



Centro UC  
de Innovación  
en Madera



PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DE CHILE



CORFO

# MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN MADERA

# **MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN MADERA**

Primera versión web: Agosto 2021

Esta edición ha sido creada por el equipo del Centro UC de innovación en Madera. Todos los derechos reservados.

Esta publicación o cualquier parte de la misma no debe ser reproducida en ninguna forma sin el permiso escrito del Centro UC de innovación en Madera.

## **Autoría**

Jairo Montaño  
Sebastián Berwart  
Hernán Santa María

## **Colaboradores:**

Juan José Ugarte  
Sebastián Cárcamo  
Ángela Salinas  
José Luis Almazán  
Pablo Guindos  
Antonia Burotto  
Ignacio González  
Susana Jara  
Cristina Barría  
Alexander Opazo  
Franco Benedetti  
Víctor Rosales  
Alan Jara  
Xavier Estrella  
Felipe Guiñez

## **Edición**

Jairo Montaño  
Hernán Santa María

## **Diagramación**

Vanessa Naranjo Cortés

## **Ilustración**

María Francisca Evans  
Vanessa Naranjo Cortés  
José Caamaño  
Diego Maige

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.

Información de contacto:

### **Centro UC de Innovación en Madera**

Edificio Centro de Innovación Anacleto Angelini, piso 7  
Av. Vicuña Mackenna 4860, Macul, Santiago, Chile  
Teléfono: +56 2 2354 5549  
contactocim@uc.cl  
<https://madera.uc.cl>

## AGRADECIMIENTOS:



CORFO



Centro UC  
de Innovación  
en Madera



PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DE CHILE



UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO



arauco



lonza | QUIMETAL®



dictuc  
INGENIERÍA QUE TRANSFORMA



CITEC UBB  
CENTRO DE INVESTIGACIÓN EN  
TECNOLOGÍAS DE LA CONSTRUCCIÓN  
UNIVERSIDAD DEL RÍO BÍO

MANUAL  
DE DISEÑO  
DE ESTRUCTURAS  
EN MADERA

# TABLA DE CONTENIDOS

<b>1 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>6</b>
<b>2 VISIÓN GENERAL DEL PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL.....</b>	<b>8</b>
2.1. Sistema Marco-Plataforma de madera.....	8
2.2. Tipos de diseño de muros de corte según: Special Design Provisions for Wind & Seismic (SDPWS-2015) .....	14
2.3. Procedimiento para verificaciones de capacidades resistentes a corte en los muros y losas de entrepiso.....	20
2.3.1. Procedimiento para verificación por resistencia en los muros de corte.....	20
2.3.2. Procedimiento para verificación por resistencia en las losas de entrepiso.....	23
2.4. Rigidez equivalente de los muros de corte.....	26
2.4.1. Componente de flexión.....	27
2.4.2. Componente de Corte.....	28
2.4.3. Componente de Volcamiento.....	29
2.5. Concepto de diafragma rígido y diafragma flexible.....	31
2.6. Modelos de análisis para el sistema marco-plataforma en madera.....	34
2.6.1 Antecedentes y resultados de la evaluación del modelo de análisis de Rossi et al. (2015) con la norma chilena NCh433 .....	37
2.6.2 Propuesta de modelo de análisis a partir de modificaciones en la metodología de Rossi et al. (2015).....	37
2.6.3 Implicaciones del modelo de análisis de la doble flexibilidad en los resultados del análisis estructural.....	39
<b>3 EJEMPLO DE DISEÑO DE EDIFICIO DE 4 PISOS.....</b>	<b>40</b>
3.1. Descripción del edificio.....	40
3.1.1. Arquitectura.....	41
3.1.2. Ingeniería.....	41
3.2. Análisis Estructural.....	48
3.2.1. Pesos Propios.....	48
3.2.2. Sobrecargas de uso.....	50
3.2.3. Peso Sísmico.....	50
3.2.4. Análisis Sísmico.....	50
3.2.5. Cargas de diseño.....	66
3.3. Resistencia y Verificación estructural.....	67
3.3.1. Cálculo de fuerzas internas en los muros para verificar sus elementos.....	67
3.3.2. Cálculo de fuerzas en las losas de entrepiso para verificar sus elementos.....	83

<b>4 EJEMPLO DE DISEÑO DE EDIFICIO DE 6 PISOS.....</b>	<b>97</b>
4.1. Descripción del edificio .....	97
4.1.2. Ingeniería.....	99
4.2. Análisis Estructural .....	107
4.2.1. Pesos Propios .....	107
4.2.2. Sobrecargas de uso.....	110
4.2.3. Peso Sísmico.....	110
4.2.4. Análisis Sísmico.....	111
4.2.5. Cargas de diseño.....	154
4.3. Resistencia y Verificación Estructural.....	156
4.3.1. Cálculo de fuerzas internas en los muros para verificar sus elementos.....	156
4.3.2. Cálculo de fuerzas en las losas de entrepiso para verificar sus elementos.....	171
<b>5 REFERENCIAS.....</b>	<b>184</b>
<b>6 ANEXO.....</b>	<b>188</b>
6.1. Análisis sensibilidad Rigidez equivalente.....	188
6.2 Ejemplo de conexión para el traspaso de corte entre losa de entrepiso y muros .....	195
6.3. Verificación de componentes del sistema de anclaje A.T.S.....	199
6.4. Tablas complementarias: Ejemplo edificio 4 Pisos.....	202
6.4.1. Diseño final de los muros en dirección X-X .....	202
6.4.2. Diseño final de los muros en dirección Y-Y .....	206
6.4.3. Flexibilidades de los muros en dirección X-X.....	210
6.4.4. Esfuerzos principales de los muros en dirección X-X.....	234
6.4.5. Esfuerzos principales de los muros en dirección Y-Y .....	238
6.5. Tablas complementarias: Ejemplo edificio 6 pisos .....	242
6.5.1. Diseño final de los muros en dirección X-X .....	242
6.5.2. Diseño final de los muros en dirección Y-Y .....	248
6.5.3. Flexibilidades de los muros en dirección X-X.....	254
6.5.4. Flexibilidades de los muros en dirección Y-Y .....	272
6.5.5. Matrices de Rigidez sin volcamiento de los muros en dirección X-X .....	290
6.5.6. Matrices de Rigidez sin volcamiento de los muros en dirección Y-Y .....	293
6.5.7. Matrices de Rigidez con volcamiento de los muros en dirección X-X .....	296
6.5.8. Matrices de Rigidez con volcamiento de los muros en dirección Y-Y .....	299
6.5.9. Corte y momento acumulado 1er modo X-X.....	302
6.5.10. Corte y momento acumulado 1er modo Y-Y.....	308
6.5.11. Esfuerzos principales de los muros en dirección X-X .....	314
6.5.12. Esfuerzos principales de los muros en dirección Y-Y .....	320

**1**

# INTRODUCCIÓN.

El **Manual de Diseño de Estructuras en Madera** aborda el diseño estructural ante cargas sísmicas de muros de corte y diafragmas de entrepiso del sistema constructivo marco-plataforma aplicable a edificaciones de 3 a 6 pisos. Ha sido desarrollado en colaboración por un equipo multidisciplinario compuesto por investigadores del Centro UC-Corma de Innovación en Madera, la Universidad del Bío Bío, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile, junto con el apoyo de CORFO. Estas instituciones se unieron dentro del marco del Proyecto Corfo 16BPE-62260 “Evaluación y propuesta de modificación de normativa de diseño estructural para la construcción de una edificación de mediana altura en chile con estructura en madera utilizando el sistema de marco y plataforma”, proyecto de investigación que buscaba fomentar el diseño y construcción de edificaciones en madera de mediana altura con el sistema estructural de marco-plataforma, determinando los parámetros de diseño sísmico más adecuados para esta materialidad en Chile.

Este manual se elabora debido a la ausencia de metodologías de diseño estructural sismoresistente en Chile para edificaciones en madera de 3 hasta 6 pisos de altura con el sistema marco-plataforma, brecha detectada en el sector de la construcción durante la ejecución del proyecto antes mencionado.

El propósito de este manual es generar una herramienta que brinde ayuda a los estudiantes e ingenieros estructurales para realizar el diseño sísmico de edificios con el sistema marco-plataforma. Para esto se muestra con ejemplos una metodología de diseño estructural para un edificio de 4 pisos y otra metodología para el diseño de un edificio de 6 pisos.

Las dos metodologías de diseño estructural propuestas en este documento cumplen las disposiciones de las normas chilenas de diseño estructural NCh 433 “Diseño Sísmico de Edificios” (Instituto Nacional de Normalización, 2009) y NCh 1198 “Madera - Construcciones en madera - Cálculo” (Instituto Nacional de Normalización, 2014). Las resistencias a corte de los muros en el sistema marco-plataforma se calculan según lo dispuesto en el documento “Special Design Provisions for Wind & Seismic” edición del año 2015 (American Wood Council, 2015). El diseño de los muros de corte en los ejemplos de edificios de este documento se realiza considerando tensiones admisibles.

El documento está organizado según los siguientes capítulos:

- El capítulo 2 entrega una visión general del proceso de diseño estructural de edificios con el sistema constructivo marco-plataforma. Presenta conceptos básicos para el diseño y verificación tanto de los muros de corte como de los diafragmas de entrepiso.
- El capítulo 3 describe un procedimiento de diseño aplicado a un ejemplo de un edificio de 4 pisos mediante el método de análisis estático. Se utilizan anclajes del tipo Hold-Down.
- El capítulo 4 incluye un ejemplo con una propuesta de procedimiento matricial para el diseño de un edificio de 6 pisos mediante el método de análisis modal espectral. Este edificio utiliza anclajes del tipo A.T.S. (Anchor Tie-down System).

- El capítulo 5 contiene las referencias utilizadas en este Manual.
- El capítulo 6 contiene un anexo con recursos adicionales y análisis complementarios. También contiene tablas con resultados complementarios de los ejemplos considerados de diseño estructural de los edificios de 4 y 6 pisos.

Los ejemplos de diseño de edificios presentan un contenido básico similar. Incluyen los siguientes conceptos: el proceso de diseño bajo carga vertical; la obtención de las fuerzas sísmicas; el enfoque utilizado para cálculo de la rigidez de los muros de corte; el procedimiento de cálculo de las propiedades dinámicas de la estructura; la repartición del corte horizontalmente desde el diafragma a los muros; el análisis torsional; el cálculo de desplazamientos; el cálculo de las

fuerzas de diseño en los elementos estructurales; el procedimiento para la verificación de los muros de corte y sus componentes; el procedimiento para la verificación de los elementos que componen la estructura de los diafragmas de entrepiso, así como de las conexiones claves del sistema primordial para el buen funcionamiento de la estructura.

Finalmente, se espera que este documento sea una herramienta para estudiantes de ingeniería, investigadores, ingenieros estructurales, profesores, y otros profesionales involucrados en el diseño de construcciones en madera. Se espera que así mismo fomente un mejor entendimiento de estos sistemas estructurales en madera y por consiguiente, también impulse su mayor uso.

**2**

# VISIÓN GENERAL DEL PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL.

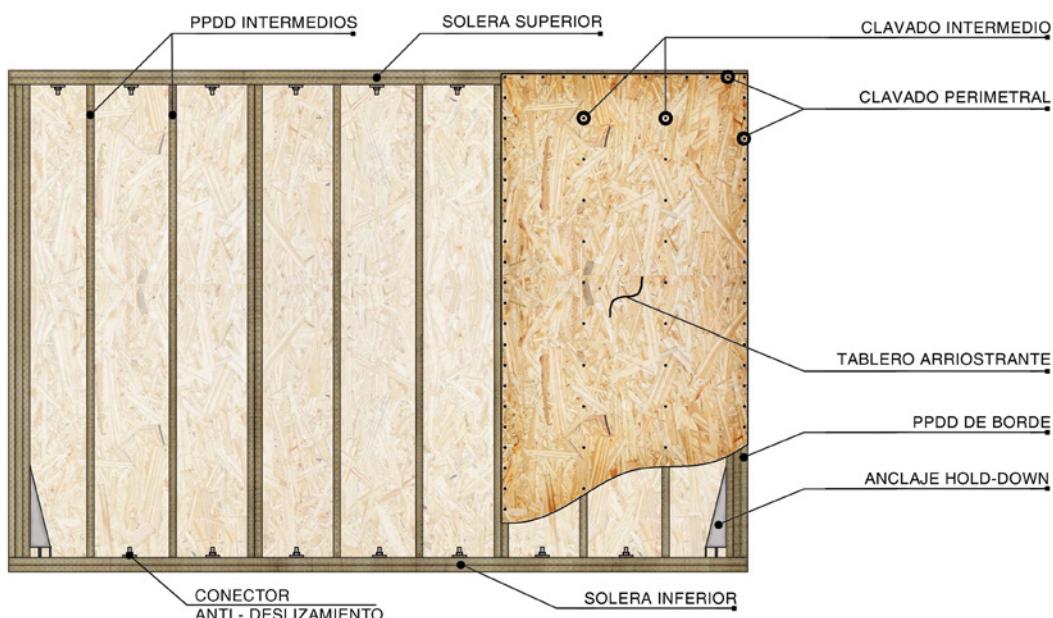
## 2.1.

### Sistema Marco-Plataforma de madera.

Los edificios de madera que se abordan y estudian a lo largo de este documento, están constituidos por entramados o marcos de madera aserrada que se arriostran lateralmente mediante tableros de OSB o contrachapado, los cuales se unen al marco por medio de clavos o tornillos para conformar elementos estructurales denominados diafragmas. Un diafragma se puede definir como un componente estructural de pequeño espesor en relación con sus otras dos dimensiones con la característica de resistir solicitudes de cizalle, así como de poseer una rigidez suficiente para limitar las deformaciones de la estructura hasta cierto valor permisible. Cuando estos diafragmas están dispuestos de manera

vertical actúan como muros de corte, y cuando están instalados horizontalmente trabajan como diafragmas de piso o losas de entrepiso. Una vez que los diafragmas verticales y horizontales se encuentran adecuadamente conectados dentro de una edificación, se obtiene un sistema estructural completo que combina resistencia a cargas gravitacionales, arostramiento lateral y transmisión de fuerzas horizontales hacia los niveles inferiores y fundaciones (Rademacher 2006), sistema que se denomina marco-plataforma.

En las **Figuras 1 y 2** se muestran los componentes de los muros de corte del sistema marco-plataforma:



**Figura 1:** Muro del sistema marco-plataforma con anclaje tipo Hold Down

**Pies Derechos (PPDD):** Son elementos verticales ligeros de madera aserrada, cercanamente espaciados de forma paralela y equidistante a distancias que van entre los 30 a 40 centímetros para edificaciones de mediana altura. Los pies derechos toman cargas verticales y sirven como elementos de soporte para la instalación de los tableros arriostrantes. Sus dimensiones nominales normalmente son de 2x4 a 2x6, donde los tamaños reales en milímetros dependen en Chile de cada proveedor. Los pies derechos se encuentran divididos en dos grupos:

**Pies Derechos de Borde (PPDD de Borde):** Miembros verticales de mayores secciones transversales ubicados en los bordes o extremos del muro, los cuales son materializados mediante paquetes de varios pies derechos simples que se unen mecánicamente por medio de tornillos o clavos para conformar un solo elemento estructural. Su principal función además de tomar cargas gravitacionales; consiste en resistir las fuerzas de tracción y compresión generadas por los momentos volcantes sobre el muro.

**Pies Derechos intermedios o distribuidos (PPDD distribuidos):** Representan al conjunto de todos aquellos elementos verticales existentes a lo largo del muro en forma equidistante ubicados entre los pies derechos de borde del mismo. Los pies derechos intermedios son los responsables principales de resistir las cargas gravitacionales sobre el muro.

**Soleras:** Son los componentes horizontales del muro en madera aserrada ubicados debajo y encima de los pies derechos. Tienen la función de amarrar y dar continuidad a los PPDD del muro, distribuir de manera uniforme las cargas gravitacionales sobre los PPDD distribuidos, y transferir las fuerzas de corte provenientes de los diafragmas de entrepiso a los pies derechos para que éstos a su vez lo transmitan a los tableros arriostrantes.

**Tablero arriostrante:** Son elementos planos de pequeños espesores cuya función principal es otorgar al muro resistencia y rigidez ante las cargas horizontales en el plano del muro. Se pueden obtener a través de la unión de varias capas de virutas prensadas (caso de OSB), o a través de unir capas de chapas de madera (caso del contrachapado) de forma perpendicular entre sí para conseguir una mayor estabilidad y resistencia. Estas virutas o chapas, son vinculadas mediante el uso de adhesivos, sometiéndolas a procesos de altas presiones y temperaturas.

Para efectos de este documento, se considera como tablero arriostrante adecuado para uso estructural de edificios en mediana altura aquel que certifique cumplir al menos la categoría de grado "Sheathing" de acuerdo con el estándar APA - American Plywood Association, NIST (2012).

**Cadenetas:** Se denomina así a los componentes horizontales de madera aserrada que se colocan entre los pies derechos del muro en forma ortogonal a los mismos, y que tienen la función estructural de generar muros bloqueados. Su instalación en muros de corte es necesaria en el caso de disponer los tableros arriostrantes en el muro de forma horizontal. Las cadenetas no cumplen la función estructural de reducir el efecto de pandeo en los pies derechos, toda vez que tablero arriostrante con su fijación continua a éstos evita el pandeo de estos en su eje débil. Suelen usarse también como medio para mitigar ciertos efectos en incendios.

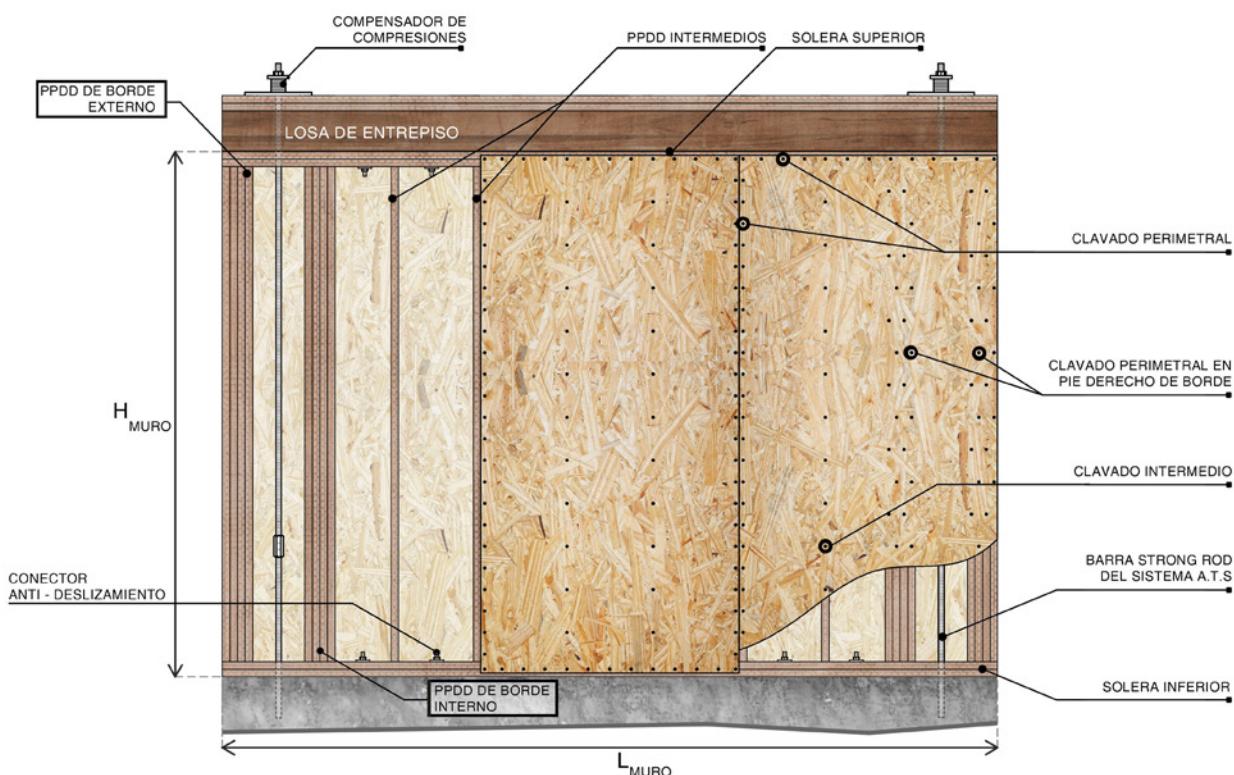
**Conectores anti-deslizamiento:** Son uniones de transferencia de corte, estos conectores son elementos de acero ubicados en las soleras superior e inferior de los muros estructurales, cumplen la función de limitar el deslizamiento de los mismos con respecto a los elementos de la losa de entrepiso y de la fundación. Normalmente se materializan por medio de la instalación de pernos, tornillos, tirafondos o angle brackets.

**Anclajes:** Son dispositivos de acero que se instalan en cada uno de los extremos de los muros de corte (ver **Figuras 1, 2 y 3**), cuya función es la de contrarrestar los efectos del volcamiento en los mismos. Esto se logra debido a que actúan restringiendo el levantamiento de la esquina traccionada en el muro cuando es sometido a fuerzas horizontales.

También son los encargados de generar el patrón o trayectoria continua de las cargas laterales, trasmitiendo las fuerzas desde el punto de aplicación hasta el punto final de

resistencia, así como de un piso a otro hasta llevarlas a las fundaciones.

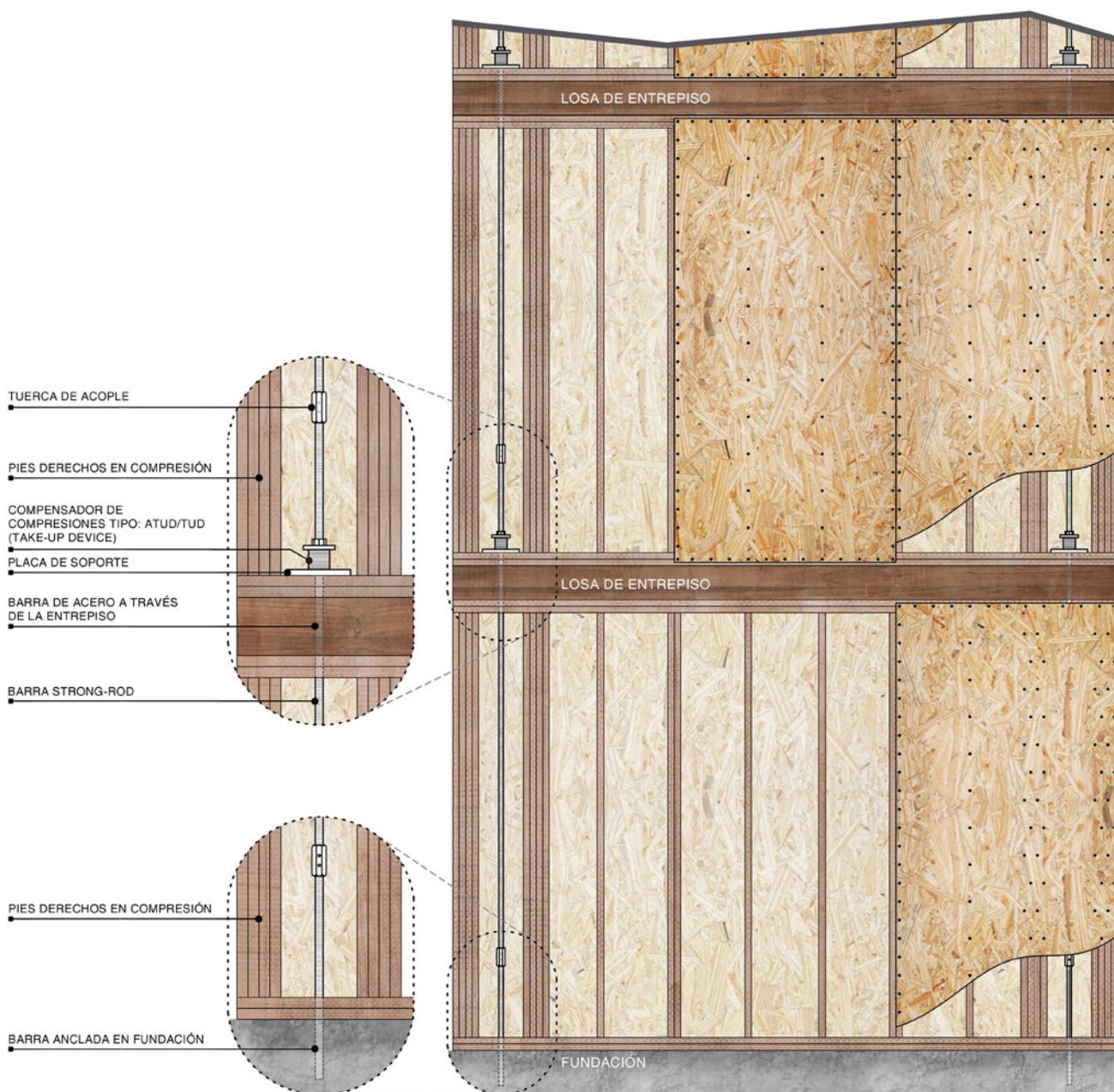
Los anclajes se dividen en dos tipos: anclaje tipo Hold-Down (HD) y tipo Anchor Tie-Down System (A.T.S.), lo cual genera dos tipos distintos de muros en el sistema marco-plataforma. En las **Figuras 1** y **2** se pueden observar esos dos tipos de muros diferenciados por el tipo de anclaje y sus componentes asociados; no obstante, el principio de funcionamiento como elementos que restringen el volcamiento es el mismo.



**Figura 2:** Muro del sistema marco-plataforma con anclaje tipo Anchor Tie-Down System

**Anclaje tipo Hold-Down (HD):** Son dispositivos típicamente metálicos, en forma de canales o planchas de acero delgadas, que se instalan mediante pernos o tornillos conectados a los PPDD de borde o extremos de cada segmento de muro. Sirven para tomar las fuerzas de tracción que resultan a partir de la acción de volcamiento causada por las cargas laterales de corte en el muro, de esta forma restringen el levantamiento en la esquina inferior cada segmento. En algunos casos el PPDD de borde puede requerir un incremento en su sección transversal para permitir una adecuada conexión al Hold-Down y soportar las fuerzas de tracción, lo cual es indicado para cada conector en el catálogo del fabricante.

**Anclaje tipo Anchor Tie-Down System (A.T.S.):** Esta tecnología consiste en la instalación de una barra de acero en el interior de los muros estructurales, la cual es continua desde la fundación hasta el último piso. La barra se coloca por tramos de a un piso a medida que el muro crece verticalmente, y se conecta a través de elementos especiales que permiten a la barra comportarse como un elemento continuo, ver **Figuras 2 y 3**. La barra de acero se coloca en cada esquina del muro para tomar las fuerzas de tracción y rigidizar la estructura en caso de solicitudes por sismo o viento.

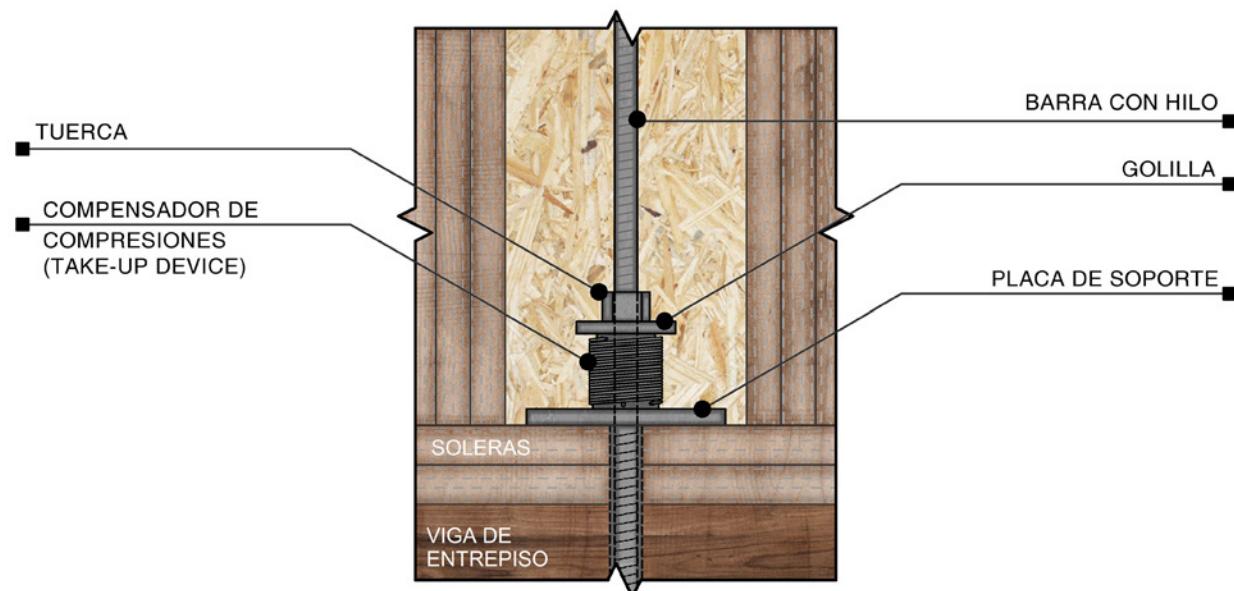


**Figura 3:** Vista en elevación de la continuidad del anclaje ATS en los primeros pisos de un muro de mediana altura en sistema marco-plataforma

La **Figura 3** presenta una elevación de un muro de varios pisos para ilustrar la continuidad del anclaje a medida que se apilan los muros uno sobre el otro. Es posible apreciar la distribución de los componentes necesarios para los pisos superiores respecto a los del primer piso en una típica corrida del sistema ATS.

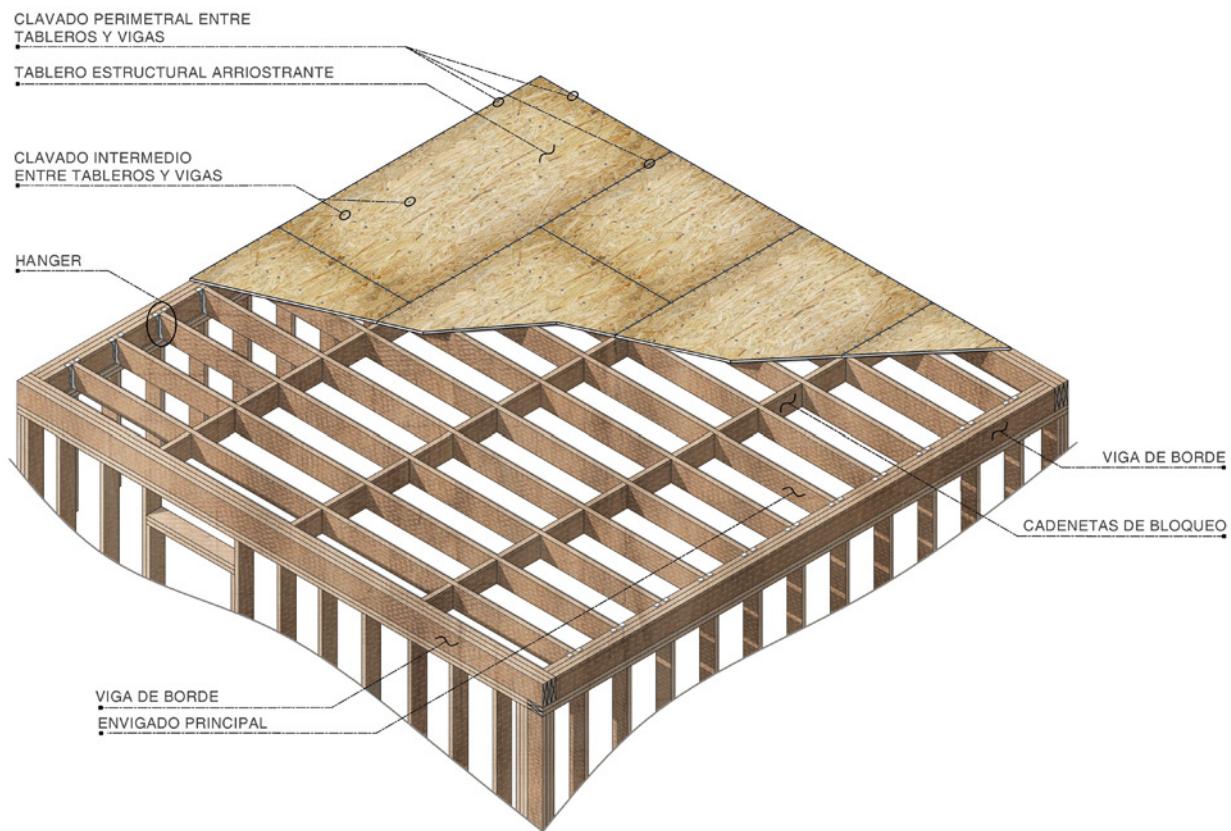
La **Figura 4** presenta un detalle de los componentes del sistema. La secuencia de instalación es la siguiente: lo inicial es contar con las perforaciones de las soleras inferiores del muro para poder dar paso a una barra con hilo que las atraviese; después se coloca la

placa de soporte y se inserta el compensador de compresiones dentro de la barra; luego se colocan la golilla con su tuerca sobre el compensador para fijarlo, la tuerca se aprieta sólo con la fuerza que aplique la mano hasta fijarla, y entonces se debe dar a la tuerca media vuelta de apriete con una llave inglesa o equivalente para finalizar el proceso. Para continuar la barra hacia un piso superior, se coloca una tuerca de acople y se inserta otra barra con hilo desde la losa de cielo del piso superior, se aprieta esta nueva barra a la tuerca de acople y se inicia el proceso de nuevo en el otro piso.



**Figura 4:** Detalle ampliado de componentes en sistema A.T.S.

A continuación se describen los elementos que componen los diafragmas de piso o losas de entrepiso del sistema marco-plataforma, los cuales se pueden observar en la **Figura 5**.



**Figura 5:** Losa de entrepiso en sistema marco-plataforma en madera

**Envigado principal:** Son elementos estructurales de madera aserrada que funcionan a flexión, se instalan en posición horizontal apoyándose sobre los muros. Su función es soportar las cargas gravitacionales.

**Cadenetas de bloqueo o vigas secundarias:** Son vigas que se colocan en dirección perpendicular al envigado principal para permitir el bloqueo de los tableros arriostrantes del diafragma, es decir, el clavado del tablero en todo su perímetro. Por consiguiente, el uso de las cadenetas en un sistema de entrepiso ayuda a otorgar rigidez al diafragma en su plano. Las cadenetas no transfieren cargas gravitacionales.

**Cuerdas:** Se denominan así a las vigas de borde del diafragma cuando éstas se encuentran perpendiculares a la dirección de la carga lateral. Las cuerdas corresponden a elementos de borde del diafragma que cumplen la función de resistir el momento flector en el plano de la losa de entrepiso mediante un par de fuerzas de tracción y compresión.

**Colectores:** Se denominan así a las vigas de borde del diafragma y aquellas ubicadas en los ejes de muros cuando éstas se encuentran paralelas a la dirección de la carga lateral. Los colectores son los encargados de recolectar el corte del diafragma de entrepiso y transmitirlo a los muros a través de conectores anti-

deslizamiento. Los colectores deben ser continuos a lo largo del diafragma, de manera de poder transmitir las fuerzas de tracción y de compresión generadas en el diafragma durante el evento sísmico.

Teniendo en cuenta que las cargas sísmicas son reversibles, las cuerdas y colectores deben ser diseñadas tanto en compresión como tracción; sin embargo, en general estos elementos no quedan muy demandados por estas fuerzas axiales. Sus dimensiones quedan controladas principalmente por el ancho necesario para apoyar los muros estructurales. Las conexiones de las cuerdas y los colectores deben ser detalladas para permitirles tener continuidad de tracción en los empalmes.

Otro detalle importante del diafragma son las conexiones entre las vigas, es decir los elementos metálicos o herrajes que se utilizan para unir las vigas del diafragma y realizar las transferencias de cargas tanto verticales como laterales.

Las cargas verticales se transfieren del envigado principal a las vigas de borde normalmente

mediante dispositivos conocidos como “hangers” (Ver **Figura 5**).

En capítulos siguientes se entregarán mayores antecedentes sobre el diseño de los diafragmas de entrepiso debido a que juegan un rol importante en el traspaso de las cargas durante un sismo. Cuando ocurre la excitación sísmica del diafragma de entrepiso, éste distribuye el corte sísmico a las soleras de los muros como una fuerza de corte linealmente distribuida, las soleras transfieren el corte al marco de madera y éste a la unión clavada con el tablero arriostrante. La unión clavada es la que permite que el tablero arriostrante (elemento rígido) pueda trabajar conjuntamente con el marco (elemento flexible) para que el sistema sea capaz de soportar las fuerzas de corte, y así transferirlas posteriormente como fuerzas de corte, compresión y tracción a los pisos inferiores y a las fundaciones (Rademacher 2006). El buen comportamiento estructural del edificio con sistema marco-plataforma comienza en los diafragmas, razón por la cual deben ser capaces de transferir las fuerzas sísmicas desde sus colectores internos a los muros de corte.

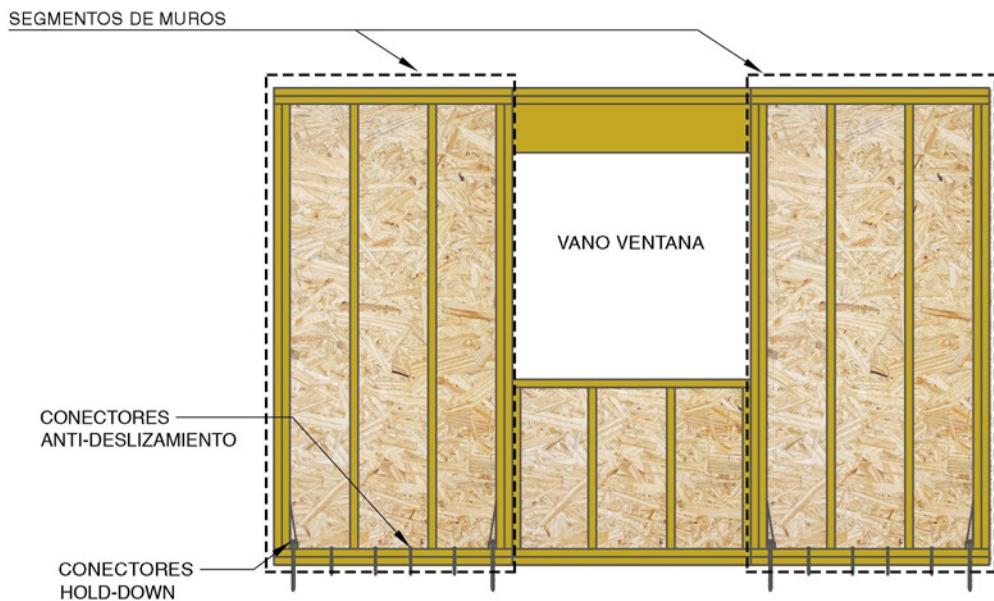
## 2.2.

### Tipos de diseño de muros de corte según: Special Design Provisions for Wind & Seismic (SDPWS-2015).

De acuerdo con SDPWS-2015 American Wood Council (2015), el sistema de marco-plataforma posee tres tipos de diseño de muros dependiendo de cómo se considera el efecto de las aperturas de ventanas o puertas en la rigidez y la resistencia de los muros. A continuación se explican los tres enfoques de diseño.

#### Enfoque de muro segmentado.

El enfoque de muro segmentado se caracteriza por considerar como muro de corte, solo aquellos segmentos o porciones de muro completamente revestidos en su altura con tableros arriostrantes sin la presencia de ningún vano de puerta o ventana. Bajo este enfoque, se supone que a lo largo de un eje o línea de muros, cada segmento trabaja como un elemento separado que aporta resistencia al corte y al volcamiento mediante el uso de anclajes en sus bordes. Esto se muestra en la **Figura 6**.



**Figura 6:** Esquema de muro segmentado.

Los segmentos de altura total deben cumplir con los requisitos especificados en las secciones 4.3.4.1, 4.3.4.2 y 4.3.5.1 del SPDWS, donde se señala, entre otras disposiciones, lo siguiente (Courtesy of the American Wood Council, Leesburg, VA.):

- La razón de aspecto máxima para muros de corte bloqueados (Altura/Longitud) será de 3.5:1; sin embargo, en la práctica ingenieril chilena solo se consideran muros de corte aquellos con una razón de aspecto menor o igual a 2:1.
- En cada línea o eje de muros no deberán existir segmentos de muros con desaplomes.
- Los colectores para la transferencia de corte se extenderán a lo largo de toda la línea o eje de muros.

Las principales ventajas de este método son:

- Es el enfoque de diseño más simple y más ampliamente utilizado en la práctica del diseño de muros de corte, su éxito se debe

en parte al uso de valores de diseño que son muy conservadores.

- La capacidad resistente de diseño al corte de cada segmento se calcula como la multiplicación de la longitud del segmento por un valor de resistencia unitaria al corte disponible de ensayos experimentales o de valores de resistencia tabulados en normas.
- Existe mucha investigación respecto a este tipo de muros, lo que permite obtener de manera sencilla de la literatura valores de resistencia y rigidez lateral.
- La resistencia y rigidez de los segmentos de muros se supone linealmente proporcional al largo del muro segmentado siempre y cuando la razón de aspecto del muro sea menor o igual a 2:1. Lo anterior es solo una consideración de diseño, toda vez que realmente esta proporcionalidad solo se cumple mientras la carga vertical de peso propio que baja por el muro sea mayor que la fuerza de tracción que tiende a levantar la esquina traccionada. Cuando la

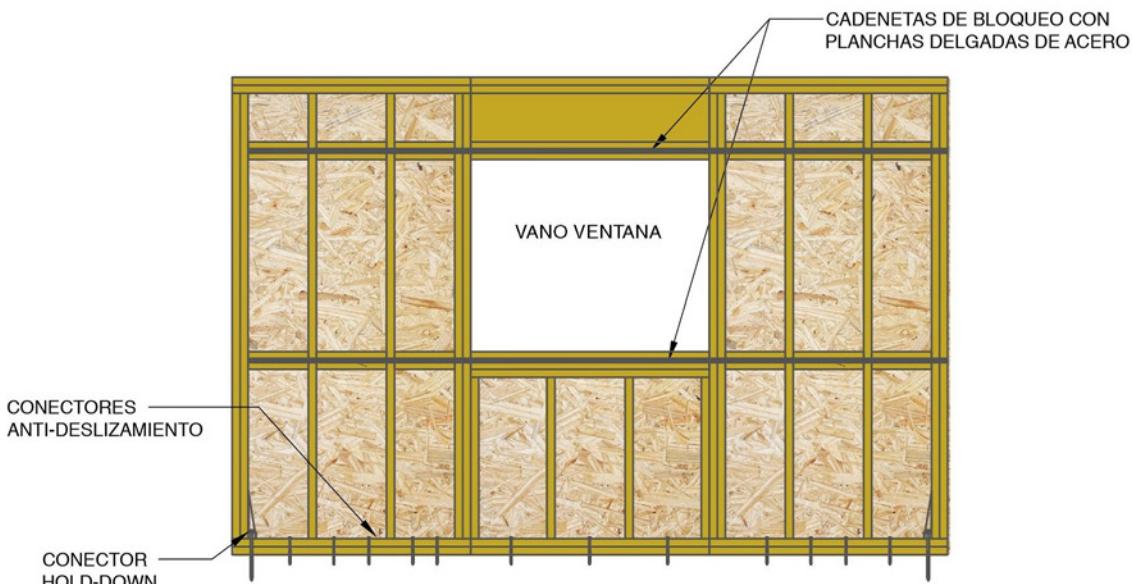
fuerza de tracción es mayor que la carga vertical, la rigidez y resistencia dejan de ser proporcionales a la longitud. Sin embargo, como esta es una consideración de diseño cuya práctica y aplicación ha sido exitosa por muchos años, y su eficacia se ha comprobado en la práctica ingenieril por décadas, se ha continuado usando, (Guindos 2019).

La principal desventaja de este método radica en que, al considerar como muros estructurales solo los tramos que están revestidos de tableros en su altura completa, se requiere de mayor cantidad de anclajes, lo cual aumenta fuertemente los costos del muro. Este hecho se puede apreciar al comparar la cantidad de “conectores Hold-Down” requeridos para el muro de la **Figura 6** respecto al

muro de la **Figura 7**, donde se muestra un muro típico del enfoque de muro con transferencia de fuerzas a través de sus aperturas.

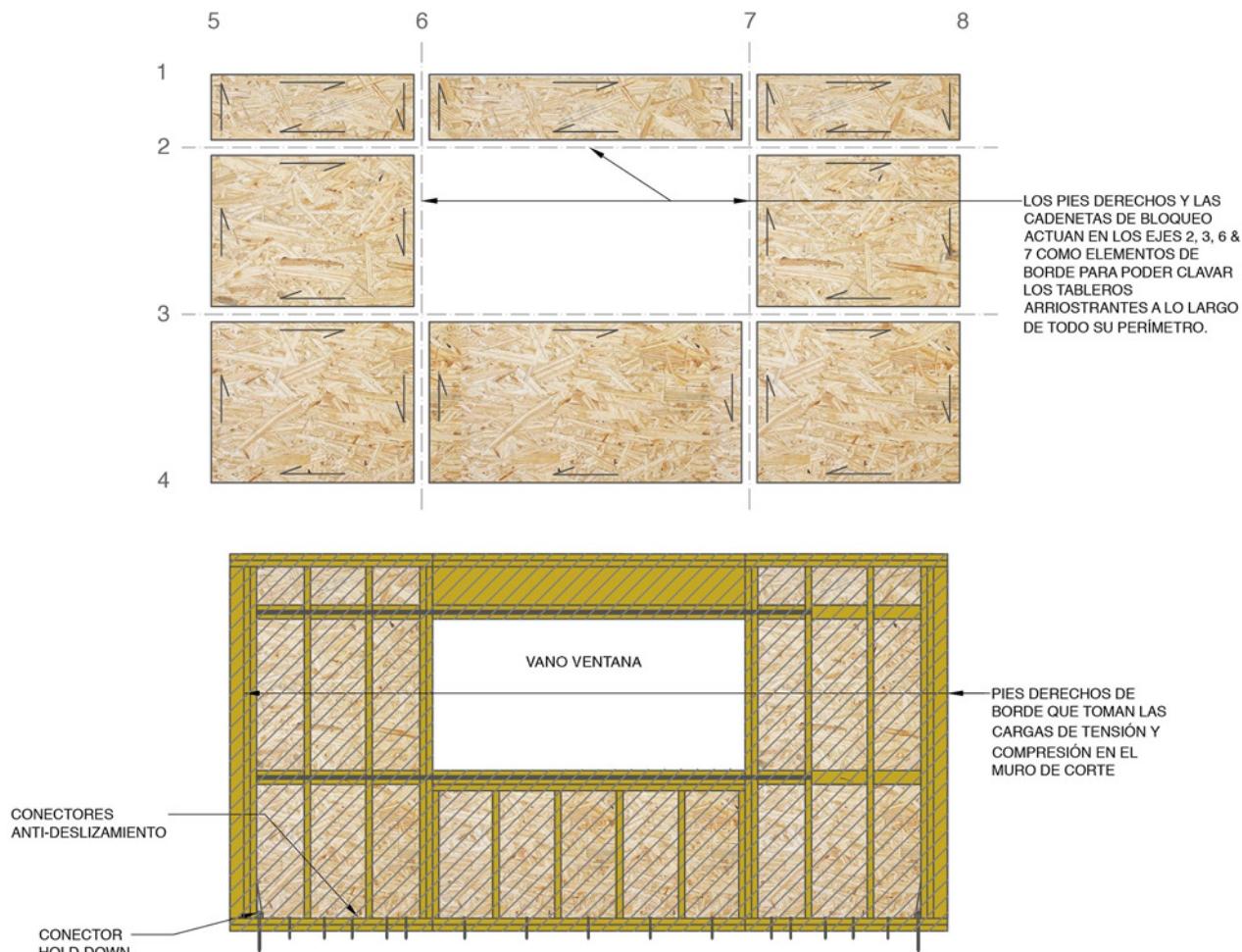
## **Enfoque de muro con transferencia de fuerzas a través de sus aperturas.**

La metodología de muro con transferencia de fuerzas en sus aperturas se caracteriza por considerar en el diseño del muro el largo total de éste, incluidos los vanos que contenga. Es decir, considera las porciones de muro sobre y bajo las aperturas como vigas acopladoras capaces de transmitir las fuerzas internas.



**Figura 7:** Muro con transferencia de fuerzas en sus aperturas o vanos.

En la **Figura 7** se muestra esquemáticamente un muro diseñado con transferencia de fuerzas alrededor de su apertura. Si se compara este enfoque con el de los muros segmentados, se aprecia que al considerar el largo total del muro disminuye la cantidad de anclajes. Sin embargo, se necesita un mayor detallamiento del muro, lo que incide en mayores demandas de tiempo durante las etapas de diseño y de construcción. Para diseñarlo, el muro debe subdividirse en porciones y obtener la distribución de fuerzas en cada una de dichas porciones. En la **Figura 8** se puede observar la distribución de fuerzas en las distintas porciones que derivaron del muro considerado en la **Figura 7**. Se deben diseñar, detallar y reforzar las porciones de muro que transfieren fuerzas por los vanos.



**Figura 8:** Distribución de fuerzas en muros con transferencia de fuerzas en sus aperturas.

Los muros con transferencia de fuerzas en sus vanos deben cumplir con los requisitos especificados en las secciones 4.3.4.4 y 4.3.5.2 del SPDWS, donde se señala lo siguiente (Courtesy of the American Wood Council, Leesburg, VA.):

- Todos los segmentos de muros y aperturas deben cumplir con las razones de aspecto que se entregan en la Tabla 4.3.4 del SPDWS. Los segmentos de muros que exceden la razón de aspecto 3.5:1 no deben ser consideradas como porciones del muro con transferencia de fuerzas.
- El largo de cada segmento de muro no debe ser menor que 2 pies (610 mm).
- En cada extremo de un vano en un muro con transmisión de fuerzas debe existir un segmento de altura completa.
- No deberán existir segmentos de muros con desaplomes.
- Los colectores para la transferencia de corte se extenderán a lo largo de toda la línea o eje del muro con transferencia de fuerzas.

La principal ventaja de este método consiste en que permite considerar la totalidad del muro como resistente, lo que implica una mayor resistencia a corte, menor cantidad de anclajes, y anclajes con menos demandas de tracción debido al aumento del brazo en el par del momento de vuelco.

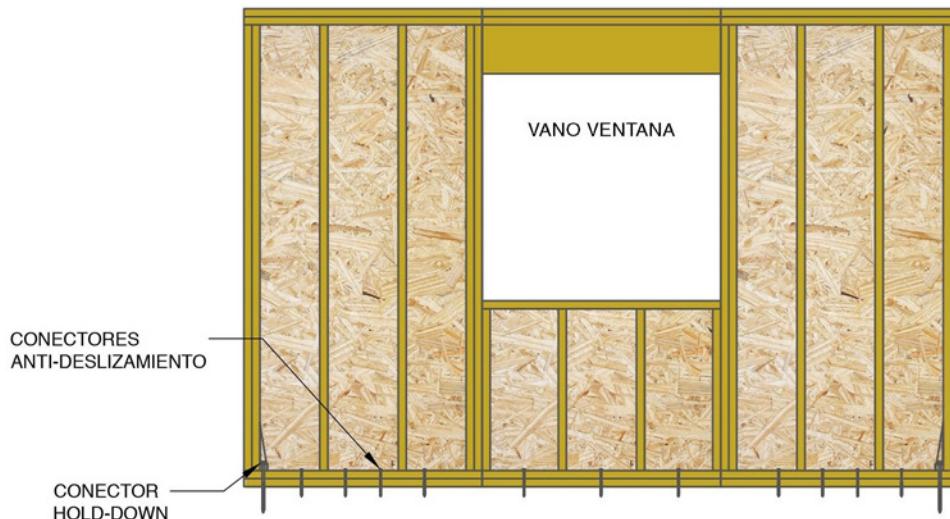
Las principales desventajas de este método son las siguientes:

- El método requiere de una gran cantidad de tiempo para el diseño de cada muro de corte debido a que es necesario detallarlo por completo.
- Cuando existe una alta carga gravitacional sobre el muro, como la que resulta cuando el muro soporta las vigas del diafragma o losa de entrepiso, este enfoque de diseño comienza a entregar resultados que carecen de sentido físico. Lo anterior se debe a que uno de sus supuestos bases de equilibrio pierde validez, puesto que esta metodología de diseño no está calibrada ni fue inicialmente concebida para muros con cargas gravitacionales importantes, como las que se obtienen en edificios de mediana altura.

- La metodología se encuentra calibrada solo para muros simétricos alrededor del vano o apertura, lo cual también limita su uso.

## Enfoque de muros perforados.

La metodología de muros perforados se caracteriza por considerar el largo total del muro con sus aperturas, sin realizar un diseño especial de traspaso de fuerzas a través de sus vanos, pero castigando tanto su rigidez como su resistencia. La **Figura 9** muestra esquemáticamente un muro resultante del diseño bajo el enfoque de muros perforados. A diferencia del enfoque de muro segmentado, esta metodología considera el largo total del muro, reduciendo así la cantidad de anclajes a utilizar. Sin embargo, se deben considerar reducciones de la resistencia y la rigidez del muro ya que no se asegura la transferencia de fuerzas en los vanos. Se usan factores de reducción que dependen del largo total del muro, de los largos de los segmentos de muro de altura completa, y del área del vano o apertura.



**Figura 9:** Esquema de muro perforado.

Los muros perforados deben cumplir con los requisitos especificados en las secciones 4.3.4.3 y 4.3.5.3 del SPDWS, donde se señala, entre otras disposiciones, lo siguiente (Courtesy of the American Wood Council, Leesburg, VA.):

- Los límites de la razón de aspecto definidos en la Tabla 4.3.4 del SDPWS deben aplicarse a los segmentos de muros dentro del muro perforado.
- La razón de aspecto máxima de los segmentos es de 3.5:1. Para muros de razón de aspecto mayor a 2:1 debe aplicarse un factor de ajuste para la determinación del largo del segmento ( $L_s$ ).
- Los límites de razón de aspecto de la sección 4.3.4.3 deben ser aplicados a los segmentos.
- La capacidad nominal unitaria a corte para un muro con tableros arriostrantes solo por un lado no debe exceder 1740 plf (25 kN/m) para cargas sísmicas, ni 2435 plf (35 kN/m) para cargas de viento, como lo indica la Tabla 4.3A del SDPWS.
- No deberán existir segmentos de muros con desaplomes.
- Los colectores para la transferencia de corte se extenderán a lo largo de todo el muro perforado.
- Un muro perforado debe ser uniforme en su altura o elevaciones. En caso de no

ocurrir lo anterior deberá ser diseñado por otros métodos.

- La altura de un muro perforado no debe exceder los 20 pies (6.1 metros).

La principal ventaja de este enfoque de diseño de muros radica en que permite considerar el largo total del muro para la obtención de tracciones y compresiones, lo que reduce la cantidad de segmentos a diseñar de forma independiente; también reduce la cantidad de anclajes y la demanda de capacidad a tracción en estos. La principal desventaja consiste en que requiere de la utilización de una serie de coeficientes para reducir la resistencia y la rigidez del muro, los cuales dependen de las proporciones de las aperturas, lo que hace sea método muy lento de ejecutar.

De los tres enfoques de diseño de muros de corte discutidos anteriormente, el enfoque que se utilizará a lo largo de este documento será el de muros segmentados debido a que es la metodología más sencilla, tradicional y ampliamente utilizada en la práctica ingenieril para el diseño de muros de corte. Adicionalmente, para el diseño de las estructuras solo se usarán muros bloqueados con una razón de aspecto máxima de 2:1, consideraciones que evitarán la utilización de factores de reducción o casos especiales, haciendo esto que se requiera entonces de un menor tiempo para el análisis y el diseño de los muros.

## 2.3.

# Procedimiento para verificaciones de capacidades resistentes a corte en los muros y losas de entrepiso

### 2.3.1. Procedimiento para verificación por resistencia en los muros de corte.

Para determinar las capacidades resistentes admisibles de diseño de los muros a fuerzas de corte por el enfoque de muros segmentados, se adoptarán los valores tabulados en el documento Special Design Provisions for Wind & Seismic - SDPWS-2015 American Wood Council (2015), el cual entrega valores de resistencia unitaria al corte según los siguientes parámetros del muro:

- Tipo de material del tablero arriostrante.
- Espesor nominal del tablero arriostrante.
- Dimensión del clavo utilizado para fijar el tablero arriostrante al marco de madera.
- Penetración mínima del clavo en el marco de madera.
- Espaciamiento del clavado en el perímetro del tablero arriostrante.
- Tipo de solicitud lateral a diseñar en el muro (viento o sismo).

Definidos los parámetros anteriores, se debe seguir el siguiente procedimiento para la determinación de la resistencia al corte de un muro o segmento de muro:

1) Identificar la tabla de diseño a utilizar en función del material del tablero arriostrante. Existen cuatro tablas en el SDPWS-2015:  
i) Tabla 4.3A para muros arriostrados con tableros arriostrantes de madera instalados directo sobre el marco de madera; ii) Tabla 4.3B para tableros estructurales de madera instalados sobre placas de yeso cartón; iii) Tabla 4.3C para muros arriostrados con placas de yeso cartón o fibrocemento y iv) Tabla 4.3D para muros arriostrados con tablas horizontales, diagonales o verticales

Los muros que se consideran en este documento están arriostrados con tableros de OSB instalados directamente sobre el marco de madera, por lo que corresponde usar la Tabla 4.3A del SDPWS-2015 y presentada en la **Tabla 1** siguiente.

2) Identificar en la tabla de diseño la categoría del tablero.

Es necesario identificar a qué categoría corresponde el tablero arriostrante que se utilizará. En el caso de tableros OSB y contrachapado se aplican cualquiera de las dos primeras categorías: "Structural I" o "Sheathing", cuya diferencia reside en sus propiedades mecánicas, las cuales se encuentran especificadas en documentos de la American Plywood Association (APA) tales como: "PS 1-09 Structural Plywood" NIST (2009), "PS 2-10 Performance Standard for Wood-Based Structural-Use Panels" NIST

(2011) y “D510: Panel Design specification” NIST (2012).

Los muros de corte de los ejemplos desarrollados en este documento utilizan tableros de OSB como arriostramiento, y considerando que en Chile solo existe el OSB clasificado como “Sheathing” según APA, solo se utilizarán las filas de la **Tabla 1** asociadas al material de revestimiento (Sheathing

Material) definido como “Wood Structural Panels – Sheathing”.

Es indispensable enfatizar la necesidad de asegurarse que el tablero a instalar en la obra posea al menos las propiedades definidas para la categoría “Sheathing”, toda vez que esto permitirá asegurar un adecuado comportamiento del muro de corte cuando esté sometido a cargas laterales.

**Tabla 1:** Tabla 4.3A del SDPWS-2015

**Table 4.3A Nominal Unit Shear Capacities for Wood-Frame Shear Walls<sup>1,3,6,7</sup>**

Wood-based Panels <sup>4</sup>															
Sheathing Material	Minimum Nominal Panel Thickness (in.)	Minimum Fastener Penetration in Framing Member or Blocking (in.)	Fastener Type & Size	A SEISMIC								B WIND			
				Panel Edge Fastener Spacing (in.)				Panel Edge Fastener Spacing (in.)				Panel Edge Fastener Spacing (in.)			
				6		4		3		2		6		4	
				V <sub>s</sub> (plf)	G <sub>a</sub> (kips/in.)	V <sub>s</sub> (plf)	G <sub>a</sub> (kips/in.)	V <sub>s</sub> (plf)	G <sub>a</sub> (kips/in.)	V <sub>s</sub> (plf)	G <sub>a</sub> (kips/in.)	V <sub>w</sub> (plf)	G <sub>w</sub> (kips/in.)	V <sub>w</sub> (plf)	G <sub>w</sub> (kips/in.)
Wood Structural Panels - Structural <sup>4,5</sup>	5/16	1-1/4	Nail (common or galvanized box) 6d	400	13 10	600	18 13	780	23 16	1020	35 22	560	840	1090	1430
	3/8 <sup>2</sup>	7/16 <sup>2</sup>	8d	460	19 14	720	24 17	920	30 20	1220	43 24	645	1010	1290	1710
	15/32			510	16 13	790	21 16	1010	27 19	1340	40 24	715	1105	1415	1875
	15/32	1-1/2	10d	560	14 11	860	18 14	1100	24 17	1460	37 23	785	1205	1540	2045
Wood Structural Panels - Sheathing <sup>4,5</sup>	5/16	1-1/4	6d	680	22 16	1020	29 20	1330	36 22	1740	51 28	950	1430	1860	2435
	3/8	7/16 <sup>2</sup>	8d	360	13 9.5	540	18 12	700	24 14	900	37 18	505	755	980	1260
	400	11 8.5	600	15 11	780	20 13	1020	32 17	1220	45 21	560	840	1090	1430	
	15/32	1-1/2	10d	440	17 12	640	25 15	820	31 17	1060	45 20	615	895	1150	1485
	480	15 11	700	22 14	900	28 17	1170	42 21	1400	52 23	670	980	1260	1640	
	520	13 10	760	19 13	980	25 15	1280	39 20	1540	52 23	730	1065	1370	1790	
	620	22 14	920	30 17	1200	37 19	1540	52 23	1740	48 22	870	1290	1680	2155	
	680	19 13	1020	26 16	1330	33 18	1740	48 22	2045	560	1430	1860	2435		
Plywood Siding	5/16	1-1/4	Nail (galvanized casing) 6d	280	13	420	16	550	17	720	21	390	590	770	1010
	3/8	1-3/8	8d	320	16	480	18	620	20	820	22	450	670	870	1150
Particleboard Sheathing - (M-S "Exterior Glue" and M-2 "Exterior Glue")	3/8		Nail (common or galvanized box) 6d	240	15	360	17	460	19	600	22	335	505	645	840
	3/8		8d	260	18	380	20	480	21	630	23	365	530	670	880
	280		420	20	540	22	700	24	920	25	390	590	755	980	
	1/2		10d	370	21	550	23	720	24	920	25	520	770	1010	1290
Structural Fiberboard Sheathing	5/8		Nail (galvanized roofing) 11 ga. galv. roofing nail (0.120" x 1-1/2" long x 7/16" head)	400	21	610	23	790	24	1040	26	560	855	1105	1455
	1/2					340	4.0	460	5.0	520	5.5		475	645	730
	25/32		11 ga. galv. roofing nail (0.120" x 1-3/4" long x 3/8" head)			340	4.0	460	5.0	520	5.5		475	645	730

Courtesy, American Wood Council, Leesburg, VA.

### 3) Identificar y seleccionar el tipo de clavo a utilizar.

Los clavos son elementos muy importantes dentro del muro de corte porque de ellos dependen propiedades mecánicas claves tales como la resistencia, rigidez y ductilidad del muro.

La relación entre el diámetro y el largo del clavo con respecto al espesor del tablero arriostrante, controla el modo de falla que tendrá la unión madera-clavo-tablero, y este modo de falla a su vez controla el desempeño de las propiedades mecánicas antes mencionadas. Por consiguiente, la selección del clavo es fundamental para tener una adecuada respuesta del muro de corte ante cargas laterales.

La elección del clavo a utilizar dependerá del tamaño de clavo que comercialmente se pueda conseguir para hacer la construcción. Lo que se busca es que el clavo seleccionado sea equivalente a los tipos de clavos especificados en la cuarta columna “Fastener Type & Size” de la **Tabla 1**, los cuales son denominados como 6d, 8d y 10d. Para el caso del clavo “common”, sus dimensiones en diámetro x largo (pulgadas y milímetros respectivamente) son:

6d: 0.113x2" - 2.87x50.8mm.

8d: 0.131x2.5" - 3.33x63.5mm.

10d: 0.148x3" - 3.76x76.2mm.

### 4) Tipo de solicitud lateral.

Se debe identificar si la combinación de cargas incluye un estado de carga sísmico o de viento. Para el caso sísmico se usa la columna A (SEISMIC), mientras que para el viento se debe usar la columna B (WIND).

### 5) Selección del espesor del tablero arriostrante y el espaciamiento de clavado.

Finalmente, según el espesor del tablero (OSB en este documento) y el espaciamiento del clavado perimetral del tablero que se vaya a especificar, se obtiene la resistencia nominal por unidad de largo de muro.

Los valores tabulados en la Tabla 4.3A del SDPWS consideran que el muro tiene solo un tablero OSB. La cláusula 4.3.3.3 del SDPWS señala que en caso de usar doble arriostramiento, es decir, un tablero por cada cara del muro, se pueden duplicar la capacidad y rigidez al corte del muro. Finalmente, para obtener la **capacidad admisible**, se deben dividir las capacidades nominales (considerando la cantidad real de tableros OSB a colocar en las caras del muro), por el factor de seguridad de 2.0 según lo indica el SPDWS en su sección 4.3.3.

Es necesario considerar que, en caso de utilizar una especie de madera diferente a “Douglas-Fir-Larch” or “Southern Pine”, se debe reducir la capacidad nominal al corte del muro multiplicándola por un factor de reducción por gravedad específica  $(FA)_G$  de acuerdo con la nota 3 del pie de página de la Tabla 4.3A del SDPWS, factor que se obtiene a partir de la **Ecuación 2.1** (Courtesy of the American Wood Council, Leesburg, VA.).

### Ec. 2.1

$$(FA)_G = [1 - (0.5 - G)]$$

De acuerdo con la nota 5 del pie de página de la Tabla 4.3A del SDPWS, si el contenido de humedad de los elementos del entramado de madera del diafragma de entrepiso es mayor al 19% al momento de su fabricación, los valores de  $G_a$  deben ser multiplicados por 0.5.

## 2.3.2. Procedimiento para verificación por resistencia en las losas de entrepiso.

Para llevar a cabo el diseño por corte de las losas de entrepiso o diafragmas del sistema marco-plataforma, se utilizará el documento estadounidense SDPWS-2015 American Wood Council (2015). Las resistencias de los diafragmas de entrepiso se encuentran en las Tablas 4.2A, 4.2B, 4.2C y 4.2D del SDPWS-2015. Para la obtención de la resistencia al corte de los diafragmas se debe entrar a dichas tablas con los siguientes parámetros:

- Tipo de material del tablero arriostrante.
- Espesor nominal del tablero arriostrante.
- Dimensión del clavo utilizado para fijar el tablero arriostrante al entramado de madera.
- Penetración mínima del clavo en el entramado de madera.
- Espaciamiento del clavado en el perímetro del tablero arriostrante.
- Tipo de solicitud lateral para el diseño del diafragma (viento o sismo).

Definidos los parámetros anteriores, se debe seguir el siguiente procedimiento para la determinación de la resistencia al corte de una losa de entrepiso:

### 1) Identificar la tabla de diseño a utilizar en función del material del tablero arriostrante.

Existen cuatro tablas en el SDPWS-2015, dos tablas para diafragmas bloqueados y dos para diafragmas no bloqueados.

Las tablas para los diafragmas bloqueados son: i) Tabla 4.2A, que corresponde a aquellos diafragmas arriostrados con tableros arriostrantes de madera instalados directo sobre el marco de madera, y fijados con una sola hilera de clavos en el perímetro del tablero; ii) Tabla 4.2B, que se utiliza cuando los diafragmas tienen altas cargas solicitantes (High Load Diaphragms).

Las tablas de diseño para diafragmas no bloqueados son: i) Tabla 4.2C, para diafragmas con tableros arriostrantes de madera instalados de forma desbloqueada; ii) Tabla 4.2D, para diafragmas arriostrados con tablas de madera orientadas en distintos sentidos.

Las losas de entrepiso o diafragmas del proyecto fueron consideradas como diafragmas bloqueados y arriostrados con tableros de contrachapado u OSB, por lo que correspondería utilizar la Tabla 4.2A que se presenta en este documento como la **Tabla 2**.

### 2) Identificar en la tabla de diseño la categoría del tablero.

En Chile los tableros de OSB son de categoría “Sheathing”, mientras que los tableros de contrachapado pueden ser “Sheathing” o “Structural I”. Por consiguiente es necesario conocer el grado resistente para poder ingresar a la tabla anterior.

Las losas de entrepiso consideradas para estos ejemplos utilizan como arriostramiento tableros de contrachapado instalados encima del envigado de piso, y OSB instalado en la parte inferior de las vigas. Ambos tableros se eligieron con clasificación “Sheathing”, por consiguiente solo se utilizarán las filas de la **Tabla 2** asociadas al grado de categoría resistente (Sheathing Grade) definido como “Sheathing and Single-Floor”.

**Tabla 2:** Tabla 4.2A del SDPWS-2015**Table 4.2A Nominal Unit Shear Capacities for Wood-Frame Diaphragms**Blocked Wood Structural Panel Diaphragms<sup>1,2,3,4,5</sup>

Sheathing Grade	Common Nail Size	A SEISMIC					B WIND					
		Nail Spacing (in.) at diaphragm boundaries (all cases), at continuous panel edges parallel to load (Cases 3 & 4), and at all panel edges (Cases 5 & 6)										
		6		4		2-1/2		2		6		
		Nail Spacing (in.) at other panel edges (Cases 1, 2, 3, & 4)		6		4		3		6		
		$v_s$ (plf)	$G_s$ (kips/in.)	$v_s$ (plf)	$G_s$ (kips/in.)	$v_s$ (plf)	$G_s$ (kips/in.)	$v_s$ (plf)	$G_s$ (kips/in.)	$v_w$ (plf)	$v_w$ (plf)	
Structural I	6d	1-1/4	5/16	2						520	700	
				3	370	15	12	500	8.5	750	12	
	8d	1-3/8	3/8	2	420	12	9.5	560	7.0	6.0	10	
Sheathing and Single-Floor	10d	1-1/2	15/32	2	540	14	11	720	9.0	7.5	1080	13
				3	600	12	8.0	800	7.5	6.5	1200	10
	6d	1-1/4	5/16	2	640	24	17	850	15	12	1280	20
				3	720	20	15	980	12	9.5	1440	16
	8d	1-3/8	3/8	2	340	15	10	450	9.0	7.0	670	13
				3	380	12	9.0	500	7.0	6.0	780	10
	10d	1-1/2	7/16	2	370	13	9.5	500	7.0	6.0	750	10
				3	420	10	8.0	560	5.5	5.0	840	8.5
	8d	1-3/8	15/32	2	480	15	11	640	9.5	7.5	980	13
				3	540	12	9.5	720	7.5	6.0	1080	11
	10d	1-1/2	15/32	2	510	14	10	680	8.5	7.0	1010	12
				3	570	11	9.0	760	7.0	6.0	1140	10
	8d	1-3/8	19/32	2	640	13	9.5	720	7.5	6.5	1080	11
				3	600	10	8.5	800	8.0	5.5	1200	9.0
	10d	1-1/2	19/32	2	580	25	15	770	15	11	1150	21
				3	650	21	14	880	12	9.5	1300	17
	8d	1-3/8	20/32	2	640	21	14	850	13	9.5	1280	18
				3	720	17	12	980	10	8.0	1440	14

Courtesy, American Wood Council, Leesburg, VA.

### 3) Identificar y seleccionar el tipo de clavo a utilizar.

La elección del clavo a utilizar dependerá del tamaño de clavo que comercialmente se pueda conseguir para hacer la construcción. Lo que se busca es que el clavo seleccionado sea equivalente a los tipos de clavos especificados en la segunda columna “Common Nail Size” de la **Tabla 2**, los cuales son denominados como 6d, 8d y 10d, asociados a las siguientes dimensiones en diámetro x largo (pulgadas y milímetros respectivamente):

6d: 0.113x2" - 2.87x50.8mm.

8d: 0.131x2.5" - 3.33x63.5mm.

10d: 0.148x3" - 3.76x76.2mm.

### 4) Tipo de solicitud lateral.

Se debe identificar si la combinación de cargas incluye un estado de carga sísmico o de viento. Para el caso sísmico se usa la columna A (SEISMIC), mientras que para el viento se debe usar la columna B (WIND).

## 5) Identificación del espesor del tablero arriostrante y el espaciamiento de clavado

Finalmente, según el espesor del tablero y el espaciamiento del clavado perimetral del tablero que se vaya a especificar para el diafragma de entepiso, se obtiene la resistencia nominal por unidad de largo del diafragma.

A diferencia de lo que ocurre para el diseño de los muros, los diafragmas o losas de entepiso se especifican con más de un espaciamiento de clavado, que depende de la orientación de los tableros arriostrantes y las cargas aplicadas, respecto al sentido del envigado principal y de las cadenetas de bloqueo. Los diferentes casos existentes se presentan en la **Tabla 3**.

**Tabla 3:** Configuraciones de vigas, tableros y carga para determinar clavado perimetral.

	Cases 1&3: Continuous Panel Joints Perpendicular to Framing	Cases 2&4: Continuous Panel Joints Parallel to Framing	Cases 5&6: Continuous Panel Joints Perpendicular and Parallel to Framing
Long Panel Direction Perpendicular to Supports			
Long Panel Direction Parallel to Supports <sup>a</sup>			

Courtesy, American Wood Council, Leesburg, VA.

Realizando el procedimiento anterior se obtienen las capacidades nominales a corte por unidad de largo del diafragma a partir de los parámetros de diseño. Para obtener la **capacidad admisible**, se deben dividir las capacidades nominales por el factor de seguridad 2.0, tal como se indica en la cláusula 4.2.3 del SDPWS-2015.

Al igual que para muros, en caso de utilizar una especie de madera diferente a “Douglas-Fir-Larch” or “Southern Pines”, se debe reducir la capacidad nominal al corte del diafragma multiplicándola por un factor de reducción por gravedad específica, el cual se obtiene a partir de la **Ecuación 2.1**.

De acuerdo con la nota 4 del pie de página de la Tabla 4.2A del SDPWS, si el contenido de humedad de los elementos del entramado de madera del diafragma es mayor al 19% al momento de su fabricación, los valores de  $G_a$  deben ser multiplicados por 0.5.

**2.4.****Rigidez equivalente de los muros de corte.**

El SDPWS-2015 presenta una expresión para el cálculo del desplazamiento lateral de un muro debido a una fuerza horizontal, la cual consiste en la suma de tres componentes de desplazamientos laterales: flexión, corte y volcamiento del muro. Esta expresión se presenta en la **Ecuación 2.2** (Courtesy of the American Wood Council, Leesburg, VA.) para uso en unidades inglesas, mientras que la **Ecuación 2.3** corresponde a la misma ecuación adaptada para uso de unidades en sistema internacional.

**Ec. 2.2**

$$\delta = \left( 8 \frac{vH^3}{EA_{ext}L} \right)_{Flexión} + \left( \frac{vH}{1000 \cdot G_a} \right)_{Corte} + \left( \frac{H\Delta}{L} \right)_{Volcamiento}$$

**Ec. 2.3**

$$\delta = \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{vH^3}{EA_{ext}L} \right)_{Flexión} + \left( \frac{vH}{G_a} \right)_{Corte} + \left( \frac{H\Delta}{L} \right)_{Volcamiento}$$

Para la **Ecuación 2.3** se tiene:

$H$  : Altura del muro [m].

$v$  : Corte por unidad de largo actuante en el muro ( $v = V/L$ ) [kN/m].

$L$  : Largo del muro [m].

$G_a$  : Rigidez de corte aparente del muro debida al deslizamiento del clavo y la deformación por corte del tablero [kN/m].

$E$  : Módulo de elasticidad de los PPDD de borde del muro [kN /m<sup>2</sup>].

$\Delta$  : Deformación total vertical del anclaje producto de la fuerza axial generada producto del momento volcante del muro [m].

$A_{ext}$  : Área transversal de los PPDD de borde de un extremo del muro [m<sup>2</sup>].

A continuación, se realiza un análisis de cada una de las tres componentes de desplazamiento lateral en las ecuaciones anteriores.

## 2.4.1. Componente de flexión.

**Ec. 2.4**

El primer término de la **Ecuación 2.2** permite obtener la componente de deformación lateral por flexión del muro, componente que se indica en la **Ecuación 2.4**. Para mejorar la comprensión de esta última ecuación, se deriva a continuación su análisis detallado por medio de las **Ecuaciones 2.5 a 2.9**. La expresión indicada en la **Ecuación 2.4** proviene de suponer que el muro se deforma como una viga empotrada en un extremo y libre en el otro (en voladizo), donde la sección resistente está controlada por los PPDD de borde. La deflexión de una viga en voladizo cuando se aplica una fuerza  $P$  en su extremo se muestra en la **Ecuación 2.5**. Luego, si se reemplaza la fuerza  $P$  por  $V$  para representar el corte lateral y después se multiplica y divide por el largo se obtiene la **Ecuación 2.6**.

$$\delta_F = 8 \frac{vH^3}{EA_{ext}L}$$

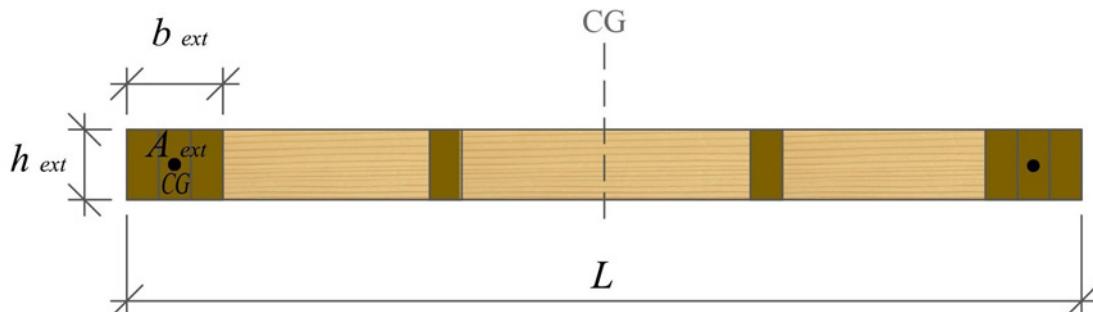
**Ec. 2.5**

$$\delta_F = \frac{P \cdot (L)^3}{3 \cdot (EI)_{viga}}$$

**Ec. 2.6**

$$\delta_F = \frac{VH^3}{3EI} \cdot \frac{L}{L} = \frac{vH^3L}{3EI}$$

27



**Figura 10:** Inercia flexural muro

**Ec. 2.7**

$$I = 2 \cdot \left( \frac{h_{ext} \cdot (b_{ext})^3}{12} + A_{ext} \cdot \left( \frac{L}{2} - \frac{b_{ext}}{2} \right)^2 \right)$$

La obtención de la inercia del muro puede simplificarse debido al bajo aporte de la inercia de los PPDD de borde en torno a su propio eje y al bajo aporte del ancho del PPDD de borde respecto al largo del muro, transformando así la **Ecuación 2.7** en la **Ecuación 2.8**. Luego reemplazando la inercia resultante en la **Ecuación 2.6**, obtenemos la deformación lateral del muro debido a su componente de flexión, dada por la **Ecuación 2.9**. Para poder transformar esta ecuación en el término que aparece en el SDPWS-2015 simplemente es necesario incorporar el factor 12 que corresponde al factor para pasar de pies a pulgadas, de esta manera se obtiene la **Ecuación 2.10**, la cual permite el ingreso de las distintas variables en cada una de las unidades que se señala en la sección 4.3.2 del SDPWS-2015.

**Ec. 2.8**

$$I \approx A_{ext} \cdot \frac{L^2}{2}$$

**Ec. 2.9**

$$\delta_F = \frac{vH^3L}{3E \left( A_{ext} \cdot \frac{L^2}{2} \right)} = \frac{2}{3} \cdot \frac{vH^3}{EA_{ext}L}$$

**Ec. 2.10**

$$\delta_F = 8 \frac{vH^3}{EA_{ext}L}$$

**2.4.2. Componente de Corte.**

La **Ecuación 2.11** permite obtener la componente de deformación lateral del muro debido al corte. Esta expresión es una simplificación de la **Ecuación 2.12** (proveniente del SDPWS del

año 2008 en comentario C4), expresión que considera la deformación de corte de los tableros arriostrantes y la deformación de la unión clavada tablero-madera. La **Ecuación 2.11** considera los dos términos de la **Ecuación 2.12** combinados a través de una rigidez de corte aparente  $G_a$  de los tableros. El SDPWS-2015 presenta en sus tablas de diseño de muros (**Tabla 1**) los valores de la rigidez de corte aparente dependiendo del tipo de clavo, del tablero arriostrante a utilizar y del espaciamiento del clavado. Esta rigidez de corte aparente puede ser duplicada, en caso de que se utilice la misma configuración de tablero, clavo y espaciamiento de clavado en ambos lados o caras del muro.

**Ec. 2.11**

$$\delta_C = \frac{vH}{1000 \cdot G_a}$$

**Ec. 2.12**

$$\delta_C = \left( \frac{vH}{G_v t_v} \right)_{Tablero} + (0.75 \cdot H \cdot e_n)_{Conexión}$$

Donde:

$G_v$  : Módulo de corte del tablero arriostrante [lb/in<sup>2</sup>].

$t_v$  : Espesor del tablero arriostrante [in].

$e_n$  : Deslizamiento del clavo [in].

El factor 1000 es un factor de conversión de unidades para poder ingresar el módulo de corte en kips. Como referencia, se indica que los valores del módulo de corte del tablero tablero arriostrante  $G_v$  se pueden obtener a partir de la Tabla 8 del documento “D510: Panel Design specification” (NIST 2012).

## 2.4.3. Componente de Volcamiento.

**Ec. 2.13**

$$\delta_V = \frac{H\Delta}{L}$$

**Ec. 2.14**

$$\Delta = \frac{T}{K_{Anclaje}}$$

**Ec. 2.15**

$$T = \frac{M}{L'} = \frac{V \cdot H}{L'}$$

**Ec. 2.16**

$$\delta_V = \frac{H \cdot \left( \frac{V \cdot H / L'}{K_{Anclaje}} \right)}{L} = \frac{V \cdot H^2}{L' \cdot L \cdot K_{Anclaje}}$$

**Ec. 2.17**

$$\delta_V = \frac{V \cdot H^2}{L' \cdot L \cdot K_{Anclaje}}$$

**Ec. 2.18**

$$K_{HD} = \frac{T_{adm}}{\Delta_{adm}}$$

La rigidez del sistema de anclaje  $K_{Anclaje}$  dependerá de si se trata de anclaje tipo Hold-Down o ATS. En el caso de tratarse de anclaje tipo Hold-Down, la rigidez puede obtenerse utilizando la **Ecuación 2.18**, donde  $T_{adm}$  y  $\Delta_{adm}$  son las capacidades admisibles a tracción y deformación del anclaje, valores que se obtienen de los catálogos del fabricante del Hold-Down.

En el caso de la utilización del sistema de anclaje tipo ATS, la rigidez del anclaje corresponde a la rigidez axial de la barra a utilizar, la cual se puede obtener por medio de la **Ecuación 2.19**. En esa ecuación  $E_{Acero}$  es el módulo de elasticidad de la barra de acero,  $L_{barra}$  es el largo de la barra de acero del ATS (alto del muro + altura de la losa de entepiso) y  $A_{barra}$  es el área de la barra de acero. Se recomienda considerar como área del ATS el área efectiva en tracción obtenida a partir de la **Ecuación 2.20**, proveniente de la tabla 7-17

del Manual of Steel Construction (AISC, 2015). Donde, “D” es el diámetro nominal de la barra en pulgadas y “n” es el número de hilos por pulgada, dato que puede encontrarse tanto en la tabla 7-17 del Manual of Steel Construction, o en la tabla 4 de la norma ASTM F1554-18 (ASTM, 2018).

**Ec. 2.19**

$$K_{ATS} = \frac{E_{Acero} A_{barra}}{L_{barra}} = \frac{E_{Acero} A_e}{(H + h_{entrepiso})}$$

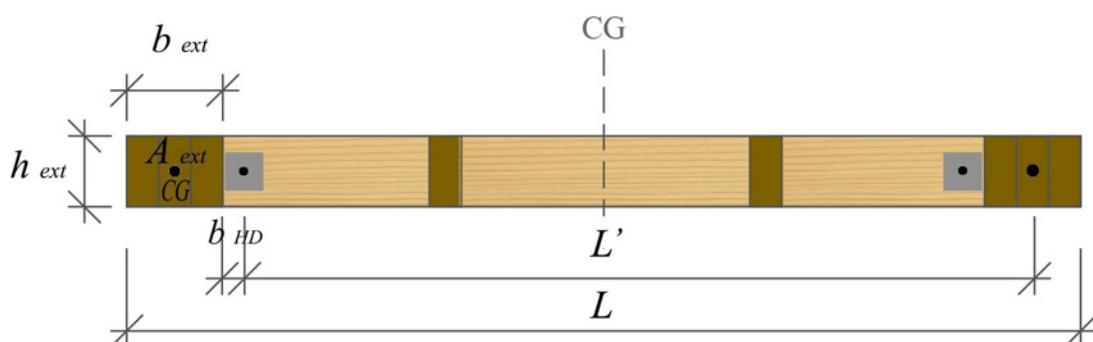
**Ec. 2.20**

$$A_e = 0.7854 \cdot \left( D - \frac{0.9743}{n} \right)^2 \quad \therefore D \text{ en pulgadas}$$

Las **Ecuaciones 2.2 y 2.3** permiten calcular la deformación lateral del muro ante una fuerza lateral de corte por unidad de largo ( $v$ ). Al trabajar estas expresiones sustituyendo  $v=V/L$  se obtienen las **Ecuaciones 2.21 y 2.22** para calcular la rigidez lateral del muro, en unidades inglesas y en cualquier sistema de unidades consistentes, respectivamente.

**Ec. 2.21**

$$K_{eq} = \left( \frac{8H^3}{EA_{ext}L^2} + \frac{H}{1000 \cdot G_a L} + \frac{H^2}{L \cdot L'} \cdot \frac{1}{K_{Anclaje}} \right)^{-1}$$



**Figura 11:** Nomenclatura de variables en la ecuación de rigidez equivalente del muro.

**Ec. 2.22**

$$K_{eq} = \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{H^3}{EA_{ext}L^2} + \frac{H}{G_a L} + \frac{H^2}{L \cdot L'} \cdot \frac{1}{K_{Anclaje}} \right)^{-1}$$

Tal como se puede observar en las dos expresiones anteriores, la rigidez equivalente depende de varios factores, y como es de esperar, la magnitud del valor de esta rigidez se afecta en mayor o menor medida según la combinación de valores asignados a esos factores. En la **Sección 6.1** del Anexo se presenta un análisis de sensibilidad de la rigidez equivalente a los varios factores que la definen, con el objeto de conocer cuál parámetro del muro tiene mayor peso en la rigidez.

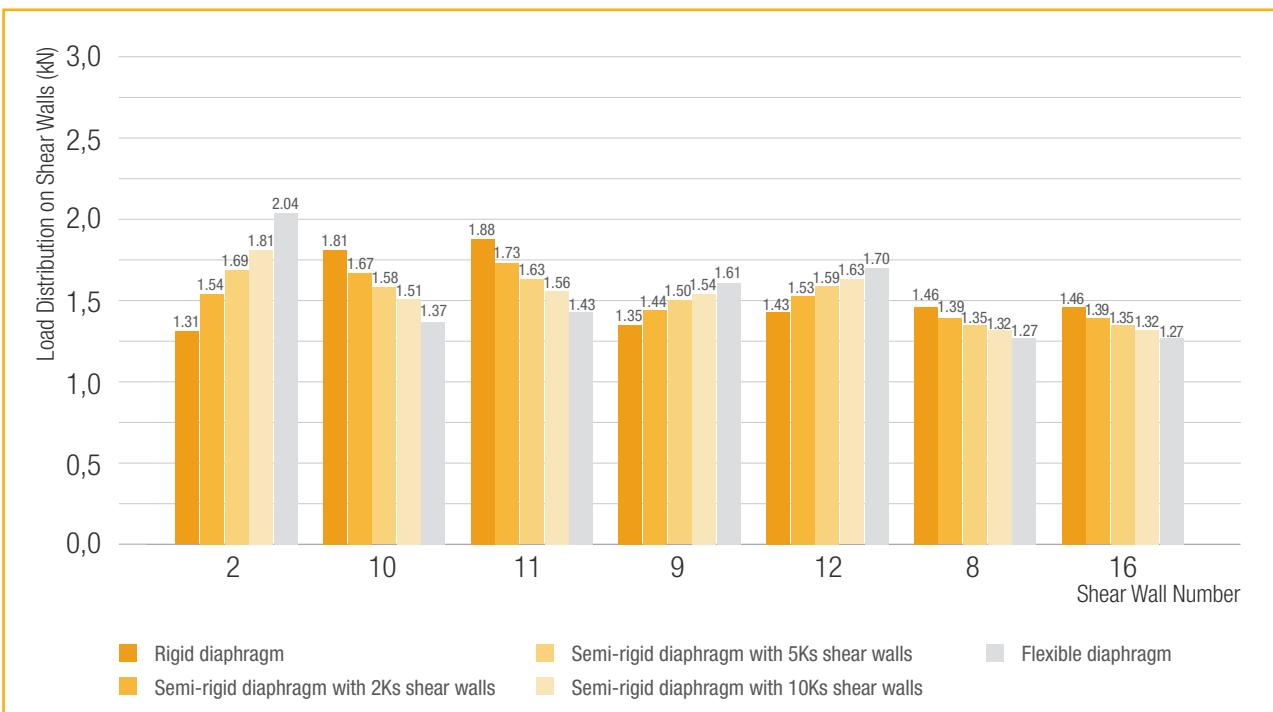
## 2.5.

# Concepto de diafragma rígido y diafragma flexible.

La rigidez del diafragma de entrepiso determina la forma en que se distribuirán los cortes de piso a los muros. Un diafragma flexible distribuye los cortes de piso a los muros basado en áreas tributarias, mientras que un diafragma rígido distribuye los cortes según las rigideces laterales relativas de los muros. Sin embargo, es necesario mencionar que considerar un diafragma rígido o flexible no solo depende de la rigidez intrínseca de éste, si no que depende de la relación de la rigidez en su plano con la rigidez de los muros bajo el diafragma. Por este motivo, algunos autores en la literatura, utilizan el concepto de diafragma de marco-plataforma con comportamiento semi-rígido, con tendencia a ser diafragma rígido siempre y cuando la geometría en planta del edificio sea regular, y que el diafragma tenga asociado cierto detallamiento en sus elementos constructivos.

Huang (2013) realizó un modelo de análisis no lineal de estructuras con sistema marco-plataforma, donde calibró las rigideces de muros

y losas a partir de resultados experimentales. Utilizando este modelo obtuvo la distribución de corte de los muros, y la comparó con un modelo que supone diafragma rígido y con otro modelo que supone diafragma flexible. Adicionalmente, generó modelos donde asignó a los muros una rigidez lateral 2, 5 y 10 veces mayor a la rigidez experimental, con el objetivo de evaluar la variación de la distribución de las fuerzas de corte en los muros, puesto que esto es equivalente a considerar una flexibilización relativa del diafragma respecto a los muros. La **Figura 12** muestra que el comportamiento del diafragma en la estructura analizada tiende a ser rígido, mientras que solo cuando los muros poseen una rigidez 10 veces mayor a la experimental se obtiene un comportamiento del diafragma cercano al flexible. Lo anterior permite concluir que en general el comportamiento del diafragma tiende a ser más cercano a rígido, y que existe una clara dependencia de la relación entre las rigideces del diafragma y los muros.



**Figura 12:** Distribución de corte para distintas rigideces de muros, Huang, X. (2013).

Wescott (2005) evaluó el efecto que produce en la rigidez del diafragma el uso de distintos detallamientos en la losa de entrepiso. El bloqueo del diafragma de entrepiso (que significa que los tableros arriostrantes poseen clavado en todo su perímetro), incrementa su rigidez en 135% respecto a un diafragma sin bloqueo. Además, cuando se utiliza el bloqueo junto con la aplicación de un adhesivo entre el tablero y las vigas de madera, la rigidez del diafragma se incrementa en un 259% respecto a un diafragma sin ninguno de los dos detallamientos.

Algunas técnicas de rigidización del diafragma que se recomiendan utilizar, son las siguientes:

- **Bloqueo de los tableros arriostrantes.**

El bloqueo consiste en fijar el perímetro del tablero arriostrante mediante clavos o tornillos inmovilizando sus bordes. De esta forma se restringen las desangulaciones de los tableros, lo que disminuye sus deformaciones de corte. En la **Figura 13** se muestra una vista en planta de una losa de entrepiso donde se ilustra la diferencia entre un diafragma no bloqueado y uno bloqueado.

- **Utilización de una segunda capa de tableros arriostrantes en la parte inferior del diafragma o losa de entrepiso.**

Es recomendable que el diafragma cuente con tableros arriostrantes fijados a las vigas y cadenetas tanto por arriba como por debajo de estos elementos, es decir rigidizar el diafragma mediante la instalación de un segundo tablero en la cara inferior de la losa de entrepiso, (Ver **Figuras 19 y 53**).

Si bien la mayoría de las veces los diafragmas logran cumplir los requerimientos de resistencia ante solicitudes sísmicas con solo una capa de tableros arriostrantes instalados en la cara superior de las losas de entrepiso, es altamente recomendable instalar una segunda capa de tableros por

debajo. El tablero de arriostramiento inferior debe cumplir con los mismos requerimientos de espaciamiento de clavado que el tablero de la cara superior. Además, el tablero inferior debe estar instalado en toda la superficie o área de la losa de entrepiso.

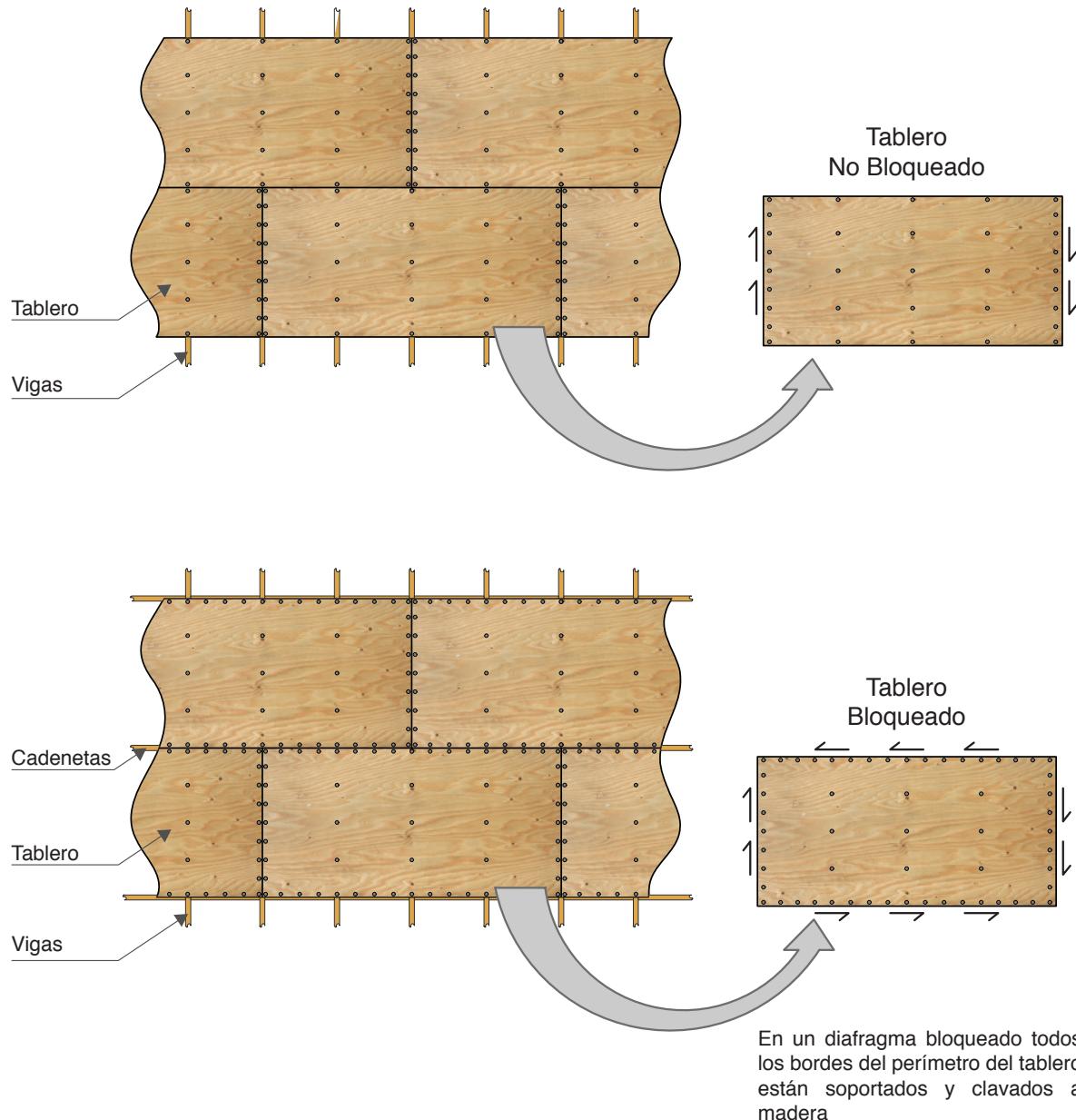
- **Utilización de cadenetas para el bloqueo del diafragma.**

Es altamente recomendable utilizar cadenetas para producir el bloqueo de los tableros arriostrantes del diafragma; esto debido a que las cadenetas permiten asegurar que los tableros puedan ser clavados en todo su perímetro, puesto que son estas cadenetas junto con las vigas las que proveen de madera sólida para lograr esta conexión en el perímetro completo del tablero, con esto, se busca rigidizar al diafragma en la dirección perpendicular al envigado principal de piso. Como se comentó anteriormente, la combinación de cadenetas y el uso de adhesivo entre las superficies de contacto de las vigas de madera y los tableros arriostrantes incrementa la rigidez del diafragma en su plano. Solo se debe tener cuidado de aplicar el encolado entre tableros y madera únicamente a las losas de entrepiso, y no entre los pies derechos y los tableros de muros de corte en zonas sísmicas.

- **Utilización de conectores de corte entre las vigas y la loseta de hormigón.**

Por requerimientos acústicos, de resistencia al fuego e inercia térmica, muchas veces se requiere instalar sobre el tablero arriostrante superior del diafragma una pequeña loseta de hormigón (de espesor aproximado de 50mm). En caso de requerirse esta loseta, se recomienda no instalarla como peso muerto únicamente, sino aprovecharla para lograr que el hormigón trabaje en colaboración con la madera de las vigas, lo cual se consigue mediante el uso de conectores de corte que vinculen mecánicamente ambos materiales

(ver **Figura 19**). Con esto se logra que el hormigón contribuya a la rigidez del diafragma, y adicionalmente se genera el beneficio de que la loseta colabore a la rigidez flexural de las vigas de losa.



**Figura 13:** Concepto de bloqueo en diafragmas

- **Utilizar un patrón de clavado único por piso.**

En general el patrón de clavado del diafragma se especifica según la demanda de corte entre los muros y el diafragma, es decir, considerando que no todos los muros soportan el mismo corte sísmico. Por lo tanto, hay zonas del diafragma que tienen mayor demanda o concentración de tensiones de corte por el traspaso de esas fuerzas desde el diafragma al muro por medio del colector.

Para analizar y diseñar a corte el diafragma es común realizar un diagrama de corte similar al de una viga horizontal equivalente para determinar la magnitud del corte en cada zona del diafragma (donde los muros son los apoyos de esta “viga equivalente” que idealiza el diafragma). De esta forma, se define el espaciamiento de clavos necesarios para satisfacer los requerimientos de resistencia diferente en cada zona. El problema asociado a este enfoque de diseño de los diafragmas radica en que el diafragma tenga una rigidez variable, puesto que hay zonas que resultan con un espaciamiento de clavos distintos a otras. Esto puede afectar

contraproducentemente al comportamiento rígido del diafragma. Por consiguiente, se recomienda utilizar el mismo patrón de clavado para el diafragma a lo largo de toda el área del piso, de esta manera resulta una rigidez uniforme, junto con el beneficio no menor de simplificar la construcción del diafragma.

Con base a todo lo mencionado anteriormente, se concluye que el supuesto que mejor representa la realidad es el de diafragma rígido y, por lo tanto, es el supuesto en que se basa todo lo desarrollado en este Manual. No obstante, los autores de este documento recomiendan al diseñador realizar la verificación de flexibilidad del diafragma indicada en el capítulo 12.3 del ASCE-7 (ANSI/ASCE 7-2010), específicamente la verificación denominada “*Calculated Flexible Diaphragm Condition*”, de esta manera se podrá descartar cuantitativamente que el diafragma es flexible. En cualquier caso, si el diafragma efectivamente clasifica como flexible, siempre está la opción de aplicar una envolvente diseñando cada muro de corte para la carga mayor que resulte entre un análisis suponiendo diafragma flexible y un análisis suponiendo diafragma rígido.

## 2.6.

### Modelos de análisis para el sistema marco-plataforma en madera.

En la literatura es posible encontrar distintos tipos de modelos de análisis para las estructuras de madera en sistema de marco-plataforma, los cuales tienen como objetivo principal estudiar el comportamiento del edificio ante cargas laterales para determinar las fuerzas de corte sobre cada muro y los desplazamientos del edificio. La amplia variedad de modelos de análisis existentes se debe principalmente a que tanto los muros como las losas de entrepiso del sistema están constituidos por varios elementos, cuyo comportamiento depende tanto de las propiedades de cada uno de sus componentes,

como de los vínculos existentes entre ellos, que por lo general son conexiones flexibles con comportamiento no lineal.

Existen modelos de análisis complejos y otros más simplificados. Los modelos complejos, requieren definir una gran cantidad de parámetros y de tiempo para su implementación, su uso se enfoca principalmente en el área de la investigación. De igual forma, existe una amplia variedad de métodos de análisis simplificados, los que se prefieren en el área del ejercicio profesional puesto que se prioriza optimizar al

máximo las variables de tiempo y eficiencia, pero sin perder la capacidad de generar diseños estructurales seguros.

A continuación se describen brevemente dos de los modelos de análisis del sistema marco-plataforma por tener relación con los ejemplos de diseño de edificios del presente manual.

### 1) Modelo de análisis según el método de la rigidez equivalente con base en el documento SDPWS-2015.

En esta metodología de análisis, cada muro de corte en la edificación se representa como un resorte que posee una rigidez lateral calculada según la **Ecuación 2.22**. Esta expresión, denominada como rigidez equivalente, fue derivada de la **Ecuación 2.3**, la cual se puede encontrar en el documento SDPWS-2015 como la Ecuación 4.3-1. Una vez se calculan las rigideces equivalentes de cada uno de los muros de corte, se puede obtener la rigidez de todo el piso según la dirección de análisis. La rigidez del piso es igual a la suma de las rigideces de cada muro en ese nivel.

Este método de la rigidez equivalente considera que todos los muros de corte sufren levantamiento en su extremo inferior traccionado debido a la deformación del anclaje; sin embargo, no acumula de piso a piso el efecto de los giros producidos por esas deformaciones en la base del muro.

El análisis estructural del edificio se realiza con base al supuesto de diafragma idealizado como rígido. Por lo tanto, el corte de cada piso se reparte horizontalmente entre los muros de corte en proporción a la rigidez equivalente de cada muro con respecto a la rigidez del piso completo en la dirección de análisis.

Finalmente, con las fuerzas de corte asignadas a cada muro, y las rigideces equivalentes de los mismos, se calculan los desplazamientos de cada uno de los muros, a partir de los cuales se pueden determinar los drifts en los distintos niveles. Los drifts del centro de masa de los pisos del edificio se obtienen en forma aproximada como el promedio los drifts de los muros en la planta de cada piso; este procedimiento se aplica en ambas direcciones de análisis del edificio. Para mayores detalles de la aplicación de este modelo de análisis ver el ejemplo “Edificio Tipo A” desarrollado en el **Capítulo 3**.

### 2) Modelo de análisis según el método de Rossi et al. (2015).

El método iterativo desarrollado por Rossi et al. (2015) bajo el enfoque matricial es un procedimiento que permite realizar un análisis modal espectral. Rossi et al. (2015) proponen la expresión de la **Ecuación 2.23** para obtener la matriz de flexibilidad de un muro de  $n$  pisos de altura. En esta expresión el subíndice  $j$  representa el piso del muro objeto del cálculo de su flexibilidad ante el desplazamiento horizontal causado por una fuerza aplicada en el piso  $\xi$ . El subíndice  $r$  es el piso de análisis que toma valores desde 1 hasta el piso  $j$  requerido para calcular su flexibilidad.

Por medio de la matriz de flexibilidad resultante al aplicar esta ecuación, se determina a su vez la matriz de rigidez de cada muro y la matriz de rigidez del edificio en cada dirección de análisis. Posteriormente, mediante análisis estructural matricial, se obtienen los desplazamientos de cada uno los muros, los desplazamientos de cada piso del edificio, y las fuerzas o acciones internas de corte, momento y tracción para todos los muros.

**Ec. 2.23**

$$\tilde{U}_{j,\xi} = \sum_{r=1}^{\min(j,\xi)} \frac{1}{K_{SP,r}} + \frac{1}{K_{A,r}} + \frac{(z_\xi - z_{r-1}) \cdot (z_j - z_{r-1})}{k_{h,r} \cdot (\tau \cdot l)^2}$$

Donde:

$K_{sp}$  : Rígidez de la conexión clavada entre la madera y el tablero arriostrante

$K_A$  : Rígidez de la conexión de los anclajes anti-deslizamiento

$k_h$  : Rígidez de la conexión de los anclajes anti-levantamiento

$z_j$  : Cota de altura en elevación del piso del muro objeto del cálculo de su flexibilidad

$z_\xi$  : Cota de altura en elevación del piso del muro donde se aplica la fuerza horizontal

$z_r$  : Cota de altura en elevación del piso de análisis para conformar las componentes de la matriz de flexibilidad

$l$  : Longitud del muro de corte

$\tau$  : Factor que tiene en cuenta la distancia entre anclajes anti-levantamiento, toma valores típicamente entre 0.9 y 1.0.

Adicionalmente, esta formulación incorpora el efecto del giro acumulado y el estado del anclaje del muro (el estado del anclaje puede ser activo o inactivo si se levanta o no el muro, lo que depende de la magnitud de la carga gravitacional y de la fuerza lateral que resiste cada muro).

El efecto del giro acumulado genera un desplazamiento en la parte superior del muro debido a la rotación en la base del mismo. La rotación o giro en la base de un muro ocurre principalmente por la elongación del sistema de anclaje, (si bien existen otras fuentes de deformación como las debidas a la flexión del muro, éstas influyen en menor medida a este efecto). En consecuencia, se tiene que para un muro de corte ubicado en un determinado piso, la rotación acumulada debida a la elongación del sistema de anclaje en los pisos inferiores contribuye a la rotación del muro en ese determinado piso, lo cual afectará a su vez el desplazamiento de los muros en los pisos superiores a éste.

El giro acumulado de los muros de corte es un efecto que se debe considerar especialmente en las edificaciones de marco-plataforma de mediana altura si el diafragma de piso es flexible fuera de su plano (Newfield et al. 2013).

La consideración del estado del anclaje del muro (activo o inactivo) genera que esta metodología sea iterativa, esto al considerar que se debe suponer un estado del anclaje y un signo del momento volcante para cada muro. Estos supuestos deben ser verificados hasta la convergencia del método una vez obtenidas las fuerzas internas de cada uno de los muros posterior a cada corrida de análisis, esto para cada muro de corte en cada piso del edificio, y a su vez para cada uno de los modos de vibración considerados en el análisis. Esto implica tiempos importantes para su implementación.

Otra característica importante de este método, es que considera el efecto estabilizante de las cargas gravitacionales sobre las cargas

de tracción ocasionadas por los momentos volcantes en los muros de corte. Este efecto estabilizante es incorporado mediante un vector de fuerzas externas que contrarresta los desplazamientos laterales de los muros debidos a las solicitudes sísmicas.

Como parte del desarrollo del proyecto que dio origen a este manual (PROYECTO CORFO 16BPE-62260), se evaluó el modelo de análisis propuesto por Rossi et al. (2015) mediante el análisis y diseño estructural de 9 edificios de seis pisos en marco-plataforma. Como resultado de esta evaluación, se observaron ciertos inconvenientes en los resultados de los análisis estructurales obtenidos, esto debido al efecto del giro acumulado que considera el método de Rossi et al. (2015) en los muros de corte. Por consiguiente, se consideró necesario realizar algunas modificaciones a este modelo de análisis para poder aplicarlo en Chile con la norma NCh 433. Los antecedentes, los resultados, las modificaciones propuestas y sus implicaciones se discuten en las siguientes secciones.

## **2.6.1 Antecedentes y resultados de la evaluación del modelo de análisis de Rossi et al. (2015) con la norma chilena NCh433.**

El problema de considerar el efecto del giro acumulado en los muros de corte de edificios de mediana altura en marco-plataforma utilizando la norma chilena NCh433 para su análisis estructural radica en que conduce a desplazamientos laterales muy grandes. En el estado del arte de la literatura actual, cuando se incorpora el efecto del giro acumulado en el análisis estructural no se están considerando ciertos aspectos que restringen de forma importante la rotación de los muros de corte. Debido a esto, durante el análisis de los edificios el efecto del giro acumulado genera desplazamientos laterales incorrectos.

Los aspectos que restringen el giro acumulado y que están siendo ignorados en el análisis estructural según el estado del arte actual

son los siguientes: i) el diafragma y su rigidez fuera de su plano, rigidez flexural que controla en gran medida las rotaciones de los muros de corte; ii) la interacción del muro de corte con los muros colindantes ortogonales, interacción que restringe el levantamiento, las rotaciones y el giro acumulado; iii) finalmente también se ignoran otros aspectos que obstaculizan en cierto grado el levantamiento del muro, tales como lo son la rigidez axial de los anclajes anti deslizamiento y la rigidez flexural de las soleras.

Cuando se ignoran en el análisis estructural los aspectos antes mencionados, el efecto del giro acumulado incrementa en forma exagerada la magnitud de la flexibilidad por volcamiento. Esto conlleva a subestimar la rigidez de los muros de corte y del edificio, generando así períodos fundamentales demasiado largos en las estructuras. Lo anterior condiciona que al calcular las demandas sísmicas para las edificaciones aplicando la norma NCh 433, se obtengan cortes basales mínimos, y las resistencias requeridas por corte y las demandas de rigidez en los muros resultan muy bajas. Por consiguiente, aún con los diseños de muros menos conservadores posibles de acuerdo con las disposiciones del documento SDPWS-2015, era posible cumplir con los requisitos de resistencia y rigidez, resultados contraintuitivos al diseño estructural esperado para edificios de seis pisos con sistema marco-plataforma en zonas sísmicas. Debido a lo anterior, se consideró necesario realizar ciertos ajustes a la metodología de Rossi et al. (2015) para poder aplicarla en Chile.

## **2.6.2 Propuesta de modelo de análisis a partir de modificaciones en la metodología de Rossi et al. (2015).**

Teniendo en cuenta la discusión anterior, se propone un modelo de análisis denominado “Doble Flexibilidad Ajustada” que busca superar los inconvenientes identificados al utilizar la metodología de Rossi et al. (2015). El modelo

de la Doble Flexibilidad Ajustada (DFA) consiste en desarrollar el análisis y diseño del edificio calculando la flexibilidad del sistema estructural en dos etapas. En la primera etapa se usa un enfoque de cálculo de la matriz de flexibilidad exclusivamente para realizar el diseño por resistencia de la estructura; mientras que en una segunda etapa se usa otro enfoque de cálculo de la matriz de flexibilidad para realizar el diseño por rigidez.

En la primera etapa, se calcula una matriz de flexibilidad dada por la **Ecuación 2.24**, la cual omite el tercer término de la matriz de flexibilidad en la formulación inicial de Rossi et al. (2015), **Ecuación 2.23**. Al suprimir ese término, no se considera la flexibilidad de los anclajes con su efecto de giro acumulado, lo cual elimina de la respuesta de la estructura los resultados con períodos fundamentales excesivamente largos. En consecuencia, los diseños de los edificios ya no quedan controlados por cortes basales mínimos, y esto permite a su vez realizar un diseño adecuado por resistencia. De acuerdo con la formulación de Rossi et al. (2015), cuando el anclaje está inactivo, su deformación es nula, por lo cual es válido no considerar el tercer término de la **Ecuación 2.23**. El supuesto detrás de la **Ecuación 2.24**, se fundamenta en el hecho de que al inicio del sismo los anclajes de los muros de corte están inactivos, por lo tanto el periodo fundamental de la estructura está condicionado por una rigidez asociada a ese comportamiento.

En la **Ecuación 2.24** Las rigideces de flexión y corte ( $K_F$  y  $K_C$ ) en las siguientes ecuaciones se obtienen utilizando las expresiones del documento SDPWS-2015 discutidas en la **Sección 2.4**. Los subíndices  $j$ ,  $\xi$  y  $r$  tienen el mismo significado indicado anteriormente para la **Ecuación 2.23**.

### Ec. 2.24

$$\tilde{U}_{j,\xi} = \sum_{r=1}^{\min(j,\xi)} \frac{1}{K_{F,r}} + \frac{1}{K_{C,r}}$$

En la segunda etapa del modelo de análisis de la DFA, se calcula una matriz de flexibilidad dada por la **Ecuación 2.25**, en la cual se modifica el tercer término de la matriz de flexibilidad de Rossi et al. (2015) realizando un ajuste de tal forma que sí considere la flexibilidad del anclaje, mas no el efecto del giro acumulado. Para esto se modifica la variable  $z_j$  de la **Ecuación 2.23** por la variable  $z$  tal como se indica en la **Ecuación 2.25**. Una vez que se omite el efecto del giro acumulado en el análisis estructural, se evitan los resultados con desplazamientos laterales excesivos. Así este enfoque se utiliza para calcular las fuerzas internas en cada muro y los desplazamientos laterales del edificio para realizar un diseño adecuado por rigidez.

### Ec. 2.25

$$\tilde{U}_{j,\xi} = \sum_{r=1}^{\min(j,\xi)} \frac{1}{K_{F,r}} + \frac{1}{K_{C,r}} + \frac{(z_\xi - z_{r-1}) \cdot (z_r - z_{r-1})}{K_{ATS,r} \cdot (L')^2}$$

La modificación anterior se realiza bajo el supuesto de que el efecto del giro acumulado no debería considerarse bajo el enfoque actual del estado del arte de la literatura, el cual considera que los muros de corte son elementos en voladizos que pueden deformarse y girar libremente sin ninguna restricción que les impida la rotación, Rossi et al. (2015), Chui et al. (2010), APEGBC (2009), Newfield et al. (2013, 2014), Hafeez et al. (2014), consideración que no es del todo real con las condiciones de borde del muro cuando está construido en la edificación, por lo cual los efectos del giro acumulado en la deformación lateral de los muros no resultan tan grandes.

Lo anterior también coincide con lo concluido por Bagheri et al. (2019), quien investigó la rigidez del diafragma fuera del plano y su impacto en la deflexión de muros de corte de varios pisos. Trabajo que le permitió concluir que “*el supuesto relacionado con los efectos acumulativos de las rotaciones en los muros es cuestionable y puede conducir a diseños no conservadores*”. Adicionalmente, Bagheri indica que “*se requiere más trabajo para proporcionar mejores suposiciones y estimaciones de las deflexiones de muros de corte de varios pisos. Los resultados del estudio actual parecen apuntar en la dirección de ignorar los efectos acumulativos para el propósito de cálculos de cortes basales. Estos efectos pueden considerarse para los cálculos de la deriva, aunque se cree que sería demasiado conservador*”. En este punto de la discusión es indispensable aclarar, que la intención no es indicar que el efecto del giro acumulado en los muros no existe y por eso puede ser omitido, sino que en el estado de la literatura actual, el considerar el efecto del giro acumulado en los análisis estructurales no entrega todavía resultados realistas para los períodos y los desplazamientos del edificio, Guindos (2019).

El método de la DFA también prescinde de la verificación del estado del anclaje (activo/inactivo) de la formulación inicial de Rossi et al. (2015). Esto debido al carácter iterativo de esta verificación que demanda tiempos de análisis considerables. Este modelo de análisis de la DFA, al conservar el enfoque matricial, permite la aplicación del análisis modalpectral requerido por la norma NCh 433 para edificios de 6 pisos. Para mayores detalles de su aplicación ver el ejemplo de análisis y diseño del “Edificio Tipo B” desarrollado en el Capítulo 4.

### 2.6.3 Implicaciones del modelo de análisis de la doble flexibilidad en los resultados del análisis estructural.

De acuerdo con lo comentado anteriormente, el modelo de análisis de la Doble Flexibilidad Ajustada logra superar los inconvenientes planteados en la Sección 2.6.1 que resultan de aplicar la metodología de Rossi et al. (2015) cuando se realiza el análisis modalpectral que indica la norma chilena NCh 433. Sin embargo, los supuestos que se usan para corregir el hecho de que el análisis estructural tradicional no considera los otros aspectos mencionados en la Sección 2.6.1 para contrarrestar el giro acumulado, sumado, a la forma en que se construyen los términos de la matriz de flexibilidad en la Ecuación 2.25, resulta en matrices de rigidez definidas positivas pero no simétricas para la estructura.

No obstante, los autores del modelo de análisis DFA lo proponen en este documento debido a que se logró comprobar que permite obtener resultados mejores a los que se obtendrían si se considera el efecto del giro acumulado según la Ecuación 2.23.

La validación del modelo de análisis de la DFA se realizó mediante modelaciones no lineales de varios edificios diseñados usando este método. Los resultados de los análisis tiempo historia no lineales efectuados indicaron que este modelo de análisis conlleva a diseños estructurales seguros para los edificios considerados, Estrella et al. (2019) y Estrella (2020).

**3**

# EJEMPLO DE DISEÑO DE EDIFICIO DE 4 PISOS.

En este capítulo se presenta el análisis y diseño de un edificio de 4 pisos en sistema marco-plataforma usando un modelo de análisis según el método de la rigidez equivalente con base en el documento SDPWS-2015, American Wood Council (2015). 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 carga gravitacional y lateral. Se presentan los cálculos del análisis estructural, para finalmente concluir el ejemplo con las verificaciones de resistencia y rigidez de los elementos estructurales. El análisis estructural del edificio se ha realizado con base al supuesto de diafragma idealizado como rígido.

## 3.1.

### Descripción del edificio.

Este es un edificio de madera de 4 pisos, en sistema marco-plataforma, para uso residencial. Está ubicado en un lugar de Chile que corresponde a zona sísmica 2 ( $A_0 = 0.3g$ ) y en un suelo tipo C, de acuerdo con las disposiciones de la norma NCh 433 “Diseño Sísmico de Edificios” Of.1996 Mod. 2012/ DS-61, Instituto Nacional de Normalización (2009).

La altura total del edificio es de 10.72 m sobre el nivel del terreno, con una altura libre por piso de 2.47 m. Las dimensiones de las losas o diafragmas de entrepiso son de 22.85x11.75 m. El área neta de cada nivel es de 258 m<sup>2</sup> por planta.

El sistema resistente a fuerzas laterales del edificio está conformado por muros de corte en el sistema de marco-plataforma. La configuración general de los muros de corte es un marco formado por pies derechos de madera aserrada grado MGP10 de 2x6 (35 mm x 138 mm) que van distanciados en un rango de 400 a 600 mm, entre soleras dobles de 2x6. A este marco se le conectan tableros arriostrantes de OSB con un

patrón de clavado determinado como se mostrará en detalle más adelante. Los clavos son del tipo helicoidal de 70 mm de largo y 3 mm de diámetro. Finalmente, los anclajes de los muros de corte consisten en Hold-Downs (HD).

Las losas de entrepisos están conformadas por un entramado de madera con vigas de madera aserrada de 2x8 (41 mm x 185 mm) grado C16, espaciadas cada 400 mm, y cadenetas de bloqueo de 2x8 cada 610 mm. El entramado de madera anterior se arriostra mediante dos tableros (ver **Figura 19**), uno de contrachapado de 15 mm de espesor colocado en la parte superior de las vigas, y un segundo tablero de OSB de 11.1 mm instalado en la parte inferior de las vigas. Ambos tableros se fijan a las vigas con un patrón de clavado específico. Encima del tablero de contrachapado se colocó una loseta de hormigón de 41 mm de espesor, la cual se encuentra unida mecánicamente a las vigas de madera mediante conectores de corte para lograr una colaboración estructural entre hormigón y madera (ver **Figura 19**).

### 3.1.1. Arquitectura.

La **Figura 14** presenta el plano arquitectónico de la planta tipo, que consiste en un edificio adosable de cuatro departamentos por piso con tipología tipo hall. En la **Figura 15** se indican las dimensiones del edificio.



**Figura 14:** Planta arquitectónica del edificio Tipo A

41

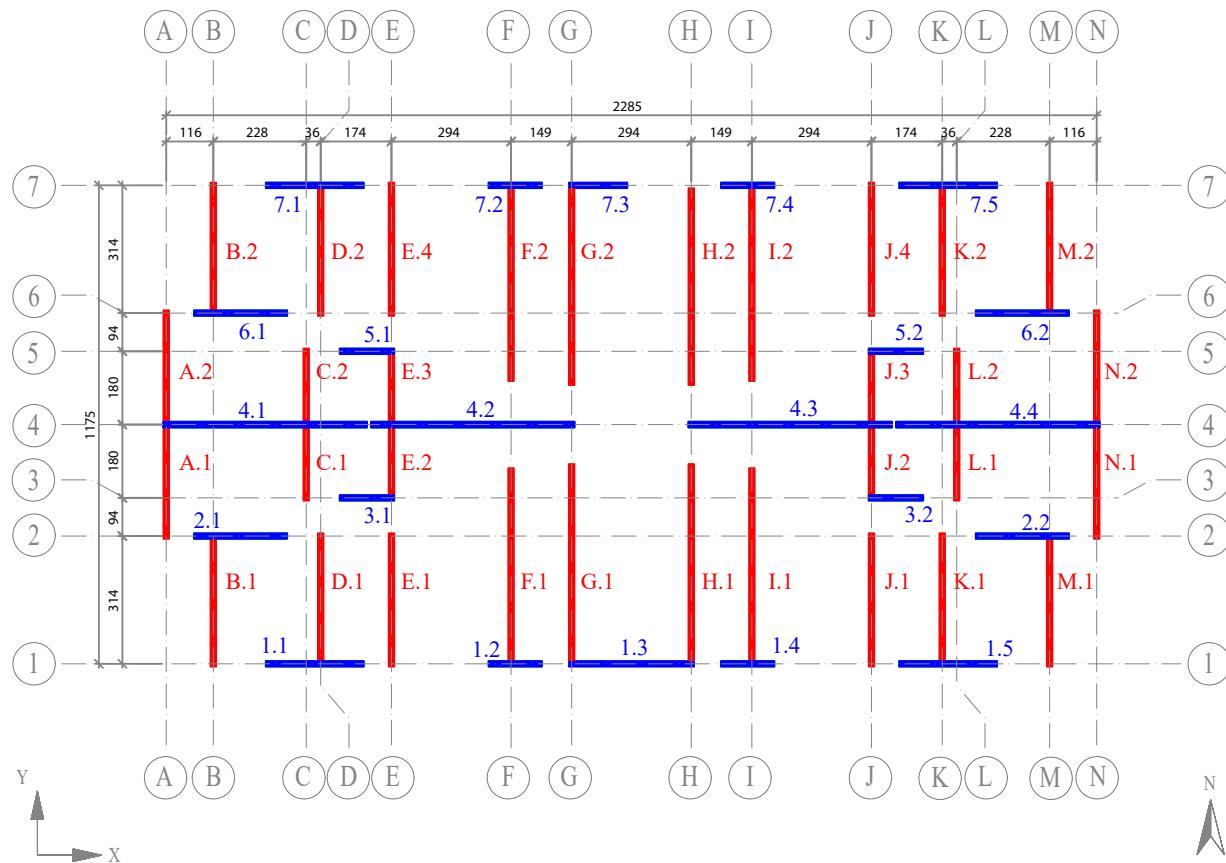
### 3.1.2. Ingeniería.

Primero se definen los muros de la planta de arquitectura que serán considerados como muros estructurales, es decir aquellos que serán parte del sistema resistente a carga gravitacional y lateral.

Tal como se indicó al final de la **Sección 2.2**, el enfoque de diseño de muros de corte del SDPWS a considerar en este documento es el de muros segmentados con una relación de aspecto (altura/largo) menor o igual a 2. Esta relación de aspecto permite conocer el largo mínimo que tendrán los muros candidatos a ser considerados como estructurales; es decir, si los muros de un piso

determinado tienen por ejemplo una altura de 2.40 m, el largo mínimo que debe tener un muro para considerarse como estructural será de 1.20 m de largo. Por lo tanto, todos los muros con largos menores a 1.20 m en la planta de arquitectura se descartan como muros estructurales y se seleccionan aquellos con largos mayores o iguales a 1.20 m.

La **Figura 15** muestra los muros que son parte del sistema de resistencia a cargas verticales y horizontales; los largos de los muros se presentan en la **Tabla 5**. Se tienen muros en la dirección global Y-Y (Norte-Sur), y muros en la dirección global X-X (Este-Oeste).



**Figura 15:** Muros Estructurales del edificio Tipo A

Posteriormente, es necesario identificar algunos parámetros geométricos del edificio, como son los anchos de la planta de arquitectura, la altura de los pisos del edificio, los largos y posiciones de los muros. Los parámetros relacionados con la planta del edificio se resumen en la **Tabla 4**, donde  $b_{kx}$  y  $b_{ky}$  son las dimensiones principales del edificio en las direcciones X-X e Y-Y de la planta del nivel k según la nomenclatura de las secciones 3.2 y 6.2.8 de la norma NCh 433, mientras que en la **Tabla 5** se resumen los parámetros geométricos de los muros estructurales, así como las coordenadas ( $x_i, y_i$ ) de los mismos, información necesaria para calcular el centro de masa de los muros del edificio, y realizar el análisis torsional.

**Tabla 4:** Parámetros geométricos del edificio Tipo A

Piso	Altura Pisos [m]	$b_{kx}$ [m]	$b_{ky}$ [m]	Área Planta [m <sup>2</sup> ]
1	2.58	23.02	11.90	258.49
2	2.68	23.02	11.90	258.49
3	2.68	23.02	11.90	258.49
4	2.68	23.02	11.90	258.49

Una consideración estructural importante a 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:

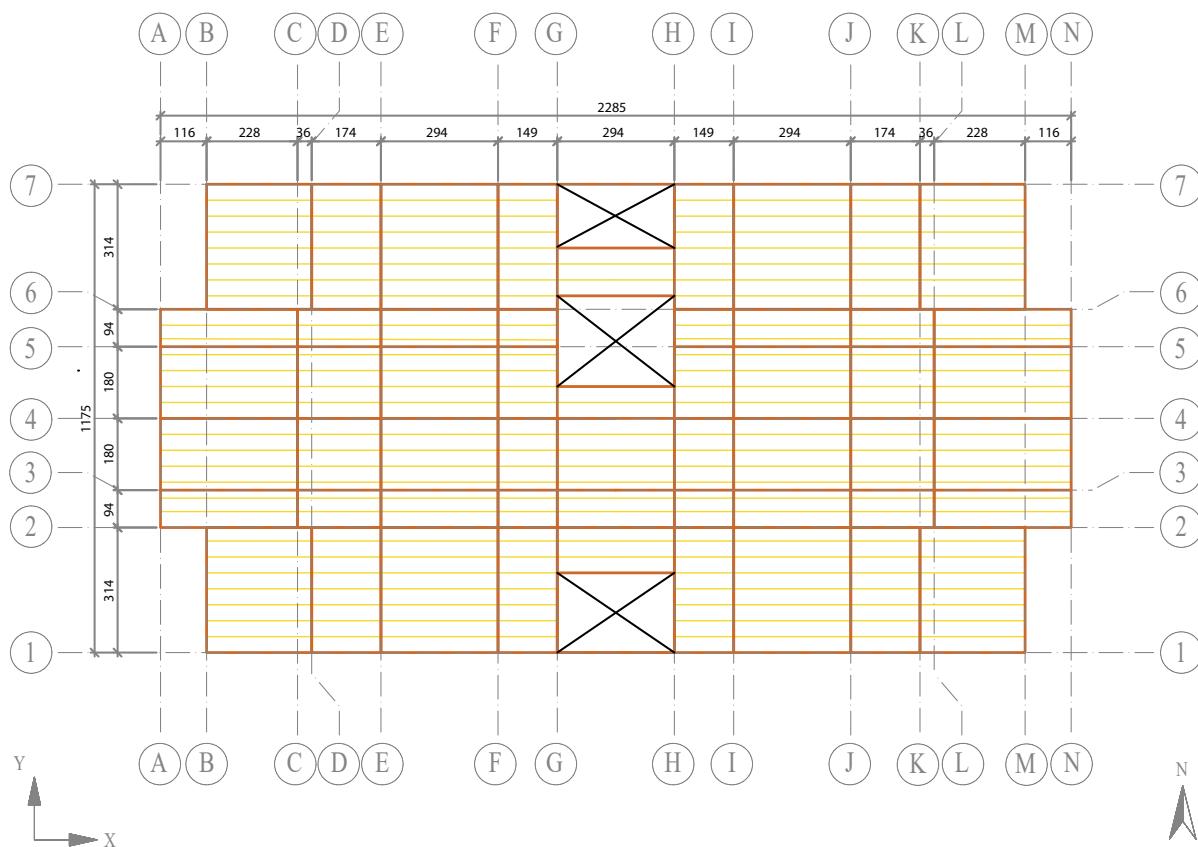
estructurales, térmicos, acústicos, así como los necesarios para cumplir los requerimientos de resistencia al fuego. Aspectos que determinan el tipo de viga, la cantidad de placas de yeso cartón a usar, el tipo de aislamiento, necesidad de utilización de sobre losa o loseta de hormigón, entre otros.

La dirección del envigado está determinada principalmente por las luces máximas que pueden ser alcanzadas dependiendo del tipo de viga a utilizar. Tal como se puede apreciar en la **Figura 16**, la luz máxima observada en la dirección X-X es 3.30 m (entre el eje A y el eje C), mientras que en la dirección Y-Y es 5.74 m (entre el eje 7 y el eje 4). Por consiguiente, se decide orientar el envigado principal en la dirección X-X en vista de que permite utilizar vigas de madera aserrada de 2x8 (41 mm x 185 mm), grado C16, espaciadas cada 300 mm.

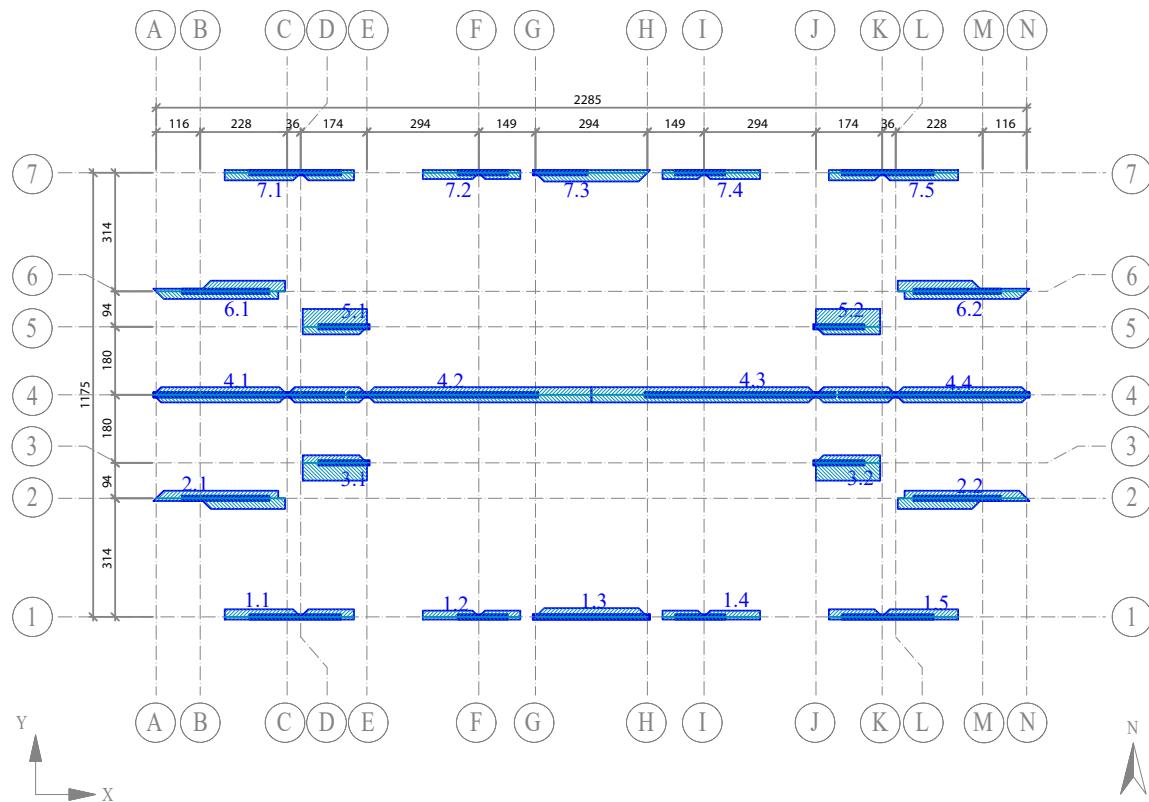
Una vez definido el envigado principal, se procede a determinar las áreas tributarias sobre cada muro estructural, puesto que con dichas áreas se puede calcular la carga vertical que recibe cada muro desde la losa de entrepiso.

Esta disposición del envigado de piso genera una diferencia considerable entre las cargas gravitacionales de los muros paralelos a la dirección del envigado versus los muros perpendiculares al envigado y que soportan su peso.

Las áreas tributarias para los muros estructurales tanto en la dirección X-X como en Y-Y, se pueden observar en las **Figuras 17 y 18** respectivamente. Los valores de las áreas tributarias asociadas a cada muro se encuentran en la **Tabla 5**.



**Figura 16:** Envigado principal del edificio Tipo A



**Figura 17:** Áreas tributarias de los muros estructurales en dirección X-X del edificio Tipo A



**Figura 18:** Áreas tributarias de los muros estructurales en dirección Y-Y del edificio Tipo A.

Finalmente, se puede definir un prediseño de los muros estructurales para iniciar las etapas de análisis, diseño y verificación estructural del edificio.

- Escuadría y espaciamiento de los PPDD.

La escuadría y el espaciamiento de los PPDD intermedios o distribuidos están controlados principalmente por las cargas gravitacionales que tienen los muros, que son el peso propio y la sobrecarga de uso del edificio. En la **Tabla 6** se muestra como referencia una propuesta simplificada de configuración de muros recomendada para luces del envigado menores de 3.20m para desarrollar un prediseño. Sin embargo, posteriormente el diseñador deberá realizar las verificaciones de los PPDD de acuerdo con lo indicado en la sección 7.3 de la norma NCh-1198, Instituto Nacional de Normalización (2014).

- Cantidad de tableros OSB, espaciamiento del clavado, modelo de anclaje Hold-Down y cantidad de PPDD de borde.

Estos elementos constituyentes de los muros son determinados principalmente por las cargas laterales a las que está sometido el edificio, las cuales dependen de la demanda sísmica del lugar donde se encuentre ubicado el edificio. En la **Tabla 7** se presenta una propuesta de prediseño a carga lateral de los muros de un edificio de 4 pisos con alta solicitud sísmica. Esta propuesta no garantiza que el diseño cumpla con todas las verificaciones de los muros de corte, solo entrega un punto de partida para comenzar a analizar el edificio. El procedimiento para las verificaciones de resistencia de los muros de corte frente a cargas sísmicas se describe más adelante en la **Sección 3.3.1**.

**Tabla 5:** Parámetros geométricos de los muros estructurales por piso del edificio Tipo A

Dirección Global X-X						Dirección Global Y-Y					
Muro	h [m]	L [m]	x <sub>i</sub> [m]	y <sub>i</sub> [m]	Área Tributaria [m <sup>2</sup> ]	Muro	h [m]	L [m]	x <sub>i</sub> [m]	y <sub>i</sub> [m]	Área Tributaria [m <sup>2</sup> ]
1.1	2.47	2.41	2.44	0.00	0.87	A.1	2.47	2.74	0.00	3.07	4.24
1.2	2.47	1.31	7.92	0.00	0.57	A.2	2.47	2.74	0.00	5.94	4.24
1.3	2.47	3.08	9.89	0.00	0.83	B.1	2.47	3.14	1.16	-0.07	3.93
1.4	2.47	1.31	13.62	0.00	0.57	B.2	2.47	3.14	1.16	8.68	3.93
1.5	2.47	2.41	18.00	0.00	0.87	C.1	2.47	1.8	3.44	4.01	5.85
2.1	2.47	2.29	0.68	3.14	1.29	C.2	2.47	1.8	3.44	5.94	5.85
2.2	2.47	2.29	19.88	3.14	1.29	D.1	2.47	3.14	3.80	0.07	6.71
3.1	2.47	1.34	4.26	4.08	1.11	D.2	2.47	3.14	3.80	8.54	6.71
3.2	2.47	1.34	17.25	4.08	1.11	E.1	2.47	3.28	5.54	-0.07	8.54
4.1	2.47	5.00	-0.07	5.88	1.90	E.2	2.47	1.66	5.54	4.14	4.56
4.2	2.47	5.00	5.03	5.88	2.32	E.3	2.47	1.66	5.54	5.94	4.56
4.3	2.47	5.00	12.83	5.88	2.32	E.4	2.47	3.28	5.54	8.54	8.54
4.4	2.47	5.00	17.92	5.88	1.90	F.1	2.47	4.74	8.48	0.07	12.22
5.1	2.47	1.34	4.26	7.68	1.11	F.2	2.47	4.74	8.48	6.94	12.22
5.2	2.47	1.34	17.25	7.68	1.11	G.1	2.47	4.84	9.97	0.07	12.22
6.1	2.47	2.29	0.68	8.62	1.29	G.2	2.47	4.84	9.97	6.84	12.22
6.2	2.47	2.29	19.88	8.62	1.29	H.1	2.47	4.84	12.91	0.07	12.22
7.1	2.47	2.41	2.44	11.76	0.87	H.2	2.47	4.84	12.91	6.84	12.22
7.2	2.47	1.31	7.92	11.76	0.57	I.1	2.47	4.74	14.40	0.07	12.22
7.3	2.47	3.08	9.89	11.76	0.83	I.2	2.47	4.74	14.40	6.94	12.22
7.4	2.47	1.31	13.62	11.76	0.57	J.1	2.47	3.28	17.34	-0.07	8.54
7.5	2.47	2.41	18.00	11.76	0.87	J.2	2.47	1.66	17.34	4.14	4.56
						J.3	2.47	1.66	17.34	5.94	4.56
						J.4	2.47	3.28	17.34	8.54	8.54
						K.1	2.47	3.14	19.08	0.07	6.71
						K.2	2.47	3.14	19.08	8.54	6.71
						L.1	2.47	1.8	19.44	4.01	5.85
						L.2	2.47	1.8	19.44	5.94	5.85
						M.1	2.47	3.14	21.72	-0.07	3.93
						M.2	2.47	3.14	21.72	8.68	3.93
						N.1	2.47	2.74	22.88	3.07	4.24
						N.2	2.47	2.74	22.88	5.94	4.24

**Tabla 6:** Sugerencia de prediseño de los PPDD intermedios de muros para edificios de 4 pisos.

Piso	Diseño Gravitacional		Espaciamiento [mm]
	Escuadría recomendada de PPDD		
1	2x6		400
2	2x6		400
3	2x4		400
4	2x4		400

**Tabla 7:** Sugerencia de prediseño de muros de corte y anclajes HD para edificios de 4 pisos

Piso	Diseño Sísmico				Modelo de HD
	Cantidad de Tableros OSB	Espaciamiento de clavos en perímetro del tablero [mm]	Número de PPDD de borde		
1	2	50	6		HD19
2	2	100	4		HD12
3	1	50	4		HD9B
4	1	100	3		HD5B

En las **Tablas 8 y 9** se resume el diseño resultante de los muros 4.1 y F.1 respectivamente después de todas las iteraciones de análisis, los cuales representan un muro de corte por cada dirección de análisis del edificio de ejemplo. El diseño resultante del resto de los muros de corte nombrados de acuerdo con la nomenclatura de la **Figura 15** se encuentran en la **Sección 6.4** del Anexo.

**Tabla 8:** Resultados del diseño del muro 4.1 de la Dirección X-X.

Piso	Muro	Cantidad de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos en el perímetro del tablero [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadría		Pies Derechos			Soleras Número de soleras	Modelo de HD
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD [mm]		
1	4.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	6	Simples	600	4	HD12 Dobles
2	4.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
3	4.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD9B
4	4.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B

**Tabla 9:** Resultados del diseño del muro F.1 de la Dirección Y-Y.

Piso	Muro	Cantidad de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos en el perímetro del tablero [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadría		Pies Derechos			Soleras Número de soleras	Modelo de HD
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD [mm]		
1	F.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD9B
2	F.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
3	F.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
4	F.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B

## 3.2.

# Análisis Estructural.

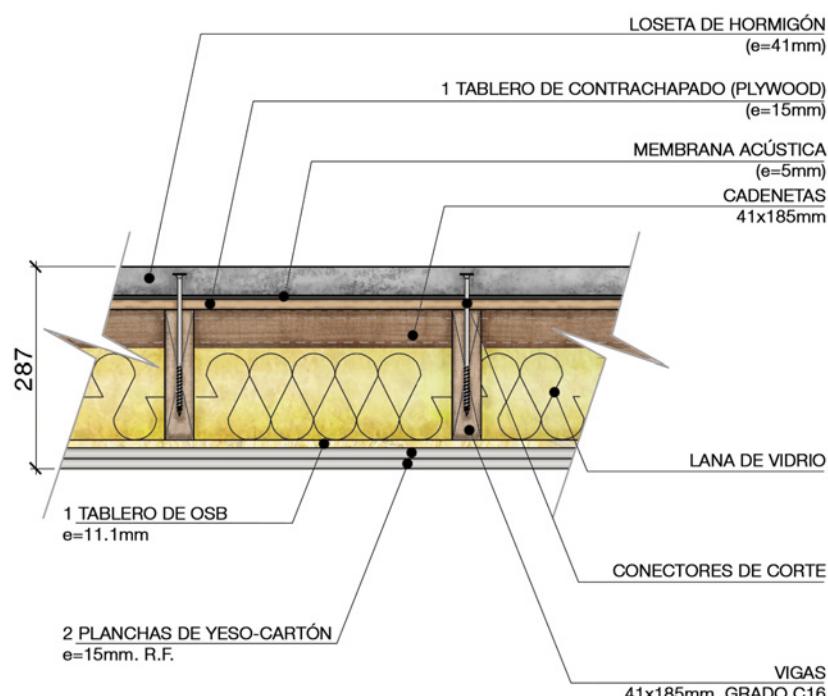
El análisis estructural de este edificio consiste en determinar las fuerzas o acciones internas en los muros estructurales, fuerza axial, de corte y momento, las cuales permiten llevar a cabo el diseño de los elementos. Estos análisis pueden ser realizados bajo distintos procedimientos, como los modelos de análisis descritos en la **Sección 2.6**.

Para determinar la fuerza axial que actúa en cada muro por cargas gravitacionales, se procederá de forma simple utilizando el concepto de áreas tributarias. Para el análisis sísmico se utilizará análisis estático y repartición de corte en planta proporcional a la rigidez de cada muro.

### 3.2.1. Pesos Propios.

El estado de cargas muertas (D) incluye el peso de los muros estructurales, de los muros no estructurales y de las losas de entrepiso. Para este ejemplo se obtendrán los pesos propios de muros y losas de entrepiso a partir de la cubicación de sus componentes, teniendo en cuenta el peso de cada elemento o componente presente.

Para la losa de entrepiso se consideró un entramado de piso con vigas principales de 2x8 (41 mm x 185 mm) cada 400 mm y cadenetas también cada 400 mm. La descripción del escantillón se muestra en la **Figura 19**. La losa descrita posee una resistencia al fuego F-60, cumpliendo con los requerimientos de la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones (OGUC), para un elemento resistente horizontal en una vivienda de 4 pisos. Además, este entrepiso cumple con los requerimientos acústicos y térmicos.



**Figura 19:** Detalle de la solución de entrepiso F-60 para el edificio Tipo A

Los pesos propios de las losas de entrepiso por cada nivel se resumen en la **Tabla 10**, por simplicidad se consideró que el techo del último piso posee una losa de entrepiso igual que el resto de los pisos.

En las **Tablas 11 y 12** está el detalle de los componentes tenidos en cuenta para determinar los pesos propios de los muros 4.1 y F.1 en cada uno de los pisos. Finalmente, en la **Tabla 13** se presentan el peso de cada losa de entrepiso, el peso total de muros por piso y el peso total del piso.

**Tabla 10:** Pesos propios de las losas de entrepiso por cada nivel del edificio Tipo A

Piso	Losa de entrepiso			
	Peso losa [tonf/m <sup>2</sup> ]	Área [m <sup>2</sup> ]	Peso losa [tonf]	
1	0.18	258		46.1
2	0.18	258		46.1
3	0.18	258		46.1
4	0.18	258		46.1

**Tabla 11:** Peso propio del muro 4.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	Peso OSB [kgf]	Número de PPDD totales	Peso PPDD [kgf]	Peso soleras [kgf]	Cantidad de yeso cartón	Espesor yeso cartón [mm]	Peso yeso cartón [kgf]	Volumen lana de Relleno [m <sup>3</sup> ]	Peso lana de relleno [kgf]	Peso total del muro [kgf]
1	4.1	165	19	110	50	1	15	185	1.39	56	566
2	4.1	165	16	92	50	1	15	185	1.43	57	550
3	4.1	165	16	60	32	1	15	185	0.93	37	480
4	4.1	83	14	53	32	1	15	185	0.95	38	391

49

**Tabla 12:** Peso propio del muro F.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	Peso OSB [kgf]	Número de PPDD totales	Peso PPDD [kgf]	Peso soleras [kgf]	Cantidad de yeso cartón	Espesor yeso cartón [mm]	Peso yeso cartón [kgf]	Volumen lana de Relleno [m <sup>3</sup> ]	Peso lana de relleno [kgf]	Peso total del muro [kgf]
1	F.1	157	19	110	47	1	15	176	1.31	52	542
2	F.1	78	13	75	47	1	15	176	1.38	55	431
3	F.1	78	17	64	31	1	15	176	0.87	35	383
4	F.1	78	11	41	31	1	15	176	0.91	37	363

**Tabla 13:** Resumen de los pesos propios del edificio Tipo A

Piso	Losas entrepiso		Muros		Losas + Muros	
	Peso de la losa [tonf]	Pesos de los muros [tonf]	Peso del piso [tonf]	Peso del piso por unidad de área [tonf/m <sup>2</sup> ]		
1	46.1	18.3	63.2	0.24		
2	46.1	15.9	61.0	0.24		
3	46.1	13.9	59.2	0.23		
4	46.1	12.3	52.3	0.20		

### 3.2.2. Sobrecargas de uso.

Las sobrecargas de uso del edificio corresponden al estado de cargas vivas ( $L$ ), las cuales deben ser definidas de acuerdo con lo indicado en la norma NCh1537. El edificio es de uso habitacional, por lo tanto, le corresponde una sobrecarga de uso de  $200 \text{ kg/m}^2$ . Esta sobrecarga se aplicó a todos los pisos, incluyendo los techos, y a todas las áreas de la planta por igual solo como simplificación.

En la **Tabla 14** se resumen las cargas de todos los pisos del edificio por concepto de la sobrecarga de uso o cargas vivas, las cuales se obtienen simplemente mediante el producto del área de

planta de cada piso por la sobrecarga. Este cálculo es también necesario para determinar el peso sísmico del edificio.

**Tabla 14:** Peso por sobrecarga de las losas del edificio Tipo A

Piso	Losa	
	Peso sobre carga [tonf]	
1		51.7
2		51.7
3		51.7
4		51.7

### 3.2.3. Peso Sísmico.

De acuerdo con la sección 5.5.1 de la norma NCh 433, el peso sísmico de cada piso se define como el peso propio del mismo más un 25% de la sobrecarga de uso ( $D+0.25L$ ), información que se presenta en la **Tabla 15**.

**Tabla 15:** Resumen del peso sísmico del edificio Tipo A

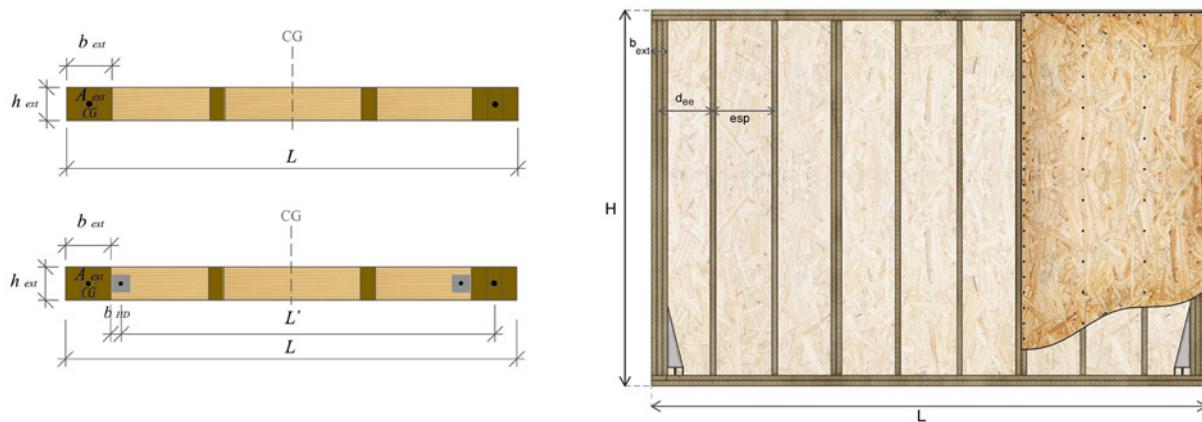
Piso	D	L	D + 0.25L
	Peso muerto [tonf]	Peso sobre carga [tonf]	Peso sísmico [tonf]
1	63.2	51.7	76.1
2	61.0	51.7	73.9
3	59.2	51.7	72.1
4	52.3	51.7	65.2
<b>Total</b>	<b>235.7</b>	<b>206.8</b>	<b>287.4</b>

### 3.2.4. Análisis Sísmico.

Para analizar el edificio Tipo A de 4 pisos se usará el análisis estático definido en la sección 6.2 de la norma NCh 433, donde se define cómo calcular el corte basal, y cómo distribuir ese corte en altura a los distintos pisos del edificio aplicando fuerzas estáticas horizontales. La repartición del corte desde cada diafragma horizontal a cada muro de la planta del edificio se realiza en cada uno de los pisos bajo el enfoque clásico de asignar a cada muro un corte proporcional a la rigidez del mismo con respecto a la de todo el piso en la dirección de análisis. La rigidez equivalente de cada muro se calcula usando la **Ecuación 2.22** según se describió en la **Sección 2.4**.

### 3.2.4.1. Rigidez Equivalente.

Para iniciar el análisis sísmico se debe determinar la rigidez lateral equivalente de cada muro en cada piso del edificio por medio de la **Ecuación 2.22**. El primer término de esta ecuación está asociado a la componente del desplazamiento lateral por flexión. En las **Tablas 16 y 17** se resume el cálculo de esta componente para los muros 4.1 y F.1, respectivamente. El área asociada a los pies derechos de bordes ( $b_{ext} \cdot h_{ext}$ ) indicada en estas tablas como  $A_{ext}$  de acuerdo con la nomenclatura de la **Figura 20**, resulta de considerar la cantidad de pies derechos de bordes indicados para cada piso en la **Tabla 8** asociada al muro 4.1, y en la **Tabla 9** para el muro F.1.



**Figura 20:** Nomenclatura considerada para las variables indicadas en las tablas de resultados de los muros de corte.

**Tabla 16:** Flexibilidad a la flexión del muro 4.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
1	4.1	2470	5000	289.8	102	$1.36 \times 10^{-5}$
2	4.1	2470	5000	193.2	102	$2.04 \times 10^{-5}$
3	4.1	2470	5000	126	102	$3.13 \times 10^{-5}$
4	4.1	2470	5000	94.5	102	$4.17 \times 10^{-5}$

**Tabla 17:** Flexibilidad a la flexión del muro F.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
1	F.1	2470	4740	193.2	102	$2.27 \times 10^{-5}$
2	F.1	2470	4740	144.9	102	$3.03 \times 10^{-5}$
3	F.1	2470	4740	94.5	102	$4.64 \times 10^{-5}$
4	F.1	2470	4740	63.0	102	$6.96 \times 10^{-5}$

El segundo término de la **Ecuación 2.22** está asociado al desplazamiento lateral por corte entre los tableros arriostrantes y el marco de madera. Los resultados de la componente de flexibilidad por corte aplicada a los muros 4.1 y F.1 se indican en las **Tablas 18 y 19**.

**Tabla 18:** Flexibilidad por corte del muro 4.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Cantidad de Tableros OSB	Espesor Tablero OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
1	4.1	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	$3.07 \times 10^{-4}$
2	4.1	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	$3.07 \times 10^{-4}$
3	4.1	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	$3.07 \times 10^{-4}$
4	4.1	2470	5000	1	9.5	8d	100	446	$11.1 \times 10^{-4}$

**Tabla 19:** Flexibilidad por corte del muro F.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Cantidad de Tableros OSB	Espesor Tablero OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
1	F.1	2470	4740	2	9.5	8d	50	1607	$3.24 \times 10^{-4}$
2	F.1	2470	4740	1	9.5	8d	50	804	$6.48 \times 10^{-4}$
3	F.1	2470	4740	1	9.5	8d	100	446	$11.7 \times 10^{-4}$
4	F.1	2470	4740	1	9.5	8d	150	304	$17.2 \times 10^{-4}$

La última componente de flexibilidad en la **Ecuación 2.22** está asociada al desplazamiento lateral por volcamiento. Para calcularla es necesario conocer la rigidez del Hold-Down, la cual puede establecerse a partir de la información contenida en los catálogos técnicos de los proveedores; en este caso se utilizó “Conectores para la construcción con madera” (Simpson Strong-Tie Company Inc., 2019). El resumen del cálculo de dicha flexibilidad para los muros 4.1 y F.1 se muestra en las **Tablas 20 y 21**, las variables indicadas en estas tablas como  $b_{ext}$  y  $b_{HD}$  corresponden con la nomenclatura especificada en la **Figura 20**

**Tabla 20:** Rigidez axial de los anclajes y flexibilidad al volcamiento del muro 4.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Ancho PPDD de borde $b_{ext}$ [mm]	Modelo de HD	Dimensión $b_{HD}$ [mm]	Capacidad a tracción del HD $T_{adm}$ [tonf]	Deformación admisible del HD $\Delta_{adm}$ [mm]	Rigidez del HD $K_{HD}$ [tonf/m]	Flexibilidad al volcamiento $F_v$ [m/tonf]
1	4.1	2470	5000	4631	210	Dobles HD12	54.0	8.36	4.3	1925	$1.37 \times 10^{-4}$
2	4.1	2470	5000	4736	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	$1.93 \times 10^{-4}$
3	4.1	2470	5000	4758	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	$3.03 \times 10^{-4}$
4	4.1	2470	5000	4809	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	$5.59 \times 10^{-4}$

**Tabla 21:** Rígidez axial de los anclajes y flexibilidad al volcamiento del muro F.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Ancho PPDD de borde $b_{ext}$ [mm]	Modelo de HD	Dimensión b <sub>HD</sub> [mm]	Capacidad a tracción del HD T <sub>adm</sub> [tonf]	Deformación admisible del HD Δ <sub>adm</sub> [mm]	Rígidez del HD K <sub>HD</sub> [tonf/m]	Flexibilidad al volcamiento F <sub>v</sub> [m/tonf]
1	F.1	2470	4740	4498	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	$3.38 \times 10^{-4}$
2	F.1	2470	4740	4551	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	$3.98 \times 10^{-4}$
3	F.1	2470	4740	4551	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	$5.66 \times 10^{-4}$
4	F.1	2470	4740	4603	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	$11.6 \times 10^{-4}$

Finalmente, se deben sumar las tres componentes de flexibilidad anteriores para obtener la flexibilidad total del muro. La rígidez lateral del muro se calcula como el inverso de la flexibilidad.

Las componentes de flexibilidad calculadas para el resto de los muros de corte nombrados de acuerdo con la nomenclatura de la **Figura 15**, se encuentran en la **Sección 6.4.3** del Anexo.

Las tres componentes de flexibilidad, la flexibilidad total resultante, y la rígidez equivalente calculada con la **Ecuación 2.22** para los muros 4.1 y F.1 se resumen en las **Tablas 22 y 23**.

**Tabla 22:** Resumen de las flexibilidades y rígidez laterales del muro 4.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	F <sub>F</sub> [m/tonf]	F <sub>c</sub> [m/tonf]	F <sub>v</sub> [m/tonf]	F <sub>Total</sub> [m/tonf]	Rígidez equivalente K [tonf/m]
1	4.1	$1.36 \times 10^{-5}$	$3.07 \times 10^{-4}$	$1.37 \times 10^{-4}$	$4.58 \times 10^{-4}$	2184
2	4.1	$2.04 \times 10^{-5}$	$3.07 \times 10^{-4}$	$1.93 \times 10^{-4}$	$5.21 \times 10^{-4}$	1919
3	4.1	$3.13 \times 10^{-5}$	$3.07 \times 10^{-4}$	$3.03 \times 10^{-4}$	$6.42 \times 10^{-4}$	1558
4	4.1	$4.17 \times 10^{-5}$	$11.1 \times 10^{-4}$	$5.59 \times 10^{-4}$	$17.1 \times 10^{-4}$	586

**Tabla 23:** Resumen de las flexibilidades y rígidez laterales del muro F.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	F <sub>F</sub> [m/tonf]	F <sub>c</sub> [m/tonf]	F <sub>v</sub> [m/tonf]	F <sub>Total</sub> [m/tonf]	Rígidez equivalente K [tonf/m]
1	F.1	$2.27 \times 10^{-5}$	$3.24 \times 10^{-4}$	$3.38 \times 10^{-4}$	$6.85 \times 10^{-4}$	1459
2	F.1	$3.03 \times 10^{-5}$	$6.48 \times 10^{-4}$	$3.98 \times 10^{-4}$	$10.8 \times 10^{-4}$	929
3	F.1	$4.64 \times 10^{-5}$	$11.7 \times 10^{-4}$	$5.66 \times 10^{-4}$	$17.8 \times 10^{-4}$	562
4	F.1	$6.96 \times 10^{-5}$	$17.2 \times 10^{-4}$	$11.6 \times 10^{-4}$	$29.4 \times 10^{-4}$	340

### 3.2.4.2. Período Fundamental.

Para determinar el corte basal sísmico con las disposiciones de la norma NCh 433 es necesario calcular el período fundamental del edificio. Existe una amplia variedad de expresiones que permiten estimar el período de una estructura de madera en sistema marco-plataforma, National Building Code of Canada 2010, NRCC/IRC (2010); Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, CEN (2004); Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures 2010, ASCE/SEI 7 (2010). Sin embargo, después de estudiar varias de ellas durante el proyecto que dio origen a este manual, se recomienda utilizar la **Ecuación 3.1** para la estimación del período del edificio.

#### Ec. 3.1

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{2\delta_n}{3g}}$$

Esta expresión se obtiene a partir de una serie de simplificaciones de la fórmula de Raleigh (Nassani, 2014). El desplazamiento  $\delta_n$  corresponde al desplazamiento de techo de la estructura cuando se aplican fuerzas laterales iguales a los pesos sísmicos del edificio. Para obtener el desplazamiento de techo se genera un modelo de masas concentradas, donde la rigidez de cada piso corresponde a la suma de las

rigideces de los muros de corte en dicha dirección de análisis obteniendo una matriz de rigidez tri-diagonal (**Ecuación 3.3**).

Para estimar el período no se considera la flexibilidad a volcamiento del muro calculada en la **Sección 3.2.4.1**. Esto se traduce en determinar las rigideces de cada muro con la **Ecuación 3.2**.

#### Ec. 3.2

$$K_{eq} = \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{H^3}{EA_{ext}L^2} + \frac{H}{G_a L} \right)^{-1}$$

Una vez obtenida la rigidez de todos los muros sin el aporte de flexibilidad del volcamiento, se determinan las rigideces de cada piso ( $k_1, k_2, k_3$  y  $k_4$ ) sumando por piso las rigideces de cada muro. La **Ecuación 3.3** corresponde a la matriz resultante de 4x4 en una dirección principal para el caso del Edificio Tipo A de 4 pisos, donde cada  $k_i$  es la suma de las rigideces de los muros del piso i.

#### Ec. 3.3

$$K = \begin{pmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 \end{pmatrix}$$

Las matrices **Matriz 3.1** y **Matriz 3.2** corresponden a las matrices de rigidez de 4x4 del edificio en las direcciones X-X e Y-Y, respectivamente.

### Matriz 3.1

$$K_X = \begin{bmatrix} 63325 & -31009 & 0 & 0 \\ -31009 & 60272 & -29263 & 0 \\ 0 & -29263 & 38324 & -9061 \\ 0 & 0 & -9061 & 9061 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

### Matriz 3.2

$$K_Y = \begin{bmatrix} 90613 & -30842 & 0 & 0 \\ -30842 & 48181 & -17339 & 0 \\ 0 & -17339 & 29090 & -11750 \\ 0 & 0 & -11750 & 11750 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

Las fuerzas laterales que se deben aplicar al edificio para obtener el desplazamiento de techo  $\delta_n$  y poder así estimar el período fundamental con la **Ecuación 3.1**, corresponden a las magnitudes de los pesos sísmicos por piso del edificio. Los desplazamientos del edificio se obtienen realizando la operación matricial de la **Ecuación 3.4**, tanto para la dirección X-X como Y-Y. En la **Tabla 24**, se resumen las fuerzas laterales aplicadas a cada piso, junto con los desplazamientos de piso resultantes y los períodos calculados para cada dirección de análisis.

### Ec. 3.4

$$[\delta] = [K]^{-1} [F]$$

**Tabla 24:** Fuerzas laterales, desplazamientos y períodos fundamentales

Piso	F [Tonf]		$\delta$ [mm]		T [seg]	
	Dirección		Dirección		Dirección	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
1	76.12	76.12	8.89	4.81		
2	73.92	73.92	15.71	11.66	0.27	0.26
3	72.14	72.14	20.40	19.58		
4	65.21	65.21	27.60	25.13		

Una vez estimados los períodos fundamentales del edificio se procede a realizar el análisis estático de la sección 6.2 de la norma NCh 433.

### 3.2.4.3. Análisis estático según la Norma NCh 433.

El resumen de los parámetros para el análisis estático del edificio Tipo A y los cortes basales obtenidos se presentan en las **Tablas 25** y **26**, respectivamente. En ambas direcciones resultó que controla el coeficiente de corte máximo.

**Tabla 25:** Parámetros para el análisis estático del edificio Tipo A.

Análisis Estático NCh 433 Of.1996 Mod. 2012/ DS 61												
Tipo de suelo	S	$T_g$ [s]	$T'$ [s]	n	p	Zona sísmica	$A_g$ [g]	R	Categoría del edificio	$T_x^*$ [s]	$T_y^*$ [s]	
C	1.05	0.4	0.45	1.4	1.6	2	0.3	5.5	II	1	0.272	0.260

**Tabla 26:** Cortes basales obtenidos del análisis estático del edificio Tipo A.

Análisis Estático NCh 433 Of.1996 Mod. 2012/ DS 61						
$C_{\min}$	$C_{\max}$	$C_{x-x}$	$C_{y-y}$	P [tonf]	$Q_{x-x}$ [tonf]	$Q_{y-y}$ [tonf]
0.053	0.126	0.126	0.126	287.40	36.21	36.21

Una vez obtenidos los cortes basales para cada dirección de análisis, se deben distribuir a los diferentes pisos del edificio. Para su distribución en altura se debe utilizar el inciso 6.2.5 de la norma NCh 433, donde la fuerza horizontal del diafragma de cada piso  $F_k$  se obtiene mediante la aplicación de la **Ecuación 3.5** y el ponderador calculado con la **Ecuación 3.6**.

**Ec. 3.5**

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^N (A_j P_j)} Q_o$$

**Ec. 3.6**

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$$

Donde  $Z_k$  corresponde a la altura acumulada hasta el piso “k”, de acuerdo con la nomenclatura de la norma. La distribución de fuerzas horizontales en altura para el edificio Tipo A para la dirección X-X e Y-Y, se resume en la **Tabla 27**.

**Tabla 27:** Fuerzas horizontales del diafragma en cada piso del edificio Tipo A

Piso	Altura del piso $H_i$ [m]	Peso del piso $P_k$ [tonf]	$Z_k$ [m]	$A_k$	$A_k \cdot P_k$ [tonf]	Fuerza horizontal $F_k$ [tonf]	
						Dirección	
						X-X	Y-Y
1	2.58	76.12	2.58	0.13	9.87	5.15	5.15
2	2.68	73.92	5.26	0.16	11.81	6.15	6.15
3	2.68	72.14	7.94	0.21	15.01	7.83	7.83
4	2.68	65.21	10.62	0.50	32.77	17.08	17.08

### 3.2.4.4. Distribución horizontal de cortes por muro.

Las fuerzas horizontales del diafragma de la tabla anterior deben ser repartidas como fuerzas de corte en los elementos verticales resistentes a fuerzas laterales del piso inferior. Tal como se mencionó anteriormente, en este ejemplo el diafragma es idealizado como rígido. Por consiguiente, las fuerzas de corte asignadas a cada muro en cada dirección de análisis, serán distribuidas con base en la rigidez lateral relativa que tiene cada muro de corte respecto a la rigidez total del piso inferior. Es decir, el corte de cada muro se asigna aplicando la **Ecuación 3.7**. Este es el corte directo  $V_d$  que llega a cada muro en cada dirección de análisis. Se le denomina corte directo porque no considera los efectos torsionales en planta.

#### Ec. 3.7

$$(V_d)_{i,j} = \frac{K_{i,j}}{K_i} F_k$$

Donde:

$(V_d)_{i,j}$  : Corte al muro “j” desde el diafragma del piso “i” sin considerar efectos de torsión.

$F_k$  : Fuerza horizontal del diafragma en altura para cada piso “k”. Indicada en la **Tabla 27**.

$K_{i,j}$  : Rigidez lateral del muro “j” en el piso “i”.

$K_i = \sum_{j=1}^n K_{i,j}$  : Rigidez lateral del piso “i”.

La **Tabla 28** presenta los cortes asignados a los muros 4.1 y F.1 en cada uno de sus pisos aplicando la **Ecuación 3.7**. Para su cálculo se consideraron las rigideces equivalentes de la **Tabla 22** en el caso del muro 4.1, así como las rigideces indicadas en la **Tabla 23** para el

caso del muro F.1. Los cortes asignados desde el diafragma al resto de los muros de corte del edificio se encuentran en las **Secciones 6.4.4** y **6.4.5** del Anexo.

**Tabla 28:** Cortes por piso según dirección de análisis en los muros 4.1 y F.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	$(V_d)_{i,j}$ [tonf]		Muro	$(V_d)_{i,j}$ [tonf]	
		$S_{x-x}$	$S_{y-y}$		$S_{x-x}$	$S_{y-y}$
1	4.1	0.58	0.00	F.1	0.00	0.29
2	4.1	0.77	0.00	F.1	0.00	0.34
3	4.1	1.03	0.00	F.1	0.00	0.42
4	4.1	2.11	0.00	F.1	0.00	0.94

### 3.2.4.5. Análisis torsional.

El análisis estructural del edificio se ha realizado en base al supuesto de diafragma rígido. Se debe realizar un análisis torsional para evaluar tanto la torsión intrínseca de la estructura como la torsión accidental, la cual debe ser incluida de acuerdo a lo indicado en la norma NCh 433.

El primer paso consiste en determinar la ubicación del centro de masa y del centro de rigidez. Las coordenadas en la dirección X-X del centro de masa y de rigidez se obtienen utilizando las **Ecuaciones 3.8** y **3.10**, mientras que para la dirección Y-Y se deben utilizar las **Ecuaciones 3.9** y **3.11**.

#### Ec. 3.8

$$CM_i^X = \frac{\sum (m_{i,j} \cdot x_{i,j})}{m_i}$$

#### Ec. 3.9

$$CM_i^Y = \frac{\sum (m_{i,j} \cdot y_{i,j})}{m_i}$$

**Ec. 3.10**

$$CR_i^X = \frac{\sum(K_{i,j}^Y \cdot x_{i,j})}{K_i^Y}$$

**Ec. 3.11**

$$CR_i^Y = \frac{\sum(K_{i,j}^X \cdot x_{i,j})}{K_i^X}$$

Donde:

$CM_i^X$  : Coordenada del centro de masa en la dirección X-X del piso “i”.

$CM_i^Y$  : Coordenada del centro de masa en la dirección Y-Y del piso “i”.

$CR_i^X$  : Coordenada del centro de rigidez en la dirección X-X del piso “i”.

$CR_i^Y$  : Coordenada del centro de rigidez en la dirección Y-Y del piso “i”.

$K_{i,j}^X$  : Rigidez lateral del muro “j” del piso “i” en la dirección X-X.

$K_{i,j}^Y$  : Rigidez lateral del muro “j” del piso “i” en la dirección Y-Y.

$m_{i,j}$  : masa del muro “j” en el piso “i”.

$x_{i,j}$  : es la posición x del muro “j” en el piso “i”, indicada en la **Tabla 5**.

$y_{i,j}$  : es la posición y del muro “j” en el piso “i”, indicada en la **Tabla 5**.

El siguiente paso consiste en determinar las excentricidades intrínsecas de cada piso del edificio para las direcciones X-X e Y-Y, las que se obtienen a partir de la **Ecuaciones 3.12** y **3.13**, respectivamente.

**Ec. 3.12**

$$e_i^X = CM_i^X - CR_i^X$$

**Ec. 3.13**

$$e_i^Y = CM_i^Y - CR_i^Y$$

Posteriormente, se debe obtener para cada muro el brazo de palanca del mismo respecto al centro de rigidez, el cual dependerá de la orientación del muro según la dirección de análisis y se calcula según la **Ecuación 3.14**. Los centros de masa, rigidez y excentricidades del edificio se resumen en la **Tabla 29**.

**Ec. 3.14**

$$d_{i,j} = \begin{cases} y_{i,j} - CR_i^Y, & \text{para muros en X-X} \\ x_{i,j} - CR_i^X, & \text{para muros en Y-Y} \end{cases}$$

**Tabla 29:** Centros de masa y rigidez del edificio Tipo A

Piso	Centros de Masa			Centros de Rigidez						
	Masa [tonf]	CM <sub>X</sub> [m]	CM <sub>Y</sub> [m]	K <sub>X</sub> [tonf/m]	K <sub>Y</sub> [tonf/m]	CR <sub>X</sub> [m]	CR <sub>Y</sub> [m]	e <sub>X</sub> [m]	e <sub>Y</sub> [m]	ΣK <sub>i</sub> · d <sub>i</sub> <sup>2</sup> [tonf-m]
1	64.40	11.44	5.88	19270	26118	11.44	5.88	0.00	0.00	1389925
2	62.00	11.43	5.86	15310	16942	11.44	5.62	-0.01	0.24	915744
3	59.98	11.43	5.86	11881	10425	11.44	5.62	-0.01	0.25	590634
4	58.45	11.43	5.86	4732	6173	11.44	5.62	-0.01	0.24	322186

Finalmente, la fuerza de corte adicional que tomará cada muro de corte debido a la torsión intrínseca  $V_{ti}$  para las direcciones X-X e Y-Y, se obtiene a partir de las **Ecuaciones 3.15 y 3.16**, respectivamente.

### Ec. 3.15

$$(V_{ti})_{i,j}^{F_k^X} = F_k^X \cdot (e_i^Y) \cdot \frac{K_{i,j} \cdot d_{i,j}}{\sum(K_{i,j} \cdot (d_{i,j})^2)}$$

### Ec. 3.16

$$(V_{ti})_{i,j}^{F_k^Y} = F_k^Y \cdot (-e_i^X) \cdot \frac{K_{i,j} \cdot d_{i,j}}{\sum(K_{i,j} \cdot (d_{i,j})^2)}$$

Los cortes debido al caso de carga de Sismo  $V^s$  se calculan según la **Ecuación 3.17** como la suma del corte directo  $V_d$  más la fuerza de corte adicional por torsión intrínseca  $V_{ti}$ .

### Ec. 3.17

$$V_{i,j}^S = (V_d)_{i,j} + (V_{ti})_{i,j}^{F_k}$$

Los cortes del caso Sismo (S) para los muros 4.1 y F.1 se resumen en las **Tablas 30 y 31**. En estas tablas se aprecia que las fuerzas de corte adicionales por efectos de la torsión intrínseca  $V_{ti}$  no tienen la magnitud suficiente para modificar los valores indicados en la **Tabla 28**, esto debido a que el edificio es prácticamente simétrico.

**Tabla 30:** Cortes caso Sismo (S) del muro 4.1 en el edificio Tipo A

Piso	Muro	$V_{ta}^s$ [tonf]	
		$S_{x-x}$	$S_{y-y}$
1	4.1	0.58	0.00
2	4.1	0.77	0.00
3	4.1	1.03	0.00
4	4.1	2.12	0.00

**Tabla 31:** Cortes caso Sismo (S) del muro F.1 en el edificio Tipo A

Piso	Muro	$V_{ta}^s$ [tonf]	
		$S_{x-x}$	$S_{y-y}$
1	F.1	0.00	0.29
2	F.1	0.00	0.34
3	F.1	-0.01	0.42
4	F.1	-0.01	0.94

**Tabla 32:** Excentricidades accidentales resultantes en el edificio Tipo A

Piso	$b_i^x$ [m]	$b_i^y$ [m]	$h_i$ [m]	$Z_i$ [m]	$(e_{acc})^x$ [m]	$(e_{acc})^y$ [m]
1	23.02	11.90	2.58	2.58	0.56	0.29
2	23.02	11.90	2.68	5.26	1.14	0.59
3	23.02	11.90	2.68	7.94	1.72	0.89
4	23.02	11.90	2.68	10.62	2.30	1.19

Con las anteriores excentricidades accidentales calculadas, el corte debido a torsión accidental  $V_{ta}$  para las direcciones X-X e Y-Y se calcula según las **Ecuaciones 3.20** y **3.21** respectivamente.

### Ec. 3.18

$$(e_{acc})_i^X = \pm 0,1 \cdot b_i^X \cdot \frac{Z_i}{H}$$

### Ec. 3.19

$$(e_{acc})_i^Y = \pm 0,1 \cdot b_i^Y \cdot \frac{Z_i}{H}$$

### Ec. 3.20

$$\pm (V_{ta})_{i,j}^{F_k^X} = F_k^X \cdot (\pm e_{acc}^Y) \cdot \frac{K_{i,j} \cdot d_{i,j}}{\sum (K_{i,j} \cdot (d_{i,j})^2)}$$

### Ec. 3.21

$$\pm (V_{ta})_{i,j}^{F_k^Y} = F_k^Y \cdot (\pm e_{acc}^X) \cdot \frac{K_{i,j} \cdot d_{i,j}}{\sum (K_{i,j} \cdot (d_{i,j})^2)}$$

Los cortes totales  $V_{st}$  de cada muro de corte para el caso Sismo Torsional (St) que incluye la torsión intrínseca y la accidental se calculan según la **Ecuación 3.22**. Las magnitudes de los cortes resultantes debidos al caso Sismo torsional se encuentran en las **Tablas 33 y 34**. Se observa que en este edificio los efectos de la torsión accidental son despreciables en la dirección X-X.

**Ec. 3.22**

$$V_{i,j}^{\pm St} = (V_d)_{i,j} + (V_{ti})_{i,j}^{F_k} \pm (V_{ta})_{i,j}^{F_k}$$

**Tabla 33:** Cortes totales caso Sismo torsional (St) del muro 4.1 en el edificio Tipo A

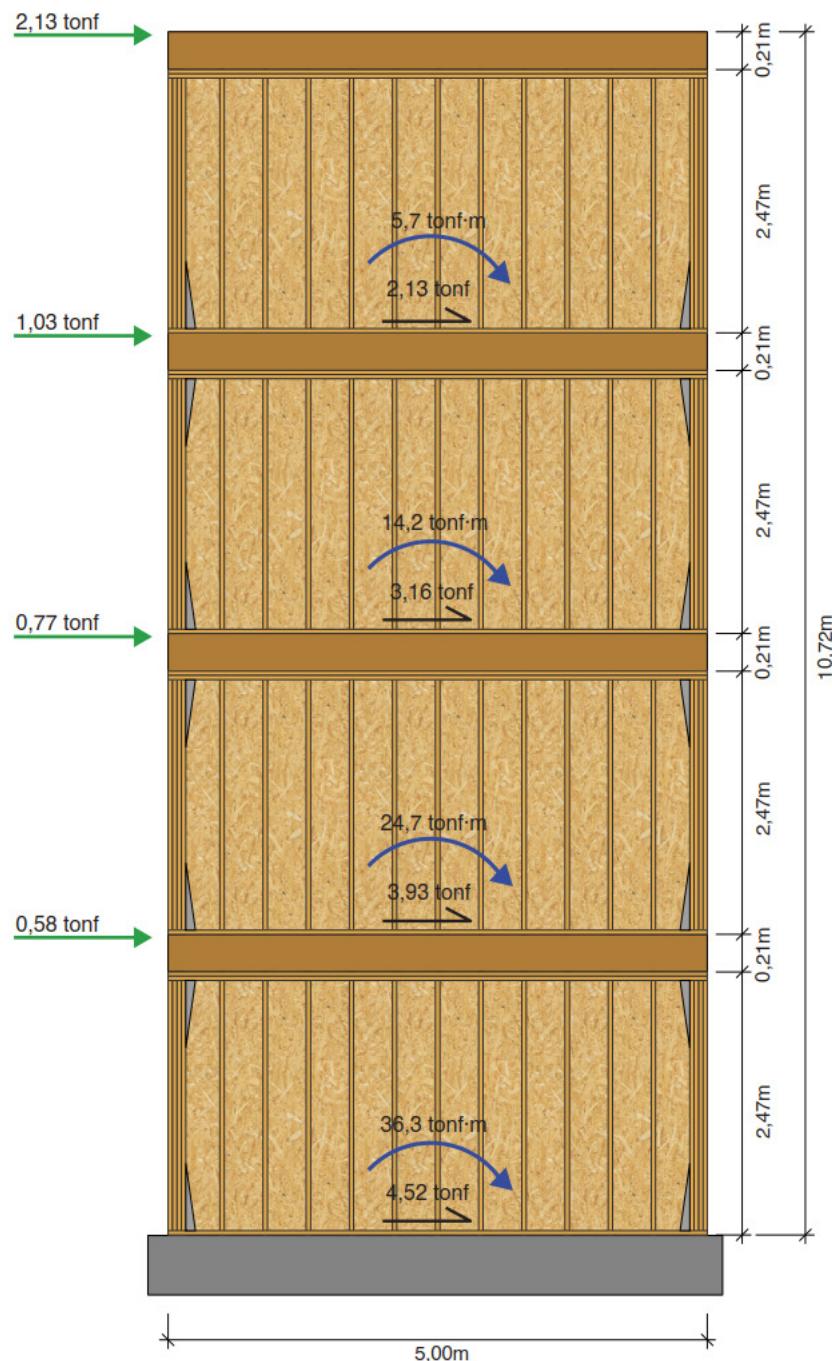
Piso	Muro	V <sub>st</sub> [tonf]			
		+St <sub>x</sub>	-St <sub>x</sub>	+St <sub>y</sub>	-St <sub>y</sub>
1	4.1	0.58	0.58	0.00	0.00
2	4.1	0.77	0.77	0.00	0.00
3	4.1	1.03	1.02	-0.01	0.01
4	4.1	2.13	2.11	-0.02	0.02

**Tabla 34:** Cortes totales caso Sismo torsional (St) del muro F.1 en el edificio Tipo A

Piso	Muro	V <sub>st</sub> [tonf]			
		+St <sub>x</sub>	-St <sub>x</sub>	+St <sub>y</sub>	-St <sub>y</sub>
1	F.1	0.00	0.00	0.30	0.28
2	F.1	-0.02	0.01	0.36	0.32
3	F.1	-0.03	0.01	0.46	0.38
4	F.1	-0.08	0.05	1.06	0.82

### 3.2.4.6. Cortes y momentos acumulados.

En las secciones anteriores se obtuvieron las fuerzas de corte de cada muro resultantes por la solicitud sísmica y los efectos torsionales en cada piso. El siguiente paso consiste en obtener el corte acumulado  $V_{ij}$  y el momento acumulado  $M_{ij}$  en altura en cada muro, los cuales resultan de considerar para un determinado muro en un determinado piso, los efectos de las fuerzas horizontales existentes en los pisos superiores del mismo. Los efectos acumulados para el muro 4.1 se observan gráficamente en la **Figura 21**, donde el corte acumulado se obtiene según la **Ecuación 3.23**, y el momento acumulado según la **Ecuación 3.24**, esto para el muro j en el piso i.



**Figura 21:** Esquema de cortes y momentos acumulados en el muro 4.1 (caso +St<sub>x</sub>).

**Ec. 3.23**

$$V_{i,j} = V_{i,j}^{St} + V_{i+1,j}^{St}$$

**Ec. 3.24**

$$M_{i,j} = V_{i,j}^{St} \cdot h_i + V_{i+1,j} \cdot h_i + M_{i+1,j}$$

En las **Tablas 35** y **36** se resumen los cortes y momentos acumulados de para los casos de carga más demandantes. A partir de la información de estas tablas se puede concluir que el caso de cargas más crítico y que gobierna el diseño es el caso  $+St_x$  para el sismo en la dirección X-X, y el caso  $+St_y$  para el sismo en la dirección Y-Y

**Tabla 35:** Cortes y momentos acumulados del muro 4.1 en el edificio Tipo A por corte directo y torsional.

Piso	Muro	$S_{x-x}$		$+St_x$		$-St_x$	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	4.1	4.50	36.2	<b>4.52</b>	<b>36.3</b>	4.48	36.0
2	4.1	3.92	24.6	<b>3.93</b>	<b>24.7</b>	3.90	24.5
3	4.1	3.14	14.1	<b>3.16</b>	<b>14.2</b>	3.13	14.0
4	4.1	2.12	5.7	<b>2.13</b>	<b>5.7</b>	2.11	5.6

63

**Tabla 36:** Cortes y momentos acumulados del muro F.1 en el edificio Tipo A por corte directo y torsional.

Piso	Muro	$S_{y-y}$		$+St_y$		$-St_y$	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	F.1	1.99	15.8	<b>2.18</b>	<b>17.6</b>	1.80	14.1
2	F.1	1.70	10.7	<b>1.88</b>	<b>12.0</b>	1.52	9.5
3	F.1	1.36	6.2	<b>1.52</b>	<b>6.9</b>	1.20	5.4
4	F.1	0.94	2.5	<b>1.06</b>	<b>2.8</b>	0.82	2.2

En la **Figura 21** se observa que los espesores de las losas de entrepiso son menores a aquellos indicados en la **Figura 19**. Esto se debe a que en la **Figura 19** se presenta el paquete completo de la solución de entrepiso, que incluye la loseta de hormigón y las placas inferiores de yeso cartón, elementos que no hacen parte del *espesor estructural* del diafragma de entrepiso mostrado en la **Figura 21**. Los muros de corte se conectan

bajo el tablero de OSB inferior de la losa de entrepiso, y sobre el tablero de contrachapado superior de la losa de entrepiso. Por lo tanto, el *espesor estructural* de la losa de entrepiso mostrado en la **Figura 21** está conformado por las vigas de entrepiso y los tableros arriostrantes, los cuales de acuerdo con la **Figura 19** tienen un espesor total de: 11 mm + 185 mm + 15 mm = 211 mm.

### 3.2.4.7. Desplazamientos horizontales y cálculo de drifts en los muros de corte.

Los desplazamientos de cada muro se obtienen por medio de la **Ecuación 3.25**, la cual permite calcular las tres componentes de desplazamientos laterales, flexural, de corte y por volcamiento del muro, tal como se vio en la **Sección 2.4**. En la **Ecuación 3.25**,  $V$  es la fuerza de corte acumulada del muro, mientras que  $T$  es la fuerza de tracción acumulada en los anclajes. Con los desplazamientos que resultan de aplicar esta ecuación se pueden calcular las derivas, las cuales resultan de la resta de los desplazamientos relativos de un piso a otro; con las derivas se calculan los drifts, los que se obtienen dividiendo la deriva calculada por la altura del piso respectivo.

**Ec. 3.25**

$$\delta = V \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{H^3}{EA_{ext} L^2} \right)_{Flexión} + V \cdot \left( \frac{H}{L \cdot G_a} \right)_{Corte} + T \cdot \left( \frac{H}{L \cdot K_{Anclaje}} \right)_{Volcamiento}$$

Tal como se verá en la **Sección 3.3.1.5**, el diseño por rigidez del edificio implica controlar los desplazamientos laterales de los muros de corte hasta un drift límite de 0.002 veces la altura del piso. Por consiguiente, para efecto de esta verificación se calcularon las fuerzas internas (corte, momento y tracción), las derivas ( $\Delta$ ), los desplazamientos ( $\delta$ ) y los drifts de los muros 4.1 y F.1 para el caso de carga que gobernó el diseño. Los resultados para ambos muros se resumen en las **Tablas 37 y 38** respectivamente. En estas tablas  $\Delta_F$ ,  $\Delta_V$ ,  $\Delta_{CR}$  son las componentes de derivas debidas a los desplazamientos por flexión, corte y movimiento de cuerpo rígido (volcamiento), mientras que  $\Delta_T$  se refiere a la deriva total, que es la suma de las 3 derivas anteriores. La **Figura 22** presenta los desplazamientos y drifts por piso de los muros 4.1 y F.1 respectivamente.

64

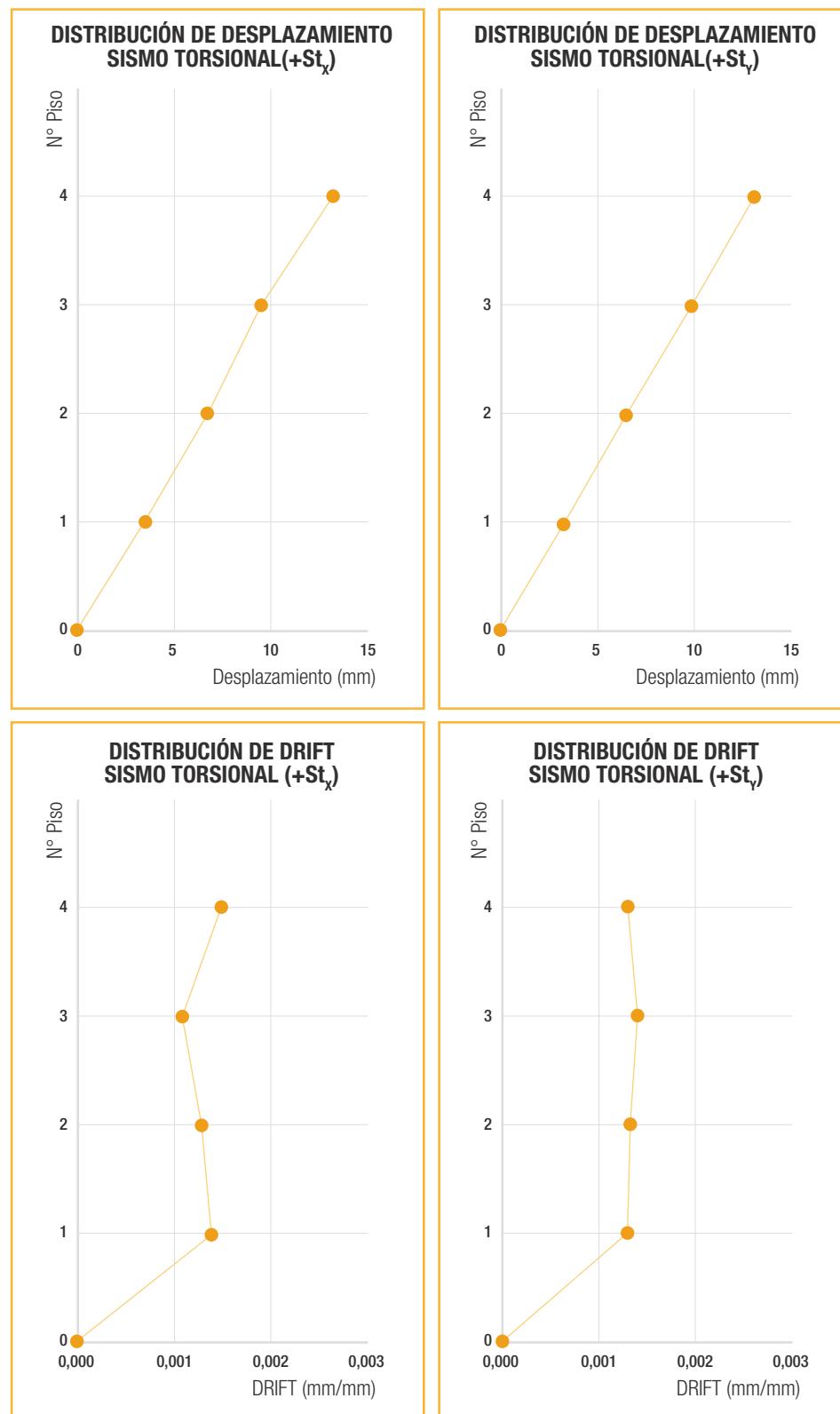
**Tabla 37:** Fuerzas Internas, derivas, desplazamientos de piso y drifts del muro 4.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	Caso de carga que gobierna el diseño: +St <sub>x</sub>								Desp $\delta_T$ [mm]	Drift $\Delta/H$ [mm/mm]		
		Fuerza Internas			Derivas								
		V [tonf]	M [tonf-m]	T [tonf]	$\Delta_F$ [mm]	$\Delta_V$ [mm]	$\Delta_{CR}$ [mm]	$\Delta_T$ [mm]					
1	4.1	4.52	36.35	7.85	0.06	1.39	2.01	3.46	3.5	0.0014			
2	4.1	3.93	24.71	5.22	0.08	1.21	1.94	3.22	6.7	0.0013			
3	4.1	3.16	14.17	2.98	0.10	0.97	1.74	2.81	9.5	0.0011			
4	4.1	2.13	5.70	1.19	0.09	2.35	1.29	3.73	13.2	0.0015			

**Tabla 38:** Fuerzas Internas, derivas, desplazamientos de piso y drifts del muro F.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	Caso de carga que gobierna el diseño: +St <sub>x</sub>								Desp $\delta_T$ [mm]	Drift $\Delta/H$ [mm/mm]		
		Fuerza Internas			Derivas								
		V [tonf]	M [tonf-m]	T [tonf]	$\Delta_F$ [mm]	$\Delta_V$ [mm]	$\Delta_{CR}$ [mm]	$\Delta_T$ [mm]					
1	F.1	2.18	17.58	3.91	0.05	0.71	2.41	3.16	3.2	0.0013			
2	F.1	1.88	11.97	2.63	0.06	1.22	1.93	3.21	6.4	0.0013			
3	F.1	1.52	6.93	1.52	0.07	1.78	1.59	3.44	9.8	0.0014			
4	F.1	1.06	2.85	0.62	0.07	1.82	1.33	3.23	13.0	0.0013			

Para cada uno de los muros restantes del edificio se procede de igual forma obteniendo los desplazamientos, las derivas y los drifts. Todos los muros de corte se diseñan limitando su drift hasta un máximo de 0.002 veces la altura del piso.



**Figura 22:** Desplazamientos de piso y drift de los muros 4.1 (Der.) y F.1 (Izq.) del edificio Tipo A.

### 3.2.5. Cargas de diseño.

En las **Secciones 3.2.1 y 3.2.2**, se obtuvieron los pesos de los pisos por conceptos de cargas Muertas (D) y Vivas (L) para su posterior uso en la obtención del peso sísmico del edificio. Esta información permite calcular las cargas gravitacionales asociadas a cada muro del edificio dependiendo del área tributaria que le corresponda.

La carga axial que soporta un muro debido a carga muerta incluye el peso propio del muro, el peso propio de la losa de entrepiso que le tributa, más el peso proveniente de todos los pisos superiores. La carga axial por concepto de cargas vivas consiste en la sobrecarga que posee la porción de losa que tributa sobre el muro, más las cargas vivas verticales provenientes de los pisos superiores. Las cargas axiales de los muros 4.1 y F.1 por concepto de cargas vivas y muertas se presentan en la **Tabla 39**.

**Tabla 39:** Cargas axiales de compresión por piso en los muros 4.1 y F.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	D	L	Muro	D	L
		Comp. [tonf]	Comp. [tonf]		Comp. [tonf]	Comp. [tonf]
1	4.1	3.34	1.52	F.1	10.44	9.78
2	4.1	2.44	1.14	F.1	7.72	7.33
3	4.1	1.55	0.76	F.1	5.11	4.89
4	4.1	0.73	0.38	F.1	2.54	2.44

Con estos últimos cálculos tenemos todas las fuerzas internas principales de los muros: compresión (C), corte (V) y momento (M) para todos los estados de carga Muerta (D), Viva (L), Sismo (S) y Sismo con Torsión (St). En las **Tablas 40 y 41** se resumen todas las fuerzas internas principales de los muros 4.1 y F.1, respectivamente.

**Tabla 40:** Resumen de fuerzas internas principales del muro 4.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	D		L		$S_{x-x}$		$+St_x$		$-St_x$	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	4.1	3.34	1.52	4.50	36.20	4.52	36.35	4.48	36.05		
2	4.1	2.44	1.14	3.92	24.61	3.93	24.71	3.90	24.50		
3	4.1	1.55	0.76	3.14	14.11	3.16	14.17	3.13	14.04		
4	4.1	0.73	0.38	2.12	5.68	2.13	5.70	2.11	5.65		

**Tabla 41:** Resumen de fuerzas internas principales del muro F.1 del edificio Tipo A

Piso	Muro	D		L		$S_{y-y}$		$+St_y$		$-St_y$	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	F.1	10.44	9.78	1.99	15.84	2.18	17.58	1.80	14.10		
2	F.1	7.72	7.33	1.70	10.72	1.88	11.97	1.52	9.48		
3	F.1	5.11	4.89	1.36	6.17	1.52	6.93	1.20	5.41		
4	F.1	2.54	2.44	0.94	2.52	1.06	2.85	0.82	2.19		

A continuación se listan las combinaciones de carga definidas en la norma NCh 3171 (Instituto Nacional de Normalización, 2010) consideradas para el desarrollo del ejemplo.

- |                  |   |                              |
|------------------|---|------------------------------|
| i. $D$           | vi. $D \pm St_y$                            | xi. $0.6 \cdot D \pm S_x$    |
| ii. $D+L$        | vii. $D \pm 0.75 \cdot S_x + 0.75 \cdot L$  | xii. $0.6 \cdot D \pm S_y$   |
| iii. $D \pm S_x$ | viii. $D \pm 0.75 \cdot S_y + 0.75 \cdot L$ | xiii. $0.6 \cdot D \pm St_x$ |
| iv. $D \pm S_y$  | ix. $D \pm 0.75 \cdot St_x + 0.75 \cdot L$  | xiv. $0.6 \cdot D \pm St_y$  |
| v. $D \pm St_x$  | x. $D \pm 0.75 \cdot St_y + 0.75 \cdot L$   |                              |

### 3.3.

## Resistencia y Verificación estructural.

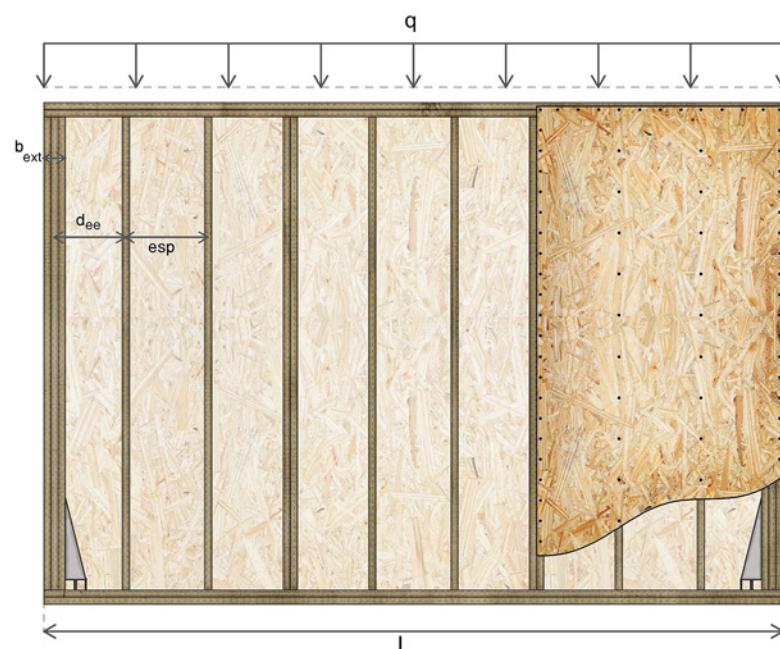
### 3.3.1. Cálculo de fuerzas internas en los muros para verificar sus elementos.

Las fuerzas internas principales de los muros, obtenidas en la sección anterior, son resistidas por los elementos que los conforman. Para determinar la fuerza axial de compresión que deberán resistir los PPDD de borde y los PPDD intermedios debido a las cargas gravitacionales se obtiene la carga distribuida  $q$  por unidad de largo (**Ecuación 3.26**).

Con la carga distribuida  $q$  se obtiene la fuerza axial de compresión que deberán resistir los PPDD de borde y los PPDD intermedios al multiplicarla por los respectivos anchos tributarios. Esto se observa en la **Figura 23**.

**Ec. 3.26**

$$q = \frac{C}{L}$$



**Figura 23:** Carga distribuida y anchos tributarios de PPDD de borde e intermedios.

Así, las distintas solicitudes de compresión de cada uno de los componentes del muro a carga gravitacionales se obtienen de la siguiente manera:

- Compresión en los PPDD de borde.

La compresión de los PPDD de borde se obtiene aplicando la **Ecuación 3.27**, donde se multiplica la carga distribuida del muro, por la mitad de la distancia entre el eje del PPDD de borde y el eje del siguiente PPDD distribuido ( $d_{ee}/2$ ), más la mitad del ancho total de los PPDD de borde, (es  $b_{ext}/2$  debido a que  $d_{ee}$  es la distancia de eje a eje entre el PPDD de borde y el PPDD distribuido):

**Ec. 3.27**

$$C_{PPDD \text{ de borde}} = q \cdot \left( \frac{b_{ext}}{2} + \frac{d_{ee}}{2} \right)$$

- Compresión en los PPDD distribuidos.

La compresión de los PPDD distribuidos se obtiene multiplicando la carga distribuida del muro por el espaciamiento de los PPDD distribuidos como se muestra en la **Ecuación 3.28**, usando la nomenclatura de la **Figura 23**.

**Ec. 3.28**

$$C = q \cdot esp$$

Las fuerzas de los distintos PPDD de los muros 4.1 y F.1 para el caso de carga muerta (D) se resumen en la **Tabla 42**, mientras que para el caso de carga viva (L) se resumen en la **Tabla 43**.

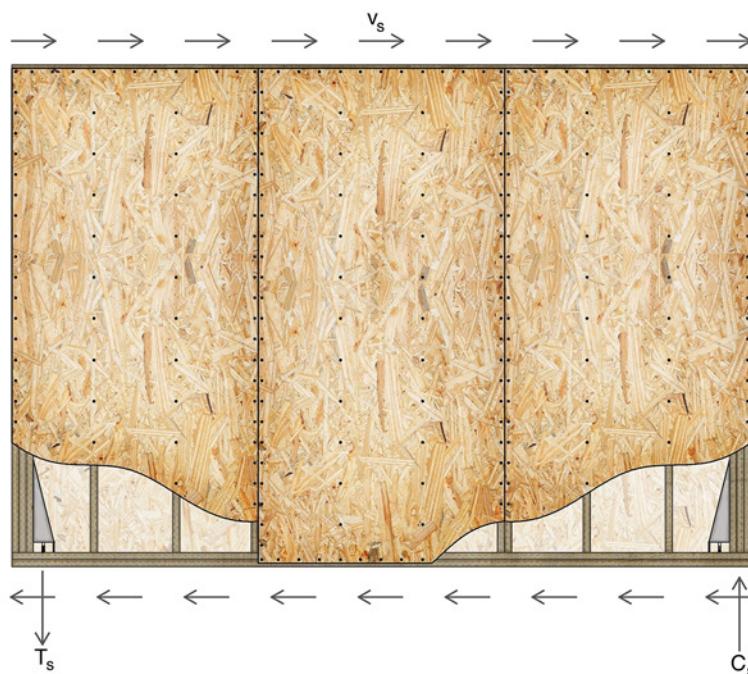
**Tabla 42:** Fuerzas en PPDD del muro 4.1 y F.1 del edificio Tipo A para el caso de carga muerta (D).

Piso	Muro	Caso de carga: Muerta (D)			Muro	Caso de carga: Muerta (D)		
		q [tonf/m]	C <sub>PPDD de borde</sub> [tonf]	C <sub>PPDD</sub> [tonf]		q [tonf/m]	C <sub>PPDD de borde</sub> [tonf]	C <sub>PPDD</sub> [tonf]
1	4.1	0.67	0.27	0.40	F.1	2.20	0.48	0.88
2	4.1	0.49	0.11	0.29	F.1	1.63	0.51	0.98
3	4.1	0.31	0.07	0.19	F.1	1.08	0.23	0.43
4	4.1	0.15	0.03	0.09	F.1	0.54	0.16	0.32

**Tabla 43:** Fuerzas en PPDD del muro 4.1 y F.1 del edificio Tipo A para el caso de carga viva (L).

Piso	Muro	Caso de carga: Viva (L)			Muro	Caso de carga: Viva (L)		
		q [tonf/m]	C <sub>PPDD de borde</sub> [tonf]	C <sub>PPDD</sub> [tonf]		q [tonf/m]	C <sub>PPDD de borde</sub> [tonf]	C <sub>PPDD</sub> [tonf]
1	4.1	0.30	0.12	0.18	F.1	2.06	0.45	0.83
2	4.1	0.23	0.05	0.14	F.1	1.55	0.48	0.93
3	4.1	0.15	0.04	0.09	F.1	1.03	0.22	0.41
4	4.1	0.08	0.02	0.05	F.1	0.52	0.16	0.31

Para determinar las fuerzas de tracción y compresión originadas por la carga sísmica se supone que la tracción actúa en el anclaje y la compresión en el centro del PPDD de borde, tal como se observa en la **Figura 24**.



**Figura 24:** Par de fuerzas de tracción y compresión generado por el momento en muro de corte

69

Las fuerzas de la **Figura 24** se determinan de la siguiente forma:

- Corte por unidad de largo del muro.

El corte por unitario  $v_s$  del muro se obtiene dividiendo la fuerza de corte del muro por el largo según la **Ecuación 3.29**.

**Ec. 3.29**

$$v_s = \frac{V}{L}$$

- Fuerzas de tracción/compresión.

Las fuerzas de tracción y compresión producidas por el momento volcante en el muro se obtienen dividiendo el momento volcante del muro por el largo efectivo del muro según la **Ecuación 3.30**. El largo efectivo del muro  $L'$  corresponde a la distancia entre el centro de gravedad de los PPDD de borde, y el centro de gravedad del anclaje, en este caso del perno de anclaje del HD.

La fuerza de compresión generada debe ser resistida por los PPDD de borde, mientras que la fuerza de tracción debe ser resistida por el anclaje. En caso de utilizar HD, los PPDD de borde también deben ser capaces de soportar la fuerza de tracción.

### Ec. 3.30

$$T_s = C_s = \frac{M}{L}$$

A estas fuerzas se le debe superponer la compresión producto de las cargas gravitacionales que generan un momento resistente el volcamiento. Lo usual en la práctica de la literatura es calcular la compresión asociada a ese momento resistente según la **Ecuación 3.31**.

### Ec. 3.31

$$C = q \cdot \frac{L}{2}$$

Sin embargo, se aconseja por simplicidad, de forma conservadora, tomar como la compresión del anclaje la misma carga que toman los PPDD de borde según el ancho tributario dada por la **Ecuación 3.27**. Esto es especialmente recomendable para muros largos, aquellos con una razón de aspecto (Altura/Longitud) menor a 2/3. Esto es debido a que la incidencia de la carga gravitacional del centro de la longitud del muro para contrarrestar el levantamiento del PPDD de borde es cada vez menor entre más largo sea el muro de corte.

Las fuerzas de corte unitario, tracción y compresión de los muros 4.1 y F.1 para los casos de carga críticos +St<sub>x</sub> y +St<sub>y</sub>, respectivamente, se resumen por piso en la **Tabla 44**.

**Tabla 44:** Fuerzas en los muros 4.1 y F.1 del edificio Tipo A para los casos de carga +St<sub>x</sub> y +St<sub>y</sub>.

Piso	Muro	+St <sub>x</sub>			Muro	+St <sub>y</sub>		
		v <sub>s</sub> [tonf/m]	C <sub>s</sub> [tonf]	T <sub>s</sub> [tonf]		v <sub>s</sub> [tonf/m]	C <sub>s</sub> [tonf]	T <sub>s</sub> [tonf]
1	4.1	0.90	7.85	7.85	F.1	0.46	3.91	3.91
2	4.1	0.79	5.22	5.22	F.1	0.40	2.63	2.63
3	4.1	0.63	2.98	2.98	F.1	0.32	1.52	1.52
4	4.1	0.43	1.19	1.19	F.1	0.22	0.62	0.62

### 3.3.1.1. Verificación de resistencia al corte de los muros.

La resistencia al corte de los muros se determina según lo explicado en la **Sección 2.3.1**. Los parámetros de diseño más relevantes para la determinación de la resistencia al corte en los muros 4.1 y F.1 se resumen en las **Tablas 45 y 46** respectivamente. También se muestran la máxima solicitud de corte unitario en cada muro para la combinación con torsión, y su Factor de Utilización (F.U.). Se aprecia que el diseño a corte de ambos muros es satisfactorio.

**Tabla 45:** Resistencia, solicitud y verificación a corte del muro 4.1

Piso	Muro	Resistencia								Solicitud (D+Stx)	Verificación
		Clasificación del tablero	Tipo de tablero	Cantidad de tableros	Espesor tableros [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	$v_n$ [tonf/m]	$v$ [tonf/m]		
1	4.1	Sheathing	OSB	2	9.5	8d	50	1.58	0.90	0.57	
2	4.1	Sheathing	OSB	2	9.5	8d	50	1.58	0.79	0.50	
3	4.1	Sheathing	OSB	2	9.5	8d	50	1.58	0.63	0.40	
4	4.1	Sheathing	OSB	1	9.5	8d	100	0.48	0.43	0.89	

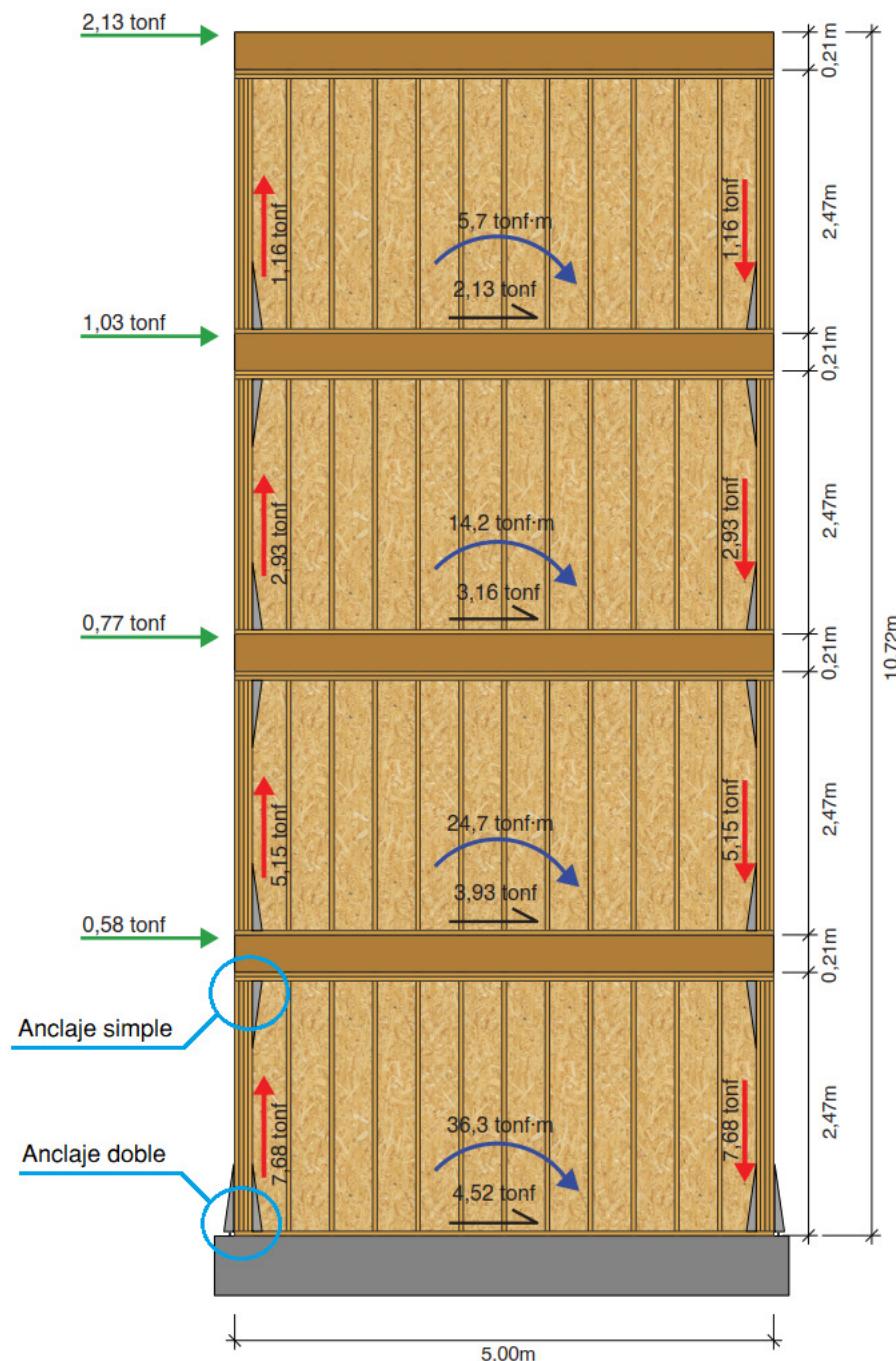
**Tabla 46:** Resistencia, solicitud y verificación a corte de muro F.1

Piso	Muro	Resistencia								Solicitud (D+Stx)	Verificación
		Clasificación del tablero	Tipo de tablero	Cantidad de tableros	Espesor tableros [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	$v_n$ [tonf/m]	$v$ [tonf/m]		
1	F.1	Sheathing	OSB	2	9.5	8d	50	1.58	0.46	0.29	
2	F.1	Sheathing	OSB	1	9.5	8d	50	0.79	0.40	0.50	
3	F.1	Sheathing	OSB	1	9.5	8d	100	0.48	0.32	0.68	
4	F.1	Sheathing	OSB	1	9.5	8d	150	0.33	0.23	0.69	

### 3.3.1.2. Verificación a tracción del anclaje tipo Hold-Down.

El sistema de anclaje es el encargado de resistir las fuerzas de tracción que se generan en el extremo inferior del muro producto de los momentos volcantes; adicionalmente los anclajes deben transmitir las fuerzas de tracción en el muro desde los pisos superiores hasta la fundación, lo que se conoce como generar una *trayectoria continua de la carga*. Para lograr

esto, es necesario que el muro del piso inferior posea anclajes tanto en su extremo superior y así pueda recibir las cargas, como en su parte inferior para poder transmitirlas hacia los muros de subyacentes, gráficamente esto se observa en la **Figura 25**. Los anclajes deben ser ubicados en ambos extremos del muro de corte, tomando en consideración que las solicitudes sísmicas son reversibles.



**Figura 25:** Esquema de anclajes HD en Muro 4.1 para garantizar la trayectoria continua de carga.

Para el desarrollo de este ejemplo se utilizará como sistema de anclaje los conectores Hold-Down de Simpson Strong-Tie, específicamente los modelos de la serie HDB. El catálogo de conectores metálicos estructurales Simpson Strong-Tie “Conectores para la construcción con madera” (Simpson Strong-Tie Company Inc., 2019) entrega la tensión y elongación admisibles para cada modelo de anclaje, la configuración de sujetadores y el tipo de madera utilizado en los PPDD de borde. En la **Tabla 47** se presenta como ejemplo los parámetros típicos de diseño y detallamiento para los Hold-Downs que proporcionan catálogos como el antes indicado.

Para asegurar que el anclaje resista las cargas y deformaciones admisibles indicadas en el catálogo, se debe respetar la configuración de la conexión del anclaje (tipo, cantidad y diámetro de los conectores) con los PPDD de borde, el diámetro de la barra de anclaje, las dimensiones de los PPDD de borde y su especie de madera. La madera pino radiata presenta una gravedad específica ( $G=0.45$ ) similar a la madera HF (Hem Fir  $G=0.42$ ) indicada en la tabla, por lo que es posible utilizar los valores de diseño asociados a dicho tipo de madera (valores en libras, deflexión en pulgadas). Finalmente, hay que señalar que la carga admisible a tracción ya considera la amplificación por el factor de modificación por duración de carga de 1.6, correspondiente a cargas de corta duración como viento o sismo.

**Tabla 47:** Catálogo Anclaje HDB Simpson Strong-Tie

No. de modelo	Material		Dimensiones (pulg.)							Sujetadores (pulg.)		Tamaño mínimo del elemento de madera (pulg.)	Cargas de tensión permitidas (160)		Deflexión en la carga máxima permitida	Ref. del código
	Base (pulg.)	Cuerpo (cal.)	HB	SB	W	H	B	CL	SO	Diám. del anclaje Perno	Pernos prisioneros		DF/SP	SPF/HF		
HD3B	—	12	4 3/4	2 1/2	2 1/2	8 5/8	2 1/4	1 5/16	3/8	5/8	(2) 5/8	1 1/2 x 3 1/2	1,895	1,610	0.156	73
												2 1/2 x 3 1/2	2,525	2,145	0.169	
												3 x 3 1/2	3,130	3,050	0.12	
												3 1/2 x 3 1/2	3,130	3,050	0.12	
HD5B	3/16	10	5 1/4	3	2 1/2	9 3/8	2 1/2	1 1/4	2	5/8	(2) 3/4	1 1/2 x 3 1/2	2,405	2,070	0.153	IBC, FL, LA
												2 1/2 x 3 1/2	3,750	3,190	0.129	
												3 x 3 1/2	4,505	3,785	0.156	
												3 1/2 x 3 1/2	4,935	4,195	0.15	
HD7B	3/16	10	5 1/4	3	2 1/2	12 3/8	2 1/2	1 1/4	2	7/8	(3) 3/4	3 x 3 1/2	6,645	5,650	0.142	73
												3 1/2 x 3 1/2	7,310	6,215	0.154	
												3 1/2 x 4 1/2	7,345	6,245	0.155	
HD9B	3/8	7	6 1/8	3 1/2	2 7/8	14	2 1/2	1 1/4	2 3/8	7/8	(3) 7/8	3 1/2 x 3 1/2	7,740	6,580	0.159	73
												3 1/2 x 4 1/2	9,920	8,430	0.178	
												3 1/2 x 5 1/2	9,920	8,430	0.178	
												3 1/2 x 7 1/4	10,035	8,530	0.179	
HD12	3/8	3	7	4	3 1/2	20 5/16	4 1/4	2 1/8	3 5/8	1	(4) 1	3 1/2 x 3 1/2	11,350	9,215	0.171	73
												3 1/2 x 4 1/2	12,665	10,765	0.171	
												5 1/2 x 5 1/2	14,220	12,085	0.162	
												3 1/2 x 3 1/2	11,775	9,215	0.171	
												3 1/2 x 4 1/2	13,335	11,055	0.177	
												3 1/2 x 7 1/4	15,435	13,120	0.194	
												5 1/2 x 5 1/2	15,510	12,690	0.162	
HD19	3/8	3	7	4	3 1/2	24 1/2	4 1/4	2 1/8	3 5/8	1 1/8	(5) 1	3 1/2 x 7 1/4	16,735	14,225	0.191	73
												5 1/2 x 5 1/2	16,775	12,690	0.2	
												3 1/2 x 7 1/4	19,360	15,270	0.18	
												5 1/2 x 5 1/2	19,070	16,210	0.137	

En las **Tablas 48 y 49** se presentan las resistencias, solicitudes y verificaciones de los anclajes de los muros 4.1 y F.1 en cada piso, para las combinaciones de carga 0.6D+Stx y 0.6D+Sty respectivamente, por ser las combinaciones que controlaron el diseño. Al observar los factores de utilización (F.U.) menores a uno se verifica que los elementos cumplen con los requerimientos de diseño.

Se observa en la **Tabla 48** que para el primer piso del muro 4.1, la magnitud de la fuerza de tracción obliga a utilizar Hold-Downs dobles tal como se ilustra en la **Figura 25**. Estos se colocan a cada lado del pie derecho de borde y después se puede esconder el anclaje exterior instalando un pie derecho después del mismo, tapando este “sobrelargo” del muro de corte con tableros de yeso cartón.

**Tabla 48:** Resistencia, solicitud y verificación a tracción de los anclajes del muro 4.1

Piso	Muro	Resistencia		Solicitud (0.6D+Stx)	Verificación
		Modelo de HD	$T_{adm}$ [tonf]	$T_s$ [tonf]	F.U.
1	4.1	HD12 Dobles	8.36	7.69	0.92
2	4.1	HD12	5.48	5.15	0.94
3	4.1	HD9B	3.82	2.93	0.77
4	4.1	HD3B	1.38	1.17	0.84

**Tabla 49:** Resistencia, solicitud y verificación a tracción de los anclajes del muro F.1

Piso	Muro	Resistencia		Solicitud (0.6D+Sty)	Verificación
		Modelo de HD	$T_{adm}$ [tonf]	$T_s$ [tonf]	F.U.
1	F.1	HD9B	3.82	3.62	0.95
2	F.1	HD7B	2.56	2.33	0.91
3	F.1	HD5B	1.90	1.39	0.73
4	F.1	HD5B	0.94	0.52	0.56

### 3.3.1.3. Verificación a compresión de PPDD distribuidos y de borde.

Los PPDD del muro se dividen en dos tipos según la **Figura 1**, PPDD de borde y PPDD distribuidos. Los primeros están encargados de resistir tanto las cargas gravitacionales, como las cargas de compresión adicionales generadas por el momento volcante. Los PPDD distribuidos resisten sólo cargas gravitacionales y son los más demandados por éstas.

La tensión admisible de diseño de los PPDD de borde y distribuidos debe calcularse según la sección 7.3 - *Elementos en compresión paralela* de la norma NCh1198, Instituto Nacional de Normalización, (2014).

Para el desarrollo del ejemplo, se considera que la humedad de servicio es de 12%, lo que implica un factor de modificación por humedad de 1.0. Se considera madera tratada químicamente, por lo

que se utiliza un factor de modificación de 0.9, y dado que se trata de madera MGP10, el factor de corrección del módulo de elasticidad por altura es 1.0.

En las **Tablas 50 y 51** se resumen la resistencia, solicitudación y verificación de los PPDD distribuidos del muro 4.1 y F.1 respectivamente, para el caso de la combinación de cargas D+L.

**Tabla 50:** Resistencia, solicitudación y verificación a compresión de los PPDD distribuidos del muro 4.1

Piso	Muro	Resistencia							Solicitudación (D+L)		Verificación
		Grado estructural madera	Escuadría	b [mm]	h [mm]	K <sub>D</sub>	K <sub>λ</sub>	f <sub>cp,λ,dis</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Espaciamiento PPDD [mm]	σ <sub>cp</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	
1	4.1	MGP10	2x6	35	138	1.00	0.58	53.1	600	12.1	0.23
2	4.1	MGP10	2x6	35	138	1.00	0.58	53.1	600	8.9	0.17
3	4.1	MGP10	2x4	35	90	1.00	0.35	32.1	600	8.8	0.27
4	4.1	MGP10	2x4	35	90	1.00	0.35	32.1	600	4.2	0.13

**Tabla 51:** Resistencia, solicitudación y verificación a compresión de los PPDD distribuidos del muro F.1

Piso	Muro	Resistencia							Solicitudación (D+L)		Verificación
		Grado estructural madera	Escuadría	b [mm]	h [mm]	K <sub>D</sub>	K <sub>λ</sub>	f <sub>cp,λ,dis</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Espaciamiento PPDD [mm]	σ <sub>cp</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	
1	F.1	MGP10	2x6	35	138	1.00	0.58	53.1	400	35.3	0.66
2	F.1	MGP10	2x6	35	138	1.00	0.58	53.1	600	39.5	0.74
3	F.1	MGP10	2x4	35	90	1.00	0.35	32.1	400	26.8	0.84
4	F.1	MGP10	2x4	35	90	1.00	0.35	32.1	600	20.0	0.63

En las **Tablas 52 y 53** se resumen la resistencia, solicitudación y verificación de los PPDD de borde del muro 4.1 y F.1 para las combinaciones de carga D+Stx y D+Sty, respectivamente.

**Tabla 52:** Resistencia, solicitudación y verificación a compresión de los PPDD de borde del muro 4.1

Piso	Muro	Resistencia							Solicitudación (D+Stx)		Verificación
		Grado estructural madera	Escuadría	b [mm]	h [mm]	K <sub>D</sub>	K <sub>λ</sub>	f <sub>cp,λ,dis</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>cp</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]		
1	4.1	MGP10	2x6 Séxtuples	210	138	1.60	0.58	69.6	28.0	0.40	
2	4.1	MGP10	2x6 Cuádruples	140	138	1.60	0.58	69.6	27.6	0.40	
3	4.1	MGP10	2x4 Cuádruples	140	90	1.60	0.35	36.9	24.2	0.66	
4	4.1	MGP10	2x4 Triples	105	90	1.60	0.35	36.9	12.9	0.35	

**Tabla 53:** Resistencia, solicitudación y verificación a compresión de los PPDD de borde del muro F.1

Piso	Muro	Resistencia							Solicitudación (D+Stx)	Verificación
		Grado estructural madera	Escuadría	b [mm]	h [mm]	K <sub>D</sub>	K <sub>A</sub>	f <sub>ep,λ,dis</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>ep</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	F.U.
1	F.1	MGP10	2x6 Cuádruples	140	138	1.60	0.58	69.6	22.7	0.33
2	F.1	MGP10	2x6 Triples	105	138	1.60	0.58	69.6	21.7	0.31
3	F.1	MGP10	2x4 Triples	105	90	1.60	0.35	36.9	18.5	0.50
4	F.1	MGP10	2x4 Dobles	70	90	1.60	0.35	36.9	12.4	0.34

### 3.3.1.4. Verificación a tracción del PPDD de borde.

Cuando se utiliza el sistema de anclaje de Hold-Down, los PPDD de borde del muro de corte deben ser capaces de resistir las tracciones que se generan producto del momento volcante.

La tensión admisible de diseño de los PPDD de borde debe calcularse según la sección 7.4 - *Elementos en tracción paralela* de la norma NCh1198, Instituto Nacional de Normalización, (2014).

Para el desarrollo del ejemplo, se considera que la humedad de servicio es de 12%, lo que implica un factor de modificación por humedad de 1.0. Adicionalmente se considera madera

tratada químicamente, para lo que se utiliza un factor de modificación de 0.9, y dado que los Hold-Down tipo HDB utilizan pernos para conectarse a los PPDD de borde, se utiliza un factor de modificación por concentración de tensiones de 0.70.

Es importante mencionar que las verificaciones deben realizarse utilizando el área neta de los PPDD de borde debido a la reducción de la sección transversal bruta generada por las perforaciones de pernos para conectar los Hold-Down.

En las **Tablas 54 y 55**, se muestra las áreas netas de los PPDD de borde de los muros 4.1 y F.1, según el anclaje y perno utilizado en cada muro.

**Tabla 54:** Áreas netas de PPDD de borde del muro 4.1

Piso	Muro	Área Bruta					Área por reducir			Área Neta [cm <sup>2</sup> ]
		Escuadría	b [mm]	h [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]	Modelo HD	Diámetro perno, d [mm]	Área reducción b x d [cm <sup>2</sup> ]	Área Neta [cm <sup>2</sup> ]	
1	4.1	2x6 Séxtuples	210	138	289.80	HD12 Dobles	25.4	53.34	236.46	
2	4.1	2x6 Cuádruples	140	138	193.20	HD12	25.4	35.56	157.64	
3	4.1	2x4 Cuádruples	140	90	126.00	HD9B	22.2	31.12	94.89	
4	4.1	2x4 Triples	105	90	94.50	HD3B	15.9	16.67	77.83	

**Tabla 55:** Áreas netas de PPDD de borde del muro F.1

Piso	Muro	Área Bruta				Área por reducir			Área Neta [cm <sup>2</sup> ]
		Escuadría	b [mm]	h [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]	Modelo HD	Diámetro perno, d [mm]	Área reducción b x d [cm <sup>2</sup> ]	
1	F.1	2x6 Cuádruples	140	138	193.20	HD9B	22.2	31.12	162.09
2	F.1	2x6 Triples	105	138	144.90	HD7B	19.1	20.00	124.90
3	F.1	2x4 Triples	105	90	94.50	HD5B	19.1	20.00	74.50
4	F.1	2x4 Dobles	70	90	63.00	HD5B	15.9	11.11	51.89

En las **Tablas 56 y 57** se resume la resistencia solicitación y verificación de los PPDD de borde del muro 4.1 y F.1 para la combinación de carga 0.6D+Stx y 0.6D+Sty, respectivamente.

**Tabla 56:** Resistencia, solicitudación y verificación a tracción de PPDD de borde del muro 4.1

Piso	Muro	Resistencia							Solicitudación (0.6D+Stx)	Verificación
		Grado estructural madera	Escuadría	b [mm]	h [mm]	K <sub>D</sub>	K <sub>hf</sub>	f <sub>tp,dis</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>tp</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	
1	4.1	MGP10	2x6 Séxtuples	210	138	1.60	0.91	38	33	0.87
2	4.1	MGP10	2x6 Cuádruples	140	138	1.60	1.00	41	33	0.79
3	4.1	MGP10	2x4 Cuádruples	140	90	1.60	1.00	41	31	0.75
4	4.1	MGP10	2x4 Triples	105	90	1.60	1.00	41	15	0.36

**Tabla 57:** Resistencia, solicitudación y verificación a tracción de PPDD de borde del muro F.1

Piso	Muro	Resistencia							Solicitudación (0.6D+Sty)	Verificación
		Grado estructural madera	Escuadría	b [mm]	h [mm]	K <sub>D</sub>	K <sub>hf</sub>	f <sub>tp,dis</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>tp</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	
1	F.1	MGP10	2x6 Cuádruples	140	138	1.60	1.00	41	22	0.54
2	F.1	MGP10	2x6 Triples	105	138	1.60	1.00	41	19	0.45
3	F.1	MGP10	2x4 Triples	105	90	1.60	1.00	41	19	0.45
4	F.1	MGP10	2x4 Dobles	70	90	1.60	1.00	41	10	0.24

### 3.3.1.5. Verificación de drifts admisibles del edificio.

La sección 5.9 de la norma NCh 433 contiene los requerimientos que deben satisfacer los edificios en cuanto a las verificaciones para los desplazamientos admisibles horizontales.

*"5.9.2 El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002."*

*"5.9.3 El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0.001 h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso."*

Instituto Nacional de Normalización (2009).

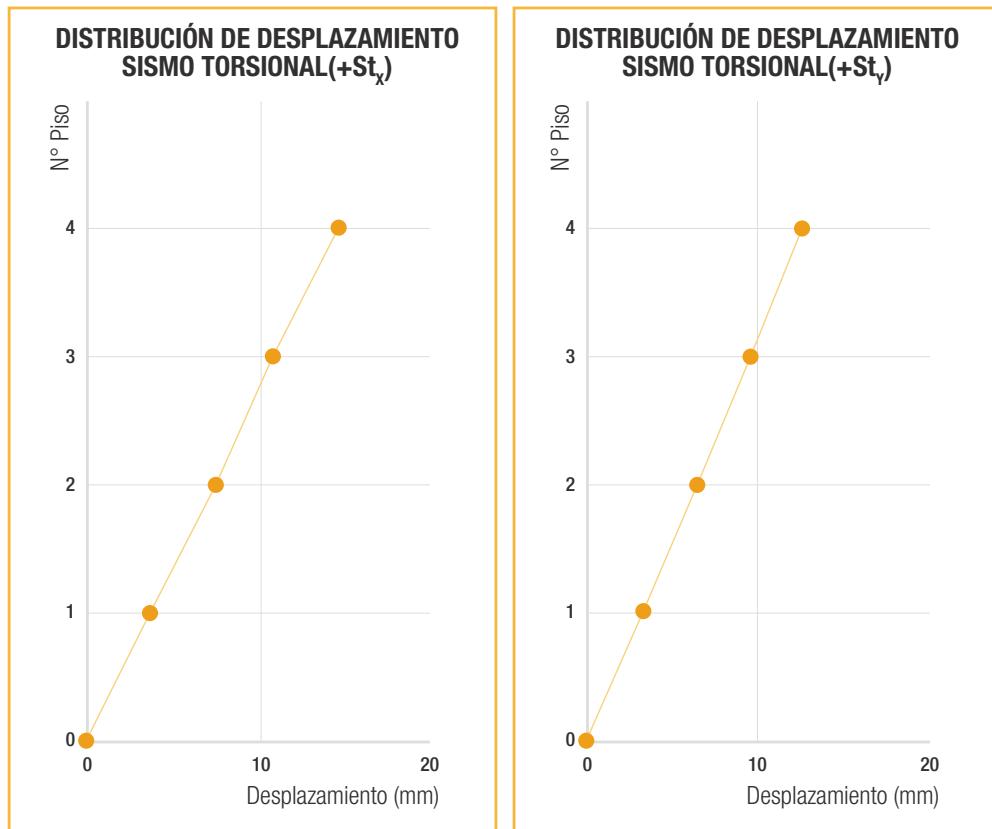
En la **Tabla 58** se resumen las derivas ( $\Delta_t$ ), los desplazamientos ( $\delta$ ) y drifts ( $\Delta/H$ ) de los muros 4.1 y F.1 para los casos de carga sísmicos que gobernarán el diseño  $+St_x$  y  $+St_y$  tal como se vio en la **Sección 3.2.4.7**. De igual forma a lo indicado en esa sección, cada uno de los muros de corte restantes del edificio se diseñan para un drift máximo de 0.002 veces la altura del piso, por consiguiente es evidente que el centro de masa del edificio también tendrá un drift menor a 0.002. Por lo tanto, es posible calcular los desplazamientos del centro de masa del edificio en forma aproximada como el promedio de los desplazamientos de los muros de corte de ese piso según la dirección de análisis. Esto se presenta en la **Tabla 59** y esto se observa gráficamente en la **Figura 26**.

**Tabla 58:** Verificación de derivas, desplazamientos de piso y drifts en los muros 4.1 y F.1

Piso	Muro	Solicitud (+St <sub>x</sub> )			Muro	Solicitud (+St <sub>y</sub> )		
		$\Delta_t$ [mm]	$\delta$ [mm]	$\Delta/H$ [mm/mm]		$\Delta_t$ [mm]	$\delta$ [mm]	$\Delta/H$ [mm/mm]
1	4.1	3.46	3.5	0.0014	F.1	3.16	3.2	0.0013
2	4.1	3.22	6.7	0.0013	F.1	3.21	6.4	0.0013
3	4.1	2.81	9.5	0.0011	F.1	3.44	9.8	0.0014
4	4.1	3.73	13.2	0.0015	F.1	3.23	13.0	0.0013

**Tabla 59:** Derivas y desplazamientos aproximados de piso del edificio Tipo A

Piso	Solicitud (+St <sub>x</sub> )		Solicitud (+St <sub>y</sub> )	
	Derivas y desplazamientos Aprox. del CM en la dirección X-X		Derivas y desplazamientos Aprox. del CM en la dirección Y-Y	
	$\Delta$ [mm]	$\delta$ [mm]	$\Delta$ [mm]	$\delta$ [mm]
1	3.6	3.6	3.3	3.3
2	3.8	7.4	3.2	6.5
3	3.3	10.7	3.2	9.7
4	3.8	14.5	2.9	12.6



**Figura 26:** Desplazamientos aproximados de piso del edificio Tipo A

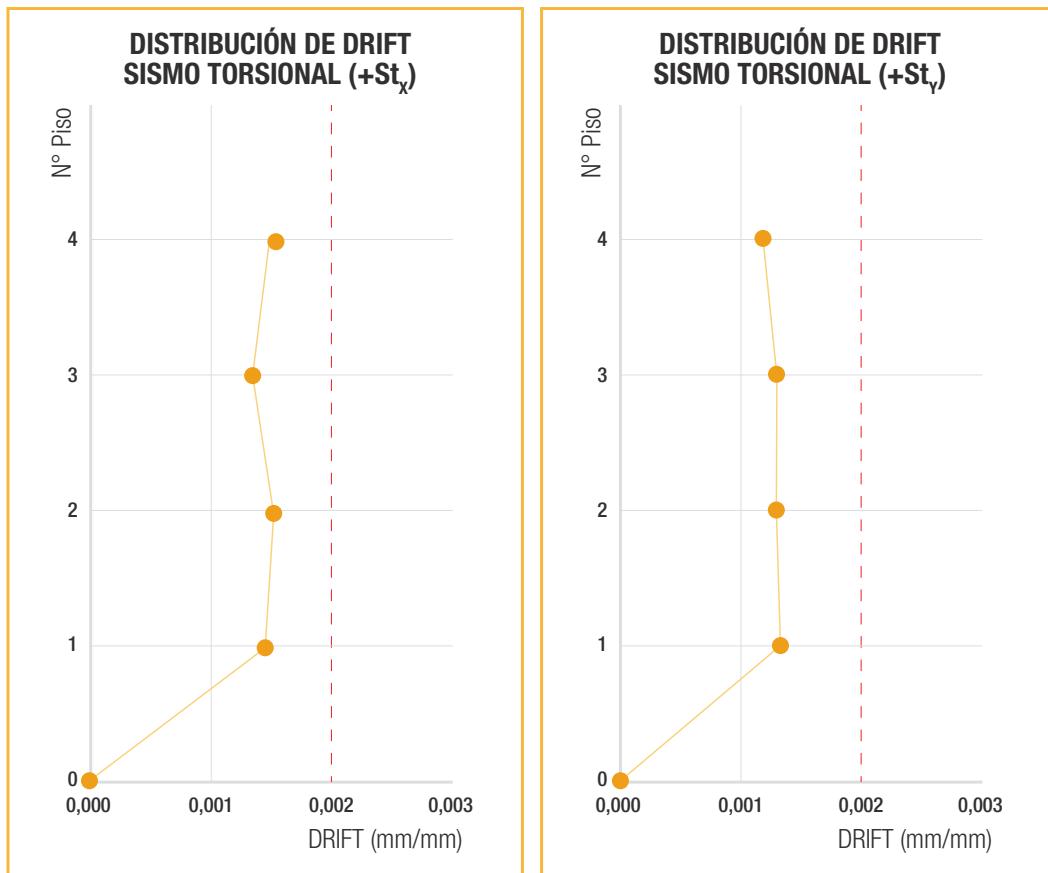
79

Para representar el drift del piso en el centro de masa, se calcula su magnitud como el promedio del drift de los muros de corte de cada piso según dirección de análisis. Así la verificación de drift del edificio para sus centros de masas se resume en la **Tabla 60**.

**Tabla 60:** Verificación del drift en los centros de masas del edificio Tipo A

Piso	Solicitud (+St <sub>x</sub> )		Solicitud (+St <sub>y</sub> )	
	Drift aprox. del CM en la dirección X-X		Drift aprox. del CM en la dirección Y-Y	
	Δ/H [mm]	Δ/H [mm]	Δ/H [mm]	Δ/H [mm]
1		0.0015		0.0013
2		0.0015		0.0013
3		0.0013		0.0013
4		0.0015		0.0012

En el gráfico de la **Figura 27**, se muestra la distribución de drift en altura que resultó del promedio de los drift de los muros de cada piso, lo cual muestra en forma aproximada los drift de los centros de masas del edificio Tipo A en las direcciones globales X-X e Y-Y. Se observa que todos los pisos cumplen con el requerimiento de drift máximo.



**Figura 27:** Verificación del drift del edificio Tipo A

Finalmente, la última verificación de la norma NCh 433 respecto a los desplazamientos es la indicada en la cláusula 5.9.3. Este límite tiene por objetivo controlar las torsiones excesivas que pudiesen ocurrir en el edificio. Para realizar la verificación es necesario identificar el muro que presenta el

mayor drift para los casos sísmicos y asegurarse de que éste no presente un drift mayor que un 0.001 del drift que presenta el centro de masa del edificio. En la **Tabla 61** se muestra la verificación al drift torsional, identificando la nomenclatura del muro que presenta el mayor drift de cada piso.

**Tabla 61:** Verificación del drift torsional del edificio Tipo A

Piso	Muro	Drift Admisible	Solicitud (+Stx)	Muro	Drift Admisible	Solicitud (+Stx)
		$\Delta_{cm}/H + 0.001$ [mm/mm]	$\Delta/H$ [mm/mm]		$\Delta_{cm}/H + 0.001$ [mm/mm]	$\Delta/H$ [mm/mm]
1	5.1	0.0025	0.0018	C.1	0.0023	0.0019
2	7.3	0.0025	0.0020	C.1	0.0023	0.0019
3	7.3	0.0023	0.0018	A.1	0.0023	0.0019
4	7.2	0.0025	0.0018	A.1	0.0022	0.0018

### 3.3.1.6. Verificación de la conexión para el traspaso de corte entre losa de entrepiso y muros.

La conexión para el traspaso de corte entre losa de entrepiso y los muros de corte, en adelante “conexión muro-losa”; se realiza mediante conectores anti-deslizamiento (ver **Figura 1**). Esta conexión tiene como propósito controlar el deslizamiento de los muros y transmitir las fuerzas de corte de la losa de entrepiso a los muros y viceversa, para que la losa de entrepiso a su vez las transmita al muro del piso inferior. De esta forma se genera la trayectoria continua de las fuerzas de corte hasta las fundaciones de la edificación.

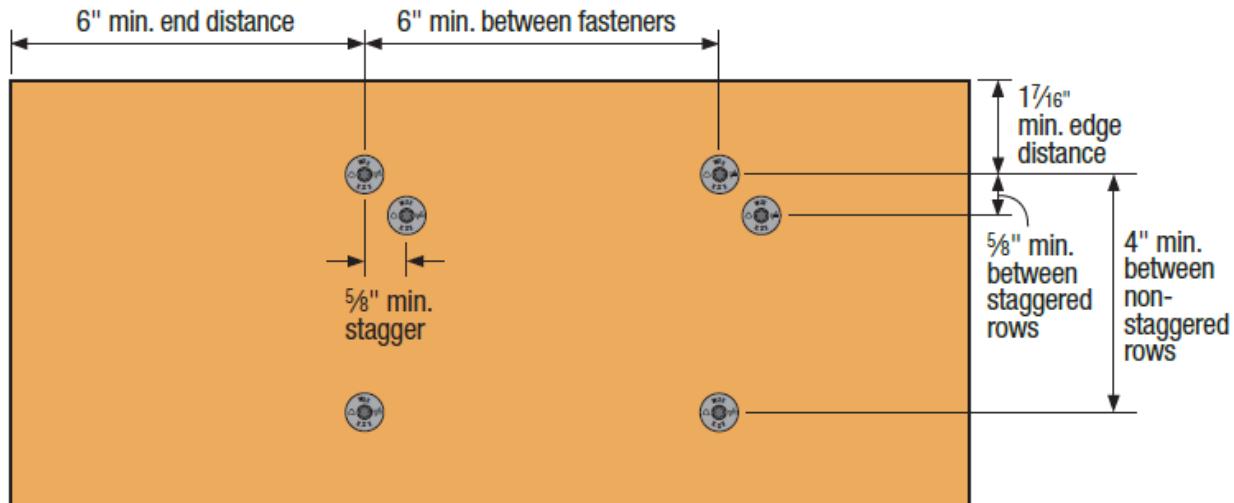
Para realizar la conexión muro-losa se utilizan gran variedad de conectores tales como pernos, tornillos, tirafondos, clavos grandes, brackets y pletinas metálicas. El uso de un determinado conector dependerá tanto de la demanda de fuerza en la conexión como de la preferencia del diseñador. En caso de utilizar un conector cuya capacidad no esté especificada por un fabricante en un catálogo, el cálculo deberá ser realizado mediante los procedimientos de la norma NCh 1198. En el **Anexo 6.2** se muestra el cálculo de una conexión muro-losa de acuerdo con el procedimiento de la norma NCh 1198 para uno de los conectores chilenos.

En este ejemplo se utilizan tornillos SDWS22600DB de Simpson Strong-Tie, cuyo diámetro, largo y capacidad admisible a corte son

5.59 mm, 152 mm y 166 kgf, respectivamente. Estos datos se obtienen del catálogo “Conectores para la construcción con madera”, Simpson Strong-Tie Company Inc. (2019).

La carga admisible del conector del catálogo está asociada a un factor de duración de aplicación de la carga de 1.0, correspondiente a cargas de duración normal. Sin embargo, dado que esta conexión estará solicitada a cargas sísmicas, la carga admisible se puede amplificar por el factor de duración de carga de 1.6 de acuerdo con lo indicado en el Anexo G de la norma NCh 1198. Por otra parte, dado que el diámetro del tornillo es menor a 6.4 mm, el factor de modificación por longitud de la hilera es de 1.0. Adicionalmente, para el desarrollo del ejemplo se supone que la humedad durante construcción y servicio es menor a 19%, por lo que el factor de modificación por contenido de humedad de la madera es 1.0.

Para asegurar que se alcancen las cargas admisibles indicadas en el catálogo es necesario cumplir con los distanciamientos mínimos que indica el mismo. En la **Figura 28**, se muestran los espaciamientos mínimos para el tornillo SDWS22600DB de Simpson Strong-Tie. La norma NCh 1198 también presenta restricciones respecto a los espaciamientos mínimos de los tornillos, que para el caso de este diámetro de tornillo, dichas restricciones no controlan el diseño de esta conexión.



### SDWS Timber Screw Spacing Requirements

**Figura 28:** Espaciamientos mínimos del tornillo SDWS22600DB (Simpson Strong-Tie Company Inc., 2019)

Una vez definido el conector a utilizar, el siguiente paso consiste en determinar para cada muro del edificio la cantidad y configuración de los conectores. No obstante, antes de realizar ese paso, es necesario tener en cuenta la siguiente consideración.

Para que un edificio en sistema marco-plataforma tenga una buena respuesta sísmica, es importante que el comportamiento no lineal y la disipación de energía del sistema no se concentren en esta conexión entre el muro y la losa de entrepiso. Esto debido a que este tipo de respuesta no podría garantizar una trayectoria continua de las cargas desde los muros superiores hasta la fundación, lo cual generaría finalmente una pérdida en la integridad estructural de la edificación. En vez de lo anterior, una buena filosofía de diseño busca que la disipación de energía se concentre en las conexiones clavadas del tablero arriostrante al marco de madera en los muros de corte. Para lograr esto, la resistencia de la conexión muro-losa debe ser mayor que la resistencia del muro de corte. Por consiguiente, para diseñar la conexión muro-losa es recomendable amplificar las solicitudes de corte del muro por un factor de sobre resistencia.

Para determinar la magnitud del factor de sobre resistencia de diseño en la conexión muro-losa ( $\Omega_{diseño}$ ), se propone considerar el máximo entre: i) el valor de 1.2 de acuerdo con las recomendaciones del código canadiense CSA O86-14 Engineering design in wood en su sección 11.8.2, CSA Group (2017); y ii) el valor de la sobre resistencia del muro ( $\Omega_{muro}$ ), definido como la razón entre la resistencia sobre la solicitud del muro. El supuesto detrás de la propuesta anterior se fundamenta en que el factor de seguridad entre la resistencia admisible y la capacidad última del tornillo utilizado para esta conexión muro-losa, es mayor al factor de seguridad entre la resistencia admisible y la capacidad última del muro.

Finalmente, con la solicitud amplificada por el factor de sobre resistencia de diseño  $\Omega_{diseño}$  y la capacidad del conector corregida por el factor de la duración de carga  $K_D = 1.6$ , se obtiene la cantidad mínima de tornillos requeridos en la conexión de cada muro a la losa de entrepiso. Por último, se define la cantidad de hileras y los distanciamientos a utilizar entre tornillos respetando los espaciamientos mínimos indicados en la **Figura 28**.

En las **Tablas 62** y **63**, se resumen los diseños de la conexiones muro-losa para los muros 4.1 y F.1, respectivamente.

**Tabla 62:** Diseño y verificación de la conexión muro-losa, para el muro 4.1

Piso	Muro	Solicitudación ( $D+St_x$ )				Resistencia				Verificación
		$\Omega_{muro}$	$\Omega_{diseño}$	V [tonf]	$(\Omega_{diseño}) V$ [tonf]	Configuración conexión	No. Total de tornillos req.	Capacidad admisible tornillo [tonf]	Capacidad admisible conexión [tonf]	
1	4.1	1.75	1.75	4.52	7.89	1 hilera @150 mm	34	0.27	9.03	0.87
2	4.1	2.01	2.01	3.93	7.89	1 hilera @150 mm	34	0.27	9.03	0.87
3	4.1	2.50	2.50	3.16	7.89	1 hilera @150 mm	34	0.27	9.03	0.87
4	4.1	1.12	1.20	2.13	2.55	1 hilera @300 mm	17	0.27	4.52	0.57

**Tabla 63:** Diseño y verificación de la conexión muro-losa, para el muro F.1

Piso	Muro	Solicitudación ( $D+St_y$ )				Resistencia				Verificación
		$\Omega_{muro}$	$\Omega_{diseño}$	V [tonf]	$(\Omega_{diseño}) V$ [tonf]	Configuración conexión	No. Total de tornillos req.	Capacidad admisible tornillo [tonf]	Capacidad admisible conexión [tonf]	
1	F.1	3.43	3.43	2.18	7.48	1 hilera @150 mm	32	0.27	8.50	0.88
2	F.1	1.99	1.99	1.88	3.74	1 hilera @300 mm	16	0.27	4.25	0.88
3	F.1	1.48	1.48	1.52	2.26	1 hilera @400 mm	12	0.27	3.19	0.71
4	F.1	1.46	1.46	1.06	1.55	1 hilera @400 mm	12	0.27	3.19	0.49

### 3.3.2. Cálculo de fuerzas en las losas de entrepiso para verificar sus elementos.

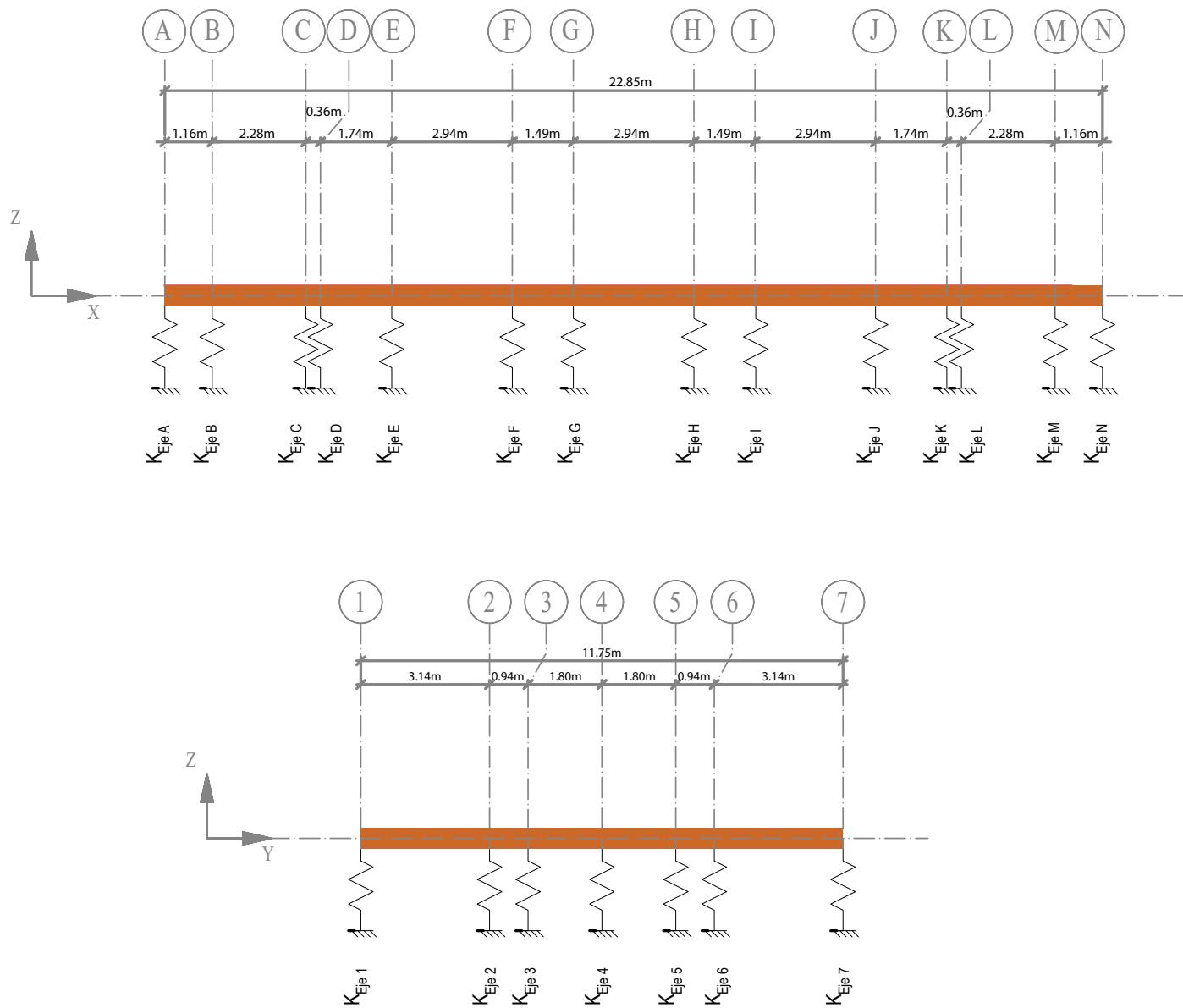
#### 3.3.2.1. Modelación de losas de entrepiso y obtención de solicitudes.

Obtener los diagramas de corte y momento del diafragma en su plano es esencial para determinar las solicitudes de diseño del mismo, así como de sus cuerdas y sus colectores. Por consiguiente, en esta sección se observarán ciertos aspectos relacionados con determinar

dichos diagramas, lo cual se realiza con el propósito de diseñar finalmente las cuerdas y los colectores (ver **Figura 39**).

Una forma de establecer los diagramas de corte y momento es mediante un modelo simplificado del diafragma en cada piso del edificio. Este modelo consiste en idealizar dicha losa de entrepiso como una viga 100% rígida apoyada sobre resortes ubicados en cada eje estructural. La rigidez de cada uno de esos resortes de apoyo corresponde a la suma de las rigideces de los muros pertenecientes a ese eje.

En la **Figura 29** se muestra un modelo idealizado del diafragma de uno de los pisos del edificio Tipo A para sus direcciones principales (X-X e Y-Y). En la **Tabla 64** se presentan las rigideces de los resorteas asociados a cada uno de los ejes estructurales del cuarto piso como ejemplo. El significado de las fuerzas ( $F_{Eje}$ ) indicadas en esa tabla se explicará más adelante.



**Figura 29:** Modelo del diafragma idealizado como viga rígida según las direcciones X-X e Y-Y del edificio Tipo A.

**Tabla 64:** Rigideces y fuerzas de ejes del 4º piso del edificio Tipo A

Eje	Rigidez del eje $K_{Eje}$ [tonf/m]	$F_{Eje}$ [tonf]	Eje	Rigidez del eje $K_{Eje}$ [tonf/m]	$F_{Eje}$ [tonf]
1	200	0.71	A	298	0.82
2	43	0.15	B	368	1.02
3	293	1.04	C	149	0.41
4	43	0.15	D	368	1.02
5	200	0.71	E	523	1.45
6	185	0.66	F	679	1.88
7	185	0.66	G	700	1.94
0	74	0.27	H	700	1.94
			I	679	1.88
			J	523	1.45
			K	368	1.02
			L	149	0.41
			M	368	1.02
			N	298	0.82

Los diafragmas de cada piso deben ser diseñados de tal manera que puedan resistir las fuerzas horizontales del diafragma ( $F_k$ ) determinadas en la **Sección 3.2.4.3** según la **Ecuación 3.5**. Cada fuerza horizontal del diafragma debe ser aplicada al modelo de la viga rígida del diafragma mediante la forma de una carga distribuida uniforme, la cual se obtiene dividiendo la fuerza horizontal del diafragma del piso entre el ancho de la planta normal a la dirección de análisis.

Para facilidad del diseño, se sugiere que las losas de todos los pisos queden diseñadas para la fuerza horizontal máxima del diafragma de

alguno de los pisos. Para el desarrollo del ejemplo sólo se realizará el modelo y diseño de la losa del 4to piso. El diseño de esta losa podrá ser replicada para su utilización en cada uno de los pisos inferiores.

La fuerza horizontal de diseño, el largo de la losa y la fuerza distribuida a utilizar para cargar el modelo de viga de la losa del 4to piso por dirección de análisis se resumen en la **Tabla 65**. Se considera para el largo de la losa la dimensión entre ejes estructurales (**Figuras 15 y 29**), por consiguiente este valor puede ser un poco menor al ancho real de la planta arquitectónica.

**Tabla 65:** Resumen de las solicitudes de la losa del 4ºpiso del edificio Tipo A

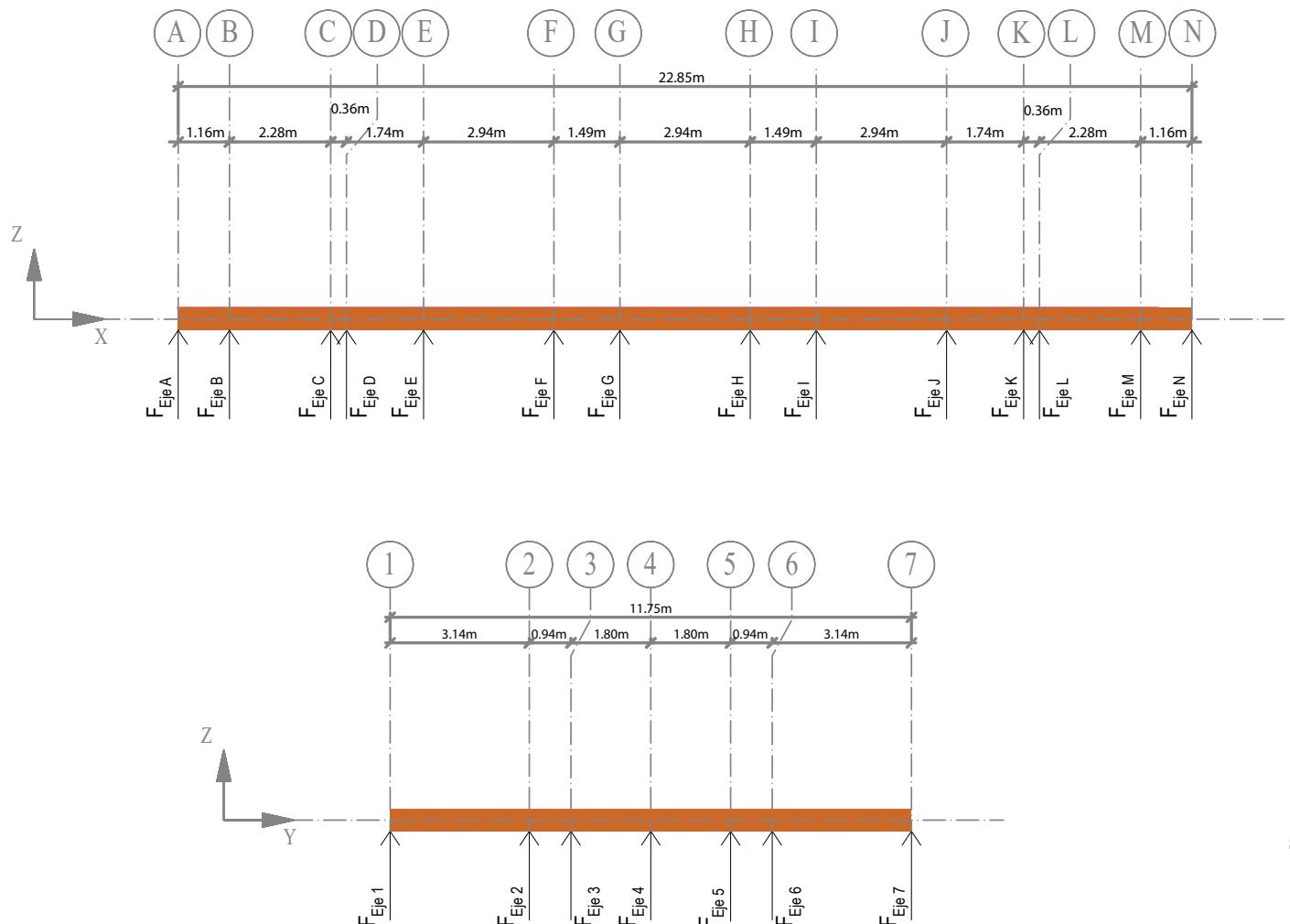
Dirección Global							
X-X				Y-Y			
$F_k$ [tonf]	$L_{DIAF}$ [m]	$q$ [tonf/m]	$M$ [tonf-m]	$F_k$ [tonf]	$L_{DIAF}$ [m]	$q$ [tonf/m]	$M$ [tonf-m]
17.08	11.75	1.45	3.74	17.08	22.85	0.75	-0.09

Los diagramas de corte y momento pueden ser obtenidos utilizando un software (SAP, ETABS) o de manera manual. Para el desarrollo del ejemplo se consideró de forma manual.

El método manual consiste en generar los diagramas de corte y momento a partir de un diagrama de cuerpo libre de una viga rígida a la que se le aplica la carga distribuida uniforme del diafragma, cuyas reacciones en cada uno de los resortes, corresponde a la suma de los cortes totales de los muros de ese eje en dicho piso, tal como se muestra en la **Figura 30**. Los cortes totales de cada muro son conocidos y corresponden a los determinados al final de la **Sección 3.2.4.5** en las **Tablas 33 y 34**. Utilizando las fuerzas de corte de cada uno de muros y sumándolas por ejes, se obtienen las fuerzas de ejes ( $F_{Eje}$ ) presentadas en la **Tabla 64**. Finalmente el diagrama de momento se obtiene utilizando las fuerzas de los ejes y la fuerza distribuida “ $q$ ” definida anteriormente en la **Tabla 65**.

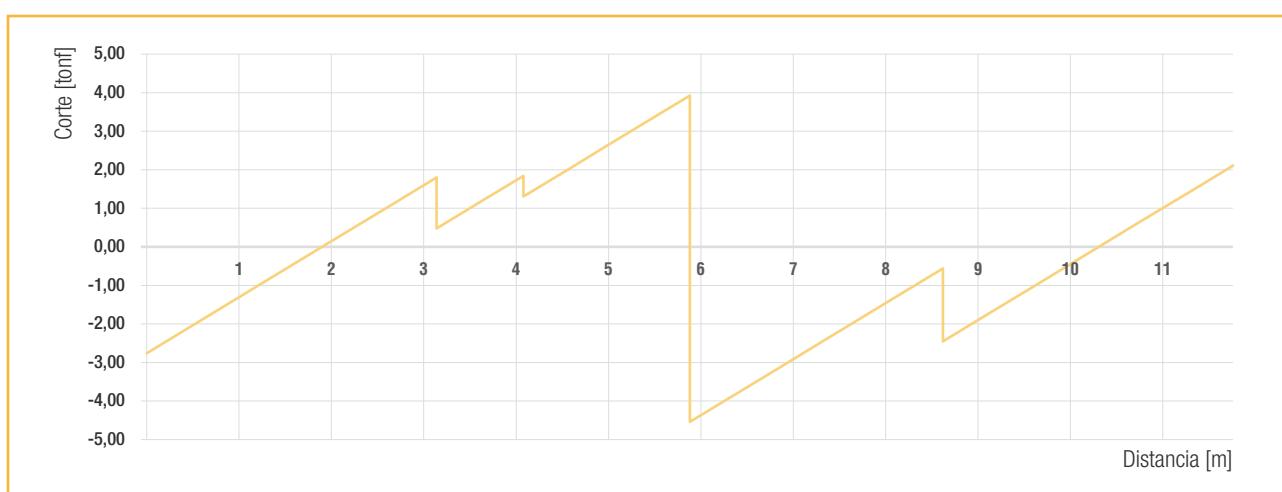
Los cortes de los muros pertenecientes a los ejes se obtuvieron por medio de un análisis torsional en planta para evaluar el efecto de una excentricidad intrínseca entre el centro de masa

y el centro de rigidez del edificio. Por lo tanto, cuando se realiza el modelo de la viga rígida cargada por sólo una fuerza horizontal uniforme distribuida tal como se comentó anteriormente, no se están considerando dos efectos que deberán ser incluidos. El primer efecto que no se está considerando, es que la ubicación del centro de gravedad de la carga distribuida no esté en la misma ubicación que el centro de masa del edificio, generando un momento que evita que el sistema esté en equilibrio. El segundo efecto consiste en que no se está incorporando el momento que generan los muros existentes en el sentido perpendicular a la dirección de análisis, los cuales sí se consideraron al momento de realizar el análisis torsional. Estos dos momentos producirán que, en caso de un edificio no simétrico, el modelo de la viga no se encuentre en equilibrio de momento, por lo que se recomienda incorporar un momento adicional externo al modelo de la viga rígida de magnitud igual al momento necesario para balancear el sistema, y simplemente ubicarlo en el centro de rigidez de la viga modelada. Los momentos adicionales que se deben incluir en el modelo de la viga producto de la irregularidad del edificio Tipo A, se presentan en la última columna de cada dirección de análisis de la **Tabla 65**.

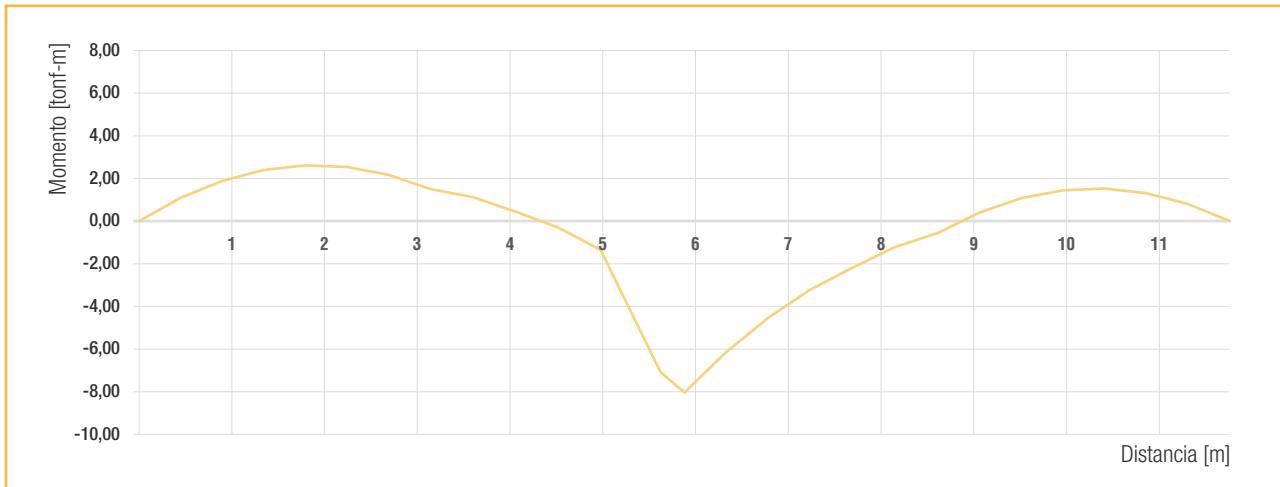


**Figura 30:** Diagrama de cuerpo libre, losa idealizada como viga según direcciones X-X e Y-Y.

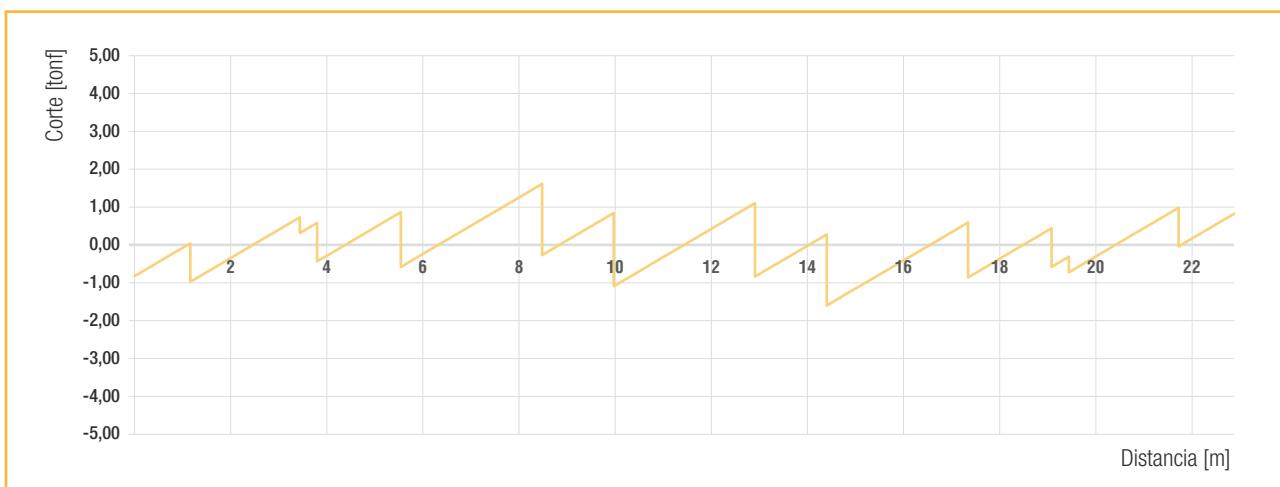
Los diagramas de corte y momento obtenidos de la losa del último piso para las direcciones globales X-X e Y-Y se muestran de la **Figura 31** hasta la **Figura 34**.



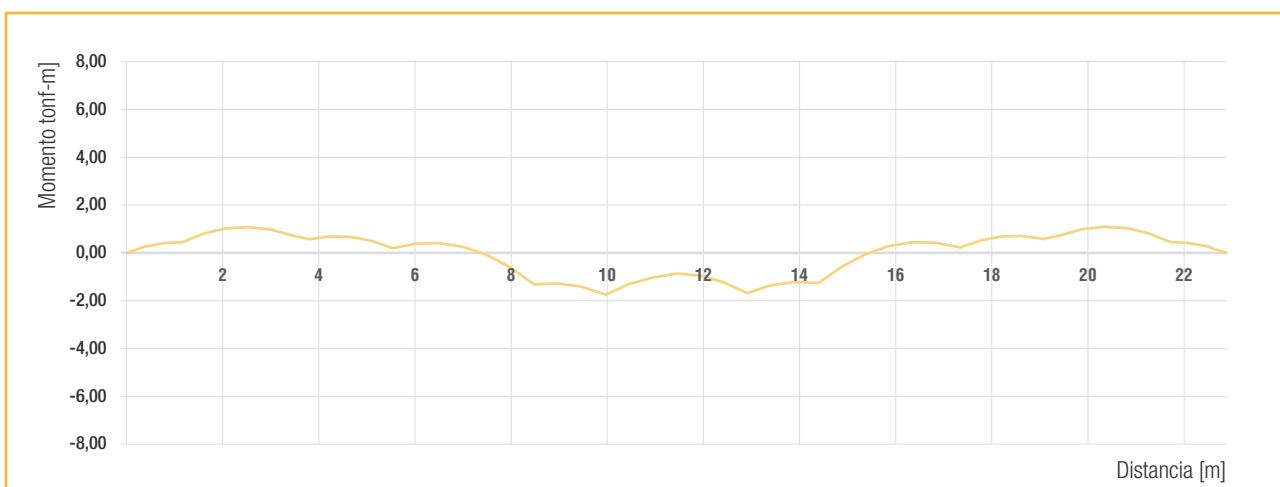
**Figura 31:** Diagrama de corte de la losa de entrepiso en dirección X-X del edificio Tipo A



**Figura 32:** Diagrama de momento de la losa de entrepiso en dirección X-X del edificio Tipo A



**Figura 33:** Diagrama de corte de la losa de entrepiso en dirección Y-Y del edificio Tipo A



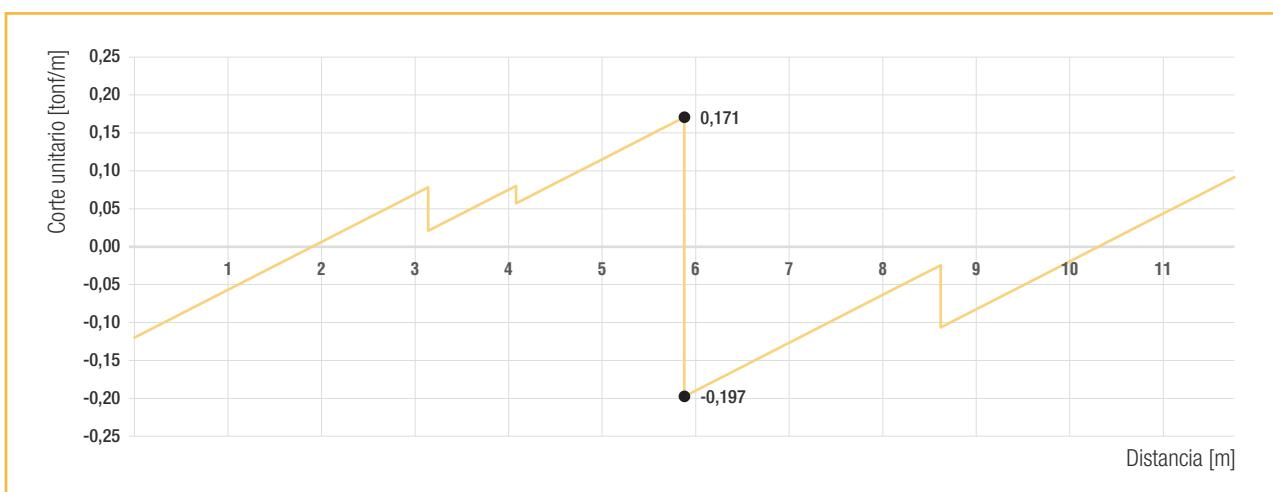
**Figura 34:** Diagrama de momento de la losa de entrepiso en dirección Y-Y del edificio Tipo A

### 3.3.2.2. Diseño a corte de la losa de entrepiso.

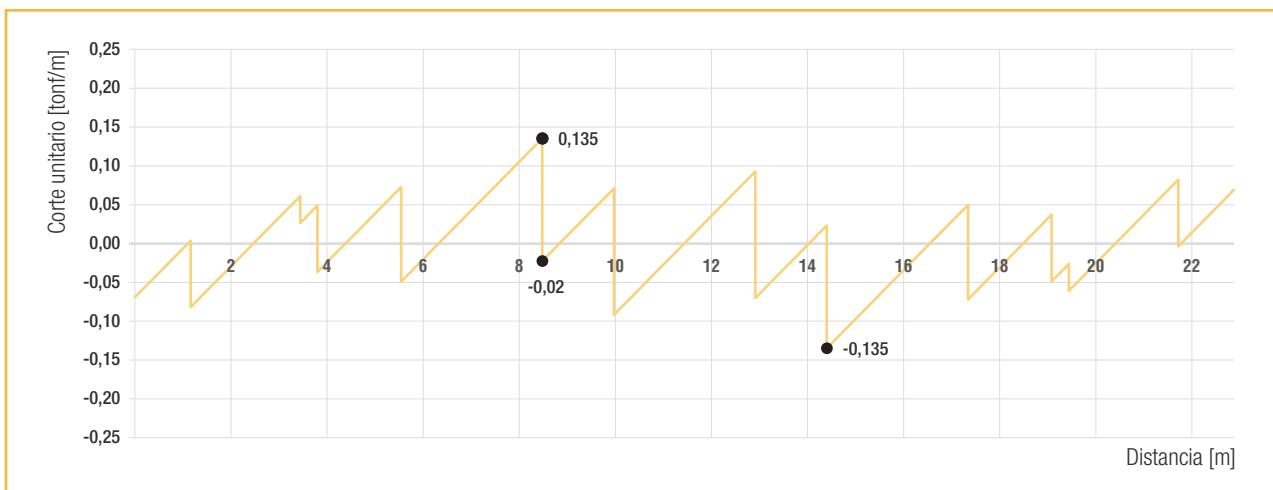
El diafragma, al igual que los muros, debe ser diseñado a corte en su plano, lo que implica la elección del tablero arriostrante, determinar su patrón de clavado, y demás aspectos vistos en la **Sección 2.3.2**.

En la sección anterior se obtuvo el diagrama de corte del diafragma del 4to piso. Sin embargo, para verificar su capacidad resistente con respecto a las resistencias tabuladas de diseño como las

indicadas en la **Tabla 2**, es necesario calcular el corte actuante o solicitante unitario. Este diagrama de corte solicitante por unidad de longitud se obtiene simplemente dividiendo el diagrama de corte anteriormente determinado (**Figuras 31** y **33**) por el ancho del diafragma paralelo a la dirección de análisis. En las **Figuras 35** y **36** se muestran los diagramas de corte solicitantes unitarios del diafragma en las direcciones X-X e Y-Y. Los cortes máximos unitarios obtenidos en las direcciones X-X e Y-Y son 0.197 tonf/m y 0.135 tonf/m respectivamente.



**Figura 35:** Diagrama de corte unitario del diafragma en dirección X-X del edificio Tipo A



**Figura 36:** Diagrama de corte unitario del diafragma en dirección Y-Y del edificio Tipo A

De acuerdo con lo dispuesto en el código canadiense CSA O86-14 Engineering design in wood, CSA Group (2017) en su sección 11.8.4, se recomienda en este ejemplo incrementar en un 20% los anteriores cortes unitarios solicitantes. Por consiguiente se aplicará un factor de sobre resistencia de  $\Omega=1.2$  para verificar los diafragmas ante las fuerzas de corte.

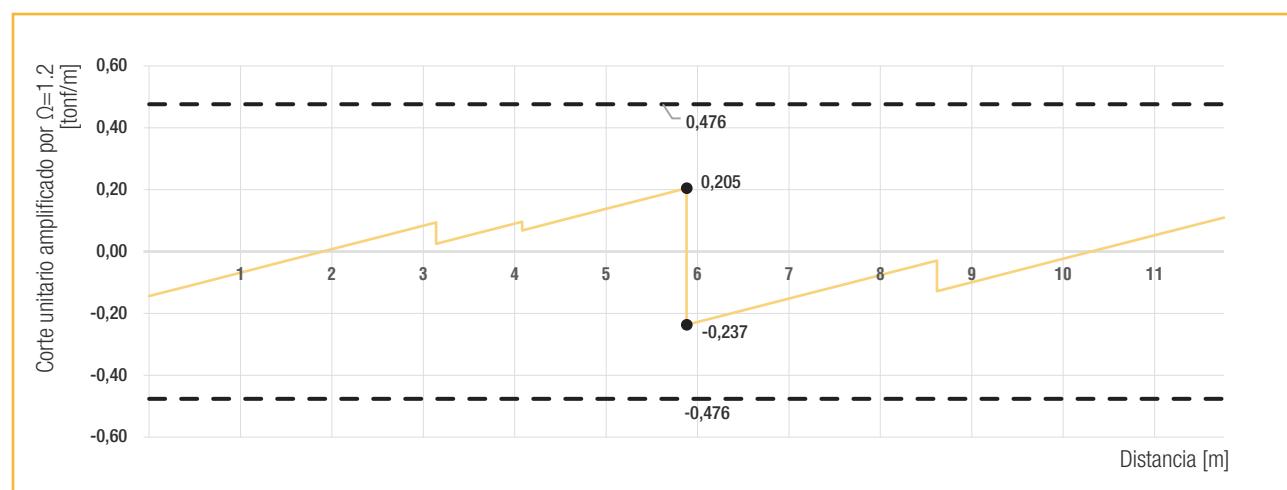
La resistencia al corte de los diafragmas se determina según el procedimiento indicado en la **Sección 2.3.2**. Para el diafragma del ejemplo se considera un patrón de clavado en el perímetro igual para todos los tableros arriostrantes a instalar. El diafragma se clasifica según los casos 1 & 3 de acuerdo con la **Tabla 3** según la práctica constructiva habitual en Chile.

Los parámetros de diseño, la resistencia, la solicitudación, y la verificación a corte de los diafragmas en las direcciones X-X e Y-Y indicadas como  $D_{x-x}$  y  $D_{y-y}$  respectivamente, se resumen en la **Tabla 66**. Los tableros de contrachapado considerados corresponden a la categoría “Sheathing and Single-Floor” según lo indicado en la **Tabla 2**. La resistencia de diseño al corte admisible es 476 Kgf/m (320 plf).

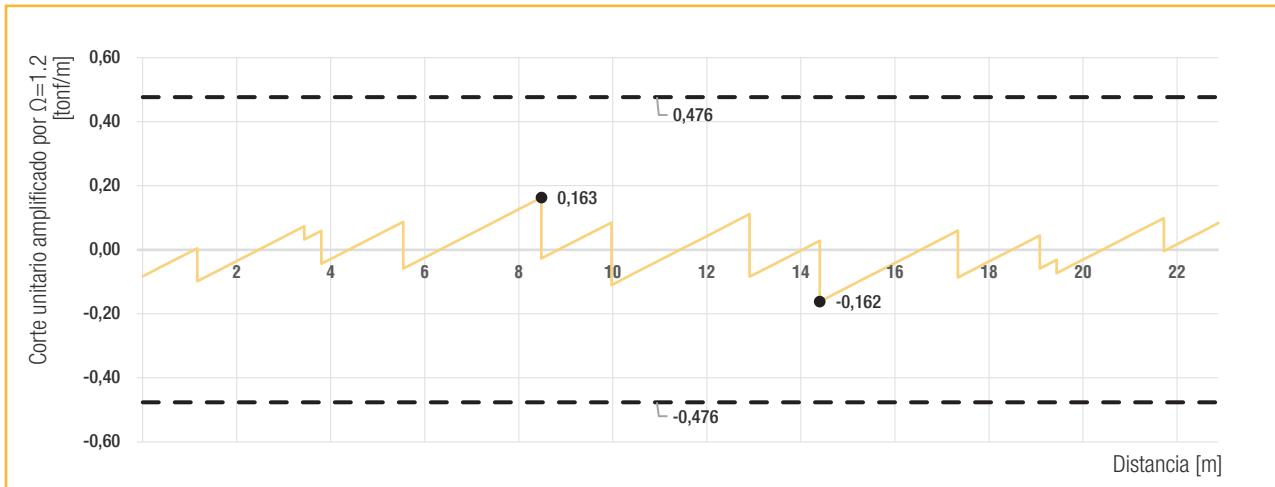
En las **Figuras 37 y 38** se muestran los diagramas de corte por unidad de largo solicitantes del diafragma en las direcciones X-X e Y-Y, a los que se les aplicó el factor de sobre resistencia antes indicado de  $\Omega=1.2$ , y se verifica que son menores que las resistencias admisibles de los tableros arriostrantes dado su patrón clavado.

**Tabla 66:** Resistencia, solicitudación y verificación al corte del diafragma  $D_{x-x}$  y  $D_{y-y}$  del edificio Tipo A

Diafragma	Resistencia						Solicitudación Caso: Sismo	Verificación
	Clasificación Tablero	Tipo tablero	Espesor tablero [mm]	Tipo de clavos	Espaciamiento clavado en perímetro de tableros [mm]	v <sub>p</sub> [tonf/m]		
$D_{x-x}$	“Sheathing and Single-Floor”	Contrachapado	15.1	10d	150	0.48	0.24	0.50
$D_{y-y}$	“Sheathing and Single-Floor”	Contrachapado	15.1	10d	150	0.48	0.16	0.34



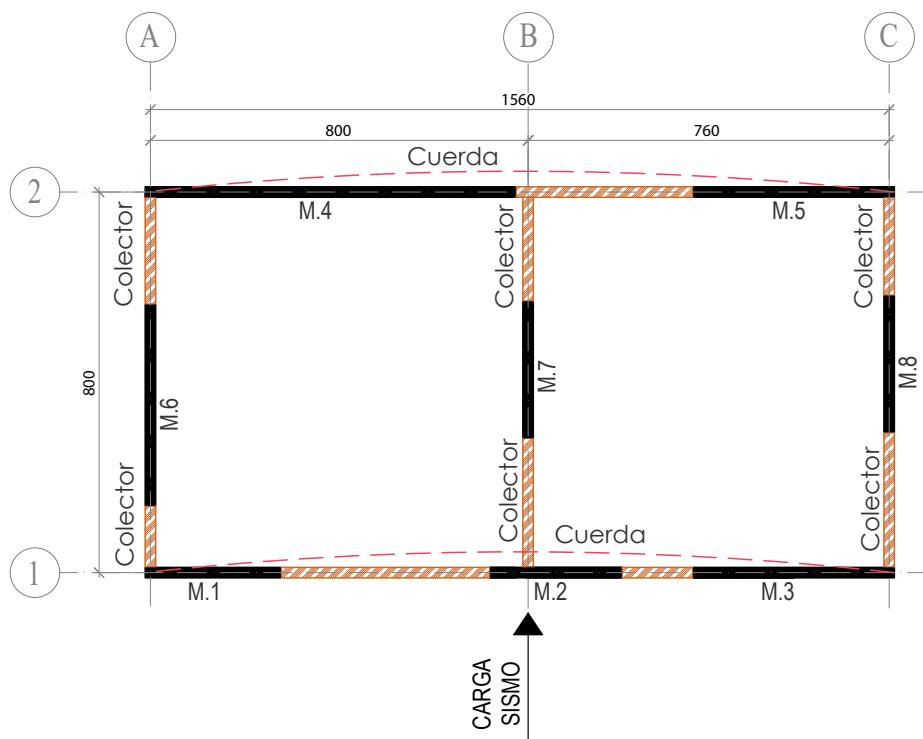
**Figura 37:** Diagrama de corte unitario amplificado por  $\Omega = 1.2$  vs corte resistente unitario asignado a la losa de entrepiso en dirección X-X del edificio Tipo A.



**Figura 38:** Diagrama de corte unitario amplificado por  $\Omega = 1.2$  vs corte resistente unitario asignado a la losa de entrepiso en dirección Y-Y del edificio Tipo A.

### 3.3.2.3. Diseño a compresión y tracción de las cuerdas en el diafragma de entrepiso.

Las cuerdas son los elementos de borde del diafragma perpendicular a la acción sísmica que resisten el momento del diafragma por medio del par tracción/compresión. La situación anterior puede observarse en el esquema idealizado mostrado en la **Figura 39**.



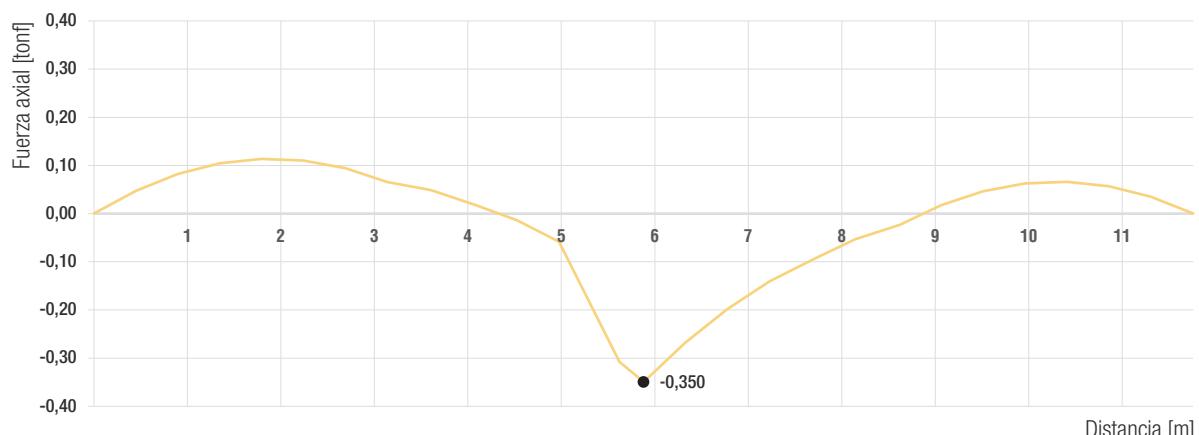
**Figura 39:** Vista en planta conceptual de cuerdas y colectores en un diafragma de entrepiso

El diagrama de momento del diafragma del 4to piso del Edificio Tipo A obtenido en la **Sección 3.3.2.1** para las direcciones X-X e Y-Y, permite obtener las fuerzas de tracción y compresión para el diseño de las cuerdas.

Para diseñar las cuerdas se deben obtener las fuerzas de compresión y tracción en el diafragma, para lo cual es necesario dividir los diagramas de momento por el ancho de planta paralelo a la dirección de análisis; estos anchos ( $L_{DIAF}$ ) están indicados en la **Tabla 65**. En las **Figuras 40 y 41**, se muestran los diagramas de fuerza

axial de las cuerdas para la dirección X-X e Y-Y respectivamente. Los máximos valores absolutos de las fuerzas axiales identificadas corresponden a 0.350 tonf en la dirección X-X y 0.147 tonf en Y-Y.

Las cuerdas deben ser diseñadas en compresión y tracción para el máximo valor de fuerza axial identificado, debido a que el sismo produce solicitudes reversibles. Adicionalmente, se recomienda aplicar un factor de sobre resistencia de  $\Omega=1.2$  a las solicitudes de diseño, esto de acuerdo con lo indicado en el código canadiense CSA O86-14 en su sección 11.8.4.



**Figura 40:** Diagrama de fuerza axial de la cuerda del diafragma en dirección X-X del edificio Tipo A



**Figura 41:** Diagrama de fuerza axial de la cuerda del diafragma en dirección Y-Y del edificio Tipo A

Para las cuerdas del diafragma en este caso se consideraron elementos triples de madera aserrada de escuadría 2x8 (41 mm x 185 mm) grado C16. El diseño de las cuerdas consiste en aplicar las verificaciones de la norma NCh1198 en sus capítulos 7.3 y 7.4 para elementos en compresión y tracción paralela.

Para el diseño a compresión se considera que estos elementos no pueden pandear en el plano del diafragma, pero sí fuera del plano en aquellos lugares que no se encuentran restringidos por muros estructurales. Para simplificar el diseño, puesto que estos elementos no presentan grandes solicitudes axiales, se considerará para el diseño simultáneamente la máxima fuerza axial y el máximo largo de pandeo.

Los parámetros de diseño, resistencias, solicitudes y verificaciones de las cuerdas según la norma NCh1198 se resumen en la **Tabla 67**.

**Tabla 67:** Resistencia, solicitud y verificación a compresión y tracción de las cuerdas  $C_{x-x}$  y  $C_{y-y}$  del edificio Tipo A

Cuerda	Resistencia							$\Omega * (\sigma_{cp/lp})$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	F.U. Compresión	F.U. Tracción
	Largo de Pandeo [mm]	Grado estructural madera	Escuadría	b [mm]	h [mm]	$f_{cp,\lambda,dis}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$f_{lp,dis}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]			
$C_{x-x}$	2380	C16	2x8 Triples	123	185	68.8	35.6	1.84	0.03	0.05
$C_{y-y}$	0	C16	2x8 Triples	123	185	110.1	35.6	0.77	0.01	0.02

Como se observa en la tabla, los factores de utilización F.U. son muy pequeños, lo que significa que los elementos no se encuentran muy demandados axialmente. Esto genera que el diseño de estos elementos quede controlado principalmente por temas constructivos, es decir, debe existir una compatibilidad entre los anchos de las cuerdas respecto a los anchos de los muros de corte, lo que es importante para poder realizar la conexión muro-losa.

Otro punto relevante es que estos elementos deben ser diseñados y detallados de forma tal que permitan asegurar continuidad en la transmisión de tracciones y compresiones. Las longitudes comerciales de las vigas de madera aserrada no son lo suficientemente largas para generar continuidad de la cuerda en todo el ancho o largo del diafragma del edificio, lo que implica que será necesario la utilización de empalmes que permitan generar la continuidad a tracción.

### 3.3.2.4. Diseño de los colectores de corte en el diafragma de entrepiso.

Los colectores de corte son los elementos que recolectan el corte del diafragma de entrepiso y lo transmiten a los muros mediante fuerzas de compresión y/o tracción a través de los conectores antideslizamiento, que son aquellos encargados de unir las soleras con los diafragmas (Ver **Figura 1**). Los colectores corresponden a las vigas pertenecientes a la losa de entrepiso ubicados sobre y debajo de los muros estructurales. Estos elementos deben estar presentes en todos los ejes estructurales y ser continuos en todo el ancho del diafragma en el cual están orientados longitudinalmente. Debido a que las longitudes comerciales máximas de las vigas de madera aserrada son menores a la dimensión de los diafragmas, es necesario la utilización de empalmes que les permitan a los colectores tener continuidad y transferir las fuerzas de tracción.

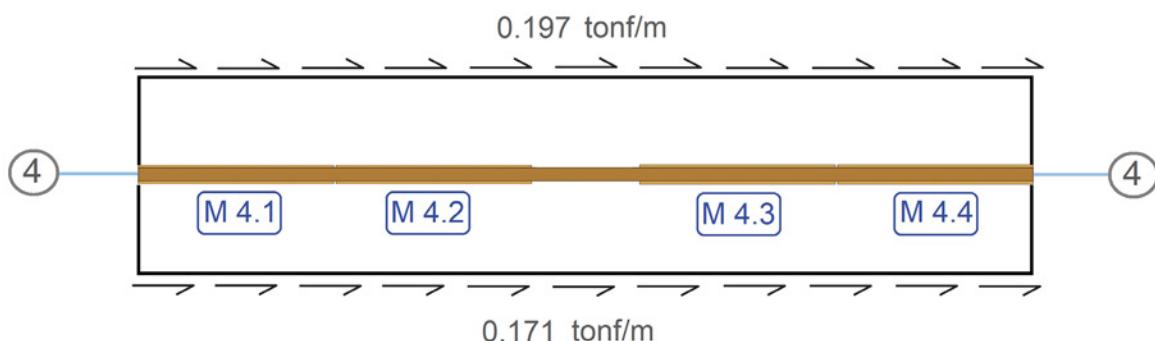
Para el desarrollo del ejemplo se considerarán colectores continuos en todo el ancho de la planta, para todos los ejes estructurales.

El primer paso para diseñar los colectores es evaluar los cortes unitarios provenientes del diafragma, los cuales se mostraron en las **Figuras 35 y 36** para la losa de análisis. A partir de esas figuras, se busca la ubicación del muro a diseñar o su eje estructural y se toman los cortes unitarios provenientes del diafragma. Estos cortes unitarios se pueden graficar en planta sobre los muros de interés, en este caso para los colectores de los ejes 4 y F, se muestran en las **Figuras 42 y 43**.

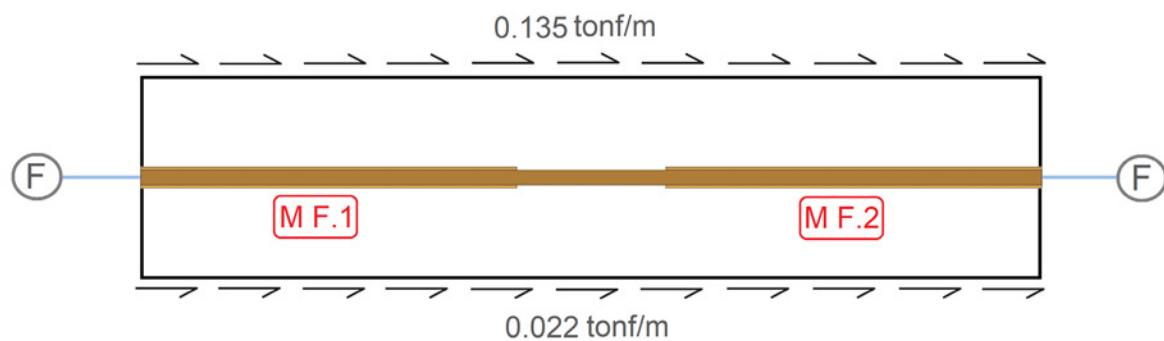
Estos diagramas en planta permiten obtener el corte unitario neto que transfiere el diafragma al colector. Luego, el corte neto del colector debe ser graficado en conjunto con los cortes unitarios que

reciben los muros debajo del colector de análisis, que en este caso son los muros debajo del diafragma del cuarto piso. Estos cortes unitarios de los muros 4.1 y F.1 se calculan a partir de los cortes indicados en las **Tablas 40 y 41** para los casos de carga  $S_{x-x}$  y  $S_{y-y}$  respectivamente, luego se dividen los cortes entre el largo de cada muro de acuerdo con las longitudes indicadas en la **Tabla 5**, correspondientes a 5.00 m y 4.74 m, respectivamente. Lo anterior se muestra gráficamente en las **Figuras 44 y 45** para los colectores de los ejes 4 y F, respectivamente.

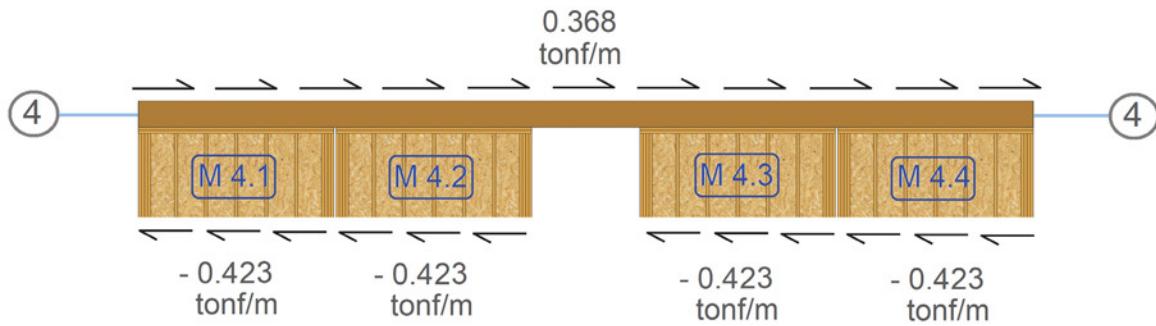
Finalmente, con los diagramas anteriores se obtiene el diagrama de corte neto sobre el colector, que permite la obtención del diagrama de fuerzas axiales que se muestra en las **Figuras 46 y 47**, para los colectores 4 y F, respectivamente.



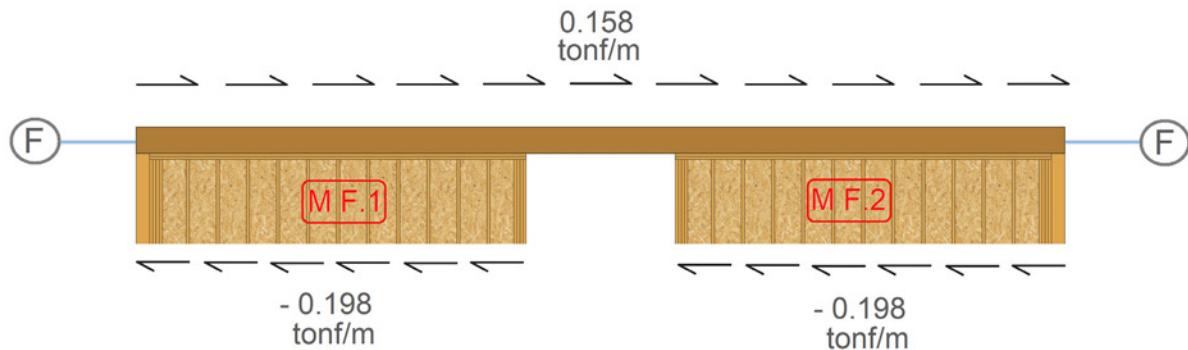
**Figura 42:** Vista en planta de cortes unitarios del diafragma en la ubicación del colector 4 del edificio Tipo A



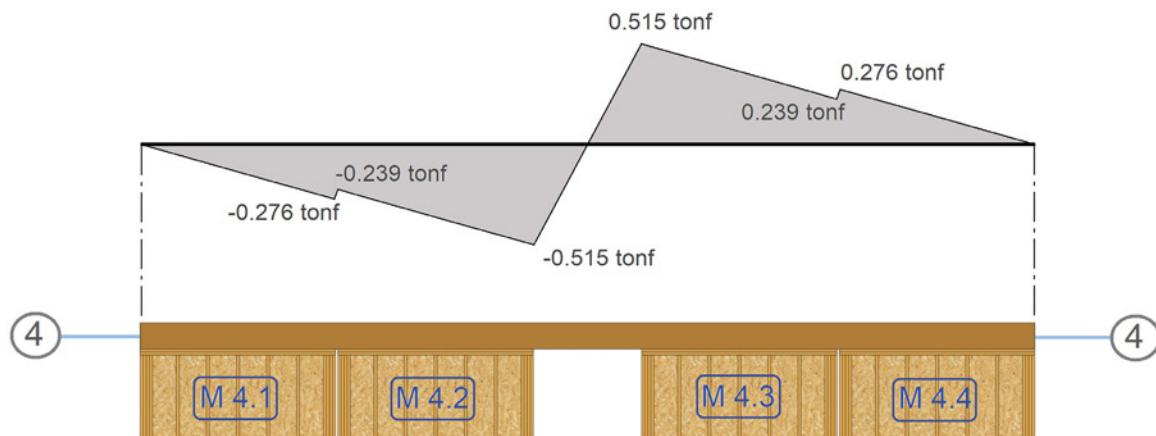
**Figura 43:** Vista en planta de cortes unitarios del diafragma en la ubicación del colector F del edificio Tipo A



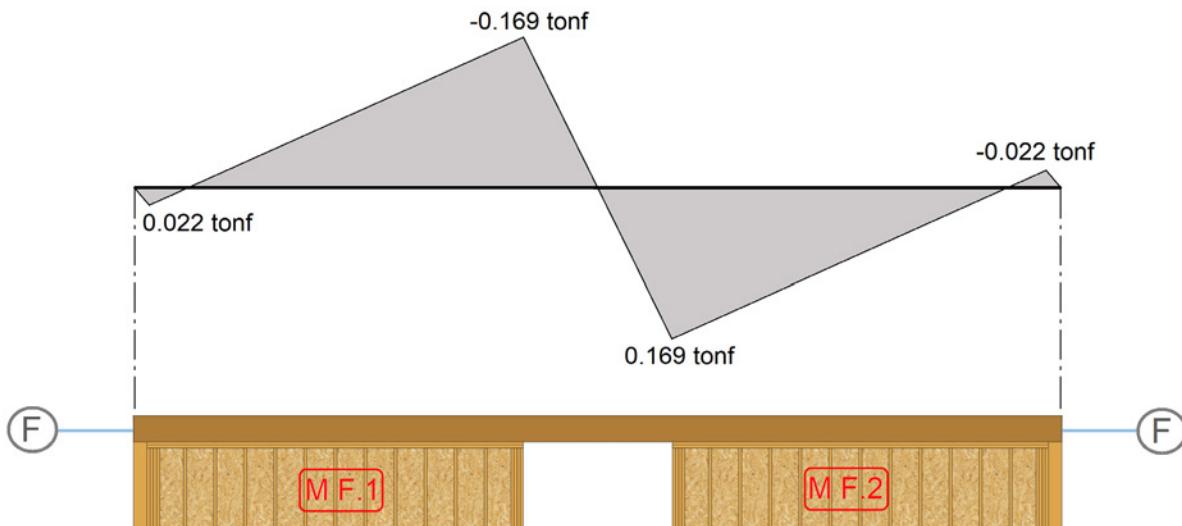
**Figura 44:** Diagrama de cortes unitarios sobre el colector 4 del edificio Tipo A



**Figura 45:** Diagrama de cortes unitarios sobre el colector F del edificio Tipo A



**Figura 46:** Diagrama de fuerza axial del colector 4 del edificio Tipo A



**Figura 47:** Diagrama de fuerza axial del colector F del edificio Tipo A

Los colectores deberán ser diseñados tanto a compresión como a tracción para el máximo valor de fuerza axial identificado debido a la acción reversible de los sismos. Adicionalmente, se recomienda aplicar un factor de sobre resistencia de  $\Omega=1.2$  a las solicitudes de diseño según la sección 11.8.4 del código canadiense CSA O86-14.

El diseño de los colectores consiste en aplicar las verificaciones de la norma NCh 1198 en sus capítulos 7.3 y 7.4 para elementos en compresión y tracción paralela. Para todos los colectores del diafragma se consideraron elementos triples de madera aserrada de escuadria 2x8 (41 mm x 185 mm) grado C16.

El resumen de la resistencia, solicitud y verificación de los colectores  $C_4$  y  $C_F$  se presenta en la **Tabla 68**.

**Tabla 68:** Resistencia, solicitud y verificación a compresión y tracción de los colectores  $C_4$  y  $C_F$  del edificio Tipo A.

Colector	Resistencia							$\Omega * (\sigma_{cp/lp})$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Solicitud caso: Sismo	Verificación	
	Largo de Pandeo [mm]	Grado estructural madera	Escuadria	b [mm]	h [mm]	$f_{cp,\lambda,dis}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$f_{lp,dis}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]			F.U. Compresión	F.U. Tracción
$C_4$	2800	C16	2x8 Triples	123	185	59.3	35.6	2.72	0.05	0.08	
$C_F$	2140	C16	2x8 Triples	123	185	74.4	35.6	0.89	0.01	0.03	

Las solicitudes de los colectores son pequeñas y por tanto sus factores de utilización F.U. son bajos. Sus dimensiones quedan controladas por los aspectos constructivos indicados al final de la **Sección 3.3.2.3**.

**4**

# EJEMPLO DE DISEÑO DE EDIFICIO DE 6 PISOS.

En este capítulo se presenta el análisis y diseño de un edificio de 6 pisos en sistema marco-plataforma usando el modelo de análisis de la Doble Flexibilidad Ajustada (DFA) indicado en la **Sección 2.6.2**. En las secciones siguientes se describe el edificio diseñado, su planta de arquitectura, junto con una planta de estructura, en la que se destacan los muros de corte que serán parte del sistema resistente a carga gravitacional y lateral. Las secciones posteriores presentan los cálculos asociados al análisis estructural, para finalmente concluir el ejemplo con las verificaciones de resistencia y rigidez en los elementos estructurales.

## 4.1. Descripción del edificio.

En esta sección se presenta el edificio Tipo B desarrollado para este ejemplo. Esta es una edificación de madera de 6 pisos en sistema marco-plataforma, para uso residencial. Está ubicado en un lugar de Chile que corresponde a zona sísmica 2 ( $A_0 = 0.3g$ ) con un suelo tipo C de acuerdo con las disposiciones de la norma NCh 433 “Diseño Sísmico de Edificios” Of.1996 Mod. 2012/ DS-61, Instituto Nacional de Normalización (2009).

La altura total del edificio es de 16.79 m sobre el nivel del terreno con una altura libre por piso de 2.47 m. Las dimensiones de las losas o diafragmas de entrepiso son de 19.4x27.2 m. El área neta de cada nivel finalmente es de 494 m<sup>2</sup> por planta.

El sistema resistente a fuerzas laterales del edificio está conformado por muros de corte en el sistema de marco-plataforma. La configuración general de un muro de corte de la edificación tiene pies derechos de madera aserrada Pino Radiata grado MGP10 de 2x6 (35x138mm), que van distanciados en un rango de 300 hasta

600 mm y soleras dobles de 2x6. A este marco se le conectan tableros arriostrantes de OSB con un patrón de clavado determinado como se mostrará en detalle más adelante. Los clavos son del tipo helicoidal de 70 mm de largo y de 3 mm de diámetro. Finalmente, los anclajes de los muros de corte son del sistema Anchor Tie-down System (A.T.S.).

Las losas de entrepisos están formadas de vigas I-Joist LPI 20Plus de 302 mm de altura, espaciadas a 400 mm, con cadenetas de bloqueo I-Joist LPI 20Plus también cada 400 mm. Estas vigas I-Joist se arriostran mediante dos tableros, uno de contrachapado de 15 mm de espesor colocado en la parte superior de las vigas, y un segundo tablero de OSB de 11.1 mm instalado en la parte inferior de las vigas. Ambos tableros se fijan a las vigas con un patrón de clavado específico. Encima del tablero de contrachapado se colocó una loseta de hormigón de 41 mm de espesor, la cual se encuentra unida mecánicamente a las vigas de madera mediante conectores de corte para lograr una colaboración estructural entre hormigón y madera.

#### 4.1.1. Arquitectura.

La **Figura 48** presenta el plano arquitectónico de la planta tipo, que consiste en un edificio adosable de cuatro departamentos por piso con tipología tipo hall. En la **Figura 49** se indican las dimensiones del edificio.



**Figura 48:** Planta arquitectónica del edificio Tipo B

## 4.1.2. Ingeniería.

Primero se identifican algunos parámetros geométricos del edificio, como son los anchos de la planta de arquitectura, la altura de los pisos del edificio, los largos y posiciones de los muros. Los parámetros relacionados con la planta del edificio se resumen en la **Tabla 69**, donde  $b_{kx}$  y  $b_{ky}$  son las dimensiones principales del edificio en las direcciones X-X e Y-Y de la planta del nivel k según la nomenclatura de las secciones 3.2 y 6.2.8 de la norma NCh 433.

Luego se definen los muros de la planta de arquitectura que son considerados como muros estructurales, es decir, aquellos que serán parte del sistema resistente a carga gravitacional y lateral.

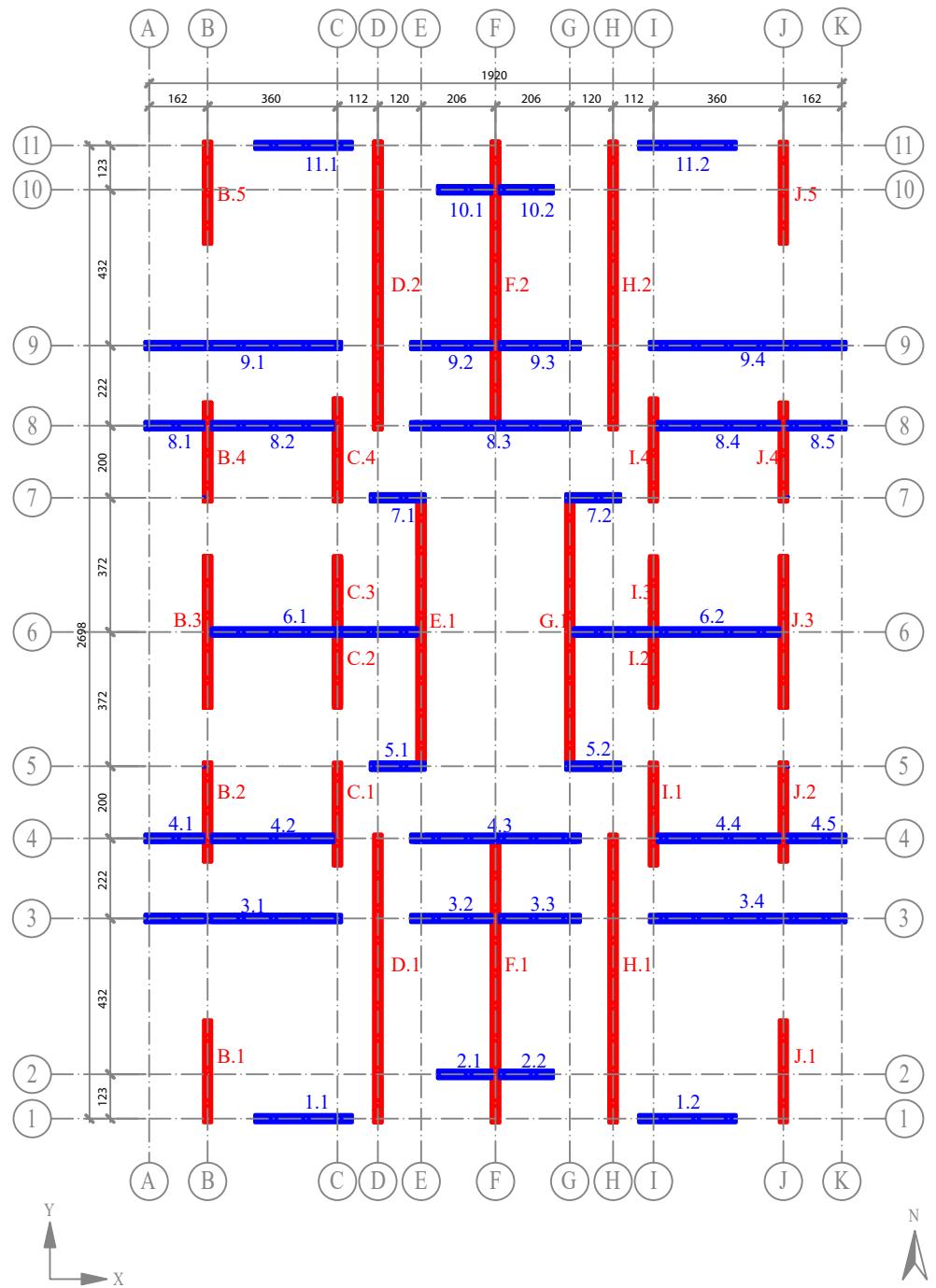
Tal como se indicó al final de la **Sección 2.2**, el enfoque de diseño de muros de corte del SDPWS-2015 a considerar en este documento es el de muros segmentados con una relación de aspecto (altura/largo) menor o igual a 2. Esta relación de aspecto permite conocer el largo mínimo que tendrán los muros candidatos a ser considerados como estructurales; es decir, si la altura de un piso determinado es 2.40 m, el largo mínimo que debe tener un muro para considerarse como estructural será de 1.20 m de largo. Por lo tanto, todos los muros con largos menores que 1.20 m se descartan como muros estructurales.

**Tabla 69:** Parámetros geométricos del edificio Tipo B

Piso	Altura Pisos [m]	$b_{k,x}$ [m]	$b_{k,y}$ [m]	Área Planta [m <sup>2</sup> ]
1	2.63	19.42	27.20	491.88
2	2.80	19.42	27.20	491.88
3	2.80	19.42	27.20	491.88
4	2.80	19.42	27.20	491.88
5	2.80	19.42	27.20	491.88
6	2.80	19.42	27.20	491.88

99

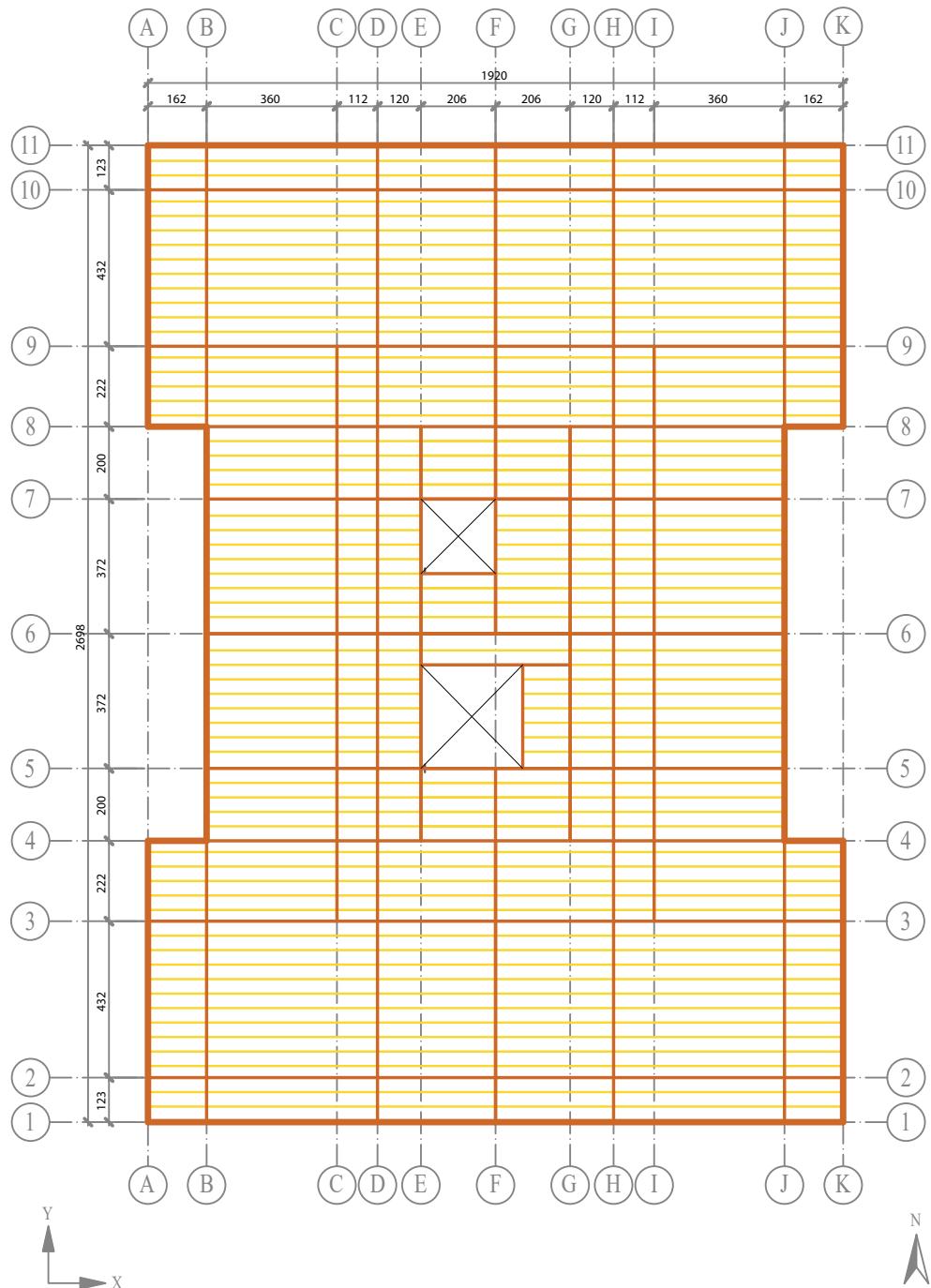
La **Figura 49** muestra los muros que son parte del sistema de resistencia a cargas verticales y horizontales; los largos de los mismos se presentan en la **Tabla 70**. Se tienen muros en la dirección global Y-Y (Norte-Sur), y muros en la dirección global X-X (Este-Oeste). En la **Tabla 70** se resumen los parámetros geométricos de los muros estructurales.

**Figura 49:** Muros Estructurales del edificio Tipo B

Tal como se puede apreciar en la **Figura 49**, la luz máxima entre muros observada en la dirección X-X es 4.70 m (entre el eje B y el eje D), mientras que en la dirección Y-Y es 5.70 m (entre el eje 6 y el eje 4). Por consiguiente, se decide orientar el envigado principal en la dirección X-X utilizando una viga LPI 20 Plus de altura  $h=302$  mm, cada 400 mm. El envigado que se utilizará en la losa se muestra en la **Figura 50**.

**Tabla 70:** Parámetros geométricos de los muros estructurales del edificio Tipo B

Dirección X-X						Dirección Y-Y					
Muro	h [m]	L [m]	x <sub>i</sub> [m]	y <sub>i</sub> [m]	Área Tributaria [m <sup>2</sup> ]	Muro	h [m]	L [m]	x <sub>i</sub> [m]	y <sub>i</sub> [m]	Área Tributaria [m <sup>2</sup> ]
1.1	2.47	2.70	2.93	0.00	1.28	B.1	2.47	2.84	1.62	-0.11	16.89
1.2	2.47	2.70	13.57	0.00	1.28	B.2	2.47	2.76	1.62	7.12	9.66
2.1	2.47	1.49	8.00	1.23	0.88	B.3	2.47	4.22	1.62	11.38	10.15
2.2	2.47	1.49	9.71	1.23	0.88	B.4	2.47	2.76	1.62	17.10	9.66
3.1	2.47	5.44	-0.11	5.55	10.71	B.5	2.47	2.84	1.62	24.25	16.89
3.2	2.47	2.24	7.25	5.55	1.00	C.1	2.47	2.87	5.22	7.01	10.88
3.3	2.47	2.24	9.71	5.55	1.00	C.2	2.47	2.00	5.22	11.38	7.84
3.4	2.47	5.44	13.87	5.55	10.71	C.3	2.47	2.00	5.22	13.60	7.84
4.1	2.47	1.62	-0.11	7.77	0.44	C.4	2.47	2.87	5.22	17.10	10.88
4.2	2.47	3.38	1.73	7.77	1.17	D.1	2.47	7.99	6.34	-0.11	25.78
4.3	2.47	4.70	7.25	7.77	7.18	D.2	2.47	7.99	6.34	19.10	25.78
4.4	2.47	3.38	14.09	7.77	1.17	E.1	2.47	7.22	7.54	9.88	22.10
4.5	2.47	1.62	17.69	7.77	0.44	F.1	2.47	7.77	9.60	-0.11	22.67
5.1	2.47	1.52	6.13	9.77	4.14	F.2	2.47	7.77	9.60	19.32	22.67
5.2	2.47	1.52	11.55	9.77	4.14	G.1	2.47	7.22	11.66	9.88	22.10
6.1	2.47	5.70	1.73	13.49	2.51	H.1	2.47	7.99	12.86	-0.11	25.78
6.2	2.47	5.70	11.77	13.49	2.51	H.2	2.47	7.99	12.86	19.10	25.78
7.1	2.47	1.52	6.13	17.21	4.14	I.1	2.47	2.87	13.98	7.01	10.88
7.2	2.47	1.52	11.55	17.21	4.14	I.2	2.47	2.00	13.98	11.38	7.84
8.1	2.47	1.62	-0.11	19.21	0.44	I.3	2.47	2.00	13.98	13.60	7.84
8.2	2.47	3.38	1.73	19.21	1.17	I.4	2.47	2.87	13.98	17.10	10.88
8.3	2.47	4.70	7.25	19.21	7.18	J.1	2.47	2.84	17.58	-0.11	16.89
8.4	2.47	3.38	14.09	19.21	1.17	J.2	2.47	2.76	17.58	7.12	9.66
8.5	2.47	1.62	17.69	19.21	0.44	J.3	2.47	4.22	17.58	11.38	10.15
9.1	2.47	5.44	-0.11	21.43	10.71	J.4	2.47	2.76	17.58	17.10	9.66
9.2	2.47	2.24	7.25	21.43	1.00	J.5	2.47	2.84	17.58	24.25	16.89
9.3	2.47	2.24	9.71	21.43	1.00						
9.4	2.47	5.44	13.87	21.43	10.71						
10.1	2.47	1.49	8.00	25.75	0.88						
10.2	2.47	1.49	9.71	25.75	0.88						
11.1	2.47	2.70	2.93	26.98	1.28						
11.2	2.47	2.70	13.57	26.98	1.28						



**Figura 50:** Envigado principal del edificio Tipo B

Una vez definido el envigado principal y su dirección, se procede a determinar las áreas tributarias sobre cada muro estructural, puesto que con dichas áreas se puede calcular la carga vertical que recibe del entrepiso cada muro.

Las áreas tributarias para los muros estructurales tanto en la dirección X-X como en Y-Y, se pueden observar en las **Figuras 51** y **52** respectivamente. Los valores de las áreas tributarias asociadas a cada muro se encuentran en la **Tabla 70**. Las áreas tributarias son mayores en los muros de dirección Y-Y puesto que el envigado de piso está orientado en la dirección X-X, y descarga en los muros anteriores.

Posteriormente, es necesario establecer un prediseño de los muros que permita iniciar con la etapa de análisis, diseño y verificación estructural del edificio. Se debe establecer un prediseño en los siguientes aspectos:

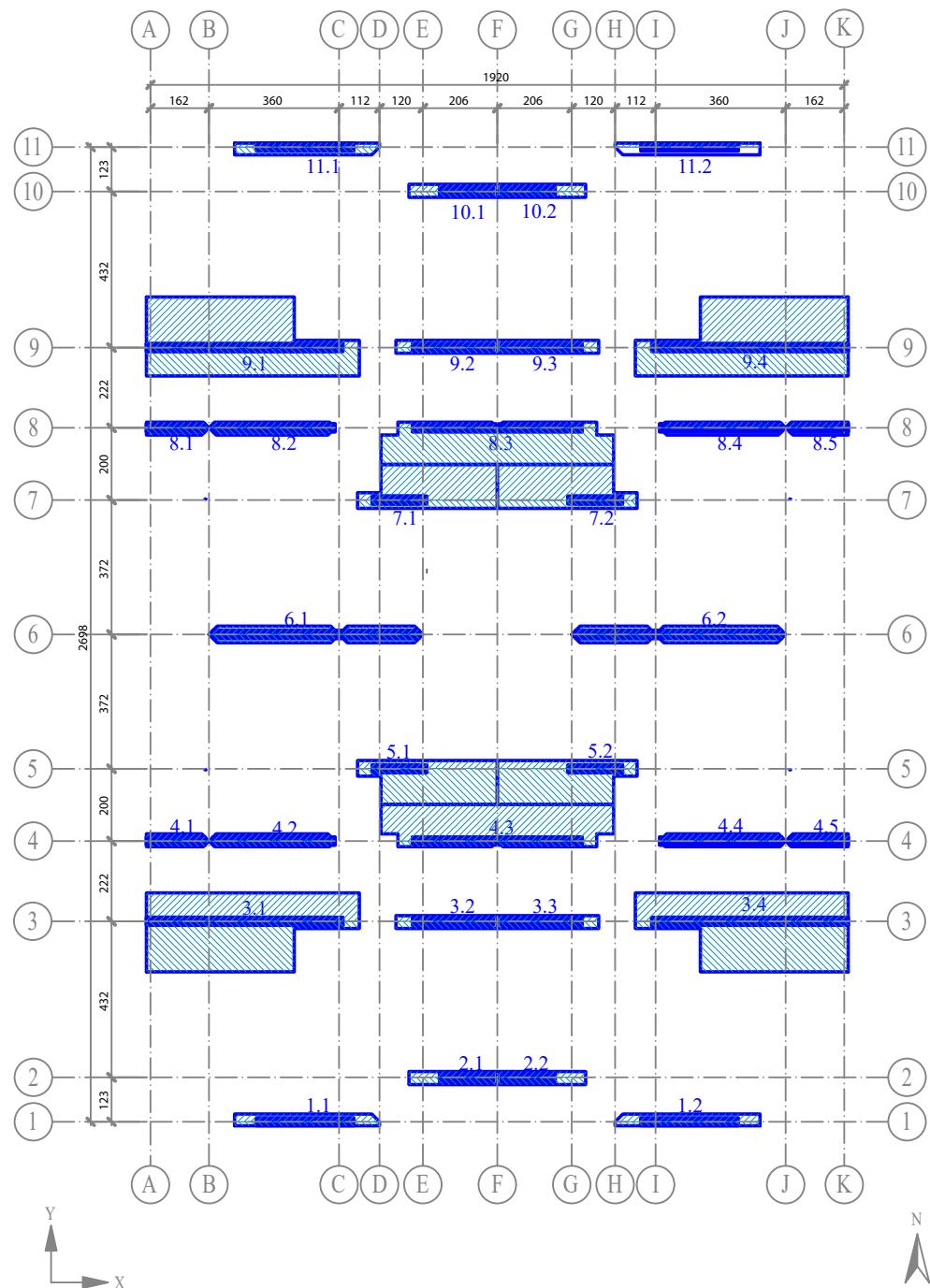
- Escuadría y espaciamiento de los PPDD.

Las escuadrías y el espaciamiento de los PPDD intermedios están controlados principalmente por las cargas gravitacionales que tienen los muros, que corresponden al peso propio y la sobrecarga de uso del edificio. En la **Tabla 71** se muestra como referencia

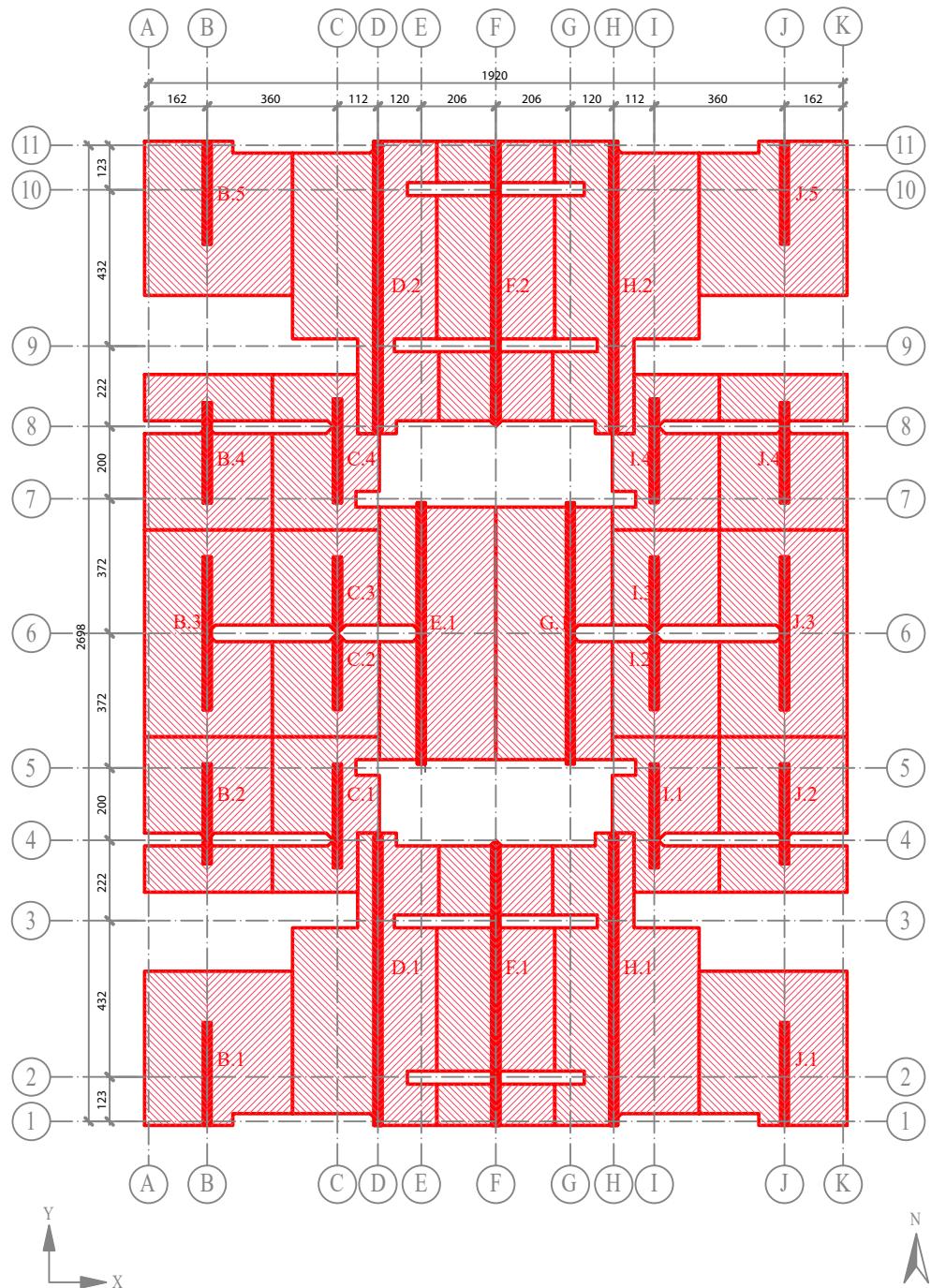
una propuesta simplificada de configuración de muros recomendada para luces del envigado menores de 3.20 m para desarrollar un prediseño. Sin embargo, posteriormente el diseñador deberá realizar las verificaciones de éstos de acuerdo con lo indicado en la sección 7.3 de la norma NCh-1198, (Instituto Nacional de Normalización, 2014).

- Cantidad de tableros OSB, espaciamiento del clavado, cantidad de PPDD de borde, tipo y modelo de anclaje.

Estos elementos constituyentes de los muros son determinados principalmente por las cargas laterales a las que está sometido el edificio, las cuales dependen de la demanda sísmica del lugar donde se encuentre ubicado el edificio. En la **Tabla 72** se presenta una propuesta de prediseño a carga lateral de los muros de un edificio de 4 pisos con alta solicitud sísmica. Esta propuesta no garantiza que el diseño cumpla con todas las verificaciones de los muros de corte, solo entrega un punto de partida para comenzar a analizar el edificio. El procedimiento para las verificaciones de resistencia de los muros de corte frente a cargas sísmicas se describe más adelante en la **Sección 4.3.1**.



**Figura 51:** Áreas Tributarias de los muros estructurales en dirección X-X del edificio Tipo B



**Figura 52:** Áreas Tributarias de los muros estructurales en dirección Y-Y del edificio Tipo B

**Tabla 71:** Sugerencia de prediseño de los PPDD intermedios de muros para edificios de 6 pisos ante carga gravitacional

Piso	Diseño Gravitacional		
	Escuadría		Espaciamiento [mm]
1	2x6 Dobles		400
2	2x6		300
3	2x6		400
4	2x6		400
5	2x4		400
6	2x4		400

**Tabla 72:** Sugerencia de prediseño de muros de corte y anclajes ATS para edificios de 6 pisos ante cargas sísmicas

Piso	Diseño Sísmico				
	Cantidad de tableros OSB	Espaciamiento de clavos [mm]	Número de PPDD de borde	Diámetro de barra de ATS [mm]	
1	2	50	10	44.5	
2	2	50	8	38.1	
3	2	100	7	31.8	
4	2	100	6	25.4	
5	1	50	2	19.1	
6	1	100	1	19.1	

106

En las **Tablas 73 y 74** se resume el diseño resultante de los muros 3.1 y D.1 respectivamente después de todas las iteraciones de análisis, los cuales representan un muro de corte por cada dirección de análisis del edificio de ejemplo. El diseño resultante del resto de los muros de corte nombrados de acuerdo con la nomenclatura de la **Figura 49** se encuentran en la **Sección 6.5** del Anexo.

**Tabla 73:** Resultados del diseño del muro 3.1 de la Dirección X-X

Piso	Muro	Cantidad de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadría		Pies Derechos				Soleras	Diámetro de barra de ATS [mm]
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD distribuidos [mm]	Número de soleras	
1	3.1	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	5	4	Simples	400	4	34.9
2	3.1	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	400	4	31.8
3	3.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	25.4
4	3.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	22.2
5	3.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	600	4	15.9
6	3.1	1	11.1	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5

**Tabla 74:** Resultados del diseño del muro D.1 de la Dirección Y-Y

Piso	Muro	Cantidad de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadria		Pies Derechos				Soleras	Diámetro de barra de ATS [mm]
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD distribuidos [mm]		
1	D.1	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	4	4	Dobles	400	4	28.6
2	D.1	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	300	4	25.4
3	D.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	400	4	22.2
4	D.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	400	4	15.9
5	D.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
6	D.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5

## 4.2.

### Análisis Estructural

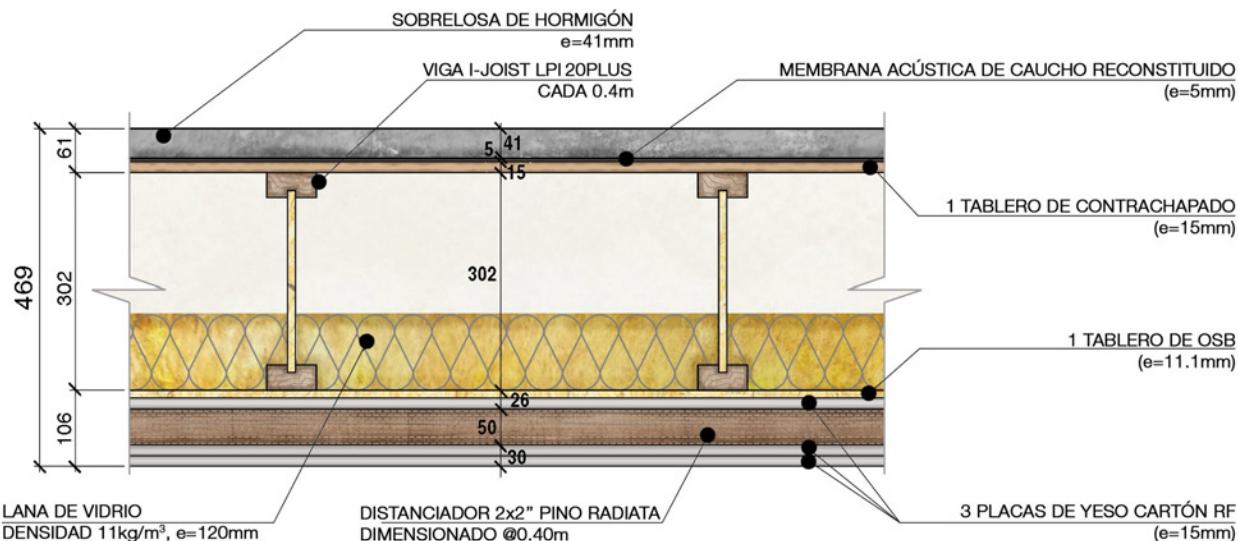
El análisis estructural de este edificio consiste en determinar las fuerzas o acciones internas en los muros estructurales, fuerza axial, de corte y momento, las cuales permiten llevar a cabo el diseño de los elementos. Estos análisis pueden ser realizados bajo distintos procedimientos, como los modelos de análisis descritos en la **Sección 2.6**. Para determinar la fuerza axial que actúa en cada muro por cargas gravitacionales, se procederá de forma simple utilizando el concepto de áreas tributarias. Para el análisis sísmico se utilizará el modelo de análisis de la Doble Flexibilidad Ajustada (DFA).

#### 4.2.1. Pesos Propios

El estado de cargas muertas (D) incluye el peso de los muros estructurales, de los muros

no estructurales y de las losas de entrepiso. Para este ejemplo se obtendrán los pesos propios de muros y losas de entrepiso a partir de la cubicación de sus componentes, teniendo en cuenta el peso de cada elemento o componente presente.

Para la losa de entrepiso se consideró vigas I-Joist 20Plus h=302 mm a 400 mm y cadenateado con el mismo tipo de viga, también cada 400 mm. La descripción del escantillón de la losa se muestra en la **Figura 53**. La losa descrita posee una resistencia al fuego F-120, cumpliendo con los requerimientos de la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones (OGUC) para un elemento resistente horizontal de una edificación residencial de 6 pisos. Además, este entrepiso cumple con los requerimientos acústicos y térmicos.



**Figura 53:** Detalle de la solución de entrepiso F-120 para el edificio Tipo B

Los pesos propios de las losas de entrepiso por cada nivel se resumen en la **Tabla 75**. Por simplicidad se consideró que el techo del último piso posee una losa de entrepiso igual que el resto de los pisos.

En las **Tablas 76** y **77** está el detalle de los componentes tenidos en cuenta para determinar

los pesos propios de los muros, se presentan como ejemplo los muros 3.1 y D.1 en cada uno de los pisos.

Finalmente, en la **Tabla 78** se presentan el peso de cada losa de entrepiso, el peso total de muros por piso y el peso total del piso.

**Tabla 75:** Pesos propios de las losas de entrepiso por cada nivel del edificio Tipo B

Piso	Losa de entrepiso		
	Peso losa [tonf/m <sup>2</sup> ]	Área [m <sup>2</sup> ]	Peso losa [tonf]
1	0.199	492	97.7
2	0.199	492	97.7
3	0.199	492	97.7
4	0.199	492	97.7
5	0.199	492	97.7
6	0.199	492	97.7

**Tabla 76:** Peso propio del muro 3.1 del edificio Tipo B

Piso	Muro	Peso OSB [kgf]	Número de PPDD totales	Peso PPDD [kgf]	Peso soleras [kgf]	Cantidad de yeso cartón	Espesor yeso cartón [mm]	Peso yeso cartón [kgf]	Volumen lana de Relleno [m³]	Peso lana de relleno [kgf]	Peso total del muro [kgf]
1	3.1	225	29	167	54	4	15.0	699	1.42	57	1202
2	3.1	225	25	144	54	4	15.0	699	1.47	59	1181
3	3.1	210	19	110	54	4	15.0	699	1.54	61	1134
4	3.1	210	15	87	54	4	15.0	699	1.58	63	1113
5	3.1	180	13	75	54	4	15.0	699	1.60	64	1072
6	3.1	105	11	41	35	4	15.0	699	1.06	42	923

**Tabla 77:** Peso propio del muro D.1 del edificio Tipo B

Piso	Muro	Peso OSB [kgf]	Número de PPDD totales	Peso PPDD [kgf]	Peso soleras [kgf]	Cantidad de yeso cartón	Espesor yeso cartón [mm]	Peso yeso cartón [kgf]	Volumen lana de Relleno [m³]	Peso lana de relleno [kgf]	Peso total del muro [kgf]
1	D.1	331	50	289	79	4	15.0	1026	2.01	80	1805
2	D.1	331	36	208	79	4	15.0	1026	2.16	87	1731
3	D.1	309	26	150	79	4	15.0	1026	2.28	91	1655
4	D.1	264	24	139	79	4	15.0	1026	2.30	92	1600
5	D.1	132	16	92	79	4	15.0	1026	2.39	96	1426
6	D.1	132	16	60	52	4	15.0	1026	1.56	62	1333

**Tabla 78:** Resumen de los pesos propios del edificio Tipo B

Piso	Losas		Muros		Losas + Muros	
	Peso de la losa [tonf]		Pesos de los muros [tonf]		Peso del piso [tonf]	
1	97.7		41.6		138.8	
2	97.7		40.5		137.7	
3	97.7		39.3		136.2	
4	97.7		37.5		134.2	
5	97.7		35.5		131.6	
6	97.7		32.2		113.9	

## 4.2.2. Sobre cargas de uso.

Las sobre cargas de uso del edificio corresponden al estado de cargas vivas (L), las cuales deben ser definidas de acuerdo con lo indicado en la norma NCh1537. El edificio es de uso habitacional, por lo tanto, le corresponde una sobre carga de uso de 200 kgf/m<sup>2</sup>. Esta sobre carga se aplicó a todos los pisos, incluyendo los techos, y a todas las áreas de la planta por igual solo como simplificación.

En la **Tabla 79** se resumen las cargas de todos los pisos del edificio por concepto de la sobre carga de uso o cargas vivas, las cuales se obtienen simplemente mediante el producto del área de planta de cada piso por la sobre carga. Este

cálculo es también necesario para determinar el peso sísmico del edificio.

**Tabla 79:** Peso por sobre carga de las losas del edificio Tipo B

Piso	Losa
	Peso sobre carga [tonf]
1	98.4
2	98.4
3	98.4
4	98.4
5	98.4
6	98.4

## 4.2.3. Peso Sísmico.

De acuerdo con la sección 5.5.1 de la norma NCh 433, el peso sísmico de cada piso se define como el peso propio del mismo más un 25% de la sobre carga de uso ( $D+0.25L$ ), información que se presenta en la **Tabla 80**.

**Tabla 80:** Resumen del peso sísmico del edificio Tipo B

Piso	D	L	$D + 0.25L$
	Peso muerto [tonf]	Peso sobre carga [tonf]	Peso sísmico [tonf]
1	138.8	98.4	163.4
2	137.7	98.4	162.3
3	136.2	98.4	160.7
4	134.2	98.4	158.8
5	131.6	98.4	156.2
6	113.9	98.4	138.5
<b>Total</b>	792.4	590.3	940.0

## 4.2.4. Análisis Sísmico.

Para analizar el edificio Tipo B de 6 pisos se usará el análisis modal espectral definido en la sección 6.4 de la norma NCh 433. Este tipo de análisis requiere obtener los modos y períodos de vibrar de la estructura, por tanto conviene analizar el edificio de acuerdo con el método matricial. Para el desarrollo del análisis modal espectral en el sistema marco-plataforma se utilizará el método de Doble Flexibilidad Ajustada (DFA) presentado en la **Sección 2.6.2**.

Para el desarrollo del modelo de análisis de la DFA se plantean los siguientes pasos de acuerdo con las dos etapas descritas en la **Sección 2.6.2**. Los pasos 1 al 3 están asociados a la ejecución de la primera etapa, mientras que los pasos 4 al 7 comprenden la realización de la etapa 2.

- Paso 1: Obtención de la matriz de rigidez del edificio sin considerar el aporte de la flexibilidad del anclaje.
- Paso 2: Calcular los períodos, modos de vibrar y factores de participación modal utilizando la matriz de rigidez determinada en el Paso 1.
- Paso 3: Realizar el análisis modal espectral definido en la norma NCh 433 para determinar los cortes basales y los vectores de fuerzas modal para cada uno de los modos de vibración considerados, esto para cada uno de los 6 casos sísmicos a analizar, los cuales serán: Sismo en la dirección X-X ( $S_{x-x}$ ), Sismo en la dirección Y-Y ( $S_{y-y}$ ), Sismo torsional en la dirección X-X positivo ( $+St_x$ ), Sismo torsional en la dirección X-X negativo

( $-St_x$ ), Sismo torsional en la dirección Y-Y positivo ( $+St_y$ ) y Sismo torsional en la dirección Y-Y negativo ( $-St_y$ ).

- Paso 4: Obtener una nueva matriz de rigidez del edificio que considera el aporte de flexibilidad del anclaje.
- Paso 5: Realizar el análisis matricial para obtener los desplazamientos del edificio y la distribución de fuerzas en los muros del edificio utilizando la matriz de rigidez determinada en el Paso 4, junto con los vectores de fuerza modal determinados en el Paso 3.
- Paso 6: Calcular las fuerzas de corte y momentos acumulados de los muros para cada vector de fuerzas modal determinado en el Paso 3.
- Paso 7: Realizar la combinación modal de las fuerzas de corte, momentos acumulados y desplazamientos del edificio para los distintos modos y cada caso sísmico.

### 4.2.4.1. PASO 1: Obtención de la matriz de rigidez del edificio sin considerar el aporte de la flexibilidad anclaje.

Para poder realizar el análisis sísmico lo primero que se debe determinar es la rigidez equivalente de todos los muros del edificio por medio de la **Ecuación 2.22**.

El primer término de esta ecuación está asociado a la componente de flexibilidad por flexión, cuyo cálculo para los muros 3.1 y D.1 se resume en las **Tablas 81 y 82**.

**Tabla 81:** Componente de flexibilidad por flexión del muro 3.1 del edificio Tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext} + A_{int}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_i$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
1	3.1	2470	5440	434.7	102	$0.77 \times 10^{-5}$
2	3.1	2470	5440	338.1	102	$0.98 \times 10^{-5}$
3	3.1	2470	5440	289.8	102	$1.15 \times 10^{-5}$
4	3.1	2470	5440	193.2	102	$1.72 \times 10^{-5}$
5	3.1	2470	5440	144.9	102	$2.30 \times 10^{-5}$
6	3.1	2470	5440	63.0	102	$5.29 \times 10^{-5}$

**Tabla 82:** Componente de flexibilidad por flexión del muro D.1 del edificio Tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext} + A_{int}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_i$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
1	D.1	2470	7990	386.4	102	$0.40 \times 10^{-5}$
2	D.1	2470	7990	289.8	102	$0.53 \times 10^{-5}$
3	D.1	2470	7990	193.2	102	$0.80 \times 10^{-5}$
4	D.1	2470	7990	144.9	102	$1.07 \times 10^{-5}$
5	D.1	2470	7990	96.6	102	$1.60 \times 10^{-5}$
6	D.1	2470	7990	63.0	102	$2.45 \times 10^{-5}$

El segundo término de la **Ecuación 2.22** corresponde a la componente de flexibilidad por corte entre los tableros arriostrantes y el marco de madera; los resultados de este término aplicado a los muros 3.1 y D.1 se indican en las **Tablas 83 y 84**.

**Tabla 83:** Componente de flexibilidad por corte del muro 3.1 del edificio Tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Cantidad de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
1	3.1	2470	5440	2	11.9	8d	50	1393	$3.26 \times 10^{-4}$
2	3.1	2470	5440	2	11.9	8d	50	1393	$3.26 \times 10^{-4}$
3	3.1	2470	5440	2	11.1	8d	50	1500	$3.03 \times 10^{-4}$
4	3.1	2470	5440	2	11.1	8d	50	1500	$3.03 \times 10^{-4}$
5	3.1	2470	5440	2	9.5	8d	50	1607	$2.83 \times 10^{-4}$
6	3.1	2470	5440	1	11.1	8d	100	393	$11.6 \times 10^{-4}$

**Tabla 84:** Componente de flexibilidad por corte del muro D.1 del edificio Tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Cantidad de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
1	D.1	2470	7990	2	11.9	8d	50	1393	$2.22 \times 10^{-4}$
2	D.1	2470	7990	2	11.9	8d	50	1393	$2.22 \times 10^{-4}$
3	D.1	2470	7990	2	11.1	8d	50	1500	$2.06 \times 10^{-4}$
4	D.1	2470	7990	2	9.5	8d	50	1607	$1.92 \times 10^{-4}$
5	D.1	2470	7990	1	9.5	8d	50	804	$3.85 \times 10^{-4}$
6	D.1	2470	7990	1	9.5	8d	100	446	$6.92 \times 10^{-4}$

Debido a que en este PASO 1 se ignora la componente de flexibilidad de los anclajes, se procede entonces a obtener la matriz de flexibilidad de los muros en altura utilizando únicamente las componentes de flexibilidad por flexión y por corte calculadas para los muros.

La matriz de flexibilidad de los muros es de 6x6 debido a que se define un grado de libertad por piso correspondiente al desplazamiento lateral del muro para cada uno de los pisos. La matriz

de flexibilidad de los muros del edificio Tipo B tiene la estructura de la **Matriz 4.1**, donde cada uno de sus componentes se obtiene utilizando la **Ecuación 4.1** en caso de utilizar las flexibilidades de las tablas anteriores, o la **Ecuación 4.2**, en caso de proceder utilizando los valores de rigideces.

En las **Ecuaciones 4.3 a 4.11** se muestra el cálculo detallado de algunas de las componentes de flexibilidad de la **Matriz 4.1** aplicado al muro 3.1.

**Ec. 4.1**

$$\tilde{U}_{j,\xi} = \sum_{r=1}^{\min(j,\xi)} F_{F,r} + F_{C,r}$$

**Ec. 4.2**

$$\tilde{U}_{j,\xi} = \frac{1}{K_{F,r}} + \frac{1}{K_{C,r}}$$

**Matriz 4.1**

$$U^{Muro} = \begin{bmatrix} \tilde{U}_{1,1} & \tilde{U}_{1,2} & \tilde{U}_{1,3} & \tilde{U}_{1,4} & \tilde{U}_{1,5} & \tilde{U}_{1,6} \\ \tilde{U}_{2,1} & \tilde{U}_{2,2} & \tilde{U}_{2,3} & \tilde{U}_{2,4} & \tilde{U}_{2,5} & \tilde{U}_{2,6} \\ \tilde{U}_{3,1} & \tilde{U}_{3,2} & \tilde{U}_{3,3} & \tilde{U}_{3,4} & \tilde{U}_{3,5} & \tilde{U}_{3,6} \\ \tilde{U}_{4,1} & \tilde{U}_{4,2} & \tilde{U}_{4,3} & \tilde{U}_{4,4} & \tilde{U}_{4,5} & \tilde{U}_{4,6} \\ \tilde{U}_{5,1} & \tilde{U}_{5,2} & \tilde{U}_{5,3} & \tilde{U}_{5,4} & \tilde{U}_{5,5} & \tilde{U}_{5,6} \\ \tilde{U}_{6,1} & \tilde{U}_{6,2} & \tilde{U}_{6,3} & \tilde{U}_{6,4} & \tilde{U}_{6,5} & \tilde{U}_{6,6} \end{bmatrix}$$

**Ec. 4.3**

$$\tilde{U}_{I,I}^{Muro\ 3.1} = \sum_{r=1}^1 F_{F,r} + F_{C,r}$$

$$\tilde{U}_{I,I}^{Muro\ 3.1} = F_{F,1} + F_{C,1}$$

$$\tilde{U}_{I,I}^{Muro\ 3.1} = 0.77 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4}$$

$$\tilde{U}_{I,I}^{Muro\ 3.1} = 3.34 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}$$

**Ec. 4.4**

$$\tilde{U}_{2,1}^{Muro\ 3.1} = \sum_{r=1}^1 F_{F,r} + F_{C,r}$$

$$\tilde{U}_{2,1}^{Muro\ 3.1} = F_{F,1} + F_{C,1}$$

$$\tilde{U}_{2,1}^{Muro\ 3.1} = 0.77 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4}$$

$$\tilde{U}_{2,1}^{Muro\ 3.1} = 3.34 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}$$

**Ec. 4.5**

$$\begin{aligned}\tilde{U}_{3,1}^{Muro \ 3.1} &= \sum_{r=1}^1 F_{F,r} + F_{C,r} \\ \tilde{U}_{3,1}^{Muro \ 3.1} &= F_{F,1} + F_{C,1} \\ \tilde{U}_{3,1}^{Muro \ 3.1} &= 0.77 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} \\ \tilde{U}_{3,1}^{Muro \ 3.1} &= 3.34 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}\end{aligned}$$

**Ec. 4.6**

$$\begin{aligned}\tilde{U}_{1,2}^{Muro \ 3.1} &= \sum_{r=1}^1 F_{F,r} + F_{C,r} \\ \tilde{U}_{1,2}^{Muro \ 3.1} &= F_{F,1} + F_{C,1} \\ \tilde{U}_{1,2}^{Muro \ 3.1} &= 0.77 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} \\ \tilde{U}_{1,2}^{Muro \ 3.1} &= 3.34 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}\end{aligned}$$

**Ec. 4.7**

$$\begin{aligned}\tilde{U}_{2,2}^{Muro \ 3.1} &= \sum_{r=1}^2 F_{F,r} + F_{C,r} \\ \tilde{U}_{2,2}^{Muro \ 3.1} &= F_{F,1} + F_{C,1} + F_{F,2} + F_{C,2} \\ \tilde{U}_{2,2}^{Muro \ 3.1} &= \tilde{U}_{1,1}^{Muro \ 3.1} + F_{F,2} + F_{C,2} \\ \tilde{U}_{2,2}^{Muro \ 3.1} &= 3.34 \times 10^{-4} + 0.98 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} \\ \tilde{U}_{2,2}^{Muro \ 3.1} &= 6.69 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}\end{aligned}$$

**Ec. 4.8**

$$\begin{aligned}\tilde{U}_{3,2}^{Muro \ 3.1} &= \sum_{r=1}^2 F_{F,r} + F_{C,r} \\ \tilde{U}_{3,2}^{Muro \ 3.1} &= F_{F,1} + F_{C,1} + F_{F,2} + F_{C,2} \\ \tilde{U}_{3,2}^{Muro \ 3.1} &= \tilde{U}_{1,1}^{Muro \ 3.1} + F_{F,2} + F_{C,2} \\ \tilde{U}_{3,2}^{Muro \ 3.1} &= 3.34 \times 10^{-4} + 0.98 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} \\ \tilde{U}_{3,2}^{Muro \ 3.1} &= 6.69 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}\end{aligned}$$

**Ec. 4.9**

$$\tilde{U}_{1,3}^{Muro \ 3.1} = \sum_{r=1}^1 F_{F,r} + F_{C,r}$$

$$\tilde{U}_{1,3}^{Muro \ 3.1} = F_{F,1} + F_{C,1}$$

$$\tilde{U}_{1,3}^{Muro \ 3.1} = 0.77 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4}$$

$$\tilde{U}_{1,3}^{Muro \ 3.1} = 3.34 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}$$

**Ec. 4.10**

$$\tilde{U}_{2,3}^{Muro \ 3.1} = \sum_{r=1}^2 F_{F,r} + F_{C,r}$$

$$\tilde{U}_{2,3}^{Muro \ 3.1} = F_{F,1} + F_{C,1} + F_{F,2} + F_{C,2}$$

$$\tilde{U}_{2,3}^{Muro \ 3.1} = \tilde{U}_{1,1}^{Muro \ 3.1} + F_{F,2} + F_{C,2}$$

$$\tilde{U}_{2,3}^{Muro \ 3.1} = 3.34 \times 10^{-4} + 0.98 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4}$$

$$\tilde{U}_{2,3}^{Muro \ 3.1} = 6.69 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}$$

116

**Ec. 4.11**

$$\tilde{U}_{3,3}^{Muro \ 3.1} = \sum_{r=1}^3 F_{F,r} + F_{C,r}$$

$$\tilde{U}_{3,3}^{Muro \ 3.1} = F_{F,1} + F_{C,1} + F_{F,2} + F_{C,2} + F_{F,3} + F_{C,3}$$

$$\tilde{U}_{3,3}^{Muro \ 3.1} = \tilde{U}_{2,2}^{Muro \ 3.1} + F_{F,3} + F_{C,3}$$

$$\tilde{U}_{3,3}^{Muro \ 3.1} = 6.69 \times 10^{-4} + 1.15 \times 10^{-5} + 3.03 \times 10^{-4}$$

$$\tilde{U}_{3,3}^{Muro \ 3.1} = 9.84 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}$$

Realizando el procedimiento anterior se obtienen las **Matrices 4.2** y **4.3** que corresponden a las matrices de flexibilidad de los muros 3.1 y D.1 respectivamente.

### Matriz 4.2

$$\boldsymbol{U}^{Muro\ 3.1} = \begin{bmatrix} 3.34 & 3.34 & 3.34 & 3.34 & 3.34 & 3.34 \\ 3.34 & 6.69 & 6.69 & 6.69 & 6.69 & 6.69 \\ 3.34 & 6.69 & 9.84 & 9.84 & 9.84 & 9.84 \\ 3.34 & 6.69 & 9.84 & 13.04 & 13.04 & 13.04 \\ 3.34 & 6.69 & 9.84 & 13.04 & 16.09 & 16.09 \\ 3.34 & 6.69 & 9.84 & 13.04 & 16.09 & 28.18 \end{bmatrix} \left( \frac{m}{tonf} \right) \times 10^{-4}$$

### Matriz 4.3

$$\boldsymbol{U}^{Muro\ D.1} = \begin{bmatrix} 2.26 & 2.26 & 2.26 & 2.26 & 2.26 & 2.26 \\ 2.26 & 4.53 & 4.53 & 4.53 & 4.53 & 4.53 \\ 2.26 & 4.53 & 6.67 & 6.67 & 6.67 & 6.67 \\ 2.26 & 4.53 & 6.67 & 8.70 & 8.70 & 8.70 \\ 2.26 & 4.53 & 6.67 & 8.70 & 12.71 & 12.71 \\ 2.26 & 4.53 & 6.67 & 8.70 & 12.71 & 19.88 \end{bmatrix} \left( \frac{m}{tonf} \right) \times 10^{-4}$$

El siguiente paso consiste en obtener las matrices de rigidez de los muros, lo que se consigue invirtiendo las matrices de flexibilidad de los muros como se indica en la **Ecuación 4.12**. Las matrices de rigidez resultantes de los muros 3.1 y D.1 se presentan en las **Matrices 4.4** y **4.5**, respectivamente.

### Ec. 4.12

$$\boldsymbol{K}^{Muro} = (\boldsymbol{U}^{Muro})^{-1}$$

**Matriz 4.4**

$$\mathbf{K}^{Muro\ 3.I} = \begin{bmatrix} 5975 & -2978 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2978 & 6161 & -3183 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -3183 & 6309 & -3126 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -3126 & 6399 & -3273 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -3273 & 4101 & -827 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -827 & 827 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 4.5**

$$\mathbf{K}^{Muro\ D.I} = \begin{bmatrix} 8826 & -4400 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -4400 & 9072 & -4671 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -4671 & 9598 & -4926 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -4926 & 7422 & -2496 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -2496 & 3891 & -1395 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1395 & 1395 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

Una vez obtenidas las matrices de rigidez de todos los muros de corte del edificio, se deben obtener las matrices de rigidez de cada uno de los ejes estructurales. Los muros de corte pertenecientes a un eje estructural trabajan como resortes en paralelo. Se supone que el desplazamiento de todos los muros pertenecientes a un eje es el mismo. Considerando lo anterior, la matriz de rigidez de un determinado eje estructural se obtiene sumando las matrices de rigidez de todos los muros pertenecientes al mismo eje, **Ecuación 4.13**. Las matrices de rigidez que se obtienen para los ejes 3 y D corresponden a las **Matrices 4.6** y **4.7**.

**Ec. 4.13**

$$\mathbf{K}^{Eje} = \sum_{i=1}^n (\mathbf{K}^{Muro})_i$$

**Matriz 4.6**

$$\mathbf{K}^{Eje\ 3} = \begin{bmatrix} 17210 & -8562 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -8562 & 17534 & -8972 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -8972 & 17690 & -8718 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -8718 & 16651 & -7933 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -7933 & 10307 & -2374 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -2374 & 2374 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 4.7**

$$\mathbf{K}^{Eje\ D} = \begin{bmatrix} 17653 & -8800 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -8800 & 18143 & -9343 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -9343 & 19195 & -9852 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -9852 & 14844 & -4992 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -4992 & 7781 & -2790 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -2790 & 2790 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

El edificio posee tres grados de libertad por piso, el desplazamiento lateral en la dirección X-X, el desplazamiento lateral en la dirección Y-Y, y el giro en planta del centro de masa del edificio. Para poder compatibilizar los grados de libertad locales de los ejes con los grados de libertad globales del edificio es necesario la utilización de la matriz de transformación  $a$ .

A continuación se describe un método para relacionar los grados de libertad locales de cada eje estructural (un GDL por piso), con los grados de libertad del edificio (tres GDL por piso); para este propósito se utilizarán matrices de transformación de  $6 \times 18$ . Las 6 primeras

columnas son los GDL del desplazamiento en la dirección X-X, las siguientes 6 columnas son el desplazamiento en la dirección Y-Y, y las últimas 6 columnas corresponden a los giros de cada planta en torno al centro de masa. Las matrices de transformación serán diferentes según la orientación del eje y su ubicación respecto al centro de masa del edificio. La matriz de transformación para los ejes estructurales en la dirección X-X está dada por la **Matriz 4.8**, mientras que para los ejes en la dirección Y-Y tenemos la **Matriz 4.9**, donde " $x_i$ " e " $y_i$ " son las distancias de los ejes estructurales del edificio al centro de masa de éste.

**Matriz 4.8**

$$\boldsymbol{a}^{Eje\ X} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -y_i & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -y_i & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -y_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -y_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -y_i & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -y_i & 0 \end{bmatrix}$$

**Matriz 4.9**

$$\boldsymbol{a}^{Eje\ Y} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & +x_i & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & +x_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & +x_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & +x_i & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & +x_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & +x_i \end{bmatrix}$$

Las matrices de transformación para los ejes 3 y D corresponden a las **Matrices 4.10 y 4.11**, respectivamente.

120

**Matriz 4.10**

$$\boldsymbol{a}^{Eje\ 3} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & +8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & +8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & +8 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & +8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & +8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & +8 \end{bmatrix}$$

**Matriz 4.11**

$$\boldsymbol{a}^{Eje\ D} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3 \end{bmatrix}$$

Las matrices de rigidez en coordenadas globales de cada eje estructural se obtienen mediante la **Ecuación 4.14**. Luego, la matriz de rigidez del edificio se obtiene sumando las matrices de rigidez de todos los ejes estructurales en coordenadas globales, **Ecuación 4.15**.

### Ec. 4.14

$$\mathbf{K}^{Eje\ Global} = (\mathbf{a}^{Eje})^T \cdot \mathbf{K}^{Eje} \cdot \mathbf{a}^{Eje}$$

### Ec. 4.15

$$\mathbf{K}^{Edificio} = \sum_{j=1}^m (\mathbf{K}^{Eje\ Global})_j$$

Las matrices de rigidez de cada eje en coordenadas globales y las del edificio presentan la forma que se muestra en la **Matriz 4.12**, las cuales están conformadas por 9 sub-matrices. Las **Ecuaciones 4.16, 4.17 y 4.18** muestran las igualdades existentes entre las diferentes sub-matrices, por lo que cada matriz de rigidez del eje o del edificio queda definida por solo 6 sub-matrices de las 9 totales.

Las 6 sub-matrices que permiten definir las matrices de rigidez de los ejes y del edificio corresponden a las **Matrices 4.13** a la **4.18** para el eje 3, **4.19** a **4.24** para el eje D, y **4.25** a **4.30** para el Edificio.

### Matriz 4.12

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} [K_{XX}] & [K_{XY}] & [K_{X\theta}] \\ [K_{YX}] & [K_{YY}] & [K_{Y\theta}] \\ [K_{\theta X}] & [K_{\theta Y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix}$$

### Ec. 4.16

$$[K_{XY}] = [K_{YX}]$$

### Ec. 4.17

$$[K_{X\theta}] = [K_{\theta X}]$$

### Ec. 4.18

$$[K_{Y\theta}] = [K_{\theta Y}]$$

Las 6 sub-matrices de rigidez para el eje 3 son las **Matrices 4.13** a la **4.18**:

### Matriz 4.13

$$[K_{xx}]^{Eje\ 3} = \begin{bmatrix} 17210 & -8562 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -8562 & 17534 & -8972 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -8972 & 17690 & -8718 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -8718 & 16651 & -7933 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -7933 & 10307 & -2374 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -2374 & 2374 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf}{m} \right)$$

### Matriz 4.14

$$[K_{xy}]^{Eje\ 3} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf}{m} \right)$$

### Matriz 4.15

$$[K_{xz}]^{Eje\ 3} = \begin{bmatrix} 136644 & -67981 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -67981 & 139219 & -71238 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -71238 & 140462 & -69223 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -69223 & 132212 & -62989 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -62989 & 81838 & -18848 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -18848 & 18848 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf \cdot m}{m} \right)$$

### Matriz 4.16

$$[K_{yy}]^{Eje\ 3} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf}{m} \right)$$

**Matriz 4.17**

$$[K_{\theta\theta}]^{Eje \ 3} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf \cdot m}{m} \right)$$

**Matriz 4.18**

$$[K_{\theta\theta}]^{Eje \ 3} = \begin{bmatrix} 1084953 & -539768 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -539768 & 1105399 & -565631 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -565631 & 1115265 & -549634 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -549634 & 1049767 & -500134 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -500134 & 649790 & -149657 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -149657 & 149657 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf \cdot m^2}{m} \right)$$

Las 6 sub-matrices de rigidez para el eje D son la **Matriz 4.19** a la **4.24**:

**Matriz 4.19**

$$[K_{xx}]^{Eje \ D} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf}{m} \right)$$

**Matriz 4.20**

$$[K_{xy}]^{Eje \ D} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf}{m} \right)$$

**Matriz 4.21**

$$[K_{x\theta}]^{Eje D} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf \cdot m}{m} \right)$$

**Matriz 4.22**

$$[K_{yy}]^{Eje D} = \begin{bmatrix} 17653 & -8800 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -8800 & 18143 & -9343 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -9343 & 19195 & -9852 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -9852 & 14844 & -4992 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -4992 & 7781 & -2790 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -2790 & 2790 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf}{m} \right)$$

**Matriz 4.23**

$$[K_{y\theta}]^{Eje D} = \begin{bmatrix} -57548 & 28689 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 28689 & -59147 & 30457 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 30457 & -62576 & 32119 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 32119 & -48392 & 16273 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 16273 & -25367 & 9094 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 9094 & -9094 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf \cdot m}{m} \right)$$

**Matriz 4.24**

$$[K_{\theta\theta}]^{Eje D} = \begin{bmatrix} 187607 & -93528 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -93528 & 192818 & -99290 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -99290 & 203997 & -104707 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -104707 & 157757 & -53050 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -53050 & 82697 & -29647 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -29647 & 29647 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf \cdot m^2}{m} \right)$$

Las 6 sub-matrices de rigidez para el edificio Tipo B son la **Matriz 4.25** a la **4.30**:

### Matriz 4.25

$$[K_{xx}]^{Edificio} = \begin{bmatrix} 108065 & -53977 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -53977 & 109010 & -55033 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -55033 & 108432 & -53399 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -53399 & 89666 & -36267 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -36267 & 51249 & -14982 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -14982 & 14982 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

### Matriz 4.26

$$[K_{xy}]^{Edificio} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

### Matriz 4.27

$$[K_{xz}]^{Edificio} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf} \cdot m}{m} \right)$$

### Matriz 4.28

$$[K_{yy}]^{Edificio} = \begin{bmatrix} 101505 & -50557 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -50557 & 102811 & -52253 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -52253 & 105019 & -52766 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -52766 & 86731 & -33965 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -33965 & 48954 & -14989 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -14989 & 14989 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 4.29**

$$[K_{\text{vv}}]^{Edificio} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf} \cdot m}{m} \right)$$

**Matriz 4.30**

$$[K_{\theta\theta}]^{Edificio} = \begin{bmatrix} 8606725 & -4281731 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -4281731 & 8612619 & -4330888 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -4330888 & 8541794 & -4210907 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -4210907 & 7255702 & -3044795 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -3044795 & 4305784 & -1260989 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1260989 & 1260989 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf} \cdot m^2}{m} \right)$$

**4.2.4.2. PASO 2: Cálculo de Periodos y modos de vibrar y factores de participación modal utilizando la matriz de rigidez determinada en el PASO 1.**

Las propiedades dinámicas del edificio, es decir, periodos naturales  $T_n$ , formas modales  $\phi_n$  y factores de participación modal  $\Gamma_n$ , necesarios para la realización del análisis modal espectral se obtienen utilizando la matriz de masa y de rigidez del edificio. La matriz de masa del edificio posee la estructura de la **Matriz 4.31**, donde  $[M_{xx}]$  corresponde a la matriz de masa en la dirección X-X,  $[M_{yy}]$  corresponde a la matriz de masa en la dirección Y-Y, e  $[I_{\theta\theta}]$  corresponde a la matriz de inercia polar. Las sub-matrices que definen la matriz de masa del edificio Tipo B corresponden a las **Matrices 4.32, 4.33 y 4.34**.

**Matriz 4.31**

$$M_{\text{Edificio}} = \begin{bmatrix} [M_{xx}] & 0 & 0 \\ 0 & [M_{yy}] & 0 \\ 0 & 0 & [I_{\theta\theta}] \end{bmatrix}$$

**Matriz 4.32**

$$[\boldsymbol{M}_{XX}]_{Edificio} = \begin{bmatrix} 163 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 162 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 161 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 159 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 156 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 138 \end{bmatrix} \text{ (tonf)}$$

**Matriz 4.33**

$$[\boldsymbol{M}_{YY}]_{Edificio} = \begin{bmatrix} 163 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 162 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 161 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 159 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 156 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 138 \end{bmatrix} \text{ (tonf)}$$

**Matriz 4.34**

$$[\boldsymbol{I}_{\theta\theta}]_{Edificio} = \begin{bmatrix} 15213 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 15105 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 14963 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 14785 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 14540 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 12888 \end{bmatrix} \text{ (tonf} \cdot m^2\text{)}$$

Utilizando la matriz de masa y rigidez del edificio del paso anterior, se procede a resolver el problema de los valores y vectores propios según la **Ecuación 4.19**, donde  $w_n$  corresponde al vector de la frecuencia modal. El vector de los períodos se obtiene según la **Ecuación 4.20**. Finalmente, los factores de participación modal se obtienen utilizando la **Ecuación 4.21**, donde "r" corresponde al vector de excitación, el cual será diferente dependiendo de la dirección de análisis. Los períodos modales, masas modales normalizadas, factores de participación modal, y las formas modales para los modos de vibrar predominantes en la dirección X-X y en la dirección Y-Y se resumen en la **Tabla 85**.

**Ec. 4.19**

$$(\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}) \boldsymbol{\phi}_n = 0$$

**Ec. 4.20**

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

**Ec. 4.21**

$$T_n = \frac{(\boldsymbol{\phi}_n)^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{r}}{(\boldsymbol{\phi}_n)^T \cdot \mathbf{M} \cdot \boldsymbol{\phi}_n}$$

**Tabla 85:** Propiedades modales del edificio Tipo B.

Modo	Dirección X-X						Dirección Y-Y					
	3	6	9	12	15	18	2	5	8	11	14	17
T <sub>n</sub> [s]	0.458	0.192	0.121	0.087	0.068	0.058	0.469	0.195	0.122	0.090	0.070	0.059
M <sub>n</sub> * / M*	0.836	0.092	0.042	0.020	0.009	0.002	0.840	0.090	0.040	0.020	0.009	0.001
Γ <sub>n</sub>	1.407	-0.558	-0.302	0.000	0.000	-0.062	1.398	-0.549	-0.293	0.000	0.133	0.058
φ	0.198	-0.313	-0.664	0.950	0.990	-0.605	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.385	-0.524	-0.777	0.392	-0.619	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.547	-0.562	-0.256	-0.763	-0.612	-0.987	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.682	-0.417	0.494	-0.743	1.000	0.567	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.823	-0.004	1.000	1.000	-0.441	-0.151	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	1.000	1.000	-0.649	-0.260	0.063	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.202	-0.322	-0.677	0.936	1.000	0.551
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.394	-0.537	-0.773	0.376	-0.670	-0.948
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.557	-0.568	-0.222	-0.747	-0.561	1.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.688	-0.416	0.506	-0.724	0.968	-0.598
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.832	0.026	1.000	1.000	-0.420	0.156
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	-0.678	-0.279	0.063	-0.016
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

#### **4.2.4.3. PASO 3: Realizar el análisis modal espectral definido en la norma NCh 433 para determinar los cortes basales y los vectores de fuerzas modal para cada uno de los modos de vibración considerados.**

El resumen de los parámetros para el análisis modal espectral del edificio Tipo B, y los cortes basales mínimo y máximos obtenidos se presentan en las **Tablas 86 y 87**, respectivamente, donde se observa que el edificio quedó controlado por diseño según el corte máximo.

Los vectores de fuerzas modales para el edificio Tipo B obtenidos para el caso del sismo en la dirección X-X ( $S_{X-X}$ ) y para el caso del sismo en la dirección Y-Y ( $S_{Y-Y}$ ), se resumen en la **Tabla 88**.

La norma NCh 433, en su inciso 6.3.4, exige incluir mediante dos alternativas el efecto de la torsión accidental. Para el desarrollo de este ejemplo se utilizará la alternativa 6.3.4.b, la cual consiste en aplicar momentos de torsión estáticos en cada nivel del edificio. El resumen del cálculo de las excentricidades accidentales consideradas para el cálculo de los momentos torsionales del edificio Tipo B se muestra en la **Tabla 89**. Los vectores de fuerza modales considerando la incorporación de los momentos torsionales para el caso del sismo torsional en la dirección X-X ( $+St_x$  y  $-St_x$ ) y para el caso del sismo torsional en la dirección Y-Y ( $+St_y$  y  $-St_y$ ), se resumen en las **Tablas 90 y 91**, respectivamente.

**Tabla 86:** Parámetros para el análisis modal espectral del edificio Tipo B

Análisis Modal Espectral NCh 433 Of.1996 Mod. 2012/ DS 61												
Tipo de suelo	S	$T_o$ [s]	$T'$ [s]	n	p	Zona sísmica	$A_o$ [g]	$R_o$	Categoría del edificio	$T^*_x$ [s]	$T^*_y$ [s]	
C	1.05	0.40	0.45	1.4	1.6	2	0.3	7	II	1	0.458	0.469

129

**Tabla 87:** Cortes basales obtenidos del análisis modal espectral del edificio Tipo B

Análisis Modal Espectral NCh 433 Of.1996 Mod. 2012/ DS 61			
$Q_{\min}$ [tonf]	$Q_{\max}$ [tonf]	$Q_{X-X}$ [tonf]	$Q_{Y-Y}$ [tonf]
49.35	118.44	118.44	118.44

**Tabla 88:** Vectores de fuerzas modales espectrales del edificio Tipo B

Modo	Sismo ( $S_{x-x}$ )						Sismo ( $S_{y-y}$ )					
	3	6	9	12	15	18	2	5	8	11	14	17
$F_x$ [tonf]	6.83	3.50	3.01	2.32	1.51	0.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	13.19	5.81	3.50	0.95	-0.94	-0.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	18.54	6.18	1.14	-1.83	-0.92	0.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	22.84	4.53	-2.18	-1.76	1.49	-0.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	27.12	0.04	-4.34	2.33	-0.64	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	29.21	-9.47	2.49	-0.54	0.08	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$F_y$ [tonf]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.89	3.60	3.03	2.34	1.58	0.36
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.34	5.96	3.43	0.93	-1.05	-0.62
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.69	6.25	0.97	-1.84	-0.87	0.64
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.80	4.52	-2.20	-1.76	1.48	-0.38
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27.12	-0.28	-4.27	2.39	-0.63	0.10
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.90	-9.47	2.57	-0.59	0.08	-0.01
$M$ [tonf-m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Tabla 89:** Excentricidad accidental edificio Tipo B

Piso	$h_i$ [m]	$Z_k$ [m]	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
			$b_{k,x}$ [m]	$e_x$ [m]	$b_{k,y}$ [m]	$e_x$ [m]
1	2.63	2.63	19.42	0.31	27.20	0.43
2	2.80	5.43	19.42	0.63	27.20	0.89
3	2.80	8.23	19.42	0.96	27.20	1.35
4	2.80	11.03	19.42	1.29	27.20	1.80
5	2.80	13.83	19.42	1.62	27.20	2.26
6	2.80	16.62	19.42	1.94	27.20	2.72

**Tabla 90:** Vectores de fuerzas modales espectrales del edificio Tipo B con torsión accidental para  $St_x$ 

Modo	Sismo torsional (+ $St_x$ )						Sismo torsional (- $St_x$ )					
	3	6	9	12	15	18	3	6	9	12	15	18
$F_x$ [tonf]	6.83	3.50	3.01	2.32	1.51	0.42	6.83	3.50	3.01	2.32	1.51	0.42
	13.19	5.81	3.50	0.95	-0.94	-0.69	13.19	5.81	3.50	0.95	-0.94	-0.69
	18.54	6.18	1.14	-1.83	-0.92	0.67	18.54	6.18	1.14	-1.83	-0.92	0.67
	22.84	4.53	-2.18	-1.76	1.49	-0.38	22.84	4.53	-2.18	-1.76	1.49	-0.38
	27.12	0.04	-4.34	2.33	-0.64	0.10	27.12	0.04	-4.34	2.33	-0.64	0.10
	29.21	-9.47	2.49	-0.54	0.08	-0.01	29.21	-9.47	2.49	-0.54	0.08	-0.01
$F_y$ [tonf]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$M$ [tonf-m]	2.94	1.51	1.30	1.00	0.65	0.18	-2.94	-1.51	-1.30	-1.00	-0.65	-0.18
	11.72	5.17	3.11	0.84	-0.83	-0.61	-11.72	-5.17	-3.11	-0.84	0.83	0.61
	24.97	8.32	1.54	-2.46	-1.24	0.91	-24.97	-8.32	-1.54	2.46	1.24	-0.91
	41.22	8.18	-3.93	-3.18	2.68	-0.69	-41.22	-8.18	3.93	3.18	-2.68	0.69
	61.35	0.10	-9.81	5.27	-1.46	0.23	-61.35	-0.10	9.81	-5.27	1.46	-0.23
	79.45	-25.77	6.78	-1.46	0.22	-0.02	-79.45	25.77	-6.78	1.46	-0.22	0.02

**Tabla 91:** Vectores de fuerzas modales espectrales del edificio Tipo B con torsión accidental para  $St_y$ 

Modo	Sismo torsional (+ $St_y$ )						Sismo torsional (- $St_y$ )					
	2	5	8	11	14	17	2	5	8	11	14	17
$F_x$ [tonf]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$F_y$ [tonf]	6.89	3.60	3.03	2.34	1.58	0.36	6.89	3.60	3.03	2.34	1.58	0.36
	13.34	5.96	3.43	0.93	-1.05	-0.62	13.34	5.96	3.43	0.93	-1.05	-0.62
	18.69	6.25	0.97	-1.84	-0.87	0.64	18.69	6.25	0.97	-1.84	-0.87	0.64
	22.80	4.52	-2.20	-1.76	1.48	-0.38	22.80	4.52	-2.20	-1.76	1.48	-0.38
	27.12	-0.28	-4.27	2.39	-0.63	0.10	27.12	-0.28	-4.27	2.39	-0.63	0.10
	28.90	-9.47	2.57	-0.59	0.08	-0.01	28.90	-9.47	2.57	-0.59	0.08	-0.01
$M$ [tonf-m]	2.12	1.11	0.93	0.72	0.48	0.11	-2.12	-1.11	-0.93	-0.72	-0.48	-0.11
	8.47	3.78	2.18	0.59	-0.66	-0.39	-8.47	-3.78	-2.18	-0.59	0.66	0.39
	17.97	6.01	0.94	-1.76	-0.84	0.62	-17.97	-6.01	-0.94	1.76	0.84	-0.62
	29.37	5.83	-2.83	-2.26	1.91	-0.49	-29.37	-5.83	2.83	2.26	-1.91	0.49
	43.80	-0.45	-6.90	3.86	-1.02	0.16	-43.80	0.45	6.90	-3.86	1.02	-0.16
	56.12	-18.39	4.99	-1.15	0.16	-0.02	-56.12	18.39	-4.99	1.15	-0.16	0.02

#### 4.2.4.4. PASO 4: Obtener una nueva matriz de rigidez del edificio que considera el aporte de flexibilidad del anclaje.

Para realizar el análisis matricial del edificio ante las fuerzas modales determinadas en la sección anterior, es necesario la obtención de una nueva matriz de rigidez que considere el aporte de flexibilidad de los anclajes según la etapa 2 del método DFA descrito en la **Sección 2.6.2**. Para esto, se debe obtener la rigidez del anclaje, la cual para el edificio Tipo B consiste en el sistema ATS (Ecuación 2.19). Las rigideces axiales de los anclajes de los muros 3.1 y D.1 se resumen en las **Tablas 92 y 93**.

**Tabla 92:** Rigidez axial de los anclajes del muro 3.1 del edificio Tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Diámetro de la barra [mm]	Área bruta de la barra $A_b$ [cm <sup>2</sup> ]	Área efectiva de la barra $A_e$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad de la barra $E_{ATS}$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Largo de la barra: $H_{muro} + h_{entrepiiso}$ [mm]	Rigidez A.T.S. $K_{ATS}$ [tonf/m]
1	3.1	2470	5440	4919	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
2	3.1	2470	5440	4942	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
3	3.1	2470	5440	4925	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
4	3.1	2470	5440	4943	22.2	3.88	2.98	2100	2798	2236
5	3.1	2470	5440	5011	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
6	3.1	2470	5440	4960	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375

**Tabla 93:** Rigidez axial de los anclajes del muro D.1 del edificio Tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Diámetro de la barra [mm]	Área bruta de la barra $A_b$ [cm <sup>2</sup> ]	Área efectiva de la barra $A_e$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad de la barra $E_{ATS}$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Largo de la barra: $H_{muro} + h_{entrepiiso}$ [mm]	Rigidez A.T.S. $K_{ATS}$ [tonf/m]
1	D.1	2470	7990	7510	28.6	6.41	4.92	2100	2798	3696
2	D.1	2470	7990	7528	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	D.1	2470	7990	7545	22.2	3.88	2.98	2100	2798	2236
4	D.1	2470	7990	7608	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
5	D.1	2470	7990	7563	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
6	D.1	2470	7990	7563	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375

Las nuevas matrices de flexibilidad de los muros se obtienen utilizando la **Ecuación 4.22** en caso de utilizar las componentes de flexibilidad, o bien, la **Ecuación 4.23** en caso de utilizar las componentes de rigidez.

**Ec. 4.22**

$$\tilde{U}_{j,\xi} = \sum_{r=1}^{\min(j,\xi)} F_{F,r} + F_{C,r} + \frac{(z_\xi - z_{r-1}) \cdot (z_r - z_{r-1})}{K_{ATS,r} \cdot L_r \cdot \bar{L}_r}$$

**Ec. 4.23**

$$\tilde{U}_{j,\xi} = \sum_{r=1}^{\min(j,\xi)} \frac{1}{K_{F,r}} + \frac{1}{K_{C,r}} + \frac{(z_\xi - z_{r-1}) \cdot (z_r - z_{r-1})}{K_{ATS,r} \cdot L_r \cdot \bar{L}_r}$$

El procedimiento para la obtención de las matrices de rigidez de los muros, ejes, ejes en coordenadas globales, y del edificio, es el mismo realizado en la **Sección 4.2.4.1**.

En las **Ecuaciones 4.24** a la **4.32** se muestra el cálculo detallado de algunas de las componentes de flexibilidad de la **Matriz 4.22** aplicada al muro 3.1.

**Ec. 4.24**

$$\begin{aligned}\tilde{U}_{1,1}^{Muro\ 3.1} &= \sum_{r=1}^1 F_{F,r} + F_{C,r} + \frac{(z_1 - z_{r-1}) \cdot (z_r - z_{r-1})}{K_{ATS,r} \cdot L_r \cdot \bar{L}_r} \\ \tilde{U}_{1,1}^{Muro\ 3.1} &= F_{F,1} + F_{C,1} + \frac{(z_1 - z_0) \cdot (z_1 - z_0)}{K_{ATS,1} \cdot L_1 \cdot \bar{L}_1} \\ \tilde{U}_{1,1}^{Muro\ 3.1} &= 0.77 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} + \frac{(2.63 - 0) \times (2.63 - 0)}{5297 \times 5.44 \times 4.92} \\ \tilde{U}_{1,1}^{Muro\ 3.1} &= 3.83 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}\end{aligned}$$

133

**Ec. 4.25**

$$\begin{aligned}\tilde{U}_{2,1}^{Muro\ 3.1} &= \sum_{r=1}^1 F_{F,r} + F_{C,r} + \frac{(z_1 - z_{r-1}) \cdot (z_r - z_{r-1})}{K_{ATS,r} \cdot L_r \cdot \bar{L}_r} \\ \tilde{U}_{2,1}^{Muro\ 3.1} &= F_{F,1} + F_{C,1} + \frac{(z_1 - z_0) \cdot (z_1 - z_0)}{K_{ATS,1} \cdot L_1 \cdot \bar{L}_1} \\ \tilde{U}_{2,1}^{Muro\ 3.1} &= 0.77 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} + \frac{(2.63 - 0) \times (2.63 - 0)}{5297 \times 5.44 \times 4.92} \\ \tilde{U}_{2,1}^{Muro\ 3.1} &= 3.83 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}\end{aligned}$$

**Ec. 4.26**

$$\tilde{U}_{3,1}^{Muro \ 3.1} = \sum_{r=1}^1 F_{F,r} + F_{C,r} + \frac{(z_1 - z_{r-1}) \cdot (z_r - z_{r-1})}{K_{ATS,r} \cdot L_r \cdot L_r}$$

$$\tilde{U}_{3,1}^{Muro \ 3.1} = F_{F,1} + F_{C,1} + \frac{(z_1 - z_0) \cdot (z_1 - z_0)}{K_{ATS,1} \cdot L_1 \cdot L_1}$$

$$\tilde{U}_{3,1}^{Muro \ 3.1} = 0.77 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} + \frac{(2.63 - 0) \times (2.63 - 0)}{5297 \times 5.44 \times 4.92}$$

$$\tilde{U}_{3,1}^{Muro \ 3.1} = 3.83 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}$$

**Ec. 4.27**

$$\tilde{U}_{1,2}^{Muro \ 3.1} = \sum_{r=1}^1 F_{F,r} + F_{C,r} + \frac{(z_2 - z_{r-1}) \cdot (z_r - z_{r-1})}{K_{ATS,r} \cdot L_r \cdot L_r}$$

$$\tilde{U}_{1,2}^{Muro \ 3.1} = F_{F,1} + F_{C,1} + \frac{(z_2 - z_0) \cdot (z_1 - z_0)}{K_{ATS,1} \cdot L_1 \cdot L_1}$$

$$\tilde{U}_{1,2}^{Muro \ 3.1} = 0.77 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} + \frac{(5.43 - 0) \times (2.63 - 0)}{5297 \times 5.44 \times 4.92}$$

$$\tilde{U}_{1,2}^{Muro \ 3.1} = 4.35 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}$$

134

**Ec. 4.28**

$$\tilde{U}_{2,2}^{Muro \ 3.1} = \sum_{r=1}^2 F_{F,r} + F_{C,r} + \frac{(z_2 - z_{r-1}) \cdot (z_r - z_{r-1})}{K_{ATS,r} \cdot L_r \cdot L_r}$$

$$\tilde{U}_{2,2}^{Muro \ 3.1} = F_{F,1} + F_{C,1} + \frac{(z_2 - z_0) \cdot (z_1 - z_0)}{K_{ATS,1} \cdot L_1 \cdot L_1} + F_{F,2} + F_{C,2} + \frac{(z_2 - z_1) \cdot (z_2 - z_1)}{K_{ATS,2} \cdot L_2 \cdot L_2}$$

$$\tilde{U}_{2,2}^{Muro \ 3.1} = 0.77 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} + \frac{(5.43 - 0) \times (2.63 - 0)}{5297 \times 5.44 \times 4.92} + \dots$$

$$\tilde{U}_{2,2}^{Muro \ 3.1} = \dots + 0.98 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} + \frac{(5.43 - 2.63) \times (5.43 - 2.63)}{4499 \times 5.44 \times 4.94}$$

$$\tilde{U}_{2,2}^{Muro \ 3.1} = 8.35 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}$$

134

**Ec. 4.29**

$$\begin{aligned}\tilde{U}_{3,2}^{Muro\ 3.1} &= \sum_{r=1}^2 F_{F,r} + F_{C,r} + \frac{(z_2 - z_{r-1}) \cdot (z_r - z_{r-1})}{K_{ATS,r} \cdot L_r \cdot L_r'} \\ \tilde{U}_{3,2}^{Muro\ 3.1} &= F_{F,1} + F_{C,1} + \frac{(z_2 - z_0) \cdot (z_1 - z_0)}{K_{ATS,1} \cdot L_1 \cdot L_1'} + F_{F,2} + F_{C,2} + \frac{(z_2 - z_1) \cdot (z_2 - z_1)}{K_{ATS,2} \cdot L_2 \cdot L_2'} \\ \tilde{U}_{3,2}^{Muro\ 3.1} &= 0.77 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} + \frac{(5.43 - 0) \times (2.63 - 0)}{5297 \times 5.44 \times 4.92} + \dots \\ \tilde{U}_{3,2}^{Muro\ 3.1} &= \dots + 0.98 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} + \frac{(5.43 - 2.63) \times (5.43 - 2.63)}{4499 \times 5.44 \times 4.94} \\ \tilde{U}_{3,2}^{Muro\ 3.1} &= 8.35 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}\end{aligned}$$

**Ec. 4.30**

$$\begin{aligned}\tilde{U}_{1,3}^{Muro\ 3.1} &= \sum_{r=1}^1 F_{F,r} + F_{C,r} + \frac{(z_3 - z_{r-1}) \cdot (z_r - z_{r-1})}{K_{ATS,r} \cdot L_r \cdot L_r'} \\ \tilde{U}_{1,3}^{Muro\ 3.1} &= F_{F,1} + F_{C,1} + \frac{(z_3 - z_0) \cdot (z_1 - z_0)}{K_{ATS,1} \cdot L_1 \cdot L_1'} \\ \tilde{U}_{1,3}^{Muro\ 3.1} &= 0.77 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} + \frac{(8.23 - 0) \times (2.63 - 0)}{5297 \times 5.44 \times 4.92} \\ \tilde{U}_{1,3}^{Muro\ 3.1} &= 4.87 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}\end{aligned}$$

**Ec. 4.31**

$$\begin{aligned}\tilde{U}_{2,3}^{Muro\ 3.1} &= \sum_{r=1}^2 F_{F,r} + F_{C,r} + \frac{(z_3 - z_{r-1}) \cdot (z_r - z_{r-1})}{K_{ATS,r} \cdot L_r \cdot L_r'} \\ \tilde{U}_{2,3}^{Muro\ 3.1} &= F_{F,1} + F_{C,1} + \frac{(z_3 - z_0) \cdot (z_1 - z_0)}{K_{ATS,1} \cdot L_1 \cdot L_1'} + F_{F,2} + F_{C,2} + \frac{(z_3 - z_1) \cdot (z_2 - z_1)}{K_{ATS,2} \cdot L_2 \cdot L_2'} \\ \tilde{U}_{2,3}^{Muro\ 3.1} &= 0.77 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} + \frac{(8.23 - 0) \times (2.63 - 0)}{5297 \times 5.44 \times 4.92} + \dots \\ \tilde{U}_{2,3}^{Muro\ 3.1} &= \dots + 0.98 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} + \frac{(8.23 - 2.63) \times (5.43 - 2.63)}{4499 \times 5.44 \times 4.94} \\ \tilde{U}_{2,3}^{Muro\ 3.1} &= 9.52 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}\end{aligned}$$

**Ec. 4.32**

$$\begin{aligned}
 \tilde{U}_{3,3}^{Muro\ 3.1} &= \sum_{r=1}^3 F_{F,r} + F_{C,r} + \frac{(z_3 - z_{r-1}) \cdot (z_r - z_{r-1})}{K_{ATS,r} \cdot L_r \cdot L_r} \\
 \tilde{U}_{3,3}^{Muro\ 3.1} &= F_{F,1} + F_{C,1} + \frac{(z_3 - z_0) \cdot (z_1 - z_0)}{K_{ATS,1} \cdot L_1 \cdot L_1} + F_{F,2} + F_{C,2} + \frac{(z_3 - z_1) \cdot (z_2 - z_1)}{K_{ATS,2} \cdot L_2 \cdot L_2} + \dots \\
 \tilde{U}_{3,3}^{Muro\ 3.1} &= \dots + F_{F,3} + F_{C,3} + \frac{(z_3 - z_2) \cdot (z_3 - z_2)}{K_{ATS,3} \cdot L_3 \cdot L_3} \\
 \tilde{U}_{3,3}^{Muro\ 3.1} &= 0.77 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} + \frac{(8.23 - 0) \cdot (2.63 - 0)}{5297 \cdot 5.44 \cdot 4.92} + \dots \\
 \tilde{U}_{3,3}^{Muro\ 3.1} &= \dots + 0.98 \times 10^{-5} + 3.26 \times 10^{-4} + \frac{(8.23 - 2.63) \times (5.43 - 2.63)}{4499 \times 5.44 \times 4.94} + \dots \\
 \tilde{U}_{3,3}^{Muro\ 3.1} &= \dots + 1.15 \times 10^{-5} + 3.03 \times 10^{-4} + \frac{(8.23 - 5.43) \times (8.23 - 5.43)}{2818 \times 5.44 \times 4.93} \\
 \tilde{U}_{3,3}^{Muro\ 3.1} &= 13.70 \times 10^{-4} \frac{m}{tonf}
 \end{aligned}$$

Las matrices de flexibilidad resultantes para los muros 3.1 y D.1 corresponden a las **Matrices 4.35** y **4.36**, respectivamente. Posteriormente invirtiendo éstas, resultan las matrices de rigidez de los mismos muros, las cuales corresponden a las **Matrices 4.37** y **4.38**, respectivamente. De acuerdo a lo declarado en la **Sección 2.6.3**, las matrices de rigidez no resultan simétricas. Esto ocurre debido al ajuste manifestado en la **Sección 2.6.2** respecto de la forma en que se construyen los términos de la matriz de flexibilidad, y debido a los supuestos que se usan para corregir el hecho de que el análisis estructural no considera otros aspectos que contrarrestan el efecto del giro acumulado.

**Matriz 4.35**

$$U^{Muro\ 3.1} = \begin{bmatrix} 3.83 & 4.35 & 4.87 & 5.39 & 5.91 & 6.43 \\ 3.83 & 8.35 & 9.52 & 10.69 & 11.85 & 13.02 \\ 3.83 & 8.35 & 13.70 & 15.90 & 18.11 & 20.31 \\ 3.83 & 8.35 & 13.70 & 20.40 & 23.91 & 27.42 \\ 3.83 & 8.35 & 13.70 & 20.40 & 29.59 & 35.72 \\ 3.83 & 8.35 & 13.70 & 20.40 & 29.59 & 55.54 \end{bmatrix} \left( \frac{m}{tonf} \right) \times 10^{-4}$$

**Matriz 4.36**

$$U^{Muro\ D.1} = \begin{bmatrix} 2.57 & 2.90 & 3.24 & 3.57 & 3.90 & 4.23 \\ 2.57 & 5.64 & 6.43 & 7.23 & 8.02 & 8.82 \\ 2.57 & 5.64 & 9.15 & 10.53 & 11.90 & 13.28 \\ 2.57 & 5.64 & 9.15 & 13.74 & 16.29 & 18.84 \\ 2.57 & 5.64 & 9.15 & 13.74 & 22.18 & 26.62 \\ 2.57 & 5.64 & 9.15 & 13.74 & 22.18 & 37.24 \end{bmatrix} \left( \frac{m}{tonf} \right) \times 10^{-4}$$

**Matriz 4.37**

$$\boldsymbol{K}^{Muro\,3.1} = \begin{bmatrix} 5450 & -2950 & 34 & 35 & 38 & 7 \\ -2497 & 5276 & -3061 & 123 & 134 & 24 \\ 0 & -2393 & 5166 & -2972 & 168 & 31 \\ 0 & 0 & -2221 & 4492 & -2425 & 155 \\ 0 & 0 & 0 & -1761 & 2499 & -738 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -505 & 505 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 4.38**

$$\boldsymbol{K}^{Muro\,D.1} = \begin{bmatrix} 8017 & -4356 & 75 & 99 & 32 & 20 \\ -3657 & 7952 & -4546 & 165 & 54 & 33 \\ 0 & -3674 & 7458 & -4177 & 245 & 148 \\ 0 & 0 & -3118 & 5438 & -2386 & 66 \\ 0 & 0 & 0 & -1697 & 2940 & -1243 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -941 & 941 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

Las matrices de los ejes 3 y D corresponden a las **Matrices 4.39** y **4.40**, respectivamente.

137

**Matriz 4.39**

$$\boldsymbol{K}^{Eje\,3} = \begin{bmatrix} 14987 & -8329 & 194 & 134 & 89 & 17 \\ -6683 & 14131 & -8291 & 471 & 313 & 59 \\ 0 & -6183 & 13218 & -7625 & 493 & 97 \\ 0 & 0 & -5460 & 10772 & -5735 & 423 \\ 0 & 0 & 0 & -4008 & 5907 & -1900 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1266 & 1266 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 4.40**

$$\boldsymbol{K}^{Eje\,D} = \begin{bmatrix} 16035 & -8711 & 150 & 198 & 65 & 39 \\ -7314 & 15904 & -9092 & 329 & 108 & 65 \\ 0 & -7349 & 14916 & -8355 & 490 & 297 \\ 0 & 0 & -6237 & 10876 & -4773 & 133 \\ 0 & 0 & 0 & -3394 & 5880 & -2485 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1883 & 1883 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

Las 6 sub-matrices de rigidez para el eje 3 son la **Matriz 4.41** a la **4.46**:

### Matriz 4.41

$$[K_{xx}]^{Eje\ 3} = \begin{bmatrix} 14987 & -8329 & 194 & 134 & 89 & 17 \\ -6683 & 14131 & -8291 & 471 & 313 & 59 \\ 0 & -6183 & 13218 & -7625 & 493 & 97 \\ 0 & 0 & -5460 & 10772 & -5735 & 423 \\ 0 & 0 & 0 & -4008 & 5907 & -1900 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1266 & 1266 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf}{m} \right)$$

### Matriz 4.42

$$[K_{xy}]^{Eje\ 3} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf}{m} \right)$$

### Matriz 4.43

$$[K_{x\theta}]^{Eje\ 3} = \begin{bmatrix} 118998 & -66132 & 1538 & 1061 & 704 & 133 \\ -53064 & 112201 & -65829 & 3737 & 2486 & 469 \\ 0 & -49096 & 104949 & -60541 & 3918 & 771 \\ 0 & 0 & -43353 & 85532 & -45540 & 3361 \\ 0 & 0 & 0 & -31821 & 46905 & -15084 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -10055 & 10055 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf \cdot m}{m} \right)$$

### Matriz 4.44

$$[K_{yy}]^{Eje\ 3} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf}{m} \right)$$

**Matriz 4.45**

$$[K_{\theta\theta}]^{Eje \ 3} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf \cdot m}{m} \right)$$

**Matriz 4.46**

$$[K_{\theta\theta}]^{Eje \ 3} = \begin{bmatrix} 944845 & -525090 & 12210 & 8425 & 5590 & 1056 \\ -421330 & 890879 & -522683 & 29672 & 19736 & 3726 \\ 0 & -389821 & 833294 & -480699 & 31106 & 6119 \\ 0 & 0 & -344221 & 679121 & -361586 & 26686 \\ 0 & 0 & 0 & -252660 & 372424 & -119765 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -79836 & 79836 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf \cdot m^2}{m} \right)$$

Las 6 sub-matrices de rigidez para el eje D son de la **Matriz 4.47** a la **4.52**:

139

**Matriz 4.47**

$$[K_{xx}]^{Eje \ D} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf}{m} \right)$$

**Matriz 4.48**

$$[K_{xy}]^{Eje \ D} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{tonf}{m} \right)$$

**Matriz 4.49**

$$[\mathbf{K}_{x\theta}]^{Eje D} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf} \cdot m}{m} \right)$$

**Matriz 4.50**

$$[\mathbf{K}_{yy}]^{Eje D} = \begin{bmatrix} 16035 & -8711 & 150 & 198 & 65 & 39 \\ -7314 & 15904 & -9092 & 329 & 108 & 65 \\ 0 & -7349 & 14916 & -8355 & 490 & 297 \\ 0 & 0 & -6237 & 10876 & -4773 & 133 \\ 0 & 0 & 0 & -3394 & 5880 & -2485 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1883 & 1883 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 4.51**

$$[\mathbf{K}_{y\theta}]^{Eje D} = \begin{bmatrix} -52273 & 28398 & -490 & -645 & -211 & -128 \\ 23843 & -51847 & 29641 & -1074 & -351 & -213 \\ 0 & 23957 & -48627 & 27236 & -1598 & -968 \\ 0 & 0 & 20331 & -35457 & 15559 & -433 \\ 0 & 0 & 0 & 11065 & -19167 & 8102 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 6138 & -6138 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf} \cdot m}{m} \right)$$

**Matriz 4.52**

$$[\mathbf{K}_{\theta\theta}]^{Eje D} = \begin{bmatrix} 170409 & -92578 & 1598 & 2103 & 688 & 417 \\ -77729 & 169021 & -96631 & 3500 & 1146 & 694 \\ 0 & -78099 & 158524 & -88790 & 5210 & 3155 \\ 0 & 0 & -66279 & 115591 & -50721 & 1410 \\ 0 & 0 & 0 & -36073 & 62486 & -26413 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -20010 & 20010 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf} \cdot m^2}{m} \right)$$

Las 6 sub-matrices de rigidez para el edificio Tipo B son de la **Matriz 4.53** a la **4.58**.

### Matriz 4.53

$$[K_{xx}]^{Edificio} = \begin{bmatrix} 90223 & -51475 & 1788 & 1103 & 375 & 92 \\ -39430 & 83143 & -48961 & 3678 & 1264 & 305 \\ 0 & -35032 & 73213 & -42010 & 3055 & 775 \\ 0 & 0 & -28653 & 52092 & -25832 & 2392 \\ 0 & 0 & 0 & -16670 & 27446 & -10777 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -7035 & 7035 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

### Matriz 4.54

$$[K_{xy}]^{Edificio} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

### Matriz 4.55

$$[K_{xz}]^{Edificio} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf} \cdot m}{m} \right)$$

### Matriz 4.56

$$[K_{xy}]^{Edificio} = \begin{bmatrix} 82800 & -47021 & 1928 & 1321 & 585 & 216 \\ -36011 & 80304 & -48368 & 2503 & 1163 & 410 \\ 0 & -35672 & 75067 & -44302 & 3525 & 1383 \\ 0 & 0 & -30510 & 58150 & -29097 & 1457 \\ 0 & 0 & 0 & -19371 & 32532 & -13161 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -9400 & 9400 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 4.57**

$$[K_{yy}]^{Edificio} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf} \cdot m}{m} \right)$$

**Matriz 4.58**

$$[K_{\theta\theta}]^{Edificio} = \begin{bmatrix} 6783642 & -3957998 & 187861 & 100610 & 38677 & 9638 \\ -2870061 & 6176244 & -3754632 & 307549 & 113749 & 27151 \\ 0 & -2545152 & 5457149 & -3256824 & 276173 & 68654 \\ 0 & 0 & -2110285 & 4062627 & -2153137 & 200795 \\ 0 & 0 & 0 & -1348394 & 2253780 & -905386 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -585329 & 585329 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf} \cdot m^2}{m} \right)$$

**4.2.4.5. PASO 5: Realizar el análisis matricial para obtener los desplazamientos y fuerzas en los muros.**

Para poder determinar los desplazamientos del edificio y las fuerzas que deberá resistir cada muro, es necesario realizar el análisis matricial. Para esto se deberán considerar las matrices de rigidez determinadas en el PASO 4 y las distintas fuerzas modales determinadas en el PASO 3 de la **Sección 4.2.4.3**. Para el desarrollo del ejemplo se describirá el procedimiento detallado para obtener los desplazamientos de los muros de corte 3.1 y D.1, bajo la acción de los vectores de fuerza asociados al primer modo del sismo torsional en la dirección X-X ( $+St_x$ ), y al primer modo del sismo torsional en la dirección Y-Y ( $-St_y$ ). A continuación, se describe el procedimiento, el cual puede ser seguido de igual forma para la acción de los demás modos de vibración de la estructura.

142

El cálculo de los desplazamientos del edificio se obtiene por medio de la **Ecuación 4.34**. Los vectores de fuerza considerados y los respectivos desplazamientos del edificio Tipo B se resumen en la **Tabla 94**.

**Ec. 4.33**

$$\mathbf{F}^{Edificio} = \mathbf{K}^{Edificio} \cdot \boldsymbol{\delta}^{Edificio}$$

**Ec. 4.34**

$$\boldsymbol{\delta}^{Edificio} = (\mathbf{K}^{Edificio})^{-1} \cdot \mathbf{F}^{Edificio}$$

Una vez aplicada la **Ecuación 4.34**, es decir, conociendo los desplazamientos del edificio, es posible obtener las fuerzas del eje en coordenadas globales a partir de la **Ecuación 4.36**. Los vectores de fuerzas y desplazamientos que se obtienen para los ejes 3 y D, se resumen en las **Tablas 95** y **96**, respectivamente.

### Ec. 4.35

$$\delta^{Edificio} = \delta^{Eje Global}$$

### Ec. 4.36

$$F^{Eje Global} = K^{Eje Global} \cdot \delta^{Eje Global}$$

Luego, por medio de la utilización de la matriz de transformación de los ejes  $a^{Eje}$ , se obtienen los desplazamientos de los ejes en coordenadas locales aplicando la **Ecuación 4.37**. Utilizando los desplazamientos de los ejes en coordenadas locales se obtienen las fuerzas del eje en coordenadas locales con la **Ecuación 4.38**. Los vectores de fuerzas y desplazamientos en coordenadas locales para los ejes 3 y D se resumen en la **Tabla 97**.

### Ec. 4.37

$$\delta^{Eje} = a^{Eje} \cdot \delta^{Eje Global}$$

### Ec. 4.38

$$F^{Eje} = K^{Eje} \cdot \delta^{Eje}$$

Finalmente, teniendo en cuenta que los desplazamientos de los muros son iguales a los desplazamientos de los ejes correspondientes, como se expresa en la **Ecuación 4.39**, estos desplazamientos pueden utilizarse para obtener las fuerzas de los muros por medio de la utilización de la **Ecuación 4.40**. En la **Tabla 98** se resumen los vectores de fuerza y desplazamientos para los muros 3.1 y D.1, que resultan al aplicar la operación descrita.

### Ec. 4.39

$$\delta^{Muro} = \delta^{Eje}$$

### Ec. 4.40

$$F^{Muro} = K^{Muro} \cdot \delta^{Muro}$$

A continuación, se presentan las tablas que contienen los resultados antes descritos.

**Tabla 94:** Vector de fuerzas y vector de desplazamientos del edificio Tipo B para el primer modo asociado al caso de carga con sismo torsional

Edificio	G.D.L.	Piso	F <sub>Edificio</sub>			δ <sub>Edificio</sub>		
			+St <sub>x</sub>	-St <sub>y</sub>	Unidades	+St <sub>x</sub>	-St <sub>y</sub>	Unidades
X	Tipo B	1	6.8	0.0	[tonf]	4.6	0.0	
		2	13.2	0.0		9.0	0.0	
		3	18.5	0.0		13.3	0.0	[mm]
		4	22.8	0.0		17.3	0.0	
		5	27.1	0.0		21.6	0.0	
		6	29.2	0.0		25.7	0.0	
Y		1	0.0	6.9	[tonf]	0.0	4.6	
		2	0.0	13.3		0.0	9.4	
		3	0.0	18.7		0.0	13.5	[mm]
		4	0.0	22.8		0.0	17.2	
		5	0.0	27.1		0.0	20.7	
		6	0.0	28.9		0.0	23.8	
θ		1	2.9	-2.1	[tonf-m]	0.1	-0.1	
		2	11.7	-8.5		0.3	-0.2	
		3	25.0	-18.0		0.4	-0.3	[rad]
		4	41.2	-29.4		0.5	-0.4	
		5	61.3	-43.8		0.7	-0.5	
		6	79.4	-56.1		0.8	-0.6	

144

**Tabla 95:** Vector de fuerzas y vector de desplazamientos del eje 3 para el primer modo asociado al caso de carga con sismo del sismo torsional

Eje	G.D.L.	Piso	F <sub>Eje</sub>			δ <sub>Eje</sub>		
			+St <sub>x</sub>	-St <sub>y</sub>	Unidades	+St <sub>x</sub>	-St <sub>y</sub>	Unidades
X	3	1	1.3	0.1	[tonf]	4.6	0.0	
		2	2.7	-0.2		9.0	0.0	
		3	1.7	-0.1		13.3	0.0	[mm]
		4	1.0	-0.3		17.3	0.0	
		5	11.7	-1.6		21.6	0.0	
		6	6.6	-1.0		25.7	0.0	
Y		1	0.0	0.0	[tonf]	0.0	4.6	
		2	0.0	0.0		0.0	9.4	
		3	0.0	0.0		0.0	13.5	[mm]
		4	0.0	0.0		0.0	17.2	
		5	0.0	0.0		0.0	20.7	
		6	0.0	0.0		0.0	23.8	
θ		1	10.6	1.0	[tonf-m]	0.1	-0.1	
		2	21.4	-1.9		0.3	-0.2	
		3	13.9	-1.1		0.4	-0.3	[rad]
		4	8.2	-2.6		0.5	-0.4	
		5	92.8	-13.0		0.7	-0.5	
		6	52.6	-7.7		0.8	-0.6	

**Tabla 96:** Vector de fuerzas y vector de desplazamientos del eje D para el primer modo asociado al caso de carga con sismo del sismo torsional

Eje	G.D.L.	Piso	F <sub>Eje</sub>			δ <sub>Eje</sub>		
			+St <sub>x</sub>	-St <sub>y</sub>	Unidades	+St <sub>x</sub>	-St <sub>y</sub>	Unidades
X	D	1	0.0	0.0		4.6	0.0	
		2	0.0	0.0		9.0	0.0	
		3	0.0	0.0	[tonf]	13.3	0.0	[mm]
		4	0.0	0.0		17.3	0.0	
		5	0.0	0.0		21.6	0.0	
		6	0.0	0.0		25.7	0.0	
Y	D	1	-0.1	0.1		0.0	4.6	
		2	0.3	2.3		0.0	9.4	
		3	-0.6	5.6	[tonf]	0.0	13.5	[mm]
		4	-0.7	8.2		0.0	17.2	
		5	-0.4	4.5		0.0	20.7	
		6	-0.8	6.4		0.0	23.8	
θ	D	1	0.4	-0.2		0.1	-0.1	
		2	-1.1	-7.6		0.3	-0.2	
		3	1.8	-18.1	[tonf-m]	0.4	-0.3	[rad]
		4	2.3	-26.6		0.5	-0.4	
		5	1.3	-14.7		0.7	-0.5	
		6	2.7	-20.8		0.8	-0.6	

145

**Tabla 97:** Vector de fuerzas y vector de desplazamientos en coordenadas locales de los ejes 3 y D para el primer modo asociado al caso de carga con sismo del sismo torsional

Eje	G.D.L.	Piso	F <sub>Eje</sub>			δ <sub>Eje</sub>		
			+St <sub>x</sub>	-St <sub>y</sub>	Unidades	+St <sub>x</sub>	-St <sub>y</sub>	Unidades
D	X	1	1.3	0.1		6.4	-0.8	
		2	2.7	0.3		12.6	-0.9	
		3	1.7	-0.6	[tonf]	18.8	-1.3	[mm]
		4	1.0	-0.7		24.6	-1.8	
		5	11.7	-0.4		30.7	-2.2	
		6	6.6	-0.8		36.7	-2.7	
Y	Y	1	-0.1	0.1		-0.4	4.9	
		2	0.3	2.3		-0.9	10.0	
		3	-0.6	5.6	[tonf]	-1.3	14.4	[mm]
		4	-0.7	8.2		-1.8	18.5	
		5	-0.4	4.5		-2.2	22.3	
		6	-0.8	6.4		-2.7	25.7	

**Tabla 98:** Vector de fuerzas y vector de desplazamientos en coordenadas locales de los muros 3.1 y D.1 para el primer asociado al caso de carga con sismo del sismo torsional

Muro	G.D.L.	Piso	F <sub>Muro</sub>			δ <sub>Muro</sub>		
			+St <sub>x</sub>	-St <sub>y</sub>	Unidades	+St <sub>x</sub>	-St <sub>y</sub>	Unidades
3.1	X	1	0.6	0.0		6.4	-0.8	
		2	1.0	-0.1		12.6	-0.9	
		3	0.2	0.0	[tonf]	18.8	-1.3	[mm]
		4	-0.3	0.0		24.6	-1.8	
		5	5.6	-0.8		30.7	-2.2	
		6	2.6	-0.4		36.7	-2.7	
D.1	Y	1	-0.1	0.0		-0.4	4.9	
		2	0.2	1.2		-0.9	10.0	
		3	-0.3	2.8	[tonf]	-1.3	14.4	[mm]
		4	-0.3	4.1		-1.8	18.5	
		5	-0.2	2.2		-2.2	22.3	
		6	-0.4	3.2		-2.7	25.7	

#### 4.2.4.6. PASO 6: Calcular las fuerzas de corte y momentos acumulados de los muros para cada vector de fuerzas modal determinado en el PASO 3.

En la sección anterior se obtuvieron las fuerzas que deben resistir los muros 3.1 y D.1 en cada uno de sus pisos para los vectores de fuerza asociados al primer modo del sismo torsional en las direcciones principales del edificio (ver **Tabla 98**). El paso siguiente consiste en obtener el corte acumulado  $V_{i,j}$  y el momento acumulado  $M_{i,j}$

en cada muro, los cuales resultan de considerar para un determinado piso los efectos de las fuerzas horizontales existentes en los pisos superiores del mismo.

En las **Tablas 99 y 100** se resumen las fuerzas internas acumuladas de corte y momento para el primer modo asociado a los casos sísmicos que generan los mayores esfuerzos sobre los muros 3.1 y D.1, respectivamente.

**Tabla 99:** Corte y momentos acumulados del muro 3.1 del edificio Tipo B para el primer modo

Piso	Muro	S <sub>x-x</sub>		+St <sub>x</sub>		-St <sub>x</sub>	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	3.1	8.10	102.5	9.86	127.9	6.33	77.2
2	3.1	7.42	81.2	9.22	101.9	5.62	60.5
3	3.1	6.56	60.4	8.25	76.1	4.88	44.8
4	3.1	6.31	42.1	8.02	53.0	4.60	31.1
5	3.1	6.62	24.4	8.28	30.6	4.96	18.2
6	3.1	2.10	5.9	2.64	7.4	1.55	4.3

**Tabla 100:** Corte y momentos acumulados del muro D.1 del edificio Tipo B para el primer modo

Piso	Muro	S <sub>γ,γ</sub>		+St <sub>γ</sub>		-St <sub>γ</sub>	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	D.1	12.69	147.7	11.89	137.0	13.50	158.4
2	D.1	12.70	114.3	11.94	105.7	13.47	122.9
3	D.1	11.42	78.7	10.53	72.3	12.30	85.2
4	D.1	8.83	46.8	8.14	42.8	9.52	50.8
5	D.1	4.99	22.1	4.55	20.0	5.44	24.1
6	D.1	2.89	8.1	2.60	7.3	3.19	8.9

#### **4.2.4.7. PASO 7: Realizar la combinación modal de las fuerzas de corte, momentos acumulados y desplazamientos del edificio para los distintos modos y cada solicitud sísmica.**

Una vez determinadas las fuerzas internas acumuladas sobre los muros para los distintos modos y solicitudes sísmicas, deben combinarse modalmente. La combinación modal debe realizarse según la norma NCh 433

utilizando la expresión de la **Ecuación 4.41**, donde los coeficientes de acoplamiento modal se determinan a partir del método CQC mediante la **Ecuación 4.42**, donde “*r*” se define en la **Ecuación 4.43**.

La razón de amortiguamiento  $\zeta$  toma un valor de 0.05 uniforme para todos los modos de vibrar. En la **Tabla 101**, se muestran las matrices de correlación para los 6 modos considerados en cada dirección de análisis del edificio Tipo B.

#### **Ec. 4.41**

$$X = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} X_i X_j}$$

#### **Ec. 4.42**

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{3/2}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)}$$

#### **Ec. 4.43**

$$r = \frac{T_i}{T_j}$$

**Tabla 101:** Matriz de correlación en las direcciones X-X e Y-Y para el edificio Tipo B

Edificio	Dirección X-X						Dirección Y-Y					
	$\rho_{ij}$						$\rho_{ij}$					
Tipo B	1.000	0.011	0.004	0.002	0.001	0.001	1.000	0.011	0.004	0.002	0.001	0.001
	0.011	1.000	0.042	0.014	0.007	0.005	0.011	1.000	0.042	0.015	0.008	0.005
	0.004	0.042	1.000	0.086	0.028	0.016	0.004	0.042	1.000	0.093	0.029	0.017
	0.002	0.014	0.086	1.000	0.135	0.053	0.002	0.015	0.093	1.000	0.131	0.052
	0.001	0.007	0.028	0.135	1.000	0.267	0.001	0.008	0.029	0.131	1.000	0.266
	0.001	0.005	0.016	0.053	0.267	1.000	0.001	0.005	0.017	0.052	0.266	1.000

En las **Tablas 102 y 104** se resumen los resultados de la combinación modal del corte y momento acumulado del muro 3.1 para el caso de sismo torsional ( $+St_x$ ). En las **Tablas 103 y 105** se resume la combinación modal del corte y momento acumulado del muro D.1 para el caso de sismo torsional ( $-St_y$ ).

**Tabla 102:** Combinación modal del corte acumulado del muro 3.1 para el caso sísmico torsional  $+St_x$ 

Piso	Muro	$+St_x$							
		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	CQC	
1	3.1	9.86	0.69	0.20	0.08	0.03	0.01	<b>9.90</b>	
2	3.1	9.22	0.43	0.00	-0.07	-0.06	-0.02	<b>9.23</b>	
3	3.1	8.25	0.07	-0.25	-0.14	0.01	0.03	<b>8.25</b>	
4	3.1	8.02	-0.62	-0.36	0.01	0.08	-0.03	<b>8.05</b>	
5	3.1	8.28	-1.54	-0.15	0.21	-0.07	0.01	<b>8.41</b>	
6	3.1	2.64	-0.86	0.23	-0.05	0.01	0.00	<b>2.77</b>	

**Tabla 103:** Combinación modal del corte acumulado del muro D.1 para el caso sísmico torsional  $-St_y$ 

Piso	Muro	$-St_y$							
		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	CQC	
1	D.1	13.50	1.02	0.33	0.14	0.05	0.01	<b>13.56</b>	
2	D.1	13.47	0.58	0.00	-0.10	-0.10	-0.03	<b>13.49</b>	
3	D.1	12.30	-0.16	-0.35	-0.18	0.01	0.04	<b>12.31</b>	
4	D.1	9.52	-0.77	-0.43	0.03	0.09	-0.03	<b>9.55</b>	
5	D.1	5.44	-0.97	-0.15	0.17	-0.05	0.01	<b>5.52</b>	
6	D.1	3.19	-1.05	0.28	-0.07	0.01	0.00	<b>3.35</b>	

**Tabla 104:** Combinación modal del momento acumulado del muro 3.1 para el caso sísmico torsional  $+St_x$ 

Piso	Muro	$+St_x$							CQC	
		M [tonf-m]								
		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6			
1	3.1	127.86	-5.23	-0.97	0.08	0.00	-0.01		<b>127.91</b>	
2	3.1	101.88	-7.05	-1.51	-0.12	-0.09	-0.02		<b>102.05</b>	
3	3.1	76.09	-8.27	-1.50	0.08	0.08	0.03		<b>76.46</b>	
4	3.1	53.00	-8.45	-0.79	0.48	0.06	-0.04		<b>53.59</b>	
5	3.1	30.56	-6.72	0.21	0.46	-0.17	0.03		<b>31.21</b>	
6	3.1	7.38	-2.39	0.63	-0.14	0.02	0.00		<b>7.76</b>	

**Tabla 105:** Combinación modal del momento acumulado del muro D.1 para el caso sísmico torsional  $-St_y$ 

Piso	Muro	$-St_y$							CQC	
		M [tonf-m]								
		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6			
1	D.1	158.44	-3.91	-0.94	-0.04	0.04	-0.01		<b>158.44</b>	
2	D.1	122.88	-6.59	-1.80	-0.41	-0.10	-0.04		<b>123.00</b>	
3	D.1	85.19	-8.22	-1.81	-0.14	0.18	0.04		<b>85.52</b>	
4	D.1	50.77	-7.78	-0.82	0.36	0.15	-0.06		<b>51.29</b>	
5	D.1	24.13	-5.64	0.38	0.28	-0.12	0.02		<b>24.72</b>	
6	D.1	8.92	-2.92	0.79	-0.18	0.03	0.00		<b>9.38</b>	

Finalmente en las **Tablas 106** y **107**, se resumen los cortes y momentos acumulados para los tres casos sísmicos que generan mayores solicitudes sobre los muros 3.1 y D.1, respectivamente.

**Tabla 106:** Corte y momentos acumulados del muro 3.1 del edificio Tipo B

Piso	Muro	$S_{x,x}$		$+St_x$		$-St_x$	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	3.1	8.14	102.5	9.90	127.9	6.39	77.2
2	3.1	7.44	81.3	9.23	102.1	5.65	60.5
3	3.1	6.57	60.7	8.25	76.5	4.89	44.9
4	3.1	6.33	42.5	8.05	53.6	4.61	31.4
5	3.1	6.72	24.9	8.41	31.2	5.04	18.6
6	3.1	2.20	6.2	2.77	7.8	1.63	4.6

**Tabla 107:** Corte y momentos acumulados del muro D.1 del edificio Tipo B

Piso	Muro	S <sub>y-y</sub>		+St <sub>y</sub>		-St <sub>y</sub>	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	D.1	12.75	147.7	11.95	137.0	13.56	158.4
2	D.1	12.73	114.4	11.96	105.7	13.49	123.0
3	D.1	11.42	79.0	10.53	72.5	12.31	85.5
4	D.1	8.86	47.2	8.17	43.2	9.55	51.3
5	D.1	5.07	22.6	4.62	20.5	5.52	24.7
6	D.1	3.04	8.5	2.73	7.7	3.35	9.4

Los desplazamientos, derivas y drift de entrepiso también deben ser combinados modalmente mediante el método CQC.

En las **Tablas 108, 110 y 112** se resume el cálculo de la combinación modal del desplazamiento, derivas y drift de entrepiso del edificio para el caso del sismo en la dirección X-X.

En las **Tablas 109, 111 y 113** se resume el cálculo de la combinación modal del desplazamiento, derivas y drift de entrepiso del edificio Tipo B para el caso del sismo en la dirección Y-Y.

**Tabla 108:** Combinación modal de los desplazamientos de piso en la dirección X-X del edificio Tipo B para el sismo S<sub>x-x</sub>

Edificio	S <sub>x-x</sub>						
	Desplazamientos δ <sub>x</sub> [mm]						
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	CQC
Tipo B	4.61	0.19	0.06	0.03	0.01	0.00	<b>4.61</b>
	8.98	0.24	0.04	0.00	-0.01	0.00	<b>8.98</b>
	13.28	0.06	-0.08	-0.04	-0.01	0.00	<b>13.28</b>
	17.26	-0.38	-0.21	-0.02	0.02	0.00	<b>17.26</b>
	21.57	-1.24	-0.24	0.07	-0.01	0.00	<b>21.59</b>
	25.72	-2.59	0.11	0.00	0.00	0.00	<b>25.82</b>

**Tabla 109:** Combinación modal de los desplazamientos de piso en la dirección Y-Y del edificio Tipo B para el sismo S<sub>y-y</sub>

Edificio	S <sub>y-y</sub>						
	Desplazamientos δ <sub>y</sub> [mm]						
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	CQC
Tipo B	4.62	0.20	0.07	0.03	0.01	0.00	<b>4.63</b>
	9.40	0.25	0.04	0.00	-0.01	0.00	<b>9.40</b>
	13.47	0.07	-0.07	-0.04	-0.01	0.00	<b>13.47</b>
	17.23	-0.36	-0.18	-0.02	0.02	0.00	<b>17.23</b>
	20.72	-1.06	-0.22	0.06	-0.01	0.00	<b>20.74</b>
	23.80	-2.07	0.05	0.00	0.00	0.00	<b>23.86</b>

**Tabla 110:** Combinación modal de las derivas en la dirección X-X del edificio Tipo B para el sismo  $S_x$ 

Edificio	$S_{x-x}$						
	Derivas $\Delta_x$ [mm]						
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	CQC
Tipo B	4.61	0.19	0.06	0.03	0.01	0.00	<b>4.61</b>
	4.37	0.05	-0.02	-0.03	-0.02	-0.01	<b>4.37</b>
	4.30	-0.18	-0.11	-0.04	0.00	0.01	<b>4.30</b>
	3.98	-0.44	-0.13	0.02	0.03	-0.01	<b>4.00</b>
	4.31	-0.87	-0.03	0.09	-0.03	0.01	<b>4.39</b>
	4.15	-1.35	0.35	-0.08	0.01	0.00	<b>4.36</b>

**Tabla 111:** Combinación modal de las derivas en la dirección Y-Y del edificio Tipo B para el sismo  $S_y$ 

Edificio	$S_{y-y}$						
	Derivas $\Delta_y$ [mm]						
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	CQC
Tipo B	4.62	0.20	0.07	0.03	0.01	0.00	<b>4.63</b>
	4.77	0.05	-0.03	-0.03	-0.02	-0.01	<b>4.77</b>
	4.08	-0.17	-0.11	-0.04	0.01	0.01	<b>4.08</b>
	3.76	-0.44	-0.12	0.02	0.02	-0.01	<b>3.78</b>
	3.49	-0.70	-0.03	0.08	-0.03	0.00	<b>3.55</b>
	3.07	-1.01	0.27	-0.06	0.01	0.00	<b>3.23</b>

**Tabla 112:** Combinación modal del drift en la dirección X-X del edificio Tipo B para el sismo  $S_x$ 

Edificio	$S_{x-x}$						
	$\Delta_x/H$ [mm/mm]						
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	CQC
Tipo B	$1.75 \times 10^{-3}$	$0.71 \times 10^{-4}$	$0.23 \times 10^{-4}$	$0.10 \times 10^{-4}$	$0.04 \times 10^{-4}$	$0.01 \times 10^{-4}$	<b><math>1.75 \times 10^{-3}</math></b>
	$1.56 \times 10^{-3}$	$0.19 \times 10^{-4}$	$-0.08 \times 10^{-4}$	$-0.09 \times 10^{-4}$	$-0.07 \times 10^{-4}$	$-0.02 \times 10^{-4}$	<b><math>1.56 \times 10^{-3}</math></b>
	$1.54 \times 10^{-3}$	$-0.64 \times 10^{-4}$	$-0.41 \times 10^{-4}$	$-0.14 \times 10^{-4}$	$0.02 \times 10^{-4}$	$0.03 \times 10^{-4}$	<b><math>1.54 \times 10^{-3}</math></b>
	$1.42 \times 10^{-3}$	$-1.57 \times 10^{-4}$	$-0.47 \times 10^{-4}$	$0.07 \times 10^{-4}$	$0.09 \times 10^{-4}$	$-0.03 \times 10^{-4}$	<b><math>1.43 \times 10^{-3}</math></b>
	$1.54 \times 10^{-3}$	$-3.10 \times 10^{-4}$	$-0.11 \times 10^{-4}$	$0.32 \times 10^{-4}$	$-0.11 \times 10^{-4}$	$0.02 \times 10^{-4}$	<b><math>1.57 \times 10^{-3}</math></b>
	$1.48 \times 10^{-3}$	$-4.81 \times 10^{-4}$	$1.27 \times 10^{-4}$	$-0.27 \times 10^{-4}$	$0.04 \times 10^{-4}$	$-0.04 \times 10^{-5}$	<b><math>1.56 \times 10^{-3}</math></b>

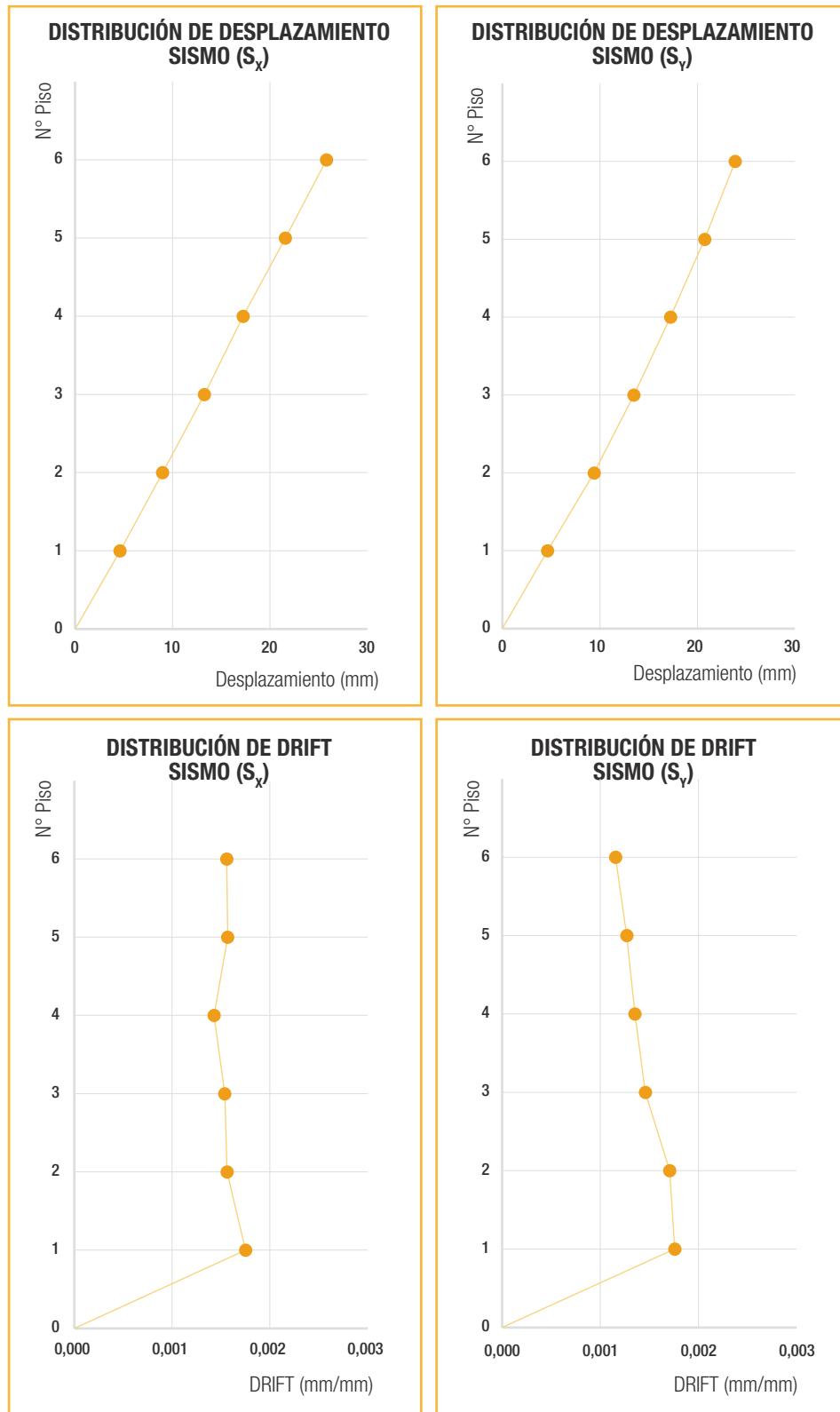
**Tabla 113:** Combinación modal del drift en la dirección Y-Y del edificio Tipo B para el sismo  $S_y$ 

Edificio	$S_{Y-Y}$						
	$\Delta_y/H$ [mm/mm]						
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	CQC
Tipo B	$1.75 \times 10^{-3}$	$0.76 \times 10^{-4}$	$0.25 \times 10^{-4}$	$0.12 \times 10^{-4}$	$0.05 \times 10^{-4}$	$0.01 \times 10^{-4}$	<b><math>1.76 \times 10^{-3}</math></b>
	$1.71 \times 10^{-3}$	$0.16 \times 10^{-4}$	$-0.09 \times 10^{-4}$	$-0.10 \times 10^{-4}$	$-0.09 \times 10^{-4}$	$-0.02 \times 10^{-4}$	<b><math>1.71 \times 10^{-3}</math></b>
	$1.46 \times 10^{-3}$	$-0.61 \times 10^{-4}$	$-0.38 \times 10^{-4}$	$-0.14 \times 10^{-4}$	$0.02 \times 10^{-4}$	$0.03 \times 10^{-4}$	<b><math>1.46 \times 10^{-3}</math></b>
	$1.34 \times 10^{-3}$	$-1.56 \times 10^{-4}$	$-0.42 \times 10^{-4}$	$0.07 \times 10^{-4}$	$0.09 \times 10^{-4}$	$-0.03 \times 10^{-4}$	<b><math>1.35 \times 10^{-3}</math></b>
	$1.25 \times 10^{-3}$	$-2.50 \times 10^{-4}$	$-0.12 \times 10^{-4}$	$0.29 \times 10^{-4}$	$-0.09 \times 10^{-4}$	$0.02 \times 10^{-4}$	<b><math>1.27 \times 10^{-3}</math></b>
	$1.10 \times 10^{-3}$	$-3.60 \times 10^{-4}$	$0.98 \times 10^{-4}$	$-0.22 \times 10^{-4}$	$0.03 \times 10^{-4}$	$-0.03 \times 10^{-5}$	<b><math>1.16 \times 10^{-3}</math></b>

Finalmente, en la **Tabla 114** se resumen los valores de desplazamientos, derivas y drift de entrepiso combinados modalmente para el caso del sismo en la dirección X-X y en dirección Y-Y. Gráficamente los valores de desplazamiento y drift pueden ser observados en la **Figura 54**.

**Tabla 114:** Derivas, desplazamientos de piso y drifts del edificio Tipo B

Piso	$S_{X-X}$			$S_{Y-Y}$		
	Desplazamientos relativos del CM en la dirección X-X			Desplazamientos relativos del CM en la dirección Y-Y		
	$\Delta$ [mm]	$\delta$ [mm]	$\Delta/H$ [mm/mm]	$\Delta$ [mm]	$\delta$ [mm]	$\Delta/H$ [mm/mm]
1	4.6	4.6	0.0018	4.6	4.6	0.0018
2	4.4	9.0	0.0016	4.8	9.4	0.0017
3	4.3	13.3	0.0015	4.1	13.5	0.0015
4	4.0	17.3	0.0014	3.8	17.2	0.0014
5	4.4	21.6	0.0016	3.6	20.7	0.0013
6	4.4	25.8	0.0016	3.2	23.9	0.0012



**Figura 54:** Desplazamientos de piso y drift del edificio Tipo B

## 4.2.5. Cargas de diseño.

En las **Secciones 4.2.1 y 4.2.2**, se obtuvieron los pesos de los pisos por conceptos de cargas Muertas (D) y Vivas (L) para su posterior uso en la obtención del peso sísmico del edificio. Esta información permite calcular las cargas gravitacionales asociadas a cada muro del edificio dependiendo del área tributaria que le corresponda.

La carga axial que soporta un muro debido a carga muerta incluye el peso propio del muro, el peso propio de la losa de entrepiso que le tributa, más el peso proveniente de todos los pisos superiores. La carga axial por concepto de cargas vivas consiste en la sobrecarga que posee la porción de losa que tributa sobre el muro, más las cargas vivas verticales provenientes de los pisos superiores. Las cargas axiales de los muros 3.1 y D.1 por concepto de cargas vivas y muertas se presentan en la **Tabla 115**.

**Tabla 115:** Cargas axiales de compresión por piso en los muros 3.1 y D.1 del edificio Tipo B

Piso	Muro	D		L		Muro	D		L	
		Comp. [tonf]	Comp. [tonf]	Comp. [tonf]	Comp. [tonf]		Comp. [tonf]	Comp. [tonf]	Comp. [tonf]	Comp. [tonf]
1	3.1	19.4		12.9		D.1	40.3		30.9	
2	3.1	16.1		10.7		D.1	33.4		25.8	
3	3.1	12.8		8.6		D.1	26.5		20.6	
4	3.1	9.5		6.4		D.1	19.7		15.5	
5	3.1	6.3		4.3		D.1	13.0		10.3	
6	3.1	3.1		2.1		D.1	6.5		5.2	

Con estos últimos cálculos tenemos todas las fuerzas internas principales de los muros: compresión (C), corte (V) y momento (M) para todos los estados de carga Muerta (D), Viva (L), Sismo (S) y Sismo con Torsión (St). En las **Tablas 116 y 117** se resumen todas las fuerzas internas principales de los muros 3.1 y D.1, respectivamente.

**Tabla 116:** Resumen de fuerzas internas principales del muro 3.1 del edificio Tipo B

Piso	Muro	D		L		S <sub>x-x</sub>		+St <sub>x</sub>		-St <sub>x</sub>	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	3.1	19.4	12.9	8.14	102.5	9.90	127.9	6.39	77.2		
2	3.1	16.1	10.7	7.44	81.3	9.23	102.1	5.65	60.5		
3	3.1	12.8	8.6	6.57	60.7	8.25	76.5	4.89	44.9		
4	3.1	9.5	6.4	6.33	42.5	8.05	53.6	4.61	31.4		
5	3.1	6.3	4.3	6.72	24.9	8.41	31.2	5.04	18.6		
6	3.1	3.1	2.1	2.20	6.2	2.77	7.8	1.63	4.6		

**Tabla 117:** Resumen de fuerzas internas principales del muro D.1 del edificio Tipo B

Piso	Muro	D	L	S <sub>y,y</sub>		+St <sub>y</sub>		-St <sub>y</sub>	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	D.1	40.3	30.9	12.75	147.7	11.95	137.0	13.56	158.4
2	D.1	33.4	25.8	12.73	114.4	11.96	105.7	13.49	123.0
3	D.1	26.5	20.6	11.42	79.0	10.53	72.5	12.31	85.5
4	D.1	19.7	15.5	8.86	47.2	8.17	43.2	9.55	51.3
5	D.1	13.0	10.3	5.07	22.6	4.62	20.5	5.52	24.7
6	D.1	6.5	5.2	3.04	8.5	2.73	7.7	3.35	9.4

Las combinaciones de carga definidas en la norma NCh 3171 (Instituto Nacional de Normalización, 2010) y consideradas para el desarrollo del ejemplo se listan a continuación.

- |                  |                                      |                              |
|------------------|--------------------------------------|------------------------------|
| i. $D$           | vi. $D \pm St_y$                     | xi. $0.6 \cdot D \pm S_x$    |
| ii. $D + L$      | vii. $D \pm 0.75 \cdot S_x + 0.75L$  | xii. $0.6 \cdot D \pm S_y$   |
| iii. $D \pm S_x$ | viii. $D \pm 0.75 \cdot S_y + 0.75L$ | xiii. $0.6 \cdot D \pm St_x$ |
| iv. $D \pm S_y$  | ix. $D \pm 0.75 \cdot St_x + 0.75L$  | xiv. $0.6 \cdot D \pm St_y$  |
| v. $D \pm St_x$  | x. $D \pm 0.75 \cdot St_y + 0.75L$   |                              |

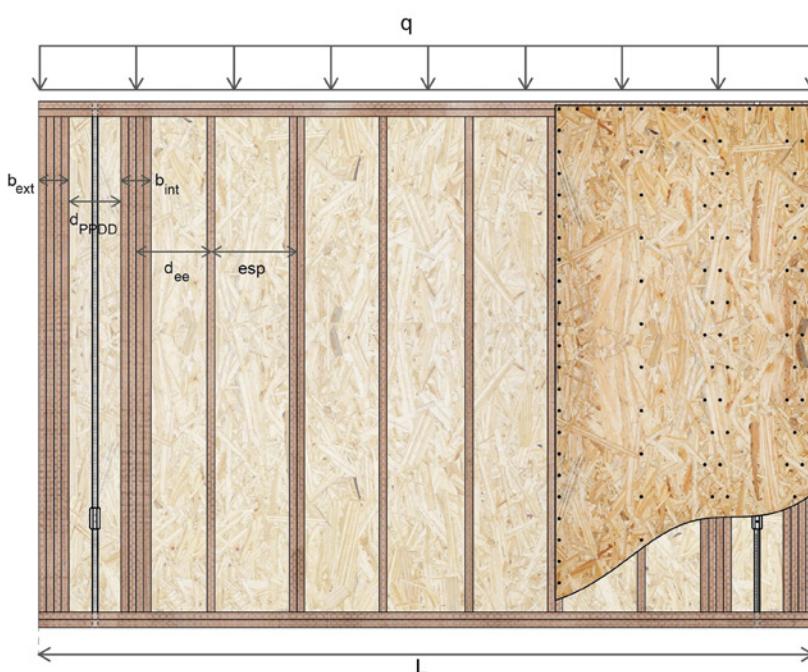
**4.3.****Resistencia y Verificación Estructural.****4.3.1. Cálculo de fuerzas internas en los muros para verificar sus elementos.**

Las fuerzas internas principales de los muros, obtenidas en la sección anterior, son resistidas por los elementos que los conforman. Para determinar la fuerza axial de compresión que deberán resistir los PPDD de borde y los PPDD intermedios debido a las cargas gravitacionales se obtiene la carga distribuida  $q$  por unidad de largo (**Ecuación 4.44**).

**Ec. 4.44**

$$q = \frac{C}{L}$$

Con la carga distribuida  $q$  se obtiene la fuerza axial de compresión que deberán resistir los PPDD de borde y los PPDD intermedios al multiplicarla por los respectivos anchos tributarios. Esto se observa en la **Figura 55**.



**Figura 55:** Carga distribuida y anchos tributarios de PPDD de borde e intermedios

Así, las distintas solicitudes de compresión de cada uno de los componentes del muro a carga gravitacionales se obtienen de la siguiente manera:

- Compresión en los PPDD de borde.

La compresión de los PPDD de borde se obtiene aplicando la **Ecuación 4.45**, que corresponde a la suma de la carga de los PPDD de borde exteriores e interiores. La compresión de los PPDD de borde exteriores se obtiene por medio de la **Ecuación 4.46** y la de los PPDD de borde interiores por medio de la **Ecuación 4.47**.

#### Ec. 4.45

$$C_{PPDD \text{ de borde}} = C_{PPDD \text{ de borde}}^{\text{ext}} + C_{PPDD \text{ de borde}}^{\text{int}}$$

#### Ec. 4.46

$$C_{PPDD \text{ de borde}}^{\text{ext}} = q \cdot \left( b_{\text{ext}} + \frac{d_{PPDD}}{2} \right)$$

#### Ec. 4.47

$$C_{PPDD \text{ de borde}}^{\text{int}} = q \cdot \left( \frac{d_{PPDD}}{2} + \frac{b_{\text{int}}}{2} + \frac{d_{ee}}{2} \right)$$

- Compresión en los PPDD distribuidos.

La compresión de los PPDD distribuidos se obtiene multiplicando la carga distribuida del muro por el espaciado de los PPDD distribuidos como se muestra en la **Ecuación 4.48**, usando la nomenclatura de la **Figura 55**.

#### Ec. 4.48

$$C = q \cdot esp$$

Las fuerzas de los distintos PPDD de los muros 3.1 y D.1 para el caso de carga muerta (D) se resumen en la **Tabla 118**, mientras que para el caso de carga viva (L) se resumen en la **Tabla 119**.

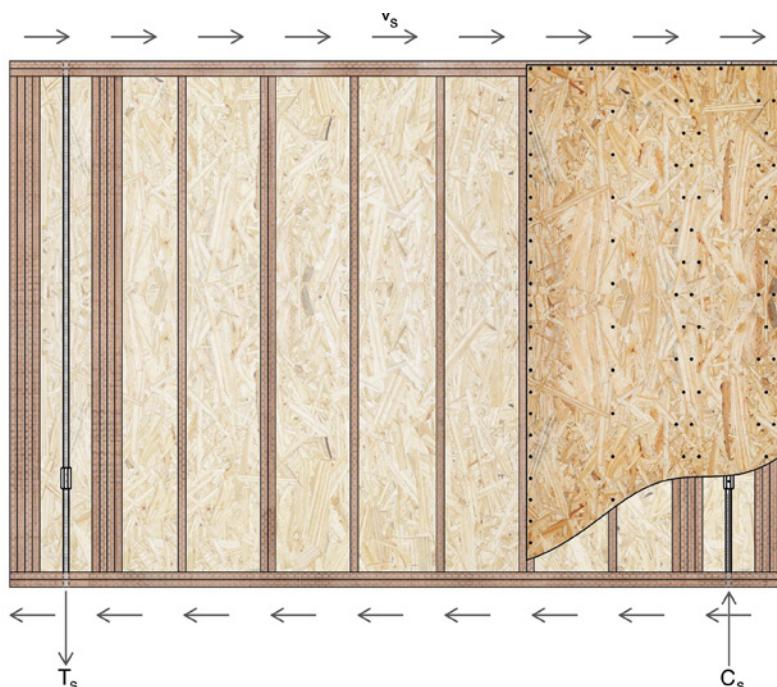
**Tabla 118:** Fuerzas en PPDD del muro 3.1 y D.1 del edificio Tipo B para el caso de carga muerta (D)

Piso	Muro	Caso de carga: Muerta (D)				Muro	Caso de carga: Muerta (D)			
		q [tonf/m]	C <sub>PPDD</sub> de borde exteriores [tonf]	C <sub>PPDD</sub> de borde interiores [tonf]	C <sub>PPDD</sub> [tonf]		q [tonf/m]	C <sub>PPDD</sub> de borde exteriores [tonf]	C <sub>PPDD</sub> de borde interiores [tonf]	C <sub>PPDD</sub> [tonf]
1	3.1	3.57	0.98	1.10	1.43	D.1	5.04	1.21	1.83	2.02
2	3.1	2.95	0.76	0.93	1.18	D.1	4.18	0.93	1.03	1.25
3	3.1	2.34	0.56	1.02	1.41	D.1	3.32	0.68	0.93	1.33
4	3.1	1.74	0.39	0.77	1.05	D.1	2.47	0.51	0.67	0.99
5	3.1	1.15	0.26	0.50	0.69	D.1	1.63	0.31	0.55	0.98
6	3.1	0.56	0.11	0.25	0.34	D.1	0.81	0.15	0.27	0.48

**Tabla 119:** Fuerzas en PPDD del muro 3.1 y D.1 del edificio Tipo B para el caso de carga viva (L)

Piso	Muro	Caso de carga: Viva (L)				Muro	Caso de carga: Viva (L)			
		q [tonf/m]	C <sub>PPDD</sub> de borde exteriores [tonf]	C <sub>PPDD</sub> de borde interiores [tonf]	C <sub>PPDD</sub> [tonf]		q [tonf/m]	C <sub>PPDD</sub> de borde exteriores [tonf]	C <sub>PPDD</sub> de borde interiores [tonf]	C <sub>PPDD</sub> [tonf]
1	3.1	2.36	0.65	0.73	0.95	D.1	3.87	0.93	1.40	1.55
2	3.1	1.97	0.51	0.62	0.79	D.1	3.23	0.72	0.79	0.97
3	3.1	1.58	0.38	0.68	0.95	D.1	2.58	0.53	0.72	1.03
4	3.1	1.18	0.26	0.52	0.71	D.1	1.94	0.40	0.53	0.77
5	3.1	0.79	0.18	0.34	0.47	D.1	1.29	0.24	0.44	0.77
6	3.1	0.39	0.08	0.18	0.24	D.1	0.65	0.12	0.22	0.39

Para determinar las fuerzas de tracción y compresión originadas por la carga sísmica se supone que la tracción actúa en el anclaje y la compresión en el centro del PPDD de borde, tal como se observa en la **Figura 56**.

**Figura 56:** Par de fuerzas de tracción y compresión generado por el momento en muro de corte

Las fuerzas de la **Figura 56** se determinan de la siguiente forma:

- Corte por unidad de largo del muro.

El corte unitario  $v_s$  del muro se obtiene dividiendo la fuerza de corte del muro por el largo según la **Ecuación 4.49**.

**Ec. 4.49**

$$v_s = \frac{V}{L}$$

- Fuerzas de tracción/compresión.

Las fuerzas de tracción y compresión producidas por el momento volcante en el muro se obtienen dividiendo el momento volcante del muro por el largo efectivo del muro según la **Ecuación 4.50**. El largo efectivo del muro  $L'$  corresponde a la distancia entre el centro de gravedad de los PPDD de borde, y el centro de gravedad del anclaje, en este caso la barra del ATS.

**Ec. 4.50**

$$T_s = C_s = \frac{M}{L'}$$

A estas fuerzas se les puede superponer la compresión producto de las cargas gravitacionales que generan un momento resistente al volcamiento. Lo usual en la práctica de la literatura es calcular la compresión asociada a ese momento resistente según la **Ecuación 4.51**.

**Ec. 4.51**

$$C = q \cdot \frac{L}{2}$$

Sin embargo, se aconseja por simplicidad de forma conservadora tomar como la compresión del anclaje, la misma carga que toman los PPDD de borde según el ancho tributario dada por la **Ecuación 4.45**. Esto es especialmente recomendable para muros largos, aquellos con una razón de aspecto (Altura/Longitud) menor a 2/3. Esto es debido a que la incidencia de la carga gravitacional del centro de la longitud del muro para contrarrestar el levantamiento del PPDD de borde es cada vez menor entre más largo sea el muro de corte.

La fuerza de compresión generada debe ser resistida por los PPDD de borde, la cual se distribuirá entre los PPDD de borde exteriores e interiores proporcionalmente a la sección transversal que posean. La fuerza de tracción sólo debe ser resistida por el anclaje ATS.

Las fuerzas de corte unitario, tracción y compresión de los muros 3.1 y D.1 para los casos de carga críticos  $+St_x$  y  $-St_y$ , respectivamente, se resumen por piso en la **Tabla 120**.

**Tabla 120:** Fuerzas en los muros 3.1 y D.1 del edificio Tipo B para los casos de carga  $+St_x$  y  $-St_y$ 

Piso	Muro	$+St_x$				Muro	$-St_y$			
		$v_s$ [tonf/m]	$C_{S, PPDD}$ de borde exteriores [tonf]	$C_{S, PPDD}$ de borde interiores [tonf]	$T_s$ [tonf]		$v_s$ [tonf/m]	$C_{S, PPDD}$ de borde exteriores [tonf]	$C_{S, PPDD}$ de borde interiores [tonf]	$T_s$ [tonf]
1	3.1	1.82	14.45	11.56	26.00	D.1	1.70	10.55	10.55	21.10
2	3.1	1.70	11.80	8.85	20.65	D.1	1.69	8.17	8.17	16.34
3	3.1	1.52	7.76	7.76	15.52	D.1	1.54	5.67	5.67	11.33
4	3.1	1.48	5.42	5.42	10.84	D.1	1.20	4.49	2.25	6.74
5	3.1	1.55	4.15	2.08	6.23	D.1	0.69	1.63	1.63	3.27
6	3.1	0.51	0.78	0.78	1.56	D.1	0.42	0.62	0.62	1.24

#### 4.3.1.1. Verificación de resistencia al corte de los muros.

La resistencia al corte de los muros se determina según lo explicado en la **Sección 2.3.1**. Los parámetros de diseño más relevantes para la determinación de la resistencia al corte en los muros 3.1 y D.1 se resumen en las **Tablas 121**

y **122** respectivamente. También se muestran la máxima solicitud de corte unitario en cada muro para la combinación con torsión, y su Factor de Utilización (F.U.). Se aprecia que el diseño a corte de ambos muros es satisfactorio.

**Tabla 121:** Resistencia, solicitud y verificación a corte del muro 3.1

Piso	Muro	Resistencia							Solicitud (D+Stx)	Verificación
		Clasificación del tablero	Tipo de tablero	Cantidad de tableros	Espesor tableros [mm]	Tipo de clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	$v_n$ [tonf/m]	$v$ [tonf/m]	F.U.
1	3.1	Sheathing	OSB	2	11.9	8d	50	1.90	1.50	0.79
2	3.1	Sheathing	OSB	2	11.9	8d	50	1.90	1.37	0.72
3	3.1	Sheathing	OSB	2	11.1	8d	50	1.74	1.21	0.69
4	3.1	Sheathing	OSB	2	11.1	8d	50	1.74	1.16	0.67
5	3.1	Sheathing	OSB	2	9.5	8d	50	1.58	1.24	0.78
6	3.1	Sheathing	OSB	1	11.1	8d	100	0.52	0.40	0.78

**Tabla 122:** Resistencia, solicitud y verificación a corte del muro D.1

Piso	Muro	Resistencia							Solicitud (D+Stx)	Verificación
		Clasificación del tablero	Tipo de tablero	Cantidad de tableros	Espesor tableros [mm]	Tipo de clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	$v_n$ [tonf/m]	$v$ [tonf/m]	F.U.
1	D.1	Sheathing	OSB	2	11.9	8d	50	1.90	1.70	0.89
2	D.1	Sheathing	OSB	2	11.9	8d	50	1.90	1.69	0.89
3	D.1	Sheathing	OSB	2	11.1	8d	50	1.74	1.54	0.88
4	D.1	Sheathing	OSB	2	9.5	8d	50	1.58	1.20	0.76
5	D.1	Sheathing	OSB	1	9.5	8d	50	0.79	0.69	0.88
6	D.1	Sheathing	OSB	1	9.5	8d	100	0.48	0.42	0.88

### 4.3.1.2. Verificación a tracción del anclaje A.T.S. (Anchor Tie-Down System).

El sistema de anclaje es el encargado de resistir las fuerzas de tracción que se generan en el extremo inferior del muro producto de los momentos volantes; adicionalmente los anclajes deben transmitir las fuerzas de tracción en el muro desde los pisos superiores hasta la fundación, lo que se conoce como generar una *trayectoria continua de la carga*. Los anclajes deben ser ubicados en ambos extremos del muro de corte, tomando en consideración que las solicitudes sísmicas son reversibles.

Para el desarrollo de este ejemplo se considera la utilización de anclajes ATS por dos motivos principales; primero, tienen una mayor capacidad de carga a tracción que los Hold-Down; segundo, son más rígidos axialmente, lo que facilita el control de desplazamientos del edificio ante las deformaciones laterales por volcamiento.

Los anclajes ATS conforman un sistema continuo en toda la altura del edificio, que toma las cargas de tracción de las esquinas de los muros, evitando así que los PPDD de borde queden sometidos a tracción.

La resistencia de las barras del sistema ATS es el mínimo entre los siguientes estados límite definidos en el AISC 360-10 (AISC, 2010):

- Fluencia del área bruta.
- Fractura del área neta.

Las barras utilizadas como parte del sistema ATS están definidas en la norma ASTM F1554-18 (ASTM, 2018). Para las barras de acero del sistema ATS se puede usar la siguiente expresión del AISC 360-10 para calcular la resistencia ASD a tracción:

**Ec. 4.52**

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{0.75 \cdot f_u \cdot A_b}{2.0}$$

En las **Tablas 123 y 124** se presentan las resistencias, las solicitudes y las verificaciones de los anclajes de los muros 3.1 y D.1 en cada piso, para las combinaciones de carga 0.6D+St<sub>x</sub> y 0.6D-St<sub>y</sub>, respectivamente, por ser las combinaciones que controlaron el diseño. Allí se pueden observar las verificaciones de los elementos cumpliendo con los requerimientos de diseño anteriormente descritos.

**Tabla 123:** Verificación a tracción del anclaje del muro 3.1

Piso	Muro	Resistencia					Solicitudón (0.6D+St <sub>x</sub> )	Verificación
		Diámetro de barra del ATS [mm]	Área bruta A <sub>b</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Tensión última f <sub>u</sub> [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia nominal R <sub>n</sub> [tonf]	Resistencia admisible R <sub>n</sub> /Ω [tonf]		
1	3.1	34.9	9.58	8.44	60.6	30.3	24.8	0.82
2	3.1	31.8	7.92	8.44	50.1	25.0	19.6	0.78
3	3.1	25.4	5.07	8.44	32.1	16.0	14.6	0.91
4	3.1	22.2	3.88	8.44	24.5	12.3	10.1	0.83
5	3.1	15.9	1.98	8.44	12.5	6.3	5.8	0.92
6	3.1	9.5	0.71	8.44	4.5	2.3	1.3	0.60

**Tabla 124:** Verificación a tracción del anclaje del muro D.1

Piso	Muro	Resistencia					Solicitud (0.6D-St <sub>v</sub> )	Verificación
		Diámetro de barra del ATS [mm]	Área bruta A <sub>b</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Tensión última f <sub>u</sub> [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia nominal R <sub>n</sub> [tonf]	Resistencia admisible R <sub>n</sub> /Ω [tonf]		
1	D.1	28.6	6.41	8.44	40.6	20.3	19.3	0.95
2	D.1	25.4	5.07	8.44	32.1	16.0	15.2	0.95
3	D.1	22.2	3.88	8.44	24.5	12.3	10.4	0.84
4	D.1	15.9	1.98	8.44	12.5	6.3	6.0	0.96
5	D.1	12.7	1.27	8.44	8.0	4.0	2.8	0.69
6	D.1	9.5	0.71	8.44	4.5	2.3	1.0	0.44

Para el diseño de las fundaciones de estos anclajes con el sistema ATS se recomienda utilizar la solución provista por el fabricante, denominada “PAB Pre-Assembled Anchor Bolt”, Simpson Strong-Tie Company Inc. (2019). Mayores detalles se encuentran en la página web de la referencia.

La tensión admisible de diseño de los PPDD de borde y distribuidos debe calcularse según la sección 7.3 - *Elementos en compresión paralela* de la norma NCh1198 (Instituto Nacional de Normalización, 2014).

#### 4.3.1.3. Verificación a compresión de PPDD distribuidos y de borde.

Los PPDD del muro se dividen en dos tipos según la **Figura 2**, PPDD de borde (internos y externos) y PPDD distribuidos. Los primeros están encargados de resistir tanto las cargas gravitacionales, como las cargas de compresión adicionales generadas por el momento volcante. Los PPDD distribuidos resisten sólo cargas gravitacionales y son los más demandados por éstas.

Para el desarrollo del ejemplo, se considera que la humedad de servicio es de 12%, lo que implica un factor de modificación por humedad de 1.0. Se considera madera tratada químicamente, por lo que se utiliza un factor de modificación de 0.9, y dado que se trata de madera MGP10, el factor de corrección del módulo de elasticidad por altura es 1.0.

En las **Tablas 125** y **126** se resumen la resistencia, solicitud y verificación de los PPDD distribuidos del muro 3.1 y D.1 respectivamente, para el caso de la combinación de cargas D+L.

**Tabla 125:** Resistencia, solicitudación y verificación a compresión de los PPDD distribuidos del muro 3.1

Piso	Muro	Resistencia							Solicitudación (D+L)		Verificación
		Grado estructural madera	Escuadría	b [mm]	h [mm]	K <sub>D</sub>	K <sub>L</sub>	f <sub>cp,λ,dis</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Espaciamiento PPDD [mm]	σ <sub>cp</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	
1	3.1	MGP10	2x6	35	138	1.00	0.58	53.1	400	49.1	0.92
2	3.1	MGP10	2x6	35	138	1.00	0.58	53.1	400	40.8	0.77
3	3.1	MGP10	2x6	35	138	1.00	0.58	53.1	600	48.7	0.92
4	3.1	MGP10	2x6	35	138	1.00	0.58	53.1	600	36.3	0.68
5	3.1	MGP10	2x6	35	138	1.00	0.58	53.1	600	24.1	0.45
6	3.1	MGP10	2x4	35	90	1.00	0.35	32.1	600	18.2	0.57

**Tabla 126:** Resistencia, solicitudación y verificación a compresión de los PPDD distribuidos del muro D.1

Piso	Muro	Resistencia							Solicitudación (D+L)		Verificación
		Grado estructural madera	Escuadría	b [mm]	h [mm]	K <sub>D</sub>	K <sub>L</sub>	f <sub>cp,λ,dis</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Espaciamiento PPDD [mm]	σ <sub>cp</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	
1	D.1	MGP10	2x6 Dobles	70	138	1.00	0.58	53.1	400	36.9	0.69
2	D.1	MGP10	2x6	35	138	1.00	0.58	53.1	300	46.0	0.87
3	D.1	MGP10	2x6	35	138	1.00	0.58	53.1	400	48.8	0.92
4	D.1	MGP10	2x6	35	138	1.00	0.58	53.1	400	36.5	0.69
5	D.1	MGP10	2x6	35	138	1.00	0.58	53.1	600	36.3	0.68
6	D.1	MGP10	2x4	35	90	1.00	0.35	32.1	600	27.7	0.86

En las **Tablas 127 y 128** se resumen la resistencia, solicitudación y verificación de los PPDD de borde exteriores del muro 3.1 y D.1 para la combinación de carga D+St<sub>x</sub> y D-St<sub>y</sub>, respectivamente.

**Tabla 127:** Resistencia, solicitudación y verificación a compresión de los PPDD de borde exterior del muro 3.1

Piso	Muro	Resistencia							Solicitudación (D+St <sub>x</sub> )		Verificación
		Grado Estructural madera	Escuadría	b [mm]	h [mm]	K <sub>D</sub>	K <sub>L</sub>	f <sub>cp,λ,dis</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>cp</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]		
1	3.1	MGP10	2x6 Quíntuple	175	138	1.60	0.47	70	62	0.89	
2	3.1	MGP10	2x6 Cuádruple	140	138	1.60	0.47	70	63	0.91	
3	3.1	MGP10	2x6 Triple	105	138	1.60	0.47	70	56	0.80	
4	3.1	MGP10	2x6 Doble	70	138	1.60	0.47	70	59	0.84	
5	3.1	MGP10	2x6	70	138	1.60	0.47	70	45	0.64	
6	3.1	MGP10	2x4	35	90	1.60	0.25	37	27	0.73	

**Tabla 128:** Resistencia, solicitudación y verificación a compresión de los PPDD de borde exteriores del muro D.1

Piso	Muro	Resistencia						Solicitudación (D+St <sub>y</sub> )	Verificación	
		Grado Estructural madera	Escuadría	b [mm]	h [mm]	K <sub>d</sub>	K <sub>λ</sub>			
1	D.1	MGP10	2x6 Cuádruple	140	138	1.60	0.47	70	58	0.84
2	D.1	MGP10	2x6 Triple	105	138	1.60	0.47	70	60	0.87
3	D.1	MGP10	2x6 Triple	70	138	1.60	0.47	70	63	0.90
4	D.1	MGP10	2x6 Doble	70	138	1.60	0.47	70	50	0.71
5	D.1	MGP10	2x6	35	138	1.60	0.47	70	38	0.54
6	D.1	MGP10	2x4	35	90	1.60	0.25	37	23	0.61

En las **Tablas 129 y 130**, se resume la resistencia solicitudación y verificación de los PPDD de borde interiores del muro 3.1 y D.1 para la combinación de carga D+St<sub>x</sub> y D-St<sub>y</sub>, respectivamente.

**Tabla 129:** Resistencia, solicitudación y verificación a compresión de los PPDD de borde interiores del muro 3.1

Piso	Muro	Resistencia						Solicitudación (D+St <sub>x</sub> )	Verificación	
		Grado Estructural madera	Escuadría	b [mm]	h [mm]	K <sub>d</sub>	K <sub>λ</sub>			
1	3.1	MGP10	2x6 Cuádruple	140	138	1.60	0.47	70	65	0.94
2	3.1	MGP10	2x6 Triple	105	138	1.60	0.47	70	68	0.97
3	3.1	MGP10	2x6 Triple	105	138	1.60	0.47	70	61	0.87
4	3.1	MGP10	2x6 Doble	70	138	1.60	0.47	70	64	0.92
5	3.1	MGP10	2x6	35	138	1.60	0.47	70	53	0.77
6	3.1	MGP10	2x4	35	90	1.60	0.25	37	33	0.89

**Tabla 130:** Resistencia, solicitudación y verificación a compresión de los PPDD de borde interiores del muro D.1

Piso	Muro	Resistencia						Solicitudación (D+St <sub>y</sub> )	Verificación	
		Grado Estructural madera	Escuadría	b [mm]	h [mm]	K <sub>d</sub>	K <sub>λ</sub>			
1	D.1	MGP10	2x6 Cuádruple	140	138	1.60	0.47	70	15	0.21
2	D.1	MGP10	2x6 Triple	105	138	1.60	0.47	70	13	0.18
3	D.1	MGP10	2x6 Doble	70	138	1.60	0.47	70	16	0.23
4	D.1	MGP10	2x6	35	138	1.60	0.47	70	19	0.27
5	D.1	MGP10	2x6	35	138	1.60	0.47	70	16	0.22
6	D.1	MGP10	2x4	35	90	1.60	0.25	37	11	0.31

#### 4.3.1.4. Verificación de drifts admisibles del edificio.

La norma NCh 433 en su sección 5.9 contiene los requerimientos que deben satisfacer los edificios en cuanto a las verificaciones para los desplazamientos horizontales. La sección 6.3.7.2 de la norma NCh 433 señala que, para el análisis modal espectral, el límite del corte basal máximo no aplica para las verificaciones de desplazamiento y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso. Por este motivo, es necesario aplicar los cortes basales sin limitarlos al corte basal máximo. En la **Tabla 131**, se resumen los cortes límite y los cortes basales aplicados para

la verificación de desplazamientos. Se puede apreciar que son tan sólo un 2 a 4% mayores que los calculados en la **Sección 4.2.4.3, Tabla 87**.

Los vectores de fuerzas modales para el edificio Tipo B obtenidos para el caso del sismo en la dirección X-X ( $S_{x-x}$ ) y para el caso del sismo en la dirección Y-Y ( $S_{y-y}$ ), se resumen en la **Tabla 132**. Los vectores de fuerza modales considerando la incorporación de los momentos torsionales para el caso del sismo torsional en la dirección X-X ( $+St_x$  y  $-St_x$ ) y para el caso del sismo torsional en la dirección Y-Y ( $+St_y$  y  $-St_y$ ), se resumen en las **Tablas 133 y 134**, respectivamente.

**Tabla 131:** Cortes basales obtenidos del análisis modal espectral del edificio Tipo B

Análisis Modal Espectral NCh 433 Of.1996 Mod. 2012/ DS 61							
	$Q_{\min}$ [tonf]		$Q_{\max}$ [tonf]		$Q_{x-x}$ [tonf]		$Q_{y-y}$ [tonf]
	49.35		118.44		122.74		120.92

**Tabla 132:** Vectores de fuerzas modales espetrales del edificio Tipo B

Modo	Sismo ( $S_{x-x}$ )						Sismo ( $S_{y-y}$ )					
	3	6	9	12	15	18	2	5	8	11	14	17
$F_x$ [tonf]	7.08	3.63	3.12	2.40	1.57	0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	13.67	6.02	3.63	0.98	-0.97	-0.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	19.22	6.41	1.18	-1.89	-0.95	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	23.68	4.70	-2.26	-1.82	1.54	-0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	28.11	0.05	-4.49	2.41	-0.67	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	30.27	-9.82	2.58	-0.56	0.08	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$F_y$ [tonf]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.04	3.68	3.09	2.39	1.61	0.37
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.62	6.08	3.50	0.95	-1.07	-0.63
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.08	6.38	0.99	-1.87	-0.89	0.66
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.28	4.62	-2.25	-1.79	1.51	-0.39
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27.69	-0.28	-4.36	2.44	-0.65	0.10
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	29.50	-9.67	2.62	-0.60	0.09	-0.01
$M$ [tonf-m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Tabla 133:** Vectores de fuerzas modales espectrales del edificio Tipo B con torsión accidental para  $St_x$ 

Modo	Sismo torsional (+ $St_x$ )						Sismo torsional (- $St_x$ )					
	3	6	9	12	15	18	3	6	9	12	15	18
$F_x$ [tonf]	7.08	3.63	3.12	2.40	1.57	0.43	7.08	3.63	3.12	2.40	1.57	0.43
	13.67	6.02	3.63	0.98	-0.97	-0.71	13.67	6.02	3.63	0.98	-0.97	-0.71
	19.22	6.41	1.18	-1.89	-0.95	0.70	19.22	6.41	1.18	-1.89	-0.95	0.70
	23.68	4.70	-2.26	-1.82	1.54	-0.40	23.68	4.70	-2.26	-1.82	1.54	-0.40
	28.11	0.05	-4.49	2.41	-0.67	0.10	28.11	0.05	-4.49	2.41	-0.67	0.10
	30.27	-9.82	2.58	-0.56	0.08	-0.01	30.27	-9.82	2.58	-0.56	0.08	-0.01
$F_y$ [tonf]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$M$ [tonf-m]	3.05	1.56	1.35	1.03	0.68	0.19	-3.05	-1.56	-1.35	-1.03	-0.68	-0.19
	12.15	5.35	3.22	0.87	-0.87	-0.63	-12.15	-5.35	-3.22	-0.87	0.87	0.63
	25.88	8.63	1.59	-2.55	-1.28	0.94	-25.88	-8.63	-1.59	2.55	1.28	-0.94
	42.72	8.48	-4.07	-3.29	2.78	-0.71	-42.72	-8.48	4.07	3.29	-2.78	0.71
	63.58	0.10	-10.17	5.46	-1.51	0.23	-63.58	-0.10	10.17	-5.46	1.51	-0.23
	82.34	-26.70	7.03	-1.51	0.23	-0.02	-82.34	26.70	-7.03	1.51	-0.23	0.02

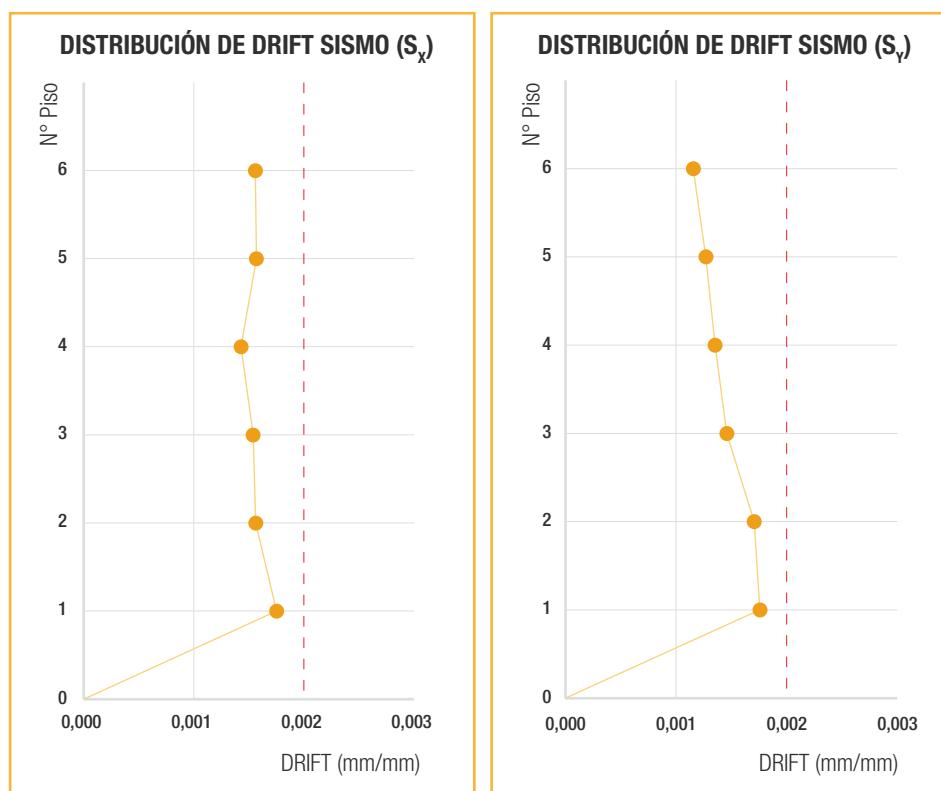
**Tabla 134:** Vectores de fuerzas modales espectrales del edificio Tipo B con torsión accidental para  $St_y$ 

Modo	Sismo torsional (+ $St_y$ )						Sismo torsional (- $St_y$ )					
	2	5	8	11	14	17	2	5	8	11	14	17
$F_x$ [tonf]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$F_y$ [tonf]	7.04	3.68	3.09	2.39	1.61	0.37	7.04	3.68	3.09	2.39	1.61	0.37
	13.62	6.08	3.50	0.95	-1.07	-0.63	13.62	6.08	3.50	0.95	-1.07	-0.63
	19.08	6.38	0.99	-1.87	-0.89	0.66	19.08	6.38	0.99	-1.87	-0.89	0.66
	23.28	4.62	-2.25	-1.79	1.51	-0.39	23.28	4.62	-2.25	-1.79	1.51	-0.39
	27.69	-0.28	-4.36	2.44	-0.65	0.10	27.69	-0.28	-4.36	2.44	-0.65	0.10
	29.50	-9.67	2.62	-0.60	0.09	-0.01	29.50	-9.67	2.62	-0.60	0.09	-0.01
$M$ [tonf-m]	2.17	1.13	0.95	0.74	0.49	0.11	-2.17	-1.13	-0.95	-0.74	-0.49	-0.11
	8.64	3.86	2.22	0.60	-0.68	-0.40	-8.64	-3.86	-2.22	-0.60	0.68	0.40
	18.35	6.14	0.96	-1.80	-0.85	0.63	-18.35	-6.14	-0.96	1.80	0.85	-0.63
	29.99	5.95	-2.89	-2.31	1.95	-0.50	-29.99	-5.95	2.89	2.31	-1.95	0.50
	44.72	-0.46	-7.05	3.94	-1.04	0.16	-44.72	0.46	7.05	-3.94	1.04	-0.16
	57.30	-18.78	5.09	-1.17	0.17	-0.02	-57.30	18.78	-5.09	1.17	-0.17	0.02

La verificación del drift del edificio se resume en la **Tabla 135**. Gráficamente los drift del edificio Tipo B, tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y, se muestran en la **Figura 57**. Se observa que los drifts de todos los pisos son menores que los drift límite.

**Tabla 135:** Verificación del drift del edificio Tipo B

Piso	Drift Admisible	Solicitudación ( $S_{x,x}$ ) Desplazamientos relativos del CM en la dirección X-X	Solicitudación ( $S_{y,y}$ ) Desplazamientos relativos del CM en la dirección Y-Y
	$\Delta/H$ [mm/mm]	$\Delta/H$ [mm/mm]	$\Delta/H$ [mm/mm]
1	0.0020	0.0018	0.0018
2	0.0020	0.0016	0.0017
3	0.0020	0.0016	0.0015
4	0.0020	0.0015	0.0014
5	0.0020	0.0016	0.0013
6	0.0020	0.0016	0.0012



**Figura 57:** Distribución de drifts por piso en el edificio Tipo B

Finalmente, la última verificación de la norma NCh 433 que se debe realizar respecto a los desplazamientos es la indicada en la cláusula 5.9.3. Este límite tiene por objetivo controlar las torsiones excesivas que pudiesen ocurrir en el edificio. Para realizar la verificación es necesario identificar el muro que presenta el mayor drift para

los casos sísmicos y verificar que su diferencia con el drift que presenta el centro de masa del edificio no sea mayor que 0.001. En la **Tabla 136** se muestra la verificación al drift torsional, identificando por piso, la nomenclatura del muro que presenta el mayor drift.

**Tabla 136:** Verificación del drift torsional del edificio Tipo B

Piso	Muro	Drift Admisible	Solicitud (+St <sub>x</sub> )	Muro	Drift Admisible	Solicitud (-St <sub>y</sub> )
		Δ <sub>CM</sub> /H+0.001 [mm/mm]	Δ/H [mm/mm]		Δ <sub>CM</sub> /H+0.001 [mm/mm]	Δ/H [mm/mm]
1	1.1	0.0028	0.0025	B.1	0.0028	0.0021
2	1.1	0.0026	0.0023	B.1	0.0027	0.0020
3	1.1	0.0026	0.0023	B.1	0.0025	0.0018
4	1.1	0.0025	0.0022	B.2	0.0024	0.0017
5	1.1	0.0026	0.0023	B.3	0.0023	0.0016
6	1.1	0.0026	0.0023	B.1	0.0022	0.0015

#### 4.3.1.5. Verificación de conexión para traspaso de corte entre losa de entrepiso y muros.

La conexión para el traspaso de corte entre losa de entrepiso y los muros de corte, en adelante “conexión muro-losa”; se realiza mediante conectores anti-deslizamiento (ver **Figura 2**). Esta conexión tiene como propósito controlar el deslizamiento de los muros y transmitir las fuerzas de corte de la losa de entropiso a los muros y viceversa, para que la losa de entropiso a su vez las transmita al muro del piso inferior. De esta forma se genera la trayectoria continua de las fuerzas de corte hasta las fundaciones de la edificación.

Para realizar la conexión muro-losa se utilizan gran variedad de conectores tales como pernos, tornillos, tira fondos, clavos grandes, brackets y pletinas metálicas. El uso de un determinado conector dependerá tanto de la demanda de fuerza en la conexión como de la preferencia del diseñador. En caso de utilizar un conector cuya capacidad no esté especificada por un fabricante

en un catálogo, el cálculo deberá ser realizado mediante los procedimientos de la norma NCh 1198. En el **Anexo 6.2** se muestra el cálculo de una conexión muro-losa de acuerdo con el procedimiento de la norma NCh 1198 para uno de los conectores chilenos.

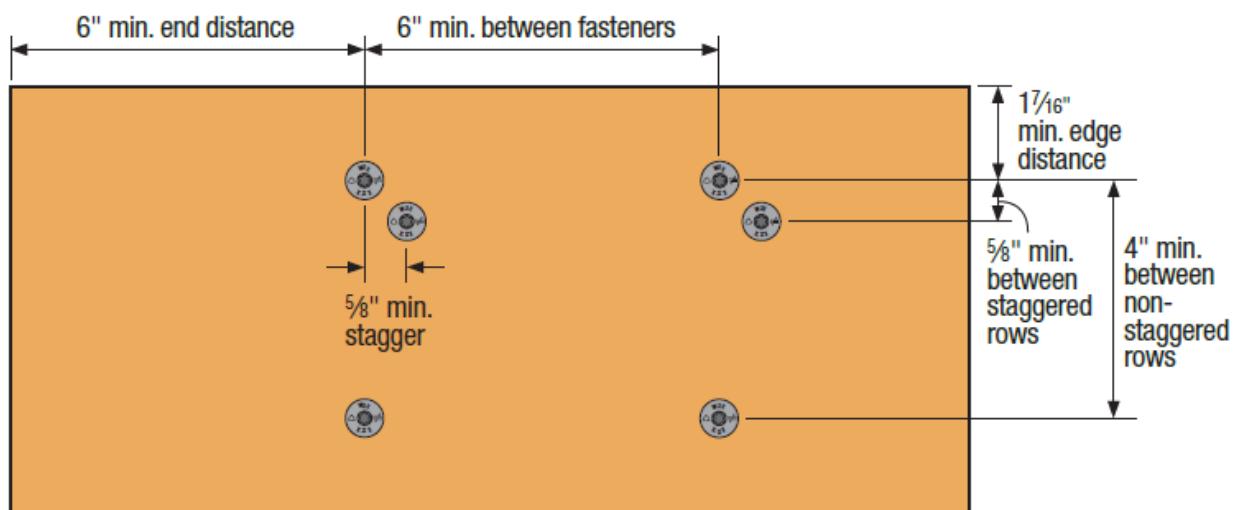
En este ejemplo se utilizan tornillos SDWS22600DB de Simpson Strong-Tie, cuyo diámetro, largo y capacidad admisible a corte son 5.59 mm, 152 mm y 166 kgf, respectivamente. Estos datos se obtienen del catálogo “Conectores para la construcción con madera”, Simpson Strong-Tie Company Inc. (2019).

La carga admisible del conector del catálogo está asociada a un factor de duración de aplicación de la carga de 1.0, correspondientes a cargas de duración normal. Sin embargo, dado que esta conexión estará solicitada a cargas sísmicas, la carga admisible se puede ampliar por el factor de duración de carga de 1.6 de acuerdo con lo indicado en el Anexo G de la norma NCh 1198. Por otra parte, dado que el diámetro del tornillo

es menor a 6.4 mm, el factor de modificación por longitud de la hilera es de 1.0. Adicionalmente, para el desarrollo del ejemplo se supone que la humedad durante construcción y servicio es menor a 19%, por lo que el factor de modificación por contenido de humedad de la madera es 1.0.

Para asegurar que se alcancen las cargas admisibles indicadas en el catálogo es necesario

cumplir con los distanciamientos mínimos que indica el mismo. En la **Figura 58**, se muestran los espaciamientos mínimos para el tornillo SDWS22600DB de Simpson Strong-Tie. La norma NCh 1198 también presenta restricciones respecto a los espaciamientos mínimos de los tornillos; sin embargo, para el caso de este diámetro de tornillo, dichas restricciones no controlan el diseño de esta conexión.



### SDWS Timber Screw Spacing Requirements

**Figura 58:** Espaciamientos mínimos del tornillo SDWS22600DB (Simpson Strong-Tie Company Inc., 2019)

Una vez definido el conector a utilizar, el siguiente paso consiste en determinar para cada muro del edificio la cantidad y configuración de los conectores. No obstante, antes de realizar ese paso, es necesario tener en cuenta la siguiente consideración.

Para que un edificio en sistema marco-plataforma tenga una buena respuesta sísmica, es importante que el comportamiento no lineal y la disipación de energía del sistema no se concentren en esta conexión entre el muro y la losa de entepiso. Esto debido a que este tipo de respuesta no podría garantizar una trayectoria continua de las cargas desde los muros superiores hasta la fundación, lo cual generaría finalmente una pérdida en la integridad estructural de la edificación. En vez de

lo anterior, una buena filosofía de diseño busca que la disipación de energía se concentre en las conexiones clavadas del tablero arriostrante al marco de madera en los muros de corte. Para lograr esto, la resistencia de la conexión muro-losa debe ser mayor que la resistencia del muro de corte. Por consiguiente, para diseñar la conexión muro-losa es recomendable ampliar las solicitudes de corte del muro por un factor de sobre resistencia.

Para determinar la magnitud del factor de sobre resistencia de diseño en la conexión muro-losa ( $\Omega_{\text{diseño}}$ ), se propone considerar el máximo entre: i) el valor de 1.2 de acuerdo con las recomendaciones del código canadiense CSA O86-14 *Engineering design in wood* en

su sección 11.8.2, (CSA Group, 2017); y ii) el valor de la sobre resistencia del muro, definido como la razón entre la resistencia sobre la solicitudación del muro ( $\Omega_{muro}$ ). El supuesto detrás de la propuesta anterior se fundamenta en que el factor de seguridad entre la resistencia admisible y la capacidad última del tornillo utilizado para esta conexión muro-losa, es mayor al factor de seguridad entre la resistencia admisible y la capacidad última del muro.

Finalmente, con la solicitudación amplificada por el factor de sobre resistencia de diseño  $\Omega_{diseño}$  y

la capacidad del conector corregida por el factor de la duración de carga  $K_D = 1.6$ , se obtiene la cantidad mínima de tornillos requeridos en la conexión de cada muro a la losa de entrepiso. Por último, se define la cantidad de hileras y los distanciamientos a utilizar entre tornillos respetando los espaciamientos mínimos indicados en la **Figura 58**.

En las **Tablas 137 y 138**, se resumen los diseños de la conexiones muro-losa para los muros 3.1 y D.1, respectivamente.

**Tabla 137:** Diseño y verificación de la conexión muro-losa, para el muro 3.1

Piso	Muro	Solicitudación (D+St <sub>x</sub> )				Resistencia				Verificación
		$\Omega_{muro}$	$\Omega_{diseño}$	V [tonf]	$(\Omega_{diseño}) V$ [tonf]	Configuración conexión	No. Tornillos totales req.	Capacidad admisible Tornillo [tonf]	Capacidad admisible conexión [tonf]	
1	3.1	1.27	1.27	9.90	12.60	2 hilera @200 mm	56	0.27	14.87	0.85
2	3.1	1.39	1.39	9.23	12.86	2 hilera @200 mm	56	0.27	14.87	0.86
3	3.1	1.44	1.44	8.25	11.90	2 hilera @200 mm	56	0.27	14.87	0.80
4	3.1	1.50	1.50	8.05	12.04	2 hilera @200 mm	56	0.27	14.87	0.81
5	3.1	1.28	1.28	8.41	10.74	2 hilera @200 mm	56	0.27	14.87	0.72
6	3.1	1.29	1.29	2.77	3.57	1 hilera @400 mm	14	0.27	3.72	0.96

**Tabla 138:** Diseño y verificación de la conexión entre el muro y la losa del muro D.1

Piso	Muro	Solicitudación (D-StY)				Resistencia				Verificación
		$\Omega_{muro}$	$\Omega_{diseño}$	V [tonf]	$(\Omega_{diseño}) V$ [tonf]	Configuración conexión	No. Tornillos totales	Capacidad admisible Tornillo [tonf]	Capacidad admisible conexión [tonf]	
1	D.1	1.12	1.20	13.56	16.27	2 hilera @200 mm	80	0.27	21.25	0.77
2	D.1	1.13	1.20	13.49	16.19	2 hilera @200 mm	80	0.27	21.25	0.76
3	D.1	1.13	1.20	12.31	14.77	2 hilera @200 mm	80	0.27	21.25	0.70
4	D.1	1.32	1.32	9.55	12.60	2 hilera @300 mm	54	0.27	14.34	0.88
5	D.1	1.14	1.20	5.52	6.62	1 hilera @300 mm	27	0.27	7.17	0.92
6	D.1	1.13	1.20	3.35	4.02	1 hilera @400 mm	20	0.27	5.31	0.76

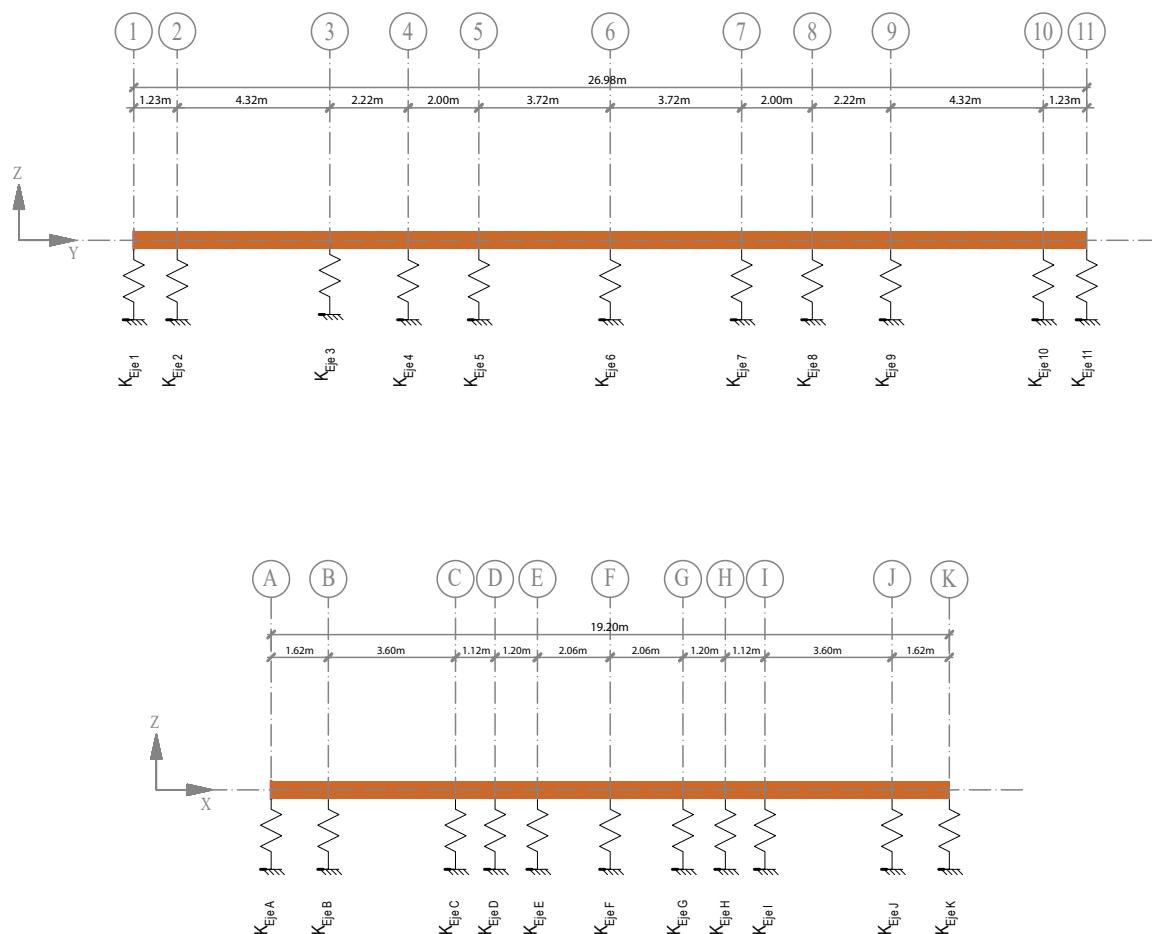
## 4.3.2. Cálculo de fuerzas en las losas de entrepiso para verificar sus elementos.

### 4.3.2.1. Modelación de losas de entrepiso y obtención de solicitudes.

Obtener los diagramas de corte y momento del diafragma en su plano es esencial para determinar las solicitudes de diseño del mismo, así como de sus cuerdas y sus colectores. Por consiguiente, en esta sección se observarán ciertos aspectos relacionados con determinar dichos diagramas, lo cual se realiza con el propósito de diseñar finalmente las cuerdas y los colectores.

Una forma de establecer los diagramas de corte y momento es mediante un modelo simplificado del diafragma en cada piso del edificio. Este modelo consiste en idealizar dicha losa de entrepiso como una viga 100% rígida apoyada sobre resortes ubicados en cada eje estructural. La rigidez de cada uno de esos resortes de apoyo corresponde a la suma de las rigideces de los muros pertenecientes a ese eje.

En la **Figura 59** se muestra un modelo idealizado del diafragma de uno de los pisos del edificio Tipo B para sus direcciones principales (X-X e Y-Y). En la **Tabla 139** se presentan las rigideces de los resortes asociados a cada uno de los ejes estructurales del sexto piso como ejemplo. El significado de las fuerzas ( $F_{Eje}$ ) indicadas en esa tabla se explicará más adelante.



**Figura 59:** Modelo del diafragma idealizado como viga rígida según las direcciones X-X e Y-Y del edificio

**Tabla 139:** Rigideces y fuerzas de ejes del 6° piso del edificio Tipo B

Eje	Rigidez del eje $K_{Eje}$ [tonf/m]	$F_{Eje}$ [tonf]	Eje	Rigidez del eje $K_{Eje}$ [tonf/m]	$F_{Eje}$ [tonf]
1	407	1.54	B	1072	3.11
2	141	0.51	C	596	1.71
3	1404	5.52	D	2028	6.09
4	1209	4.67	E	672	2.04
5	151	0.55	F	1473	4.50
6	1282	5.09	G	672	2.04
7	151	0.55	H	2028	6.09
8	1209	4.67	I	596	1.71
9	1404	5.52	J	1072	3.11
10	141	0.51			
11	407	1.54			

Los diafragmas de cada piso deben ser diseñados de tal manera que puedan resistir la fuerza total de cada piso determinada en la **Sección 4.2.4.3**. Cada fuerza horizontal del diafragma debe ser aplicada al modelo de la viga rígida del diafragma mediante la forma de una carga distribuida uniforme, la cual se obtiene dividiendo la fuerza horizontal del diafragma del piso entre el ancho de la planta normal a la dirección de análisis.

Para facilidad del diseño, se sugiere que las losas de todos los pisos queden diseñadas para

la fuerza máxima de alguno de los pisos. Para el desarrollo del ejemplo sólo se realizará el modelo y diseño de la losa del 6to piso. Esta losa podrá ser replicada para su utilización en cada uno de los pisos inferiores.

La fuerza de diseño, el largo de la losa y la fuerza distribuida a utilizar para cargar el modelo de viga de la losa del 6to piso del edificio Tipo B por dirección de análisis se resumen en la **Tabla 140**.

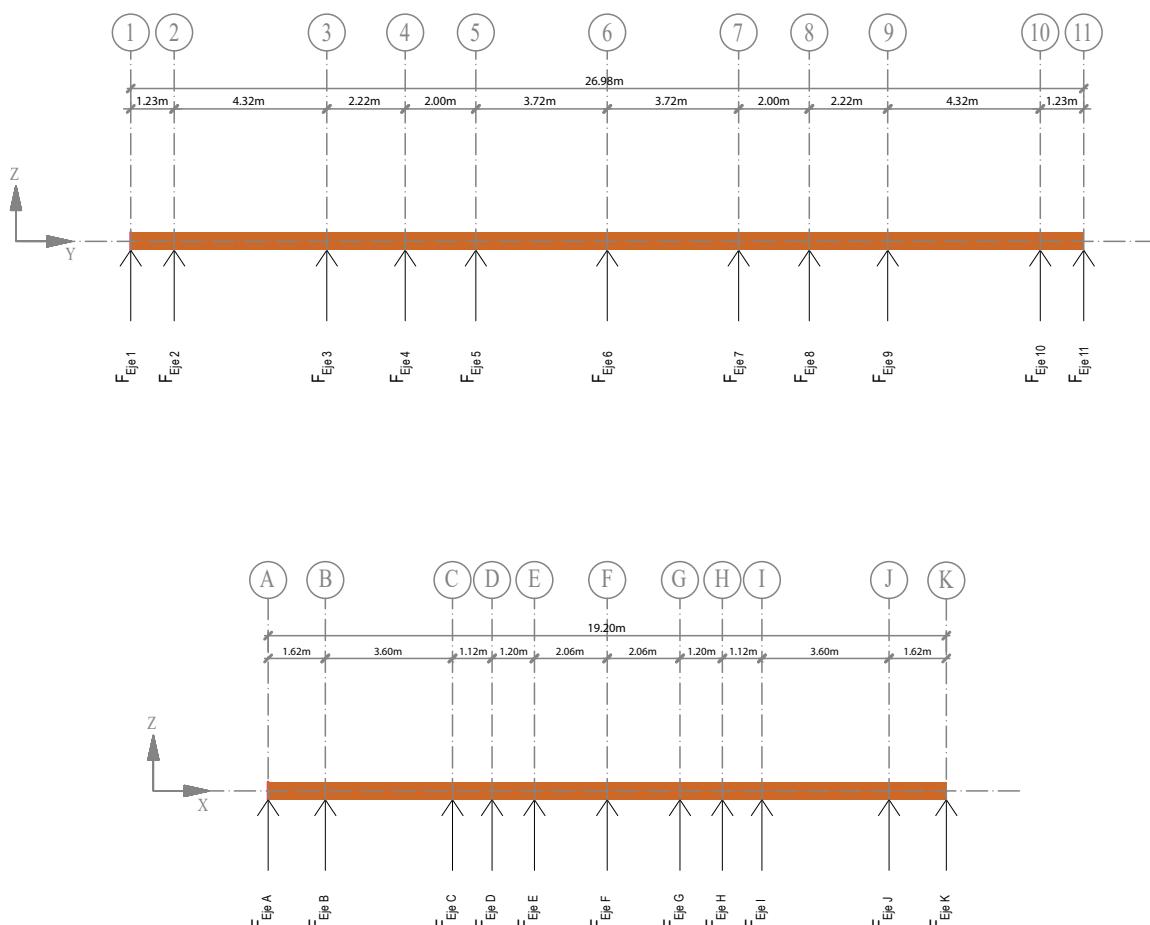
**Tabla 140:** Resumen de las solicitudes de la losa del 6° piso del edificio Tipo B

Dirección Global							
X-X				Y-Y			
$F$ [tonf]	$L_{DIAF}$ [m]	$q$ [tonf/m]	$M$ [tonf-m]	$F$ [tonf]	$L_{DIAF}$ [m]	$q$ [tonf/m]	$M$ [tonf-m]
30.68	26.98	1.14	0.00	30.40	19.20	1.58	0.00

Los diagramas de corte y momento pueden ser obtenidos utilizando un software (SAP, ETABS) o de manera manual. Para el desarrollo del ejemplo se consideró de forma manual.

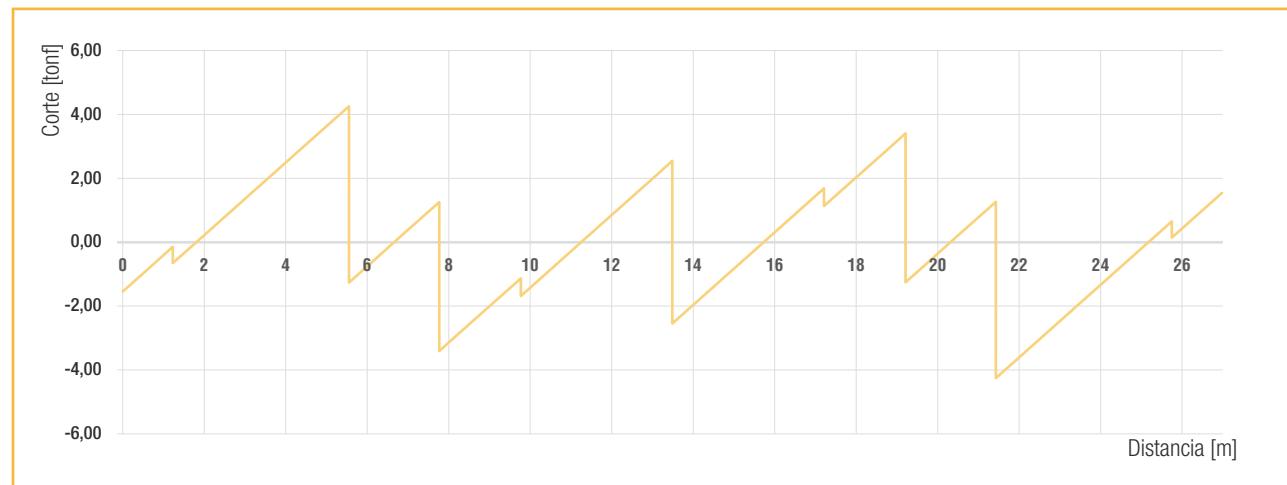
El método manual consiste en generar los diagramas de corte y momento a partir de un diagrama de cuerpo libre de una viga rígida a la que se le aplica la carga distribuida uniforme del diafragma, cuyas reacciones en cada uno de los resortes, corresponde a la suma de los cortes totales de los muros de ese eje en dicho piso, tal como se muestra en la **Figura 60**. Los cortes totales de cada muro son conocidos y corresponden a los determinados en la **Sección 4.2.4.7**. Utilizando las fuerzas de corte de cada uno de los muros y sumándolas por ejes, se obtienen las fuerzas de ejes ( $F_{Eje}$ ) presentadas en la **Tabla 139**. Finalmente el diagrama de momento se obtiene utilizando las fuerzas de los ejes y la fuerza distribuida “q” definida anteriormente en la **Tabla 140**.

En la realización del diagrama de momento es necesario considerar que la ubicación del centro de gravedad de la carga distribuida es muy posible no esté localizada en la misma posición del centro de masa del edificio. Esto produce que, al realizar el equilibrio de momento con las fuerzas obtenidas a partir del análisis torsional, la viga no se encuentre en equilibrio, por lo que se recomienda incorporar un momento adicional externo al modelo de magnitud igual al momento necesario para balancear el sistema, y ubicarlo en el centro de rigidez de la viga modelada. Los momentos adicionales que se deben incluir en el modelo de la viga producto de la irregularidad del edificio Tipo B se muestran en la **Tabla 140**.

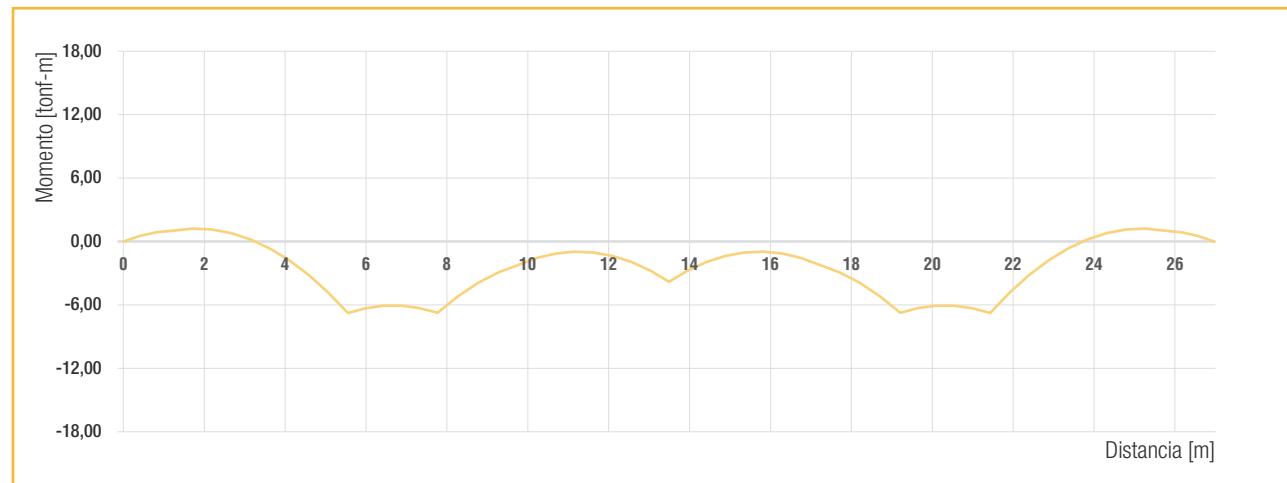


**Figura 60:** Diagrama de cuerpo libre, losa idealizada como viga según direcciones X-X e Y-Y.

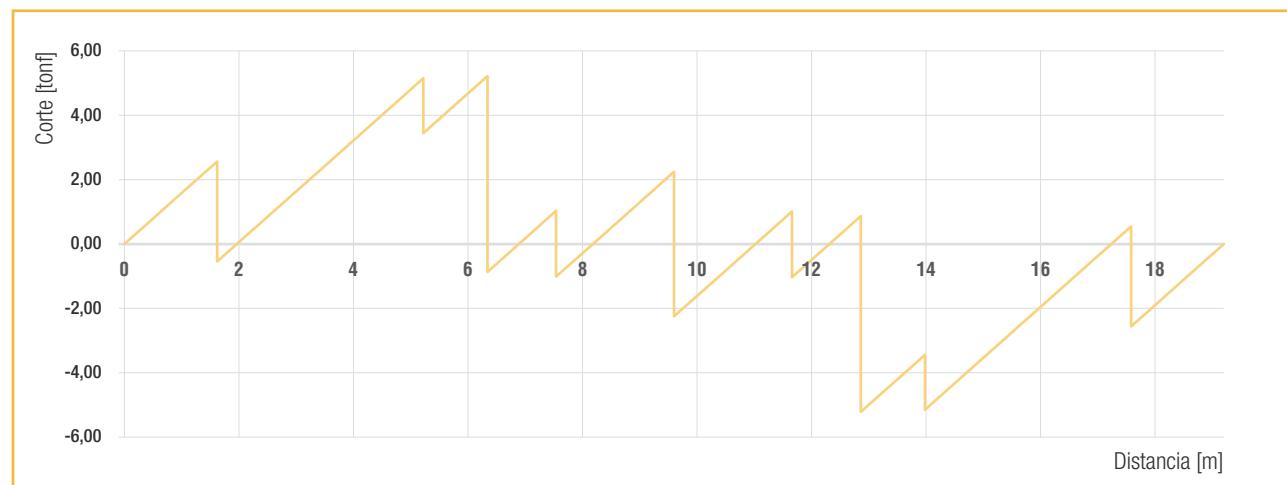
Los diagramas de corte y momento obtenidos de la losa del último piso para las direcciones globales X-X e Y-Y se muestran de la **Figura 61** hasta la **Figura 64**.



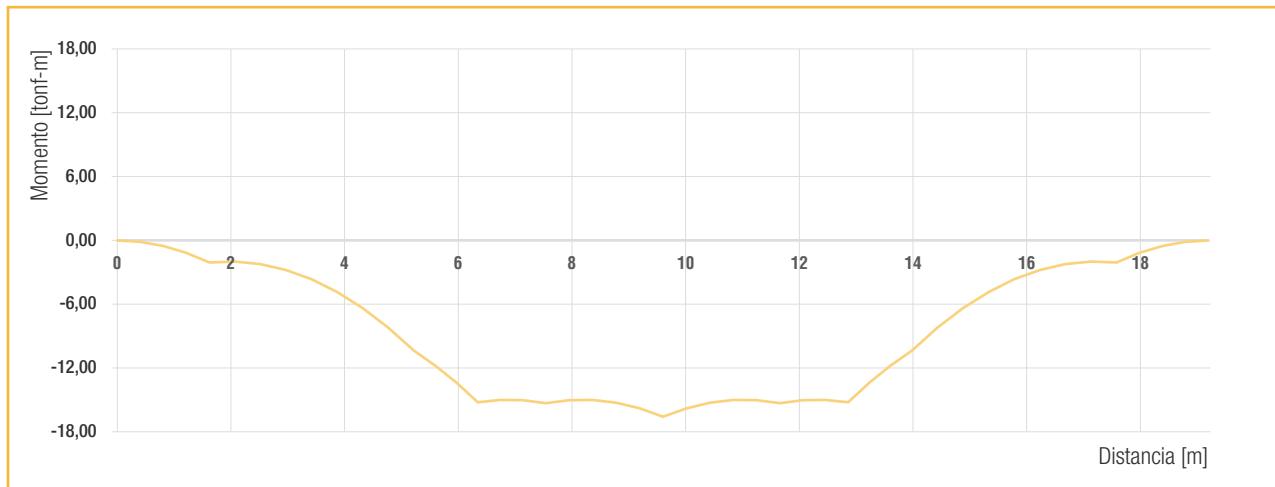
**Figura 61:** Diagrama de corte de la losa de entrepiso en dirección X-X del edificio Tipo B



**Figura 62:** Diagrama de momento de la losa de entrepiso en dirección X-X del edificio Tipo B



**Figura 63:** Diagrama de corte de la losa de entrepiso en dirección Y-Y del edificio Tipo B



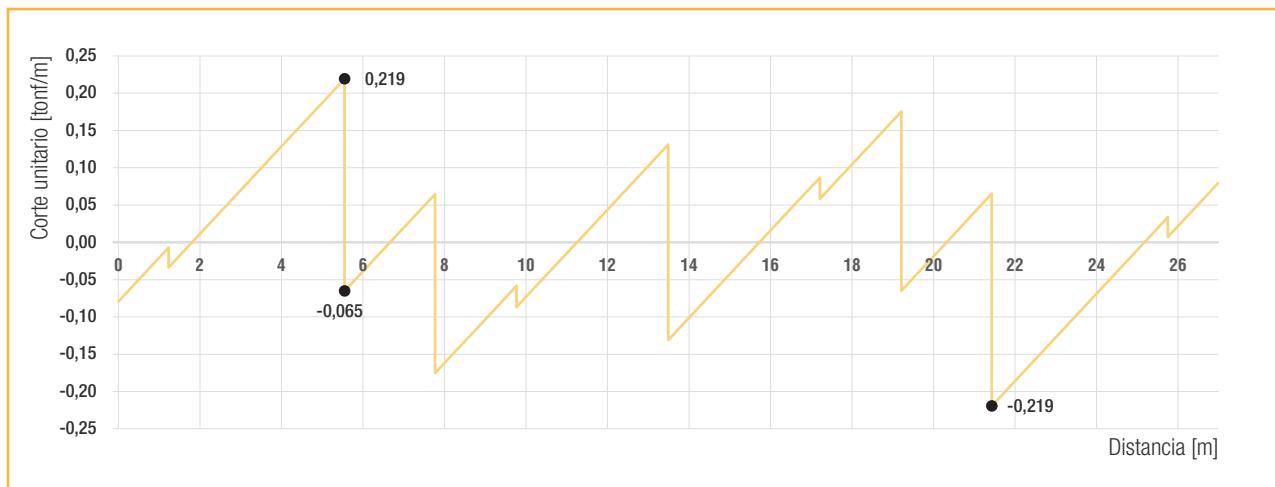
**Figura 64:** Diagrama de momento de la losa de entrepiso en dirección Y-Y del edificio Tipo B

#### 4.3.2.2. Diseño a corte de la losa de entrepiso.

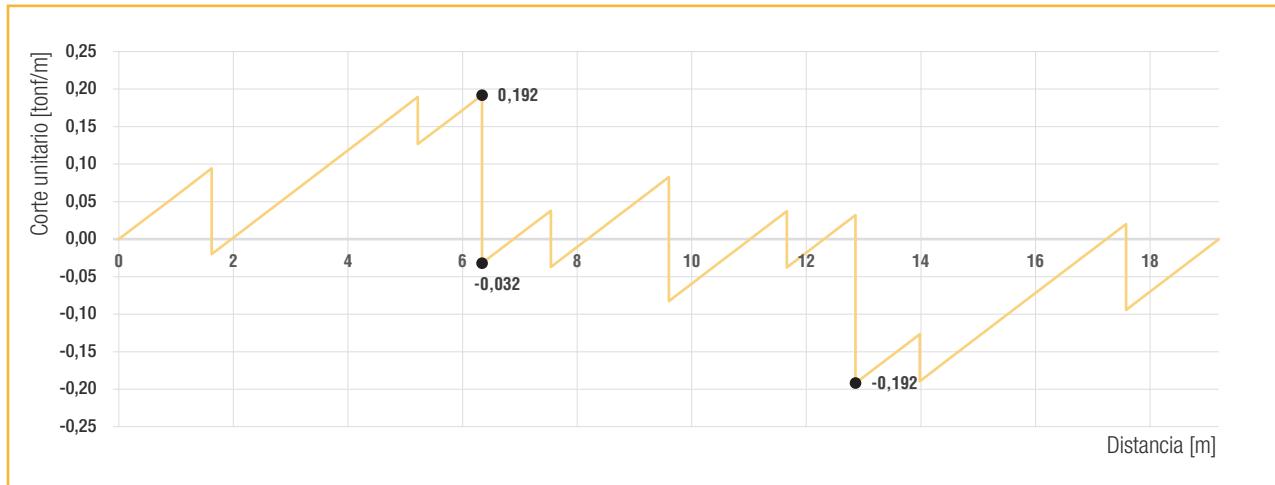
El diafragma, al igual que los muros, debe ser diseñado a corte en su plano, lo que implica la elección del tablero arriostrante, determinar su patrón de clavado, y demás aspectos vistos en la **Sección 2.3.2**.

En la sección anterior se obtuvo el diagrama de corte del diafragma del 6to piso. Sin embargo, para verificar su capacidad resistente con respecto a las resistencias tabuladas de diseño como las

indicadas en la **Tabla 2**, es necesario calcular el corte actuante o solicitante unitario. Este diagrama de corte solicitante por unidad de longitud se obtiene simplemente dividiendo el diagrama de corte anteriormente determinado (**Figuras 61 y 63**) por el ancho del diafragma paralelo a la dirección de análisis. En las **Figuras 65 y 66** se muestran los diagramas de corte solicitantes unitarios del diafragma en las direcciones X-X e Y-Y. Los cortes máximos unitarios obtenidos en las direcciones X-X e Y-Y son 0.219 tonf/m y 0.192 tonf/m respectivamente.



**Figura 65:** Diagrama de corte unitario del diafragma en dirección X-X del edificio Tipo B



**Figura 66:** Diagrama de corte unitario del diafragma en dirección Y-Y del edificio Tipo B

De acuerdo con lo dispuesto en el código canadiense CSA O86-14 Engineering design in wood, CSA Group (2017) en su sección 11.8.4, se recomienda en este ejemplo incrementar en un 20% los anteriores cortes unitarios solicitantes. Por consiguiente se aplicará un factor de sobre resistencia de  $\Omega=1.2$  para verificar los diafragmas ante las fuerzas de corte.

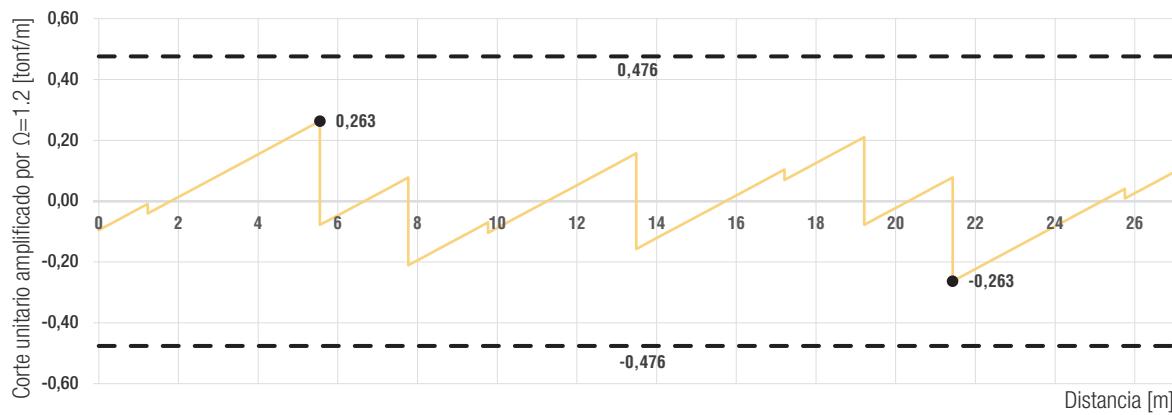
La resistencia al corte de los diafragmas se determina según el procedimiento indicado en la **Sección 2.3.2**. Para el diafragma del ejemplo se considera un patrón de clavado en el perímetro igual para todos los tableros arriostrantes a instalar. El diafragma se clasifica según los casos 1 & 3 de acuerdo con la **Tabla 3** según la práctica constructiva habitual en Chile.

Los parámetros de diseño, la resistencia, la solicitudación, y la verificación a corte de los diafragmas en las direcciones X-X e Y-Y indicadas como  $D_{x-x}$  y  $D_{y-y}$  respectivamente, se resumen en la **Tabla 141**. Los tableros de contrachapado considerados corresponden a la categoría “Sheathing and Single-Floor” según lo indicado en la **Tabla 2**. La resistencia de diseño al corte admisible es 476 kgf/m (320 plf).

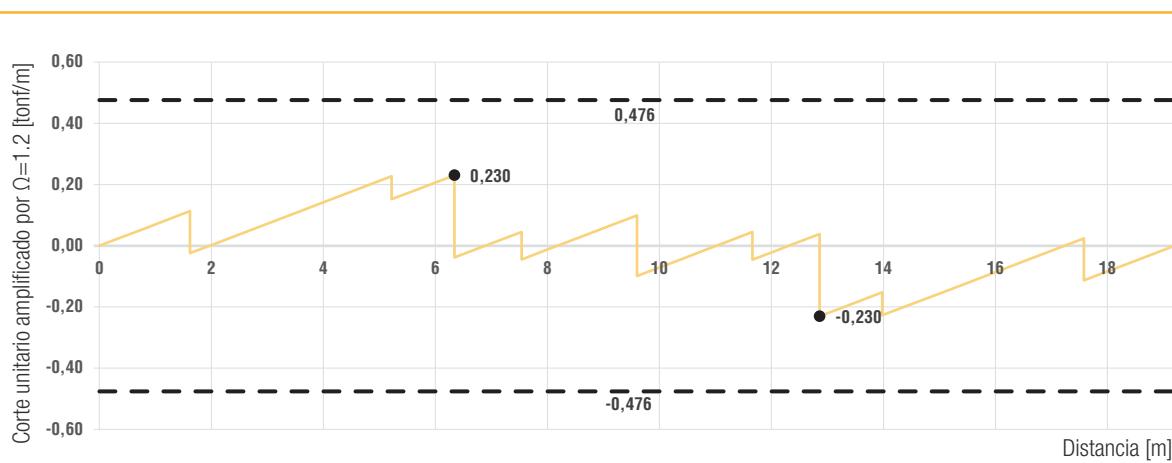
En las **Figuras 67 y 68** se muestran los diagramas de corte por unidad de largo solicitantes del diafragma en las direcciones X-X e Y-Y, a los que se les aplicó el factor de sobre resistencia antes indicado de  $\Omega=1.2$ , y se verifica que son menores que las resistencias admisibles de los tableros arriostrantes dado su patrón clavado.

**Tabla 141:** Resistencia, solicitudación y verificación al corte del diafragma  $D_{x-x}$  y  $D_{y-y}$  del edificio Tipo B

Diafragma	Resistencia						Solicitudación Caso: Sismo	Verificación
	Clasificación Tablero	Tipo Tablero	Espesor tablero [mm]	Tipo de clavos	Espaciamiento clavado en perímetro de tableros [mm]	v [tonf/m]		
$D_{x-x}$	Sheathing and Single-Floor	Contrachapado	15.1	10d	150	0.48	0.26	0.55
$D_{y-y}$	Sheathing and Single-Floor	Contrachapado	15.1	10d	150	0.48	0.23	0.48



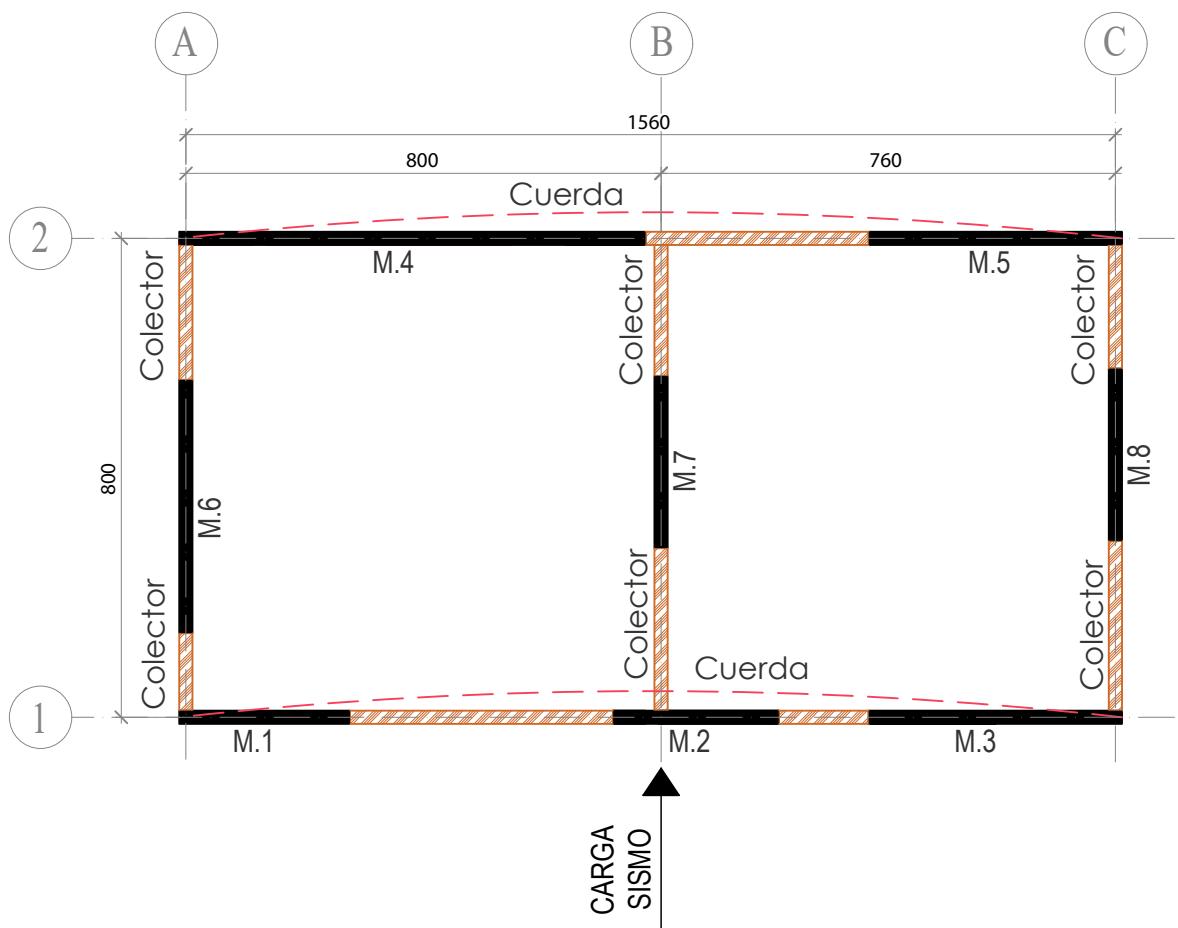
**Figura 67:** Diagrama de corte unitario amplificado por  $\Omega = 1.2$  vs corte resistente unitario asignado a la losa de entrepiso en dirección X-X del edificio Tipo B



**Figura 68:** Diagrama de corte unitario amplificado por  $\Omega = 1.2$  vs corte resistente unitario asignado a la losa de entrepiso en dirección Y-Y del edificio Tipo B

### 4.3.2.3. Diseño a compresión y tracción de las cuerdas en el diafragma de entrepiso.

Las cuerdas son los elementos de borde del diafragma perpendicular a la acción sísmica que resisten el momento del diafragma por medio del par tracción/compresión. La situación anterior puede observarse en el esquema idealizado mostrado en la **Figura 69**.



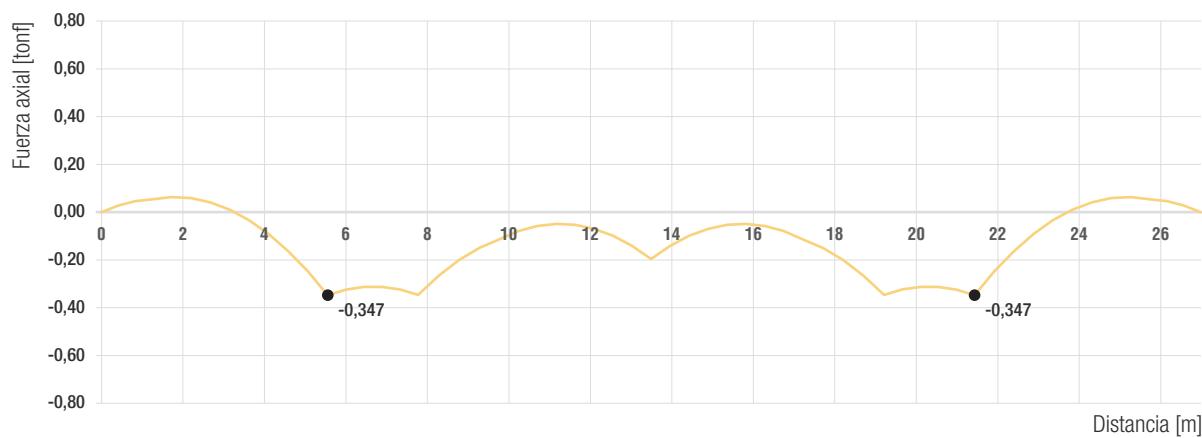
**Figura 69:** Vista en planta conceptual de cuerdas y colectores de un diafragma de entrepiso

El diagrama de momento del diafragma del 6to piso del Edificio Tipo B obtenido en la **Sección 4.3.2.1** para las direcciones X-X e Y-Y, permite obtener las fuerzas de tracción y compresión para el diseño de las cuerdas.

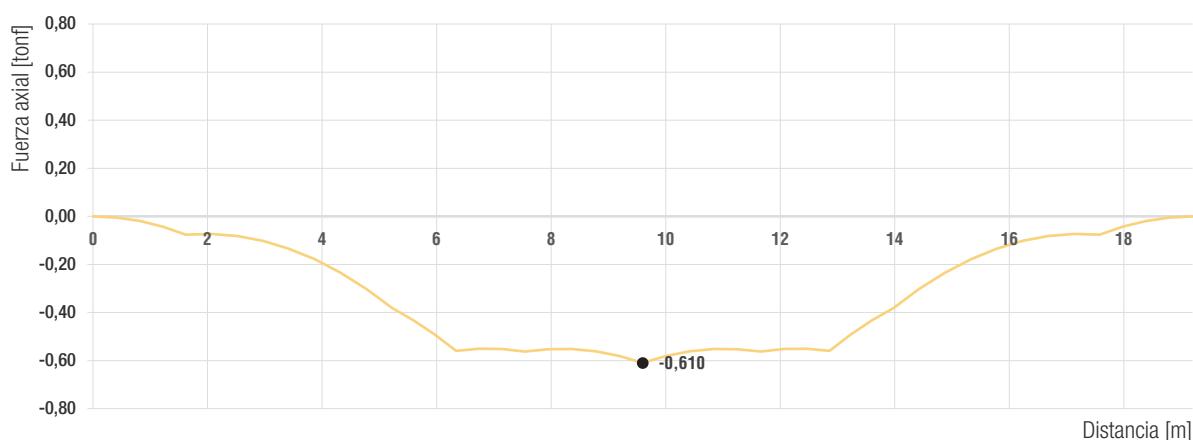
Para diseñar las cuerdas se deben obtener las fuerzas de compresión y tracción en el diafragma, para lo cual es necesario dividir los diagramas de momento por el ancho de planta paralelo a la dirección de análisis; estos anchos ( $L_{DIAP}$ ) están indicados en la **Tabla 140**. En las **Figuras 70** y **71**, se muestran los diagramas de fuerza

axial de las cuerdas para la dirección X-X e Y-Y respectivamente. Los máximos valores absolutos de las fuerzas axiales identificadas corresponden a 0.347 tonf en la dirección X-X y a 0.610 tonf en Y-Y.

Las cuerdas deben ser diseñadas en compresión y tracción para el máximo valor de fuerza axial identificado, debido a que el sismo produce solicitudes reversibles. Adicionalmente, se recomienda aplicar un factor de sobre resistencia de  $\Omega=1.2$  a las solicitudes de diseño, esto de acuerdo con lo indicado en el código canadiense CSA O86-14 en su sección 11.8.4.



**Figura 70:** Diagrama de fuerza axial de la cuerda del diafragma en dirección X-X del edificio Tipo B



**Figura 71:** Diagrama de fuerza axial de la cuerda del diafragma en dirección Y-Y del edificio Tipo B

El diseño de las cuerdas consiste en aplicar las verificaciones de la norma NCh1198 en sus capítulos 7.3 y 7.4 para elementos en compresión y tracción paralela.

Para las cuerdas del diafragma se consideraron vigas dobles LSL 3-1/2" x 11-7/8" de Louisiana-Pacific grado estructural 1730Fb-1.35E. Estas vigas permiten un adecuado apoyo del muro y distanciamientos mínimos para el paso de la barra de ATS. El grado estructural de este tipo de vigas puede ser encontrado en el catálogo del producto "PR-L280: Louisiana-Pacific Corporation".

Para el diseño a compresión se considera que estos elementos no pueden pandear en el plano

del diafragma, pero sí fuera del plano en aquellos lugares que no se encuentran restringidos por muros estructurales. Para simplificar el diseño, puesto que estos elementos no presentan grandes solicitudes axiales, se considerará para el diseño simultáneamente la máxima fuerza axial y el máximo largo de pandeo.

Los parámetros de diseño, resistencias, solicitudes y verificaciones de las cuerdas según la norma NCh1198 se resumen en la **Tabla 142**.

**Tabla 142:** Resistencia, solicitudación y verificación a compresión y tracción de las cuerdas  $C_{x-x}$  y  $C_{y-y}$  del edificio Tipo B

Cuerda	Resistencia							Solicitudación (S)	Verificación	
	Largo de pandeo [mm]	Grado estructural	Escuadria	b [mm]	h [mm]	$f_{cp,\lambda,dis}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$f_{tp,dis}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]		F.U. Compresión	F.U. Tracción
$C_{x-x}$	2810	1730Fb-1.35E	LSL 3-1/2" x 11-7/8"	178	302	126.1	82.7	0.78	0.01	0.01
$C_{y-y}$	3260	1730Fb-1.35E	LSL 3-1/2" x 11-7/8"	178	302	115.5	82.7	1.36	0.01	0.02

Como se observa en la tabla, los factores de utilización F.U. son muy pequeños, lo que significa que los elementos no se encuentran muy demandados axialmente. Esto genera que el diseño de estos elementos quede controlado principalmente por temas constructivos, es decir, debe existir una compatibilidad entre los anchos de las cuerdas respecto a los anchos de los muros de corte, lo que es importante para poder realizar la conexión muro-losa.

Otro punto relevante es que estos elementos deben ser diseñados y detallados de forma tal que permitan asegurar continuidad en la transmisión de tracciones y compresiones. Las longitudes comerciales de las vigas LSL no son lo suficientemente largas para generar continuidad de la cuerda en todo el ancho o largo del diafragma del edificio, lo que implica que será necesario la utilización de empalmes que permitan generar la continuidad a tracción.

#### 4.3.2.4. Diseño de los colectores de corte en el diafragma de entrepiso.

Los colectores de corte son los elementos que recolectan el corte del diafragma de entrepiso y lo transmiten a los muros mediante fuerzas de compresión y/o tracción a través de los conectores antideslizamiento, que son aquellos encargados de unir las soleras con los diafragmas (ver Figura 2). Los colectores corresponden a las vigas pertenecientes a la losa de entrepiso ubicados sobre y debajo de los muros estructurales. Estos elementos deben estar presentes en todos los

ejes estructurales y ser continuos en todo el ancho del diafragma en el cual están orientados longitudinalmente. Debido a que las longitudes comerciales máximas de las vigas LSL son menores a la dimensión de los diafragmas, es necesario la utilización de empalmes que les permitan a los colectores tener continuidad y transferir las fuerzas de tracción.

Para el desarrollo del ejemplo se considerarán colectores continuos en todo el ancho de la planta, para todos los ejes estructurales.

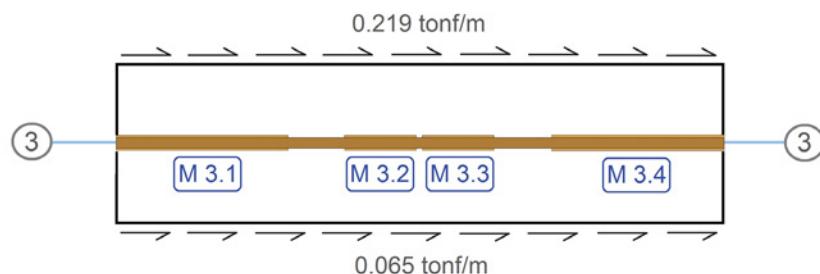
180

El primer paso para diseñar los colectores es evaluar los cortes unitarios provenientes del diafragma, los cuales se mostraron en las Figuras 65 y 66 para la losa de análisis. A partir de esas figuras, se busca la ubicación del muro a diseñar o su eje estructural y se toman los cortes unitarios provenientes del diafragma. Estos cortes unitarios se pueden graficar en planta sobre los muros de interés, en este caso para los colectores de los ejes 3 y D, se muestran en las Figuras 72 y 73.

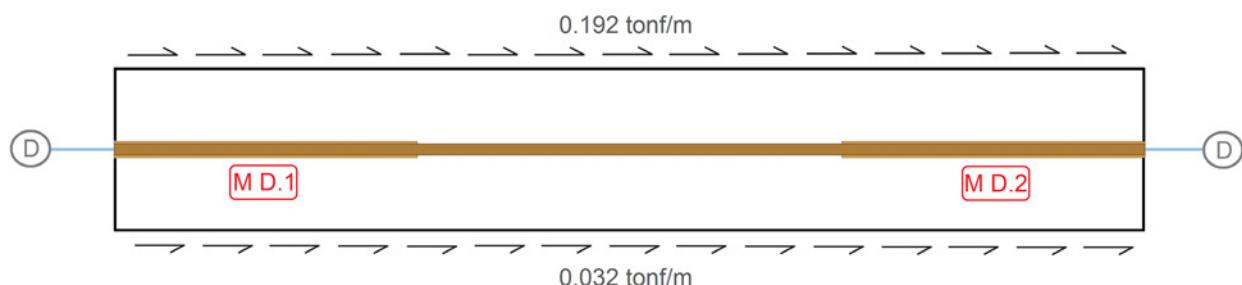
Estos diagramas en planta permiten obtener el corte unitario neto que transfiere el diafragma al colector. Luego, el corte neto del colector debe ser graficado en conjunto con los cortes unitarios que reciben los muros debajo del colector de análisis, que en este caso son los muros debajo del diafragma del sexto piso. Estos cortes unitarios de los muros 3.1 y D.1 se calculan a partir de los cortes indicados en las Tablas 116 y 117 para los casos de carga  $S_{x-x}$  y  $S_{y-y}$  respectivamente,

luego se dividen los cortes entre el largo de cada muro de acuerdo con las longitudes indicadas en la **Tabla 70**, correspondientes a 5.44 m y 7.99 m, respectivamente. Lo anterior se muestra en las **Figuras 74 y 75** para los colectores de los ejes 3 y D, respectivamente.

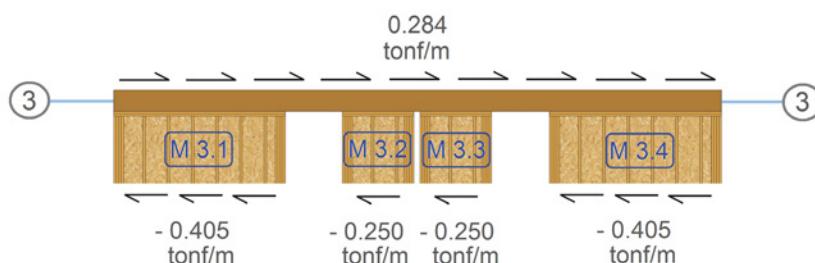
Finalmente, con los diagramas anteriores se obtiene el diagrama de corte neto sobre el colector, que permite la obtención del diagrama de fuerzas axiales que se muestra en las **Figuras 76 y 77**, para los colectores 3 y D, respectivamente.



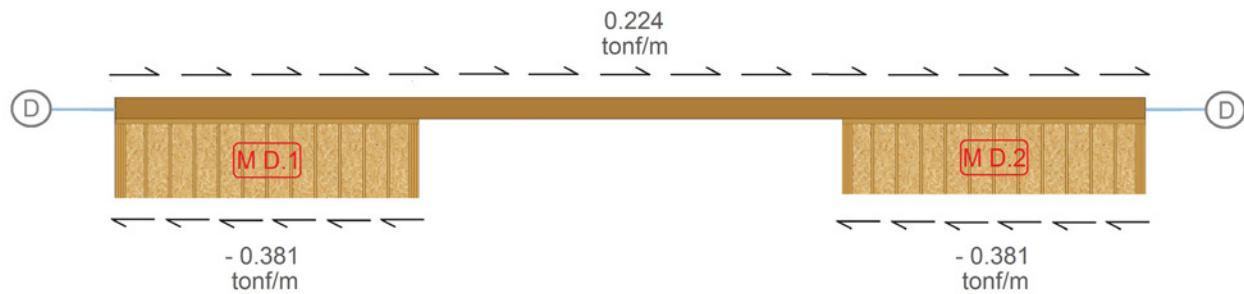
**Figura 72:** Vista en planta de cortes unitarios del diafragma en la ubicación del colector 3 del edificio Tipo B



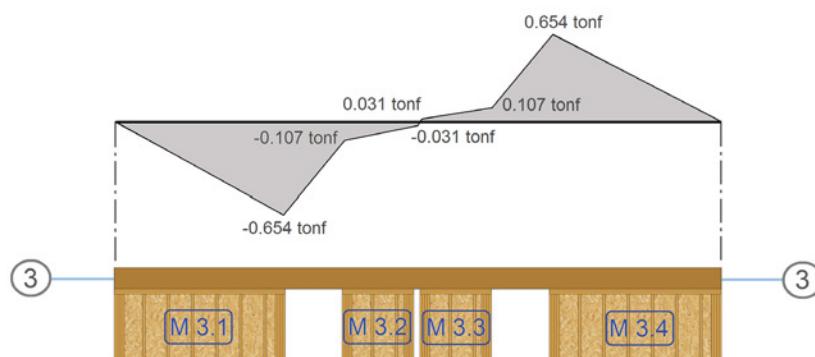
**Figura 73:** Vista en planta de cortes unitarios del diafragma en la ubicación del colector D del edificio Tipo B



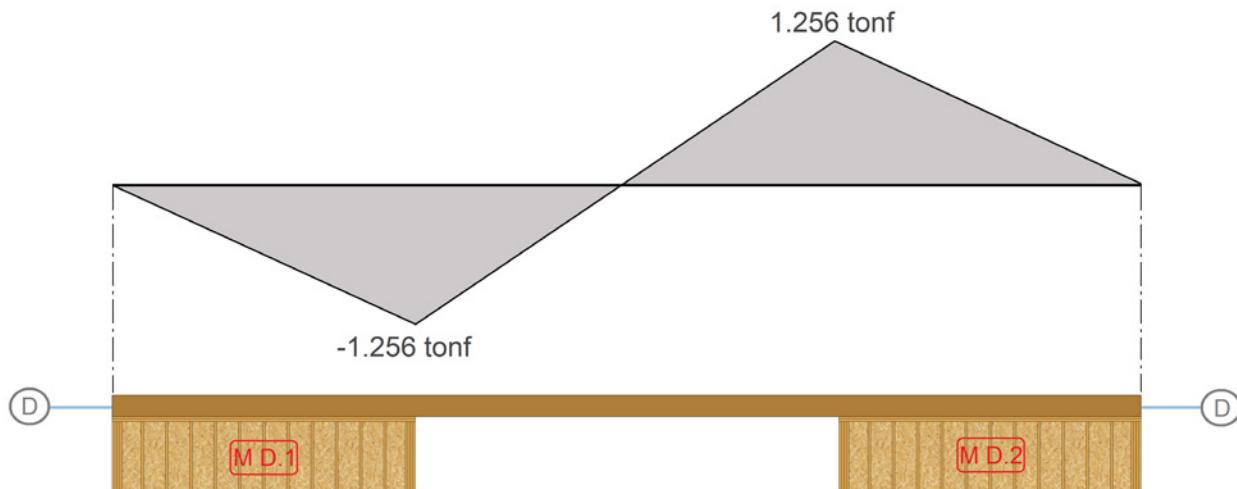
**Figura 74:** Diagrama de cortes unitarios sobre el colector 3 del edificio Tipo B



**Figura 75:** Diagrama de cortes unitarios sobre el colector D del edificio Tipo B



**Figura 76:** Diagrama de fuerza axial del colector 3 del edificio Tipo B



**Figura 77:** Diagrama de fuerza axial del colector D del edificio Tipo B

Los colectores deberán ser diseñados tanto a compresión como a tracción para el máximo valor de fuerza axial identificado debido a la acción reversible de los sismos. Adicionalmente, se recomienda aplicar un factor de sobre resistencia de  $\Omega=1.2$  a las solicitudes de diseño según la sección 11.8.4 del código canadiense CSA O86-14.

El diseño de los colectores consiste en aplicar las verificaciones de la norma NCh 1198 en sus capítulos 7.3 y 7.4 para elementos en compresión

y tracción paralela. Para todos los colectores del diafragma se consideraron elementos vigas dobles LSL 3-1/2" x 11-7/8" de grado estructural 1730Fb-1.35E, pues esto permite un adecuado apoyo del muro de corte y distanciamientos mínimos para el paso de la barra de ATS.

El resumen de la resistencia, solicitudación y verificación de los colectores  $C_3$  y  $C_D$ , se presenta en la **Tabla 143**.

**Tabla 143:** Resistencia, solicitudación y verificación a compresión y tracción de los colectores  $C_3$  y  $C_D$  del edificio Tipo B.

Colector	Resistencia							$\Omega^*(\sigma_{cp/tb})$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Solicitudación caso: Sismo		Verificación		
	Largo de pandeo [mm]	Grado estructural	Escuadria	b [mm]	h [mm]	$f_{cp>dis}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$f_{tp,dis}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]		F.U.	F.U.			
									Compresión	Tracción			
$C_3$	1010	1730Fb-1.35E	LSL 3-1/2" x 11-7/8"	178	302	156.4	82.7	1.46	0.01	0.02			
$C_D$	3720	1730Fb-1.35E	LSL 3-1/2" x 11-7/8"	178	302	104.0	82.7	2.81	0.03	0.03			

Las solicitudes de los colectores son pequeñas y por tanto sus factores de utilización F.U. son bajos, sus dimensiones quedan controladas por los aspectos constructivos indicados al final de la **Sección 4.3.2.3**.

**5****REFERENCIAS.**

Abou-Elfath, H., & Elhout, E. (2019). Periods of BRB steel buildings designed with variable seismic-force demands. *Journal of Constructional Steel Research*, 156, 192–201. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.02.014>

American Forest and Paper Association, (2015). AF&PA Special Design Provisions for Wind and Seismic, American Forest and Paper Association, Washington, D.C.

American Forest and Paper Association, (2015), National Design Specification for Wood Construction. Including Supplements, NDS-15. American Forest and Paper Association, Washington D.C.

American Institute of Steel Construction, (2015). Manual of Steel Construction, 14th Edition, Chicago, USA.

American Institute of Steel Construction, (2010). ANSI/AISC 360-10 Specification for structural steel buildings. Chicago, USA.

American Plywood Association, (1997), Design/Construction Guide—Diaphragms and Shear Walls. From L350, Engineered Wood Association, Tacoma, Washington.

American Plywood Association, (2007), Diaphragms and Shear Walls. Engineered Wood Association, Tacoma, Washington.

American Plywood Association, (1993), revised, Wood Structural Panel Shear Walls. Report 154, Engineered Wood Association, Tacoma, Washington.

American Plywood Association, (2009). PS 1-09 (Structural Plywood), United States Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

American Plywood Association, (2011). PS 2-10 Performance Standard for Wood-Based Structural Use Panels, United States Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7, (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. Structural Engineering Institute, Reston, Virginia.

American Society of Testing & Materials, (2018). Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105-ksi Yield Strength, West Conshohocken, PA.

American Wood Council, (2015). Special design provisions for wind and seismic. (ANSI/AWC SDPWS- 2015). Washington, D.C.: Autor.

Association of Professional Engineers and Geoscientists of British Columbia (APEGBC). (2009). Structural, fire protection and building envelope professional engineering services for 5 and 6 storey wood frame residential building projects (Mid-Rise Buildings). APEGBC technical and practice bulletin, BC, Canada.

Bagheri, M.M., Doudak G., Gong M., (2019). Impact of out-of-plane stiffness of the diaphragm on deflection of light-frame wood shear walls. World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering, Vol:13, No:7.

- Balkaya, C., & Kalkan, E. (2003). Estimation of fundamental periods of shear-wall dominant building structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, pp. 985–998. <https://doi.org/10.1002/eqe.258>
- Bott, J. W. (2005). Horizontal stiffness of wood diaphragms (master thesis). Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia, EEUU.
- Canadian Standards Association, (2017). Engineering design in wood. Mississauga, Ontario, Canada.
- Carcamo, S., (2017). Modelo de muros marco plataforma para un programa de elementos finitos mediante elementos área. Tesis Universidad Federico Santa María. Santiago. Chile.
- Casagrande, D., Rossi, S., Sartori, T., & Tomasi, R. (2016). Proposal of an analytical procedure and a simplified numerical model for elastic response of single-storey timber shear-walls. *Construction and Building Materials*, 102, 1101–1112. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.114>
- Chen, Z., Chui, Y. H., Ni, C., Mohammad, M., & Doudak, G. (2014). Simulation of the lateral drift of multi-storey light wood frame buildings based on a modified macro-element model. *WCTE 2014 - World Conference on Timber Engineering, Proceedings*.
- Chui, Y.H., Leung, T., Asiz, A., Hu, L., Mohammad, M., (2010). Predicting lateral deflection and fundamental natural period of multi-storey wood frame buildings. In: *Proceedings 11th World Conference on Timber Engineering 2010.*, Trentino, Italy.
- Dechent, P., Giuliano, G. C., Dolan, D., Silva, R., Crempien, J., Matamala, J., & Acuña, G. (2016). Development of a simplified design seismic-resistant method for timber multi story buildings. *WCTE 2016 - World Conference on Timber Engineering*.
- Demirci, C., Málaga-Chuquitaype, C., & Macorini, L. (2019). Seismic shear and acceleration demands in multi-storey cross-laminated timber buildings. *Engineering Structures*, 198(September 2018), 109467. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109467>.
- Donald, E., Breyer, C., Kelly, E., Fridley, K. J., & Pollock, D. G. (2015). *Design of Wood Structures--ASD/LRFD*. McGraw-Hill Education.
- Estrella, X., Almazán, J., Guindos, P., Santa María, S., and Malek, S. (2019): Seismic design factors for wood frame buildings. IV Latin American Conference on Timber Structures, Montevideo, Uruguay.
- Estrella, X. (2020). Seismic performance factors for wood frame buildings in Chile. Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile. <https://repositorio.uc.cl/xmlui/handle/11534/48200>.
- European Committee for Standardization/ Comité Européen de Normalisation - CEN (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels, Belgium.
- Florentă, I., Tăranu, N., Secu, A., Roșu, A. R., & Ungureanu, D. (2017). Analytical Procedures for Calculation of Horizontal Displacement of Timber Shear Walls. *Advanced Engineering Forum*, Vol. 21, pp. 135–140. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/aef.21.135>
- Guindos, P., (2019). *Conceptos Avanzados Del Diseño Estructural Con Madera 2*. Santiago, Chile. Ediciones UC.
- Guíñez, F., Santa María, H., & Almazán, J. L. (2019). Monotonic and cyclic behaviour of wood frame shear walls for mid-height

- timber buildings. *Engineering Structures*, 189, 100–110. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.043>.
- Hafeez, G., Mustafa, A., Doudak, G., & McClure, G. (2014). Predicting the fundamental period of light-frame wood buildings. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 28. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000519](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000519)
- Huang, X. (2013). Diaphragm stiffness in wood frame construction (master thesis). The University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Instituto Nacional de Normalización, (2009). NCh 433. Of96: Diseño Sísmico de Edificios. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización, (2014). NCh 1198. Madera – Construcciones en Madera – Cálculo. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización, (2010). NCh 3171. Diseño Estructural - Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga. Santiago, Chile.
- Informe Técnico N°218. Determinación de las propiedades físicas y mecánicas de tableros OSB fabricados en Chile, (INFOR, 2008).
- Informe Técnico N°185. Guía Práctica para la construcción de viviendas de madera con sistema plataforma, (INFOR, 2011).
- Källsner, B., & Girhammar, U. A. (2009). Analysis of fully anchored light-frame timber shear walls-elastic model. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, Vol. 42. <https://doi.org/10.1617/s11527-008-9463-x>
- Kasal, B., Collins, M. S., Paevere, P., & Foliente, G. C. (2004). Design models of light frame wood buildings under lateral loads. *Journal of Structural Engineering*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:8\(1263\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:8(1263))
- Li, S., Yu, B., Gao, M., & Zhai, C. (2019). Optimum seismic design of multi-story buildings for increasing collapse resistant capacity. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 116(November 2018), 495–510. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.10.032>.
- Malone, R. T., & Rice, R. W. (2012). *The Analysis of Irregular Shaped Structures: Diaphragms and Shear Walls*. McGraw-Hill.
- Moroder, D., Smith, T., Pampanin, S., Palermo, A., & Buchanan, A. H. (2015). Design of Floor Diaphragms in Multi-Storey Timber Buildings. *Journal*, Vol. 23.
- Moroder, D. (2016). Floor diaphragms in multi-storey timber buildings (doctoral thesis). University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Mosleh, A., Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A., & Arêde, A. (2016). Seismic behavior of RC building structures designed according to current codes. *Structures*, 7, 1–13. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2016.04.001>
- Nassani, D. E. (2014). A Simple Model for Calculating the Fundamental Period of Vibration in Steel Structures. *APCBEE Procedia*, Vol. 9, pp. 339–346. <https://doi.org/10.1016/j.apcbee.2014.01.060>
- National Research Council of Canada/Institute for Research in Construction (2005). National Building Code of Canada. Part 4: Structural design. Canadian Commission on Building and Fire Code. Ottawa, Canada.
- Newfield, G., Ni, C., Wang, J. (2013). A mechanics-based approach for determining deflections of stacked multi-storey wood-based shearwalls. FPIInnovations, Vancouver, B.C. and Canadian Wood Council, Ottawa, Ont.
- Newfield, G., Ni, C., Wang, J. (2014). Design Example: Design of Stacked Multi-Storey

- Wood-Based Shear Walls Using a Mechanics-Based Approach. FPInnovations, Vancouver, B.C. and Canadian Wood Council, Ottawa, Ont.
- Pei, S., Van de Lindt, J. W., Pryor, S. E., Shimizu, H., Isoda, H., & Rammer, D. (2010). Seismic testing of a full-scale mid-rise building: The NEESWood capstone test. MCEER.
- Pintarić, K., & Premrov, M. (2013). Mathematical modelling of timber-framed walls using fictive diagonal elements. *Applied Mathematical Modelling*, 37(16–17), 8051–8059. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2013.02.050>
- Rossi, S., Casagrande, D., Tomasi, R., & Piazza, M. (2016). Seismic elastic analysis of light timber-frame multi-storey buildings: Proposal of an iterative approach. *Construction and Building Materials*. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.09.037>
- Simpson Strong-Tie Company Inc, (2019). Conectores para la construcción con madera 2019-2000, [www.strongtie.com](http://www.strongtie.com).
- Tremblay, R., Dehghani, M., Fahnstock, L., Herrera, R., Canales, M., Clifton, C., & Hamid, Z. (2016). Comparison of seismic design provisions for buckling restrained braced frames in Canada, United States, Chile, and New Zealand. *Structures*, 8, 183–196. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2016.06.004>
- Verdugo, R., Ochoa-Cornejo, F., Gonzalez, J., & Valladares, G. (2018). Site effect and site classification in areas with large earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 126(February 2018). <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.02.002>
- Vogrinec, K., & Premrov, M. (2018). Influence of the design approach on the behaviour of timber-frame panel buildings under horizontal forces. *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.014>
- Vogrinec, K., Premrov, M., & Kozem Šilih, E. (2016). Simplified modelling of timber-framed walls under lateral loads. *Engineering Structures*, Vol. 111, pp. 275–284. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.12.029>
- Wescott, J. (2005). Horizontal stiffness of wood diaphragms. Disertación doctoral no publicada, Virginia Polytechnic Institute, Virginia, EE.UU.
- Zhou, L., Chui, Y. H., & Ni, C. (2019). Numerical study on seismic force modification factors of hybrid light wood frame structures connected to a stiff core. *Engineering Structures*, 183 (November 2018), 874–882. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.082>

**6****ANEXO.****6.1.****Análisis sensibilidad Rigidez equivalente.**

La presente sección tiene por objetivo realizar un análisis de sensibilidad de la rigidez equivalente de los muros, obtenida a partir de la **Ecuación 2.22**, considerando diferentes parámetros de diseño.

En las **Tablas 144, 145 y 146** se presentan las componentes de flexibilidad y rigidez lateral de muros con largos de 1200, 2400 y 3600 mm, respectivamente. Adicionalmente, estas componentes consideran: diferentes cantidades de tableros de OSB (1 o 2), distintos espaciamientos de clavos en el perímetro del tableros (50 y 150 mm), dos modelos de anclaje HD (H3B y HD19) y dos cantidades de PPDD de borde diferentes (2 y 6).

En las **Tablas 147, 148 y 149** se presentan las componentes de flexibilidad y rigidez lateral de muros con largos de 1200, 2400 y 3600 mm, respectivamente. Adicionalmente, estas componentes consideran: diferentes cantidades de tableros de OSB (1 o 2), distintos espaciamientos de clavos en el perímetro del tableros (50 y 150 mm), dos diámetros de barra ATS (9.5 y 44.5 mm) y dos cantidades de PPDD de borde exteriores e interiores (1 y 3).

A partir de los resultados se puede comentar lo siguiente con respecto a cada uno de los parámetros de diseño.

- **Largo**

Es el parámetro que más influye en la rigidez de un muro debido a que afecta a todas las componentes de flexibilidad de un muro. Para muros con anclaje Hold-Down, el cambio de

largo de 1200 a 2400 mm puede generar un incremento máximo de rigidez de un 237%, mientras que el cambio de largo de 1200 a 3600 mm genera un incremento de 515%. Para muros con anclajes ATS el cambio de largo de 1200 a 2400 mm puede generar un incremento máximo de rigidez de un 161%, mientras que el cambio de largo de 1200 a 3600 mm genera un incremento de 326%. Evidenciando, que el largo es el parámetro que más influye en la rigidez de un muro.

- **Cantidad de tableros arriostrante OSB**  
La cantidad de tableros de OSB y el espaciamiento de clavos en el perímetro del tablero determinan la rigidez de corte aparente ( $G_a$ ) del muro, por lo tanto, sólo influyen en la componente de flexibilidad por corte  $F_c$ . Se observa en los resultados que a medida que el largo del muro se incrementa manteniendo constantes todos los otros parámetros, la componente de flexibilidad por corte incrementa su contribución a la flexibilidad total del muro. Otra observación importante es que un incremento en la cantidad de tableros de OSB, pasando de 1 cara a dos caras arriostradas, no duplica la rigidez.
- **Anclaje**  
El modelo de anclaje sólo influye en la componente de flexibilidad por volcamiento de un muro. Los resultados muestran, como es de esperar, que a medida que la rigidez del anclaje se incrementa, la componente de flexibilidad por volcamiento del muro disminuye. Lo cual obviamente genera un incremento de la rigidez del muro. Por otra

parte, se puede comentar que los anclajes ATS pueden desarrollar rigideces mayores a los anclajes HD, por lo que es posible lograr rigideces mayores en los muros con este tipo de anclajes.

- PPDD de borde

La cantidad de PPDD de borde de un muro condicionan la componente de flexibilidad

por flexión, así un incremento en la cantidad de PPDD de borde genera una disminución de la componente de flexibilidad por flexión. Adicionalmente, se debe considerar que un incremento en la cantidad de PPDD de borde, genera una disminución de la distancia entre el centro de gravedad de los PPDD de borde y del anclaje ( $L'$ ), lo cual a su vez genera un incremento de la flexibilidad por volcamiento.

**Tabla 144:** Rígidez lateral de muro de 1200 mm de largo con anclajes tipo Hold-Down

Largo [mm]	Cantidad de tableros OSB	Modelo de HD	Número de PPDD de borde	Espaciamiento de clavos en el perímetro del tablero [mm]	$F_F$ [m/tonf]	$F_F/F_{Total}$	$F_c$ [m/tonf]	$F_c/F_{Total}$	$F_v$ [m/tonf]	$F_v/F_{Total}$	$F_{Total}$ [m/tonf]	K [tonf/m]
1200	1	HD3B	2	150	7.1.E-04	2%	7.7.E-03	22%	2.6.E-02	76%	3.4.E-02	29
				50	7.1.E-04	2%	2.7.E-03	9%	2.6.E-02	88%	2.9.E-02	34
		HD19	6	150	2.4.E-04	1%	7.7.E-03	19%	3.2.E-02	80%	4.0.E-02	25
				50	2.4.E-04	1%	2.7.E-03	8%	3.2.E-02	92%	3.5.E-02	28
	2	HD3B	2	150	7.1.E-04	7%	7.7.E-03	72%	2.3.E-03	22%	1.1.E-02	93
				50	7.1.E-04	12%	2.7.E-03	48%	2.3.E-03	40%	5.8.E-03	173
		HD19	6	150	2.4.E-04	2%	7.7.E-03	71%	2.9.E-03	27%	1.1.E-02	92
				50	2.4.E-04	4%	2.7.E-03	47%	2.9.E-03	49%	5.9.E-03	170
		HD19	2	150	7.1.E-04	2%	3.8.E-03	13%	2.6.E-02	85%	3.1.E-02	33
				50	7.1.E-04	3%	1.4.E-03	5%	2.6.E-02	93%	2.8.E-02	36
			6	150	2.4.E-04	1%	3.8.E-03	11%	3.2.E-02	89%	3.6.E-02	27
				50	2.4.E-04	1%	1.4.E-03	4%	3.2.E-02	95%	3.4.E-02	29
				150	7.1.E-04	10%	3.8.E-03	56%	2.3.E-03	34%	6.9.E-03	146
				50	7.1.E-04	16%	1.4.E-03	31%	2.3.E-03	53%	4.4.E-03	228
			6	150	2.4.E-04	3%	3.8.E-03	55%	2.9.E-03	42%	7.0.E-03	143
				50	2.4.E-04	5%	1.4.E-03	30%	2.9.E-03	64%	4.5.E-03	222

**Tabla 145:** Rígidez lateral de muro de 2400 mm de largo con anclajes tipo Hold-Down

Largo [mm]	Cantidad de tableros OSB	Modelo de HD	Número de PPDD de borde	Espaciamiento de clavos en el perímetro del tablero [mm]	$F_F$ [m/tonf]	$F_F/F_{Total}$	$F_c$ [m/tonf]	$F_c/F_{Total}$	$F_v$ [m/tonf]	$F_v/F_{Total}$	$F_{Total}$ [m/tonf]	K [tonf/m]
2400	1	HD3B	2	150	1.8.E-04	2%	3.8.E-03	38%	6.1.E-03	60%	1.0.E-02	99
				50	1.8.E-04	2%	1.4.E-03	18%	6.1.E-03	80%	7.6.E-03	131
			6	150	5.9.E-05	1%	3.8.E-03	36%	6.7.E-03	63%	1.1.E-02	94
				50	5.9.E-05	1%	1.4.E-03	17%	6.7.E-03	82%	8.2.E-03	123
		HD19	2	150	1.8.E-04	4%	3.8.E-03	84%	5.4.E-04	12%	4.6.E-03	219
				50	1.8.E-04	8%	1.4.E-03	66%	5.4.E-04	26%	2.1.E-03	479
			6	150	5.9.E-05	1%	3.8.E-03	86%	5.9.E-04	13%	4.5.E-03	223
				50	5.9.E-05	3%	1.4.E-03	68%	5.9.E-04	29%	2.0.E-03	494
		HD3B	2	150	1.8.E-04	2%	1.9.E-03	23%	6.1.E-03	74%	8.2.E-03	122
				50	1.8.E-04	3%	6.9.E-04	10%	6.1.E-03	88%	7.0.E-03	144
			6	150	5.9.E-05	1%	1.9.E-03	22%	6.7.E-03	77%	8.7.E-03	115
				50	5.9.E-05	1%	6.9.E-04	9%	6.7.E-03	90%	7.5.E-03	134
		HD19	2	150	1.8.E-04	7%	1.9.E-03	73%	5.4.E-04	20%	2.6.E-03	380
				50	1.8.E-04	13%	6.9.E-04	49%	5.4.E-04	38%	1.4.E-03	714
			6	150	5.9.E-05	2%	1.9.E-03	75%	5.9.E-04	23%	2.6.E-03	389
				50	5.9.E-05	4%	6.9.E-04	51%	5.9.E-04	44%	1.3.E-03	748

**Tabla 146:** Rígidez lateral de muro de 3600 mm de largo con anclajes tipo Hold-Down

Largo [mm]	Cantidad de tableros OSB	Modelo de HD	Número de PPDD de borde	Espaciamiento de clavos en el perímetro del tablero [mm]	$F_F$ [m/tonf]	$F_F/F_{Total}$	$F_c$ [m/tonf]	$F_c/F_{Total}$	$F_v$ [m/tonf]	$F_v/F_{Total}$	$F_{Total}$ [m/tonf]	K [tonf/m]
3600	1	HD3B	2	150	7.9.E-05	1%	2.6.E-03	48%	2.7.E-03	50%	5.3.E-03	189
				50	7.9.E-05	2%	9.1.E-04	25%	2.7.E-03	73%	3.6.E-03	274
		HD19	6	150	2.6.E-05	0%	2.6.E-03	47%	2.8.E-03	52%	5.4.E-03	185
				50	2.6.E-05	1%	9.1.E-04	24%	2.8.E-03	75%	3.8.E-03	265
		HD3B	2	150	7.9.E-05	3%	2.6.E-03	89%	2.3.E-04	8%	2.9.E-03	348
				50	7.9.E-05	6%	9.1.E-04	75%	2.3.E-04	19%	1.2.E-03	815
		HD19	6	150	2.6.E-05	1%	2.6.E-03	90%	2.5.E-04	9%	2.8.E-03	353
				50	2.6.E-05	2%	9.1.E-04	77%	2.5.E-04	21%	1.2.E-03	841
		HD3B	2	150	7.9.E-05	2%	1.3.E-03	32%	2.7.E-03	66%	4.0.E-03	249
				50	7.9.E-05	2%	4.6.E-04	14%	2.7.E-03	83%	3.2.E-03	313
		HD19	6	150	2.6.E-05	1%	1.3.E-03	31%	2.8.E-03	68%	4.1.E-03	242
				50	2.6.E-05	1%	4.6.E-04	14%	2.8.E-03	85%	3.3.E-03	302
		HD3B	2	150	7.9.E-05	5%	1.3.E-03	80%	2.3.E-04	15%	1.6.E-03	628
				50	7.9.E-05	10%	4.6.E-04	59%	2.3.E-04	30%	7.7.E-04	1300
		HD19	6	150	2.6.E-05	2%	1.3.E-03	82%	2.5.E-04	16%	1.6.E-03	643
				50	2.6.E-05	4%	4.6.E-04	62%	2.5.E-04	34%	7.3.E-04	1366

**Tabla 147:** Rígidez lateral de muro de 1200 mm de largo con anclajes tipo ATS

Largo [mm]	Cantidad de tableros OSB	$\varphi$ [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Espaciamiento de clavos en el perímetro del tablero [mm]	$F_F$ [m/tonf]	$F_F/F_{Total}$	$F_c$ [m/tonf]	$F_c/F_{Total}$	$F_v$ [m/tonf]	$F_v/F_{Total}$	$F_{Total}$ [m/tonf]	K [tonf/m]
1200	1	9.5	1	1	150	7.1.E-04	3%	7.7.E-03	33%	1.5.E-02	63%	2.3.E-02	44
					50	7.1.E-04	4%	2.7.E-03	15%	1.5.E-02	81%	1.8.E-02	55
		44.5	3	3	150	2.4.E-04	1%	7.7.E-03	31%	1.7.E-02	68%	2.5.E-02	40
					50	2.4.E-04	1%	2.7.E-03	14%	1.7.E-02	85%	2.0.E-02	50
		2	9.5	1	150	7.1.E-04	8%	7.7.E-03	86%	5.9.E-04	7%	9.0.E-03	111
					50	7.1.E-04	18%	2.7.E-03	68%	5.9.E-04	15%	4.0.E-03	247
			44.5	3	150	2.4.E-04	3%	7.7.E-03	89%	7.0.E-04	8%	8.6.E-03	116
					50	2.4.E-04	6%	2.7.E-03	75%	7.0.E-04	19%	3.7.E-03	272
			44.5	1	150	7.1.E-04	4%	3.8.E-03	20%	1.5.E-02	76%	1.9.E-02	52
					50	7.1.E-04	4%	1.4.E-03	8%	1.5.E-02	88%	1.7.E-02	60
				3	150	2.4.E-04	1%	3.8.E-03	18%	1.7.E-02	81%	2.1.E-02	47
					50	2.4.E-04	1%	1.4.E-03	7%	1.7.E-02	91%	1.9.E-02	53
				1	150	7.1.E-04	14%	3.8.E-03	75%	5.9.E-04	12%	5.1.E-03	194
					50	7.1.E-04	26%	1.4.E-03	51%	5.9.E-04	22%	2.7.E-03	374
				3	150	2.4.E-04	5%	3.8.E-03	80%	7.0.E-04	15%	4.8.E-03	209
					50	2.4.E-04	10%	1.4.E-03	59%	7.0.E-04	30%	2.3.E-03	433

**Tabla 148:** Rígidez lateral de muro de 2400 mm de largo con anclajes tipo ATS

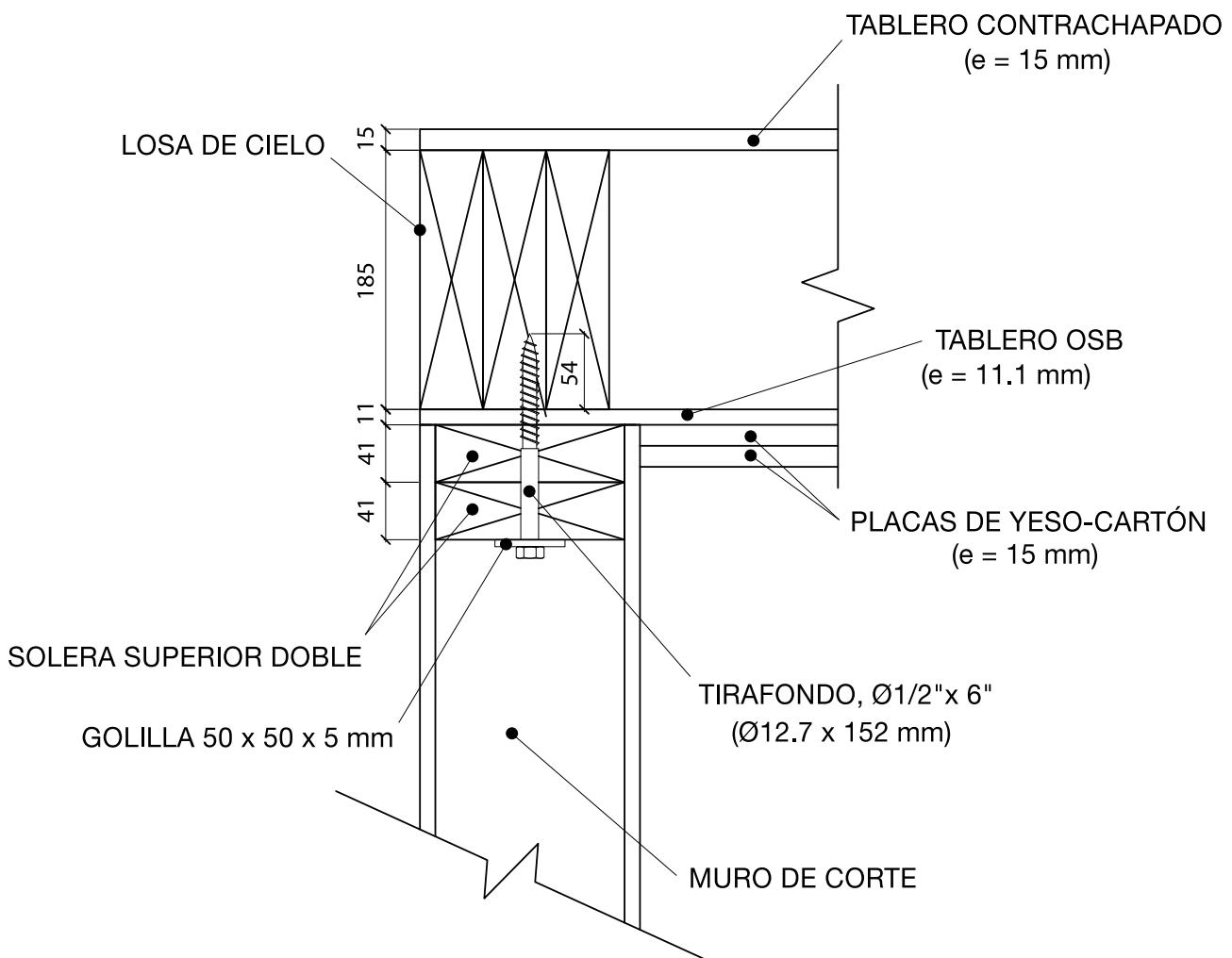
Largo [mm]	Cantidad de tableros OSB	$\varphi$ [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Espaciamiento de clavos en el perímetro del tablero [mm]	$F_F$ [m/tonf]	$F_F/F_{Total}$	$F_c$ [m/tonf]	$F_c/F_{Total}$	$F_v$ [m/tonf]	$F_v/F_{Total}$	$F_{Total}$ [m/tonf]	K [tonf/m]
2400	1	9.5	1	1	150	1.8.E-04	2%	3.8.E-03	53%	3.2.E-03	44%	7.2.E-03	139
					50	1.8.E-04	4%	1.4.E-03	29%	3.2.E-03	67%	4.7.E-03	211
		44.5	3	3	150	5.9.E-05	1%	3.8.E-03	53%	3.4.E-03	47%	7.3.E-03	137
					50	5.9.E-05	1%	1.4.E-03	28%	3.4.E-03	70%	4.8.E-03	207
		9.5	1	1	150	1.8.E-04	4%	3.8.E-03	93%	1.3.E-04	3%	4.1.E-03	241
					50	1.8.E-04	11%	1.4.E-03	82%	1.3.E-04	8%	1.7.E-03	596
		44.5	3	3	150	5.9.E-05	1%	3.8.E-03	95%	1.4.E-04	3%	4.0.E-03	248
					50	5.9.E-05	4%	1.4.E-03	87%	1.4.E-04	9%	1.6.E-03	637
		2	9.5	1	150	1.8.E-04	3%	1.9.E-03	36%	3.2.E-03	60%	5.3.E-03	189
					50	1.8.E-04	4%	6.9.E-04	17%	3.2.E-03	79%	4.0.E-03	247
			44.5	3	150	5.9.E-05	1%	1.9.E-03	36%	3.4.E-03	63%	5.4.E-03	186
					50	5.9.E-05	1%	6.9.E-04	17%	3.4.E-03	82%	4.1.E-03	241
			9.5	1	150	1.8.E-04	8%	1.9.E-03	86%	1.3.E-04	6%	2.2.E-03	449
					50	1.8.E-04	18%	6.9.E-04	69%	1.3.E-04	13%	9.9.E-04	1007
			44.5	3	150	5.9.E-05	3%	1.9.E-03	91%	1.4.E-04	7%	2.1.E-03	472
					50	5.9.E-05	7%	6.9.E-04	78%	1.4.E-04	16%	8.8.E-04	1131

**Tabla 149:** Rígidez lateral de muro de 3600 mm de largo con anclajes tipo ATS

Largo [mm]	Cantidad de tableros OSB	$\varphi$ [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Espaciamiento de clavos en el perímetro del tablero [mm]	$F_F$ [m/tonf]	$F_F/F_{Total}$	$F_c$ [m/tonf]	$F_c/F_{Total}$	$F_v$ [m/tonf]	$F_v/F_{Total}$	$F_{Total}$ [m/tonf]	K [tonf/m]
3600	1	9.5	1	1	150	7.9.E-05	2%	2.6.E-03	64%	1.4.E-03	34%	4.0.E-03	250
					50	7.9.E-05	3%	9.1.E-04	39%	1.4.E-03	58%	2.3.E-03	426
		44.5	3	3	150	2.6.E-05	1%	2.6.E-03	64%	1.4.E-03	35%	4.0.E-03	250
					50	2.6.E-05	1%	9.1.E-04	39%	1.4.E-03	60%	2.4.E-03	424
		2	9.5	1	150	7.9.E-05	3%	2.6.E-03	95%	5.5.E-05	2%	2.7.E-03	371
					50	7.9.E-05	8%	9.1.E-04	87%	5.5.E-05	5%	1.0.E-03	953
			44.5	3	150	2.6.E-05	1%	2.6.E-03	97%	5.8.E-05	2%	2.6.E-03	378
					50	2.6.E-05	3%	9.1.E-04	92%	5.8.E-05	6%	1.0.E-03	1001
			44.5	1	150	7.9.E-05	3%	1.3.E-03	47%	1.4.E-03	50%	2.7.E-03	368
					50	7.9.E-05	4%	4.6.E-04	24%	1.4.E-03	72%	1.9.E-03	528
				3	150	2.6.E-05	1%	1.3.E-03	47%	1.4.E-03	52%	2.7.E-03	367
					50	2.6.E-05	1%	4.6.E-04	24%	1.4.E-03	75%	1.9.E-03	526
				1	150	7.9.E-05	6%	1.3.E-03	91%	5.5.E-05	4%	1.4.E-03	707
					50	7.9.E-05	13%	4.6.E-04	77%	5.5.E-05	9%	5.9.E-04	1691
			3	3	150	2.6.E-05	2%	1.3.E-03	94%	5.8.E-05	4%	1.4.E-03	733
					50	2.6.E-05	5%	4.6.E-04	84%	5.8.E-05	11%	5.4.E-04	1847

**6.2.****Ejemplo de conexión para el traspaso de corte entre losa de entrepiso y muros.**

La siguiente figura ilustra una conexión muro-diafragma. Se tiene una solera doble de 2x6 grado C16 del muro conectada a una viga triple 2x8 (41 mm x 185 mm) grado C16 del diafragma mediante tirafondos de  $\varnothing 12,7 \times 152,4$  mm. Calcular la capacidad de la conexión.



**Figura A-6.2.1:** Unión muro-losa, esquema de conexión utilizando tirafondos

**Solución:**

Para el cálculo de la capacidad de la conexión se considera que el plano de corte ocurrirá en la unión muro diafragma, es decir; a cizalle simple en la interfase entre la solera doble y la viga.

La pieza lateral corresponde a las soleras dobles y la pieza central, la viga.

$$l_i = 82 \text{ mm}$$

$$l_c = 152,4 - 11,1 - 2 \cdot 41 = 59,3 \text{ mm}$$

Se verifica que la penetración del conector sea mayor a  $4D$  según la sección NCh 1198, 9.6.1.4 aplicada a Tirafondos. Se recomienda elegir un conector que cumpla con esta condición y no aplicar el coeficiente de reducción.

$$\text{Penetración} = 59,3 \text{ mm} > 4 \cdot D = 50,8 \text{ mm}$$

Se procede a calcular la resistencia de aplastamiento para ambas piezas. Para la resistencia de aplastamiento de la pieza central se considera que el diámetro del conector es mayor a 6,4 mm y que la carga está aplicada paralela a la fibra, NCh 1198, 9.6.2.2.1. La densidad del pino radita es 450 kg/m<sup>3</sup> según Anexo E de la norma NCh 1198.

$$R_{(ap,c)} = 77,2 \cdot (\rho_o / 1000) = 77,2 \cdot (450 / 1000) = 34,74 \text{ MPa}$$

Para la resistencia de aplastamiento de la pieza lateral también se considera que el diámetro del conector es mayor a 6,4 mm y que la carga está aplicada normal a la fibra, NCh 1198, 9.6.2.2.1.

$$R_{ap,l} = \frac{212 \cdot (\rho_o / 1000)^{1,45}}{\sqrt{D}} = \frac{212 \cdot (450 / 1000)^{1,45}}{\sqrt{12,7}} = 18,69 \text{ MPa}$$

Para definir la fluencia del conector se tiene en cuenta el hecho que el diámetro es mayor a 9,5 mm, así según la sección 9.6.2.3 de la norma NCh 1198 resulta:

$$F_{ff} = 310 \text{ MPa}$$

El siguiente paso consiste en calcular los parámetros que permiten obtener la carga admisible de la unión:

$$R_e = \frac{R_{ap,c}}{R_{ap,l}} = 1,859 \quad R_t = \frac{l_c}{l_l} = 2,446$$

$$k_1 = \frac{\sqrt{(R_e + 2R_e^2 \cdot (1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 \cdot R_e^3) - R_e \cdot (1 + R_t)}}{1 + R_e} = 1,351$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2 \cdot (1 + R_e) + \frac{2 \cdot F_{ff} \cdot (1 + 2 \cdot R_e) \cdot D^2}{3 \cdot R_{ap,c} \cdot l_c^2}} = 1,298$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + R_e)}{R_e} + \frac{2 \cdot F_{ff} \cdot (2 + R_e) \cdot D^2}{3 \cdot R_{ap,c} \cdot l_l^2}} = 1,250$$

Antes de calcular los modos de falla, se calcula el factor de ajuste (F.A.) para cada uno de ellos. Debido a que el conector tiene un diámetro mayor a 6,4 mm, se obtienen diferentes F.A. según la Tabla 36 de la norma NCh 1198:

$$k_\alpha = 1 + \frac{\alpha_{\max}}{360^\circ} = 1 + \frac{\max(0^\circ, 90^\circ)}{360^\circ} = 1 + \frac{90^\circ}{360^\circ} = 1,25$$

$$F.A. = \begin{cases} 4,0 \cdot k_\alpha = 5,0 & I_c, I_l \\ 3,6 \cdot k_\alpha = 4,5 & II \\ 3,2 \cdot k_\alpha = 4,0 & III_c, III_l, IV \end{cases}$$

Una vez determinado lo anterior, se calculan entonces si los modos de falla considerando una unión de cizalle simple.

$$\text{Modo } I_c = \frac{D \cdot l_c \cdot R_{ap,c}}{F.A.} = 5.233 \text{ N}$$

$$\text{Modo } I_l = \frac{D \cdot l_l \cdot R_{ap,l}}{F.A.} = 3.893 \text{ N}$$

$$\text{Modo } II = \frac{k_1 \cdot D \cdot l_l \cdot R_{ap,l}}{F.A.} = 2.044 \text{ N}$$

$$\text{Modo } III_c = \frac{k_2 \cdot D \cdot l_c \cdot R_{ap,c}}{(1 + 2 \cdot R_e) \cdot F.A.} = 2.283 \text{ N}$$

$$\text{Modo } III_l = \frac{k_3 \cdot D \cdot l_l \cdot R_{ap,c}}{(2 + R_e) \cdot F.A.} = 2.120 \text{ N}$$

$$\text{Modo } IV = \frac{D^2}{F.A.} \sqrt{\frac{2 \cdot R_{ap,c} \cdot F_{ff}}{3 \cdot (1 + R_e)}} = 2.021 \text{ N}$$

Así finalmente se tiene que la capacidad de la unión corresponde al menor valor resultante de cada uno de los modos.

$$P_{el} = \min(5.233, 3.893, 2.044, 2.283, 2.120, 2.021) = 2.021 \text{ N}$$

Este procedimiento es igualmente aplicable para otros medios de unión prismáticos tipo dovela.

## 6.3.

# Verificación de componentes del sistema de anclaje A.T.S.

El sistema de anclaje A.T.S. (Anchor Tie-down System), consiste de una serie de elementos adicionales a la barra de anclaje que deben ser considerados durante la etapa de diseño. Los componentes del sistema A.T.S. son:

- Barra de anclaje (Steel threaded rods)
- Tuerca de acople (Coupler nuts)
- Compensadores de pisos (ATUD/TUD Take up devices)
- Compensador de techo (RTUD Ratcheting Take-Up device)
- Tuerca de compensador (Nut)
- Golillas de compensador (ATUD/TUD Washer)
- Placas de aplastamiento de solera (Bearing Plate)

La verificación de cada uno de los elementos se realiza a partir de las cargas de diseño de cada uno de los elementos según el catálogo del proveedor. A continuación se presenta el diseño y verificación de cada uno de los componentes de sistema de anclaje para el muro 3.1 del edificio B.

- Barra de anclaje (Stong-Rod).

En la **Sección 4.3.1.2** se realizó el procedimiento de diseño y verificación de las barras de anclaje considerando un acero con  $f_y=6.47$  tonf/cm<sup>2</sup> y  $f_u=8.44$  tonf/cm<sup>2</sup>. En la **Tabla 150** se presenta el diseño y verificación de las barras de anclaje según las propiedades de cada una de las barras que posee Simpson Strong-Tie. Para el anclaje del piso 6, se modificó el diámetro de la barra y el tipo de acero para ajustarse a un Stong-Rod comercial, puesto que no existen barra de alta resistencia ( $f_y=6.47$  tonf/cm<sup>2</sup> y  $f_u=8.44$  tonf/cm<sup>2</sup>) con diámetro de 3/8".

**Tabla 150:** Resistencia, Solitación y Verificación a tracción del anclaje del muro 3.1 según modelo comercial

Piso	Muro	Modelo ATS	Resistencia					Solicitud (0.6D+Stx)	Verificación
			Diámetro ATS [mm]	Área bruta $A_b$ [cm <sup>2</sup> ]	Tensión última $f_u$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia nominal $R_n$ [tonf]	Resistencia admisible $R_n/\Omega$ [tonf]		
1	3.1	ATS-SR11	34.9	9.58	8.79	63.2	31.6	24.76	0.78
2	3.1	ATS-SR10H	31.8	7.92	8.79	52.2	26.1	19.63	0.75
3	3.1	ATS-SR8H	25.4	5.07	8.44	32.1	16.0	14.58	0.91
4	3.1	ATS-SR7H	22.2	3.88	8.44	24.5	12.3	10.15	0.83
5	3.1	ATS-SR5H	15.9	1.98	8.44	12.5	6.3	5.78	0.92
6	3.1	ATS-SR4	1.27	1.27	4.08	3.9	1.9	1.13	0.58

- Tueras de acoplamiento (Coupler nuts).

Las tuertas de acoplamiento deben ser seleccionadas según los diámetros y resistencias de las barras de anclaje que se desee acoplar. Con base en los diámetros y resistencias de las barras de anclajes utilizados en el muro 3.1, los modelos comerciales de tuertas de acoplamiento a utilizar se muestran en la **Tabla 151**.

**Tabla 151:** Modelos comerciales de tuertas de acople del muro 3.1

Piso	Muro	Tuerca de acople
1	3.1	ATS-HSC1111
2	3.1	ATS-HSC1110
3	3.1	ATS-HSC108
4	3.1	ATS-HSC87
5	3.1	ATS-HSC75
6	3.1	ATS-HSC54

- Compensadores de pisos.

Los compensadores de compresión se seleccionan según el diámetro de la barra a utilizar y la resistencia admisible del compensador. El compensador debe ser capaz de resistir las cargas de aplastamiento que se transferirán en cada piso. En la **Tabla 152** se realiza la verificación a compresión de los compensadores en cada uno de los pisos de acuerdo con sus capacidades reportadas en catálogo.

**Tabla 152:** Resistencia, Solicitud y Verificación a compresión de los compensadores del muro 3.1

Piso	Muro	Compensador	Resistencia	Solicitud (0.6D+Stx)	Verificación
			Resistencia admisible $P_r$ [tonf]	T [tonf]	
1	3.1	ATS-ATUD14	11.1	5.1	0.46
2	3.1	ATS-ATUD14	11.1	5.1	0.46
3	3.1	ATS-ATUD9	7.1	4.4	0.63
4	3.1	ATS-ATUD9	7.1	4.4	0.62
5	3.1	ATS-ATUD6-2	5.2	4.4	0.86
6	3.1	RTUD4B	4.2	1.3	0.32

- Golillas de compensador (ATUD/TUD Washer).

La placa de aplastamiento del compensador se selecciona de manera que la perforación existente en la misma permita el paso de la barra de anclaje. En la **Tabla 153**, se resumen las golillas seleccionadas para el muro 3.1.

**Tabla 153:** Golillas de los compensadores del muro 3.1

Piso	Muro	Golillas del compensador
1	3.1	BP1-1/2
2	3.1	BP1-1/4
3	3.1	BP1-1/4
4	3.1	BP7/8
5	3.1	BP3/4
6	3.1	LBP1/2

- Placas de aplastamiento de solera (Bearing Plate)

Las placas de aplastamiento de las soleras son las encargadas de transferir el aplastamiento incremental a las barras Strong Rod del muro. Para diseñar las placas de aplastamiento es necesario verificar las capacidades de las placas, cuya resistencia está controlada por la resistencia a aplastamiento perpendicular a la fibra de las soleras. En la **Tabla 154**, se realiza el diseño y verificación de las placas de aplastamiento de las soleras del muro 3.1, las resistencias se obtienen a partir de catálogo para madera HF (Hem Fir), por ser la madera que tiene gravedad específica más parecida al Pino Radiata.

**Tabla 154:** Resistencia, Solicitud y Verificación a compresión de las placas de aplastamiento de las soleras del muro 3.1

Piso	Muro	Placa de aplastamiento	Resistencia	Solicitud (0.6D+Stx)	Verificación
			Resistencia admisible $P_r$ [tonf]	T [tonf]	F.U
1	3.1	PL14-5x8.5	7.23	5.1	0.71
2	3.1	PL14-5x8.5	7.23	5.1	0.70
3	3.1	PL9-5x5.5	5.11	4.4	0.87
4	3.1	PL9-5x5.5	5.11	4.4	0.86
5	3.1	PL9-5x5.5	5.11	4.4	0.87
6	3.1	BPRTUD3-4B	2.03	1.3	0.66

## 6.4.

### Tablas complementarias: Ejemplo edificio 4 Pisos.

En esta sección se incorpora la información y tablas que complementan la sección de desarrollo del ejemplo.

#### 6.4.1. Diseño final de los muros en dirección X-X.

**Tabla 155:** Diseño final de los muros del piso 4 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	# Tableros OSB	Espesor Tablero OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadría		Pies Derechos			# Soleras	Modelo HD
							b [mm]	h [mm]	# PPDD de Borde exteriores	Tipo PPDD distribuidos	Espaciamiento PPDD [mm]		
4	1.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	1.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	1.3	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	1.4	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	1.5	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	2.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	2.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	3.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	3.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	4.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	4.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	4.3	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	4.4	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	5.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	5.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	6.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	6.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	7.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	7.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	7.3	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	7.4	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B
4	7.5	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD3B

**Tabla 156:** Diseño final de los muros del piso 3 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	# Tableros OSB	Espesor Tablero OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadría		Pies Derechos			# Soleras	Modelo HD
							b [mm]	h [mm]	# PPDD de Borde exteriores	Tipo PPDD distribuidos	Espaciamiento PPDD [mm]		
3	1.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	1.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	1.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	1.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	1.5	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	2.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	2.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	3.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	3.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	4.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	4.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	4.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	4.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	5.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	5.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	6.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	6.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	7.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	7.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	7.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	7.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B
3	7.5	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	Simples	600	4	HD9B

**Tabla 157:** Diseño final de los muros del piso 2 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	# Tableros OSB	Espesor Tablero OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadría		Pies Derechos			# Soleras	Modelo HD
							b [mm]	h [mm]	# PPDD de Borde exteriores	Tipo PPDD distribuidos	Espaciamiento PPDD [mm]		
2	1.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	1.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	1.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	1.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	1.5	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	2.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	2.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	3.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	3.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	4.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	4.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	4.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	4.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	5.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	5.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	6.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	6.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	7.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	7.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	7.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	7.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
2	7.5	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12

**Tabla 158:** Diseño final de los muros del piso 1 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	# Tableros OSB	Espesor Tablero OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadría		Pies Derechos			# Soleras	Modelo HD
							b [mm]	h [mm]	# PPDD de Borde exteriores	Tipo PPDD distribuidos	Espaciamiento PPDD [mm]		
1	1.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	1.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	1.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	1.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	1.5	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	2.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	2.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	3.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	3.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	4.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	6	Simples	600	4	HD12 Dobles
1	4.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	6	Simples	600	4	HD12 Dobles
1	4.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	6	Simples	600	4	HD12 Dobles
1	4.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	6	Simples	600	4	HD12 Dobles
1	5.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	5.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	6.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	6.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	7.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	7.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	7.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	7.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19
1	7.5	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD19

## 6.4.2. Diseño final de los muros en dirección Y-Y

**Tabla 159:** Diseño final de los muros del piso 4 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	# Tableros OSB	Espesor Tablero OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadría		Pies Derechos			Soleras #	Modelo HD
							b [mm]	h [mm]	# PPDD de Borde exteriores	Tipo PPDD distribuidos	Espaciamiento PPDD [mm]		
4	A.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	A.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	B.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	B.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	C.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	C.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	D.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	D.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	E.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	E.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	E.3	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	E.4	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	F.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	F.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	G.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	G.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	H.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	H.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	I.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	I.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	J.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	J.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	J.3	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	J.4	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	K.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	K.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	L.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	L.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	M.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	M.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	N.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B
4	N.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	2	Simples	600	4	HD5B

**Tabla 160:** Diseño final de los muros del piso 3 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	# Tableros OSB	Espesor Tablero OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadría		Pies Derechos			# Soleras	Modelo HD
							b [mm]	h [mm]	# PPDD de Borde exteriores	Tipo PPDD distribuidos	Espaciamiento PPDD [mm]		
3	A.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD5B
3	A.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD5B
3	B.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD5B
3	B.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD5B
3	C.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD5B
3	C.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD5B
3	D.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	D.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	E.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	E.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	E.3	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	E.4	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	F.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	F.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	G.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	G.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	H.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	H.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	I.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	I.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	J.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	J.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	J.3	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	J.4	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	K.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	K.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	400	4	HD5B
3	L.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD5B
3	L.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD5B
3	M.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD5B
3	M.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD5B
3	N.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD5B
3	N.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	3	Simples	600	4	HD5B

**Tabla 161:** Diseño final de los muros del piso 2 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	# Tableros OSB	Espesor Tablero OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadría		Pies Derechos			# Soleras	Modelo HD
							b [mm]	h [mm]	# PPDD de Borde exteriores	Tipo PPDD distribuidos	Espaciamiento PPDD [mm]		
2	A.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	A.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	B.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	B.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	C.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	C.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	D.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	D.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	E.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	E.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	E.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	E.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	F.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	F.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	G.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	G.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	H.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	H.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	I.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	I.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	J.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	J.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	J.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	J.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	K.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	K.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	L.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	L.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	M.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	M.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	N.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B
2	N.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	Simples	600	4	HD7B

**Tabla 162:** Diseño final de los muros del piso 1 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	# Tableros OSB	Espesor Tablero OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadría		Pies Derechos			# Soleras	Modelo HD
							b [mm]	h [mm]	# PPDD de Borde exteriores	Tipo PPDD distribuidos	Espaciamiento PPDD [mm]		
1	A.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
1	A.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
1	B.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
1	B.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
1	C.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD12
1	C.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD12
1	D.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD9B
1	D.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD9B
1	E:1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD9B
1	E.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD12
1	E.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD12
1	E.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD9B
1	F.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD9B
1	F.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD9B
1	G.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD9B
1	G.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD9B
1	H.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD9B
1	H.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD9B
1	I.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD9B
1	I.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD9B
1	J.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD9B
1	J.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD12
1	J.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD12
1	J.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD9B
1	K.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD9B
1	K.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD9B
1	L.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD12
1	L.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	400	4	HD12
1	M.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
1	M.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
1	N.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12
1	N.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	Simples	600	4	HD12

### 6.4.3. Flexibilidades de los muros en dirección X-X

**Tabla 163:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 4 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_t$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
4	1.1	2470	2410	95	102	1.80.E-04
4	1.2	2470	1310	95	102	6.08.E-04
4	1.3	2470	3080	95	102	1.10.E-04
4	1.4	2470	1310	95	102	6.08.E-04
4	1.5	2470	2410	95	102	1.80.E-04
4	2.1	2470	2290	95	102	1.99.E-04
4	2.2	2470	2290	95	102	1.99.E-04
4	3.1	2470	1340	95	102	5.81.E-04
4	3.2	2470	1340	95	102	5.81.E-04
4	4.1	2470	5000	95	102	4.17.E-05
4	4.2	2470	5000	95	102	4.17.E-05
4	4.3	2470	5000	95	102	4.17.E-05
4	4.4	2470	5000	95	102	4.17.E-05
4	5.1	2470	1340	95	102	5.81.E-04
4	5.2	2470	1340	95	102	5.81.E-04
4	6.1	2470	2290	95	102	1.99.E-04
4	6.2	2470	2290	95	102	1.99.E-04
4	7.1	2470	2410	95	102	1.80.E-04
4	7.2	2470	1310	95	102	6.08.E-04
4	7.3	2470	1440	95	102	5.03.E-04
4	7.4	2470	1310	95	102	6.08.E-04
4	7.5	2470	2410	95	102	1.80.E-04

210

**Tabla 164:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 3 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
3	1.1	2470	2410	126	102	1.35.E-04
3	1.2	2470	1310	126	102	4.56.E-04
3	1.3	2470	3080	126	102	8.25.E-05
3	1.4	2470	1310	126	102	4.56.E-04
3	1.5	2470	2410	126	102	1.35.E-04
3	2.1	2470	2290	126	102	1.49.E-04
3	2.2	2470	2290	126	102	1.49.E-04
3	3.1	2470	1340	126	102	4.36.E-04
3	3.2	2470	1340	126	102	4.36.E-04
3	4.1	2470	5000	126	102	3.13.E-05
3	4.2	2470	5000	126	102	3.13.E-05
3	4.3	2470	5000	126	102	3.13.E-05
3	4.4	2470	5000	126	102	3.13.E-05
3	5.1	2470	1340	126	102	4.36.E-04
3	5.2	2470	1340	126	102	4.36.E-04
3	6.1	2470	2290	126	102	1.49.E-04
3	6.2	2470	2290	126	102	1.49.E-04
3	7.1	2470	2410	126	102	1.35.E-04
3	7.2	2470	1310	126	102	4.56.E-04
3	7.3	2470	1440	126	102	3.77.E-04
3	7.4	2470	1310	126	102	4.56.E-04
3	7.5	2470	2410	126	102	1.35.E-04

**Tabla 165:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 2 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
2	1.1	2470	2410	193	102	8.78.E-05
2	1.2	2470	1310	193	102	2.97.E-04
2	1.3	2470	3080	193	102	5.38.E-05
2	1.4	2470	1310	193	102	2.97.E-04
2	1.5	2470	2410	193	102	8.78.E-05
2	2.1	2470	2290	193	102	9.73.E-05
2	2.2	2470	2290	193	102	9.73.E-05
2	3.1	2470	1340	193	102	2.84.E-04
2	3.2	2470	1340	193	102	2.84.E-04
2	4.1	2470	5000	193	102	2.04.E-05
2	4.2	2470	5000	193	102	2.04.E-05
2	4.3	2470	5000	193	102	2.04.E-05
2	4.4	2470	5000	193	102	2.04.E-05
2	5.1	2470	1340	193	102	2.84.E-04
2	5.2	2470	1340	193	102	2.84.E-04
2	6.1	2470	2290	193	102	9.73.E-05
2	6.2	2470	2290	193	102	9.73.E-05
2	7.1	2470	2410	193	102	8.78.E-05
2	7.2	2470	1310	193	102	2.97.E-04
2	7.3	2470	1440	193	102	2.46.E-04
2	7.4	2470	1310	193	102	2.97.E-04
2	7.5	2470	2410	193	102	8.78.E-05

**Tabla 166:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 1 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
1	1.1	2470	2410	193	102	8.78.E-05
1	1.2	2470	1310	193	102	2.97.E-04
1	1.3	2470	3080	193	102	5.38.E-05
1	1.4	2470	1310	193	102	2.97.E-04
1	1.5	2470	2410	193	102	8.78.E-05
1	2.1	2470	2290	193	102	9.73.E-05
1	2.2	2470	2290	193	102	9.73.E-05
1	3.1	2470	1340	193	102	2.84.E-04
1	3.2	2470	1340	193	102	2.84.E-04
1	4.1	2470	5000	290	102	1.36.E-05
1	4.2	2470	5000	290	102	1.36.E-05
1	4.3	2470	5000	290	102	1.36.E-05
1	4.4	2470	5000	290	102	1.36.E-05
1	5.1	2470	1340	193	102	2.84.E-04
1	5.2	2470	1340	193	102	2.84.E-04
1	6.1	2470	2290	193	102	9.73.E-05
1	6.2	2470	2290	193	102	9.73.E-05
1	7.1	2470	2410	193	102	8.78.E-05
1	7.2	2470	1310	193	102	2.97.E-04
1	7.3	2470	3080	193	102	5.38.E-05
1	7.4	2470	1310	193	102	2.97.E-04
1	7.5	2470	2410	193	102	8.78.E-05

**Tabla 167:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 4 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor Tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
4	1.1	2470	2410	1	9.5	8d	100	446	2.30.E-03
4	1.2	2470	1310	1	9.5	8d	100	446	4.22.E-03
4	1.3	2470	3080	1	9.5	8d	100	446	1.80.E-03
4	1.4	2470	1310	1	9.5	8d	100	446	4.22.E-03
4	1.5	2470	2410	1	9.5	8d	100	446	2.30.E-03
4	2.1	2470	2290	1	9.5	8d	100	446	2.42.E-03
4	2.2	2470	2290	1	9.5	8d	100	446	2.42.E-03
4	3.1	2470	1340	1	9.5	8d	100	446	4.13.E-03
4	3.2	2470	1340	1	9.5	8d	100	446	4.13.E-03
4	4.1	2470	5000	1	9.5	8d	100	446	1.11.E-03
4	4.2	2470	5000	1	9.5	8d	100	446	1.11.E-03
4	4.3	2470	5000	1	9.5	8d	100	446	1.11.E-03
4	4.4	2470	5000	1	9.5	8d	100	446	1.11.E-03
4	5.1	2470	1340	1	9.5	8d	100	446	4.13.E-03
4	5.2	2470	1340	1	9.5	8d	100	446	4.13.E-03
4	6.1	2470	2290	1	9.5	8d	100	446	2.42.E-03
4	6.2	2470	2290	1	9.5	8d	100	446	2.42.E-03
4	7.1	2470	2410	1	9.5	8d	100	446	2.30.E-03
4	7.2	2470	1310	1	9.5	8d	100	446	4.22.E-03
4	7.3	2470	1440	1	9.5	8d	100	446	3.84.E-03
4	7.4	2470	1310	1	9.5	8d	100	446	4.22.E-03
4	7.5	2470	2410	1	9.5	8d	100	446	2.30.E-03

**Tabla 168:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 3 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor Tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
3	1.1	2470	2410	2	9.5	8d	50	1607	6.38.E-04
3	1.2	2470	1310	2	9.5	8d	50	1607	1.17.E-03
3	1.3	2470	3080	2	9.5	8d	50	1607	4.99.E-04
3	1.4	2470	1310	2	9.5	8d	50	1607	1.17.E-03
3	1.5	2470	2410	2	9.5	8d	50	1607	6.38.E-04
3	2.1	2470	2290	2	9.5	8d	50	1607	6.71.E-04
3	2.2	2470	2290	2	9.5	8d	50	1607	6.71.E-04
3	3.1	2470	1340	2	9.5	8d	50	1607	1.15.E-03
3	3.2	2470	1340	2	9.5	8d	50	1607	1.15.E-03
3	4.1	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	3.07.E-04
3	4.2	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	3.07.E-04
3	4.3	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	3.07.E-04
3	4.4	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	3.07.E-04
3	5.1	2470	1340	2	9.5	8d	50	1607	1.15.E-03
3	5.2	2470	1340	2	9.5	8d	50	1607	1.15.E-03
3	6.1	2470	2290	2	9.5	8d	50	1607	6.71.E-04
3	6.2	2470	2290	2	9.5	8d	50	1607	6.71.E-04
3	7.1	2470	2410	2	9.5	8d	50	1607	6.38.E-04
3	7.2	2470	1310	2	9.5	8d	50	1607	1.17.E-03
3	7.3	2470	1440	2	9.5	8d	50	1607	1.07.E-03
3	7.4	2470	1310	2	9.5	8d	50	1607	1.17.E-03
3	7.5	2470	2410	2	9.5	8d	50	1607	6.38.E-04

**Tabla 169:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 2 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor Tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
2	1.1	2470	2410	2	9.5	8d	50	1607	6.38.E-04
2	1.2	2470	1310	2	9.5	8d	50	1607	1.17.E-03
2	1.3	2470	3080	2	9.5	8d	50	1607	4.99.E-04
2	1.4	2470	1310	2	9.5	8d	50	1607	1.17.E-03
2	1.5	2470	2410	2	9.5	8d	50	1607	6.38.E-04
2	2.1	2470	2290	2	9.5	8d	50	1607	6.71.E-04
2	2.2	2470	2290	2	9.5	8d	50	1607	6.71.E-04
2	3.1	2470	1340	2	9.5	8d	50	1607	1.15.E-03
2	3.2	2470	1340	2	9.5	8d	50	1607	1.15.E-03
2	4.1	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	3.07.E-04
2	4.2	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	3.07.E-04
2	4.3	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	3.07.E-04
2	4.4	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	3.07.E-04
2	5.1	2470	1340	2	9.5	8d	50	1607	1.15.E-03
2	5.2	2470	1340	2	9.5	8d	50	1607	1.15.E-03
2	6.1	2470	2290	2	9.5	8d	50	1607	6.71.E-04
2	6.2	2470	2290	2	9.5	8d	50	1607	6.71.E-04
2	7.1	2470	2410	2	9.5	8d	50	1607	6.38.E-04
2	7.2	2470	1310	2	9.5	8d	50	1607	1.17.E-03
2	7.3	2470	1440	2	9.5	8d	50	1607	1.07.E-03
2	7.4	2470	1310	2	9.5	8d	50	1607	1.17.E-03
2	7.5	2470	2410	2	9.5	8d	50	1607	6.38.E-04

**Tabla 170:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 1 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor Tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
1	1.1	2470	2410	2	9.5	8d	50	1607	6.38.E-04
1	1.2	2470	1310	2	9.5	8d	50	1607	1.17.E-03
1	1.3	2470	3080	2	9.5	8d	50	1607	4.99.E-04
1	1.4	2470	1310	2	9.5	8d	50	1607	1.17.E-03
1	1.5	2470	2410	2	9.5	8d	50	1607	6.38.E-04
1	2.1	2470	2290	2	9.5	8d	50	1607	6.71.E-04
1	2.2	2470	2290	2	9.5	8d	50	1607	6.71.E-04
1	3.1	2470	1340	2	9.5	8d	50	1607	1.15.E-03
1	3.2	2470	1340	2	9.5	8d	50	1607	1.15.E-03
1	4.1	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	3.07.E-04
1	4.2	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	3.07.E-04
1	4.3	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	3.07.E-04
1	4.4	2470	5000	2	9.5	8d	50	1607	3.07.E-04
1	5.1	2470	1340	2	9.5	8d	50	1607	1.15.E-03
1	5.2	2470	1340	2	9.5	8d	50	1607	1.15.E-03
1	6.1	2470	2290	2	9.5	8d	50	1607	6.71.E-04
1	6.2	2470	2290	2	9.5	8d	50	1607	6.71.E-04
1	7.1	2470	2410	2	9.5	8d	50	1607	6.38.E-04
1	7.2	2470	1310	2	9.5	8d	50	1607	1.17.E-03
1	7.3	2470	3080	2	9.5	8d	50	1607	4.99.E-04
1	7.4	2470	1310	2	9.5	8d	50	1607	1.17.E-03
1	7.5	2470	2410	2	9.5	8d	50	1607	6.38.E-04

**Tabla 171:** Rigididad axial de los anclajes y flexibilidad al volcamiento de los muros del piso 4 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Ancho PPDD de borde $b_{ext}$ [mm]	Modelo de HD	Dimensión $b_{HD}$ [mm]	Capacidad a tracción HD $T_{adm}$ [tonf]	Deformación admisible HD $\Delta_{adm}$ [mm]	Rigididad HD $K_{HD}$ [tonf/m]	Flexibilidad al volcamiento $F_v$ [m/tonf]
4	1.1	2470	2410	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	2.51.E-03
4	1.2	2470	1310	105	HD3B	33.3	0.97	4.3	227	1.84.E-02
4	1.3	2470	3080	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	1.51.E-03
4	1.4	2470	1310	105	HD3B	33.3	0.97	4.3	227	1.84.E-02
4	1.5	2470	2410	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	2.51.E-03
4	2.1	2470	2290	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	2.80.E-03
4	2.2	2470	2290	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	2.80.E-03
4	3.1	2470	1340	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	8.73.E-03
4	3.2	2470	1340	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	8.73.E-03
4	4.1	2470	5000	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	5.59.E-04
4	4.2	2470	5000	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	5.59.E-04
4	4.3	2470	5000	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	5.59.E-04
4	4.4	2470	5000	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	5.59.E-04
4	5.1	2470	1340	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	8.73.E-03
4	5.2	2470	1340	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	8.73.E-03
4	6.1	2470	2290	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	2.80.E-03
4	6.2	2470	2290	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	2.80.E-03
4	7.1	2470	2410	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	2.51.E-03
4	7.2	2470	1310	105	HD3B	33.3	0.97	4.3	227	1.84.E-02
4	7.3	2470	1440	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	7.47.E-03
4	7.4	2470	1310	105	HD3B	33.3	0.97	4.3	227	1.84.E-02
4	7.5	2470	2410	105	HD3B	33.3	1.38	3.0	454	2.51.E-03

**Tabla 172:** Rigidez axial de los anclajes y flexibilidad al volcamiento de los muros del piso 3 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Ancho PPDD de borde $b_{ext}$ [mm]	Modelo de HD	Dimensión $b_{HD}$ [mm]	Capacidad a tracción HD $T_{adm}$ [tonf]	Deformación admisible HD $\Delta_{adm}$ [mm]	Rigidez HD $K_{HD}$ [tonf/m]	Flexibilidad al volcamiento $F_v$ [m/tonf]
3	1.1	2470	2410	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	1.38.E-03
3	1.2	2470	1310	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	5.15.E-03
3	1.3	2470	3080	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	8.25.E-04
3	1.4	2470	1310	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	5.15.E-03
3	1.5	2470	2410	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	1.38.E-03
3	2.1	2470	2290	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	1.54.E-03
3	2.2	2470	2290	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	1.54.E-03
3	3.1	2470	1340	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	4.90.E-03
3	3.2	2470	1340	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	4.90.E-03
3	4.1	2470	5000	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	3.03.E-04
3	4.2	2470	5000	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	3.03.E-04
3	4.3	2470	5000	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	3.03.E-04
3	4.4	2470	5000	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	3.03.E-04
3	5.1	2470	1340	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	4.90.E-03
3	5.2	2470	1340	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	4.90.E-03
3	6.1	2470	2290	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	1.54.E-03
3	6.2	2470	2290	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	1.54.E-03
3	7.1	2470	2410	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	1.38.E-03
3	7.2	2470	1310	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	5.15.E-03
3	7.3	2470	1440	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	4.18.E-03
3	7.4	2470	1310	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	5.15.E-03
3	7.5	2470	2410	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	1.38.E-03

**Tabla 173:** Rigididad axial de los anclajes y flexibilidad al volcamiento de los muros del piso 2 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Ancho PPDD de borde $b_{ext}$ [mm]	Modelo de HD	Dimensión $b_{HD}$ [mm]	Capacidad a tracción HD $T_{adm}$ [tonf]	Deformación admisible HD $\Delta_{adm}$ [mm]	Rigididad HD $K_{HD}$ [tonf/m]	Flexibilidad al volcamiento $F_v$ [m/tonf]
2	1.1	2470	2410	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	8.85.E-04
2	1.2	2470	1310	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	3.34.E-03
2	1.3	2470	3080	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	5.28.E-04
2	1.4	2470	1310	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	3.34.E-03
2	1.5	2470	2410	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	8.85.E-04
2	2.1	2470	2290	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	9.87.E-04
2	2.2	2470	2290	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	9.87.E-04
2	3.1	2470	1340	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	3.18.E-03
2	3.2	2470	1340	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	3.18.E-03
2	4.1	2470	5000	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	1.93.E-04
2	4.2	2470	5000	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	1.93.E-04
2	4.3	2470	5000	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	1.93.E-04
2	4.4	2470	5000	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	1.93.E-04
2	5.1	2470	1340	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	3.18.E-03
2	5.2	2470	1340	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	3.18.E-03
2	6.1	2470	2290	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	9.87.E-04
2	6.2	2470	2290	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	9.87.E-04
2	7.1	2470	2410	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	8.85.E-04
2	7.2	2470	1310	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	3.34.E-03
2	7.3	2470	1440	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	2.70.E-03
2	7.4	2470	1310	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	3.34.E-03
2	7.5	2470	2410	140	HD12	54.0	5.48	4.1	1332	8.85.E-04

**Tabla 174:** Rígidez axial de los anclajes y flexibilidad al volcamiento de los muros del piso 1 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Ancho PPDD de borde $b_{ext}$ [mm]	Modelo de HD	Dimensión $b_{HD}$ [mm]	Capacidad a tracción HD $T_{adm}$ [tonf]	Deformación admisible HD $\Delta_{adm}$ [mm]	Rígidez HD $K_{HD}$ [tonf/m]	Flexibilidad al volcamiento $F_v$ [m/tonf]
1	1.1	2470	2410	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	5.58.E-04
1	1.2	2470	1310	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	2.11.E-03
1	1.3	2470	3080	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	3.33.E-04
1	1.4	2470	1310	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	2.11.E-03
1	1.5	2470	2410	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	5.58.E-04
1	2.1	2470	2290	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	6.22.E-04
1	2.2	2470	2290	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	6.22.E-04
1	3.1	2470	1340	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	2.00.E-03
1	3.2	2470	1340	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	2.00.E-03
1	4.1	2470	5000	210	HD12 Dobles	54.0	8.36	4.3	1925	1.37.E-04
1	4.2	2470	5000	210	HD12 Dobles	54.0	8.36	4.3	1925	1.37.E-04
1	4.3	2470	5000	210	HD12 Dobles	54.0	8.36	4.3	1925	1.37.E-04
1	4.4	2470	5000	210	HD12 Dobles	54.0	8.36	4.3	1925	1.37.E-04
1	5.1	2470	1340	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	2.00.E-03
1	5.2	2470	1340	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	2.00.E-03
1	6.1	2470	2290	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	6.22.E-04
1	6.2	2470	2290	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	6.22.E-04
1	7.1	2470	2410	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	5.58.E-04
1	7.2	2470	1310	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	2.11.E-03
1	7.3	2470	3080	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	3.33.E-04
1	7.4	2470	1310	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	2.11.E-03
1	7.5	2470	2410	140	HD19	54.0	7.35	3.5	2113	5.58.E-04

**Tabla 175:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 4 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
4	A.1	2470	2740	63	102	2.08.E-04
4	A.2	2470	2740	63	102	2.08.E-04
4	B.1	2470	3140	63	102	1.59.E-04
4	B.2	2470	3140	63	102	1.59.E-04
4	C.1	2470	1800	63	102	4.83.E-04
4	C.2	2470	1800	63	102	4.83.E-04
4	D.1	2470	3140	63	102	1.59.E-04
4	D.2	2470	3140	63	102	1.59.E-04
4	E.1	2470	3280	63	102	1.45.E-04
4	E.2	2470	1660	63	102	5.68.E-04
4	E.3	2470	1660	63	102	5.68.E-04
4	E.4	2470	3280	63	102	1.45.E-04
4	F.1	2470	4740	63	102	6.96.E-05
4	F.2	2470	4740	63	102	6.96.E-05
4	G.1	2470	4840	63	102	6.68.E-05
4	G.2	2470	4840	63	102	6.68.E-05
4	H.1	2470	4840	63	102	6.68.E-05
4	H.2	2470	4840	63	102	6.68.E-05
4	I.1	2470	4740	63	102	6.96.E-05
4	I.2	2470	4740	63	102	6.96.E-05
4	J.1	2470	3280	63	102	1.45.E-04
4	J.2	2470	1660	63	102	5.68.E-04
4	J.3	2470	1660	63	102	5.68.E-04
4	J.4	2470	3280	63	102	1.45.E-04
4	K.1	2470	3140	63	102	1.59.E-04
4	K.2	2470	3140	63	102	1.59.E-04
4	L.1	2470	1800	63	102	4.83.E-04
4	L.2	2470	1800	63	102	4.83.E-04
4	M.1	2470	3140	63	102	1.59.E-04
4	M.2	2470	3140	63	102	1.59.E-04
4	N.1	2470	2740	63	102	2.08.E-04
4	N.2	2470	2740	63	102	2.08.E-04

**Tabla 176:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 3 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
3	A.1	2470	2740	95	102	1.39.E-04
3	A.2	2470	2740	95	102	1.39.E-04
3	B.1	2470	3140	95	102	1.06.E-04
3	B.2	2470	3140	95	102	1.06.E-04
3	C.1	2470	1800	145	102	2.10.E-04
3	C.2	2470	1800	145	102	2.10.E-04
3	D.1	2470	3140	95	102	1.06.E-04
3	D.2	2470	3140	95	102	1.06.E-04
3	E.1	2470	3280	95	102	9.69.E-05
3	E.2	2470	1660	95	102	3.78.E-04
3	E.3	2470	1660	95	102	3.78.E-04
3	E.4	2470	3280	95	102	9.69.E-05
3	F.1	2470	4740	95	102	4.64.E-05
3	F.2	2470	4740	95	102	4.64.E-05
3	G.1	2470	4840	95	102	4.45.E-05
3	G.2	2470	4840	95	102	4.45.E-05
3	H.1	2470	4840	95	102	4.45.E-05
3	H.2	2470	4840	95	102	4.45.E-05
3	I.1	2470	4740	95	102	4.64.E-05
3	I.2	2470	4740	95	102	4.64.E-05
3	J.1	2470	3280	95	102	9.69.E-05
3	J.2	2470	1660	95	102	3.78.E-04
3	J.3	2470	1660	95	102	3.78.E-04
3	J.4	2470	3280	95	102	9.69.E-05
3	K.1	2470	3140	95	102	1.06.E-04
3	K.2	2470	3140	95	102	1.06.E-04
3	L.1	2470	1800	145	102	2.10.E-04
3	L.2	2470	1800	145	102	2.10.E-04
3	M.1	2470	3140	95	102	1.06.E-04
3	M.2	2470	3140	95	102	1.06.E-04
3	N.1	2470	2740	95	102	1.39.E-04
3	N.2	2470	2740	95	102	1.39.E-04

**Tabla 177:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 2 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
2	A.1	2470	2740	145	102	9.06.E-05
2	A.2	2470	2740	145	102	9.06.E-05
2	B.1	2470	3140	145	102	6.90.E-05
2	B.2	2470	3140	145	102	6.90.E-05
2	C.1	2470	1800	145	102	2.10.E-04
2	C.2	2470	1800	145	102	2.10.E-04
2	D.1	2470	3140	145	102	6.90.E-05
2	D.2	2470	3140	145	102	6.90.E-05
2	E.1	2470	3280	145	102	6.32.E-05
2	E.2	2470	1660	145	102	2.47.E-04
2	E.3	2470	1660	145	102	2.47.E-04
2	E.4	2470	3280	145	102	6.32.E-05
2	F.1	2470	4740	145	102	3.03.E-05
2	F.2	2470	4740	145	102	3.03.E-05
2	G.1	2470	4840	145	102	2.90.E-05
2	G.2	2470	4840	145	102	2.90.E-05
2	H.1	2470	4840	145	102	2.90.E-05
2	H.2	2470	4840	145	102	2.90.E-05
2	I.1	2470	4740	145	102	3.03.E-05
2	I.2	2470	4740	145	102	3.03.E-05
2	J.1	2470	3280	145	102	6.32.E-05
2	J.2	2470	1660	145	102	2.47.E-04
2	J.3	2470	1660	145	102	2.47.E-04
2	J.4	2470	3280	145	102	6.32.E-05
2	K.1	2470	3140	145	102	6.90.E-05
2	K.2	2470	3140	145	102	6.90.E-05
2	L.1	2470	1800	145	102	2.10.E-04
2	L.2	2470	1800	145	102	2.10.E-04
2	M.1	2470	3140	145	102	6.90.E-05
2	M.2	2470	3140	145	102	6.90.E-05
2	N.1	2470	2740	145	102	9.06.E-05
2	N.2	2470	2740	145	102	9.06.E-05

**Tabla 178:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 1 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
1	A.1	2470	2740	193	102	6.79.E-05
1	A.2	2470	2740	193	102	6.79.E-05
1	B.1	2470	3140	193	102	5.17.E-05
1	B.2	2470	3140	193	102	5.17.E-05
1	C.1	2470	1800	193	102	1.57.E-04
1	C.2	2470	1800	193	102	1.57.E-04
1	D.1	2470	3140	193	102	5.17.E-05
1	D.2	2470	3140	193	102	5.17.E-05
1	E.1	2470	3280	193	102	4.74.E-05
1	E.2	2470	1660	193	102	1.85.E-04
1	E.3	2470	1660	193	102	1.85.E-04
1	E.4	2470	3280	193	102	4.74.E-05
1	F.1	2470	4740	193	102	2.27.E-05
1	F.2	2470	4740	193	102	2.27.E-05
1	G.1	2470	4840	193	102	2.18.E-05
1	G.2	2470	4840	193	102	2.18.E-05
1	H.1	2470	4840	193	102	2.18.E-05
1	H.2	2470	4840	193	102	2.18.E-05
1	I.1	2470	4740	193	102	2.27.E-05
1	I.2	2470	4740	193	102	2.27.E-05
1	J.1	2470	3280	193	102	4.74.E-05
1	J.2	2470	1660	193	102	1.85.E-04
1	J.3	2470	1660	193	102	1.85.E-04
1	J.4	2470	3280	193	102	4.74.E-05
1	K.1	2470	3140	193	102	5.17.E-05
1	K.2	2470	3140	193	102	5.17.E-05
1	L.1	2470	1800	193	102	1.57.E-04
1	L.2	2470	1800	193	102	1.57.E-04
1	M.1	2470	3140	193	102	5.17.E-05
1	M.2	2470	3140	193	102	5.17.E-05
1	N.1	2470	2740	193	102	6.79.E-05
1	N.2	2470	2740	193	102	6.79.E-05

**Tabla 179:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 4 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo De Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
4	A.1	2470	2740	1	9.5	8d	150	304	2.97.E-03
4	A.2	2470	2740	1	9.5	8d	150	304	2.97.E-03
4	B.1	2470	3140	1	9.5	8d	150	304	2.59.E-03
4	B.2	2470	3140	1	9.5	8d	150	304	2.59.E-03
4	C.1	2470	1800	1	9.5	8d	150	304	4.52.E-03
4	C.2	2470	1800	1	9.5	8d	150	304	4.52.E-03
4	D.1	2470	3140	1	9.5	8d	150	304	2.59.E-03
4	D.2	2470	3140	1	9.5	8d	150	304	2.59.E-03
4	E.1	2470	3280	1	9.5	8d	150	304	2.48.E-03
4	E.2	2470	1660	1	9.5	8d	150	304	4.90.E-03
4	E.3	2470	1660	1	9.5	8d	150	304	4.90.E-03
4	E.4	2470	3280	1	9.5	8d	150	304	2.48.E-03
4	F.1	2470	4740	1	9.5	8d	150	304	1.72.E-03
4	F.2	2470	4740	1	9.5	8d	150	304	1.72.E-03
4	G.1	2470	4840	1	9.5	8d	150	304	1.68.E-03
4	G.2	2470	4840	1	9.5	8d	150	304	1.68.E-03
4	H.1	2470	4840	1	9.5	8d	150	304	1.68.E-03
4	H.2	2470	4840	1	9.5	8d	150	304	1.68.E-03
4	I.1	2470	4740	1	9.5	8d	150	304	1.72.E-03
4	I.2	2470	4740	1	9.5	8d	150	304	1.72.E-03
4	J.1	2470	3280	1	9.5	8d	150	304	2.48.E-03
4	J.2	2470	1660	1	9.5	8d	150	304	4.90.E-03
4	J.3	2470	1660	1	9.5	8d	150	304	4.90.E-03
4	J.4	2470	3280	1	9.5	8d	150	304	2.48.E-03
4	K.1	2470	3140	1	9.5	8d	150	304	2.59.E-03
4	K.2	2470	3140	1	9.5	8d	150	304	2.59.E-03
4	L.1	2470	1800	1	9.5	8d	150	304	4.52.E-03
4	L.2	2470	1800	1	9.5	8d	150	304	4.52.E-03
4	M.1	2470	3140	1	9.5	8d	150	304	2.59.E-03
4	M.2	2470	3140	1	9.5	8d	150	304	2.59.E-03
4	N.1	2470	2740	1	9.5	8d	150	304	2.97.E-03
4	N.2	2470	2740	1	9.5	8d	150	304	2.97.E-03

**Tabla 180:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 3 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo De Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf <sup>a</sup> /m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
3	A.1	2470	2740	1	9.5	8d	100	446	2.02.E-03
3	A.2	2470	2740	1	9.5	8d	100	446	2.02.E-03
3	B.1	2470	3140	1	9.5	8d	100	446	1.76.E-03
3	B.2	2470	3140	1	9.5	8d	100	446	1.76.E-03
3	C.1	2470	1800	1	9.5	8d	100	446	3.07.E-03
3	C.2	2470	1800	1	9.5	8d	100	446	3.07.E-03
3	D.1	2470	3140	1	9.5	8d	100	446	1.76.E-03
3	D.2	2470	3140	1	9.5	8d	100	446	1.76.E-03
3	E.1	2470	3280	1	9.5	8d	100	446	1.69.E-03
3	E.2	2470	1660	1	9.5	8d	100	446	3.33.E-03
3	E.3	2470	1660	1	9.5	8d	100	446	3.33.E-03
3	E.4	2470	3280	1	9.5	8d	100	446	1.69.E-03
3	F.1	2470	4740	1	9.5	8d	100	446	1.17.E-03
3	F.2	2470	4740	1	9.5	8d	100	446	1.17.E-03
3	G.1	2470	4840	1	9.5	8d	100	446	1.14.E-03
3	G.2	2470	4840	1	9.5	8d	100	446	1.14.E-03
3	H.1	2470	4840	1	9.5	8d	100	446	1.14.E-03
3	H.2	2470	4840	1	9.5	8d	100	446	1.14.E-03
3	I.1	2470	4740	1	9.5	8d	100	446	1.17.E-03
3	I.2	2470	4740	1	9.5	8d	100	446	1.17.E-03
3	J.1	2470	3280	1	9.5	8d	100	446	1.69.E-03
3	J.2	2470	1660	1	9.5	8d	100	446	3.33.E-03
3	J.3	2470	1660	1	9.5	8d	100	446	3.33.E-03
3	J.4	2470	3280	1	9.5	8d	100	446	1.69.E-03
3	K.1	2470	3140	1	9.5	8d	100	446	1.76.E-03
3	K.2	2470	3140	1	9.5	8d	100	446	1.76.E-03
3	L.1	2470	1800	1	9.5	8d	100	446	3.07.E-03
3	L.2	2470	1800	1	9.5	8d	100	446	3.07.E-03
3	M.1	2470	3140	1	9.5	8d	100	446	1.76.E-03
3	M.2	2470	3140	1	9.5	8d	100	446	1.76.E-03
3	N.1	2470	2740	1	9.5	8d	100	446	2.02.E-03
3	N.2	2470	2740	1	9.5	8d	100	446	2.02.E-03

**Tabla 181:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 2 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo De Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf <sup>a</sup> /m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
2	A.1	2470	2740	1	9.5	8d	50	804	1.12.E-03
2	A.2	2470	2740	1	9.5	8d	50	804	1.12.E-03
2	B.1	2470	3140	1	9.5	8d	50	804	9.79.E-04
2	B.2	2470	3140	1	9.5	8d	50	804	9.79.E-04
2	C.1	2470	1800	1	9.5	8d	50	804	1.71.E-03
2	C.2	2470	1800	1	9.5	8d	50	804	1.71.E-03
2	D.1	2470	3140	1	9.5	8d	50	804	9.79.E-04
2	D.2	2470	3140	1	9.5	8d	50	804	9.79.E-04
2	E.1	2470	3280	1	9.5	8d	50	804	9.37.E-04
2	E.2	2470	1660	1	9.5	8d	50	804	1.85.E-03
2	E.3	2470	1660	1	9.5	8d	50	804	1.85.E-03
2	E.4	2470	3280	1	9.5	8d	50	804	9.37.E-04
2	F.1	2470	4740	1	9.5	8d	50	804	6.48.E-04
2	F.2	2470	4740	1	9.5	8d	50	804	6.48.E-04
2	G.1	2470	4840	1	9.5	8d	50	804	6.35.E-04
2	G.2	2470	4840	1	9.5	8d	50	804	6.35.E-04
2	H.1	2470	4840	1	9.5	8d	50	804	6.35.E-04
2	H.2	2470	4840	1	9.5	8d	50	804	6.35.E-04
2	I.1	2470	4740	1	9.5	8d	50	804	6.48.E-04
2	I.2	2470	4740	1	9.5	8d	50	804	6.48.E-04
2	J.1	2470	3280	1	9.5	8d	50	804	9.37.E-04
2	J.2	2470	1660	1	9.5	8d	50	804	1.85.E-03
2	J.3	2470	1660	1	9.5	8d	50	804	1.85.E-03
2	J.4	2470	3280	1	9.5	8d	50	804	9.37.E-04
2	K.1	2470	3140	1	9.5	8d	50	804	9.79.E-04
2	K.2	2470	3140	1	9.5	8d	50	804	9.79.E-04
2	L.1	2470	1800	1	9.5	8d	50	804	1.71.E-03
2	L.2	2470	1800	1	9.5	8d	50	804	1.71.E-03
2	M.1	2470	3140	1	9.5	8d	50	804	9.79.E-04
2	M.2	2470	3140	1	9.5	8d	50	804	9.79.E-04
2	N.1	2470	2740	1	9.5	8d	50	804	1.12.E-03
2	N.2	2470	2740	1	9.5	8d	50	804	1.12.E-03

**Tabla 182:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 1 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo De Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf <sup>a</sup> /m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
1	A.1	2470	2740	2	9.5	8d	50	1607	5.61.E-04
1	A.2	2470	2740	2	9.5	8d	50	1607	5.61.E-04
1	B.1	2470	3140	2	9.5	8d	50	1607	4.89.E-04
1	B.2	2470	3140	2	9.5	8d	50	1607	4.89.E-04
1	C.1	2470	1800	2	9.5	8d	50	1607	8.54.E-04
1	C.2	2470	1800	2	9.5	8d	50	1607	8.54.E-04
1	D.1	2470	3140	2	9.5	8d	50	1607	4.89.E-04
1	D.2	2470	3140	2	9.5	8d	50	1607	4.89.E-04
1	E.1	2470	3280	2	9.5	8d	50	1607	4.69.E-04
1	E.2	2470	1660	2	9.5	8d	50	1607	9.26.E-04
1	E.3	2470	1660	2	9.5	8d	50	1607	9.26.E-04
1	E.4	2470	3280	2	9.5	8d	50	1607	4.69.E-04
1	F.1	2470	4740	2	9.5	8d	50	1607	3.24.E-04
1	F.2	2470	4740	2	9.5	8d	50	1607	3.24.E-04
1	G.1	2470	4840	2	9.5	8d	50	1607	3.18.E-04
1	G.2	2470	4840	2	9.5	8d	50	1607	3.18.E-04
1	H.1	2470	4840	2	9.5	8d	50	1607	3.18.E-04
1	H.2	2470	4840	2	9.5	8d	50	1607	3.18.E-04
1	I.1	2470	4740	2	9.5	8d	50	1607	3.24.E-04
1	I.2	2470	4740	2	9.5	8d	50	1607	3.24.E-04
1	J.1	2470	3280	2	9.5	8d	50	1607	4.69.E-04
1	J.2	2470	1660	2	9.5	8d	50	1607	9.26.E-04
1	J.3	2470	1660	2	9.5	8d	50	1607	9.26.E-04
1	J.4	2470	3280	2	9.5	8d	50	1607	4.69.E-04
1	K.1	2470	3140	2	9.5	8d	50	1607	4.89.E-04
1	K.2	2470	3140	2	9.5	8d	50	1607	4.89.E-04
1	L.1	2470	1800	2	9.5	8d	50	1607	8.54.E-04
1	L.2	2470	1800	2	9.5	8d	50	1607	8.54.E-04
1	M.1	2470	3140	2	9.5	8d	50	1607	4.89.E-04
1	M.2	2470	3140	2	9.5	8d	50	1607	4.89.E-04
1	N.1	2470	2740	2	9.5	8d	50	1607	5.61.E-04
1	N.2	2470	2740	2	9.5	8d	50	1607	5.61.E-04

229

**Tabla 183:** Rígidez axial de los anclajes y flexibilidad al volcamiento de los muros del piso 4 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Ancho PPDD de borde $b_{ext}$ [mm]	Modelo de HD	Dimensión $b_{HD}$ [mm]	Capacidad a tracción HD $T_{adm}$ [tonf]	Deformación admisible HD $\Delta_{adm}$ [mm]	Rígidez HD $K_{HD}$ [tonf/m]	Flexibilidad al volcamiento $F_v$ [m/tonf]
4	A.1	2470	2740	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	3.54.E-03
4	A.2	2470	2740	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	3.54.E-03
4	B.1	2470	3140	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	2.68.E-03
4	B.2	2470	3140	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	2.68.E-03
4	C.1	2470	1800	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	8.43.E-03
4	C.2	2470	1800	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	8.43.E-03
4	D.1	2470	3140	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	2.68.E-03
4	D.2	2470	3140	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	2.68.E-03
4	E:1	2470	3280	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	2.45.E-03
4	E.2	2470	1660	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	9.99.E-03
4	E.3	2470	1660	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	9.99.E-03
4	E.4	2470	3280	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	2.45.E-03
4	F.1	2470	4740	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	1.16.E-03
4	F.2	2470	4740	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	1.16.E-03
4	G.1	2470	4840	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	1.11.E-03
4	G.2	2470	4840	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	1.11.E-03
4	H.1	2470	4840	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	1.11.E-03
4	H.2	2470	4840	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	1.11.E-03
4	I.1	2470	4740	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	1.16.E-03
4	I.2	2470	4740	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	1.16.E-03
4	J.1	2470	3280	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	2.45.E-03
4	J.2	2470	1660	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	9.99.E-03
4	J.3	2470	1660	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	9.99.E-03
4	J.4	2470	3280	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	2.45.E-03
4	K.1	2470	3140	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	2.68.E-03
4	K.2	2470	3140	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	2.68.E-03
4	L.1	2470	1800	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	8.43.E-03
4	L.2	2470	1800	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	8.43.E-03
4	M.1	2470	3140	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	2.68.E-03
4	M.2	2470	3140	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	2.68.E-03
4	N.1	2470	2740	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	3.54.E-03
4	N.2	2470	2740	70	HD5B	31.8	0.94	3.9	242	3.54.E-03

**Tabla 184:** Rígidez axial de los anclajes y flexibilidad al volcamiento de los muros del piso 3 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Ancho PPDD de borde $b_{ext}$ [mm]	Modelo de HD	Dimensión $b_{HD}$ [mm]	Capacidad a tracción HD $T_{adm}^{adm}$ [tonf]	Deformación admisible HD $\Delta_{adm}$ [mm]	Rígidez HD $K_{HD}$ [tonf/m]	Flexibilidad al volcamiento $F_v$ [m/tonf]
3	A.1	2470	2740	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.75.E-03
3	A.2	2470	2740	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.75.E-03
3	B.1	2470	3140	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.32.E-03
3	B.2	2470	3140	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.32.E-03
3	C.1	2470	1800	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	4.21.E-03
3	C.2	2470	1800	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	4.21.E-03
3	D.1	2470	3140	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.32.E-03
3	D.2	2470	3140	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.32.E-03
3	E:1	2470	3280	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.20.E-03
3	E.2	2470	1660	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	5.00.E-03
3	E.3	2470	1660	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	5.00.E-03
3	E.4	2470	3280	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.20.E-03
3	F.1	2470	4740	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	5.66.E-04
3	F.2	2470	4740	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	5.66.E-04
3	G.1	2470	4840	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	5.43.E-04
3	G.2	2470	4840	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	5.43.E-04
3	H.1	2470	4840	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	5.43.E-04
3	H.2	2470	4840	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	5.43.E-04
3	I.1	2470	4740	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	5.66.E-04
3	I.2	2470	4740	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	5.66.E-04
3	J.1	2470	3280	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.20.E-03
3	J.2	2470	1660	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	5.00.E-03
3	J.3	2470	1660	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	5.00.E-03
3	J.4	2470	3280	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.20.E-03
3	K.1	2470	3140	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.32.E-03
3	K.2	2470	3140	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.32.E-03
3	L.1	2470	1800	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	4.21.E-03
3	L.2	2470	1800	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	4.21.E-03
3	M.1	2470	3140	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.32.E-03
3	M.2	2470	3140	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.32.E-03
3	N.1	2470	2740	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.75.E-03
3	N.2	2470	2740	105	HD5B	31.8	1.90	3.8	499	1.75.E-03

**Tabla 185:** Rígidez axial de los anclajes y flexibilidad al volcamiento de los muros del piso 2 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Ancho PPDD de borde $b_{ext}$ [mm]	Modelo de HD	Dimensión $b_{HD}$ [mm]	Capacidad a tracción HD $T_{adm}$ [tonf]	Deformación admisible HD $\Delta_{adm}$ [mm]	Rígidez HD $K_{HD}$ [tonf/m]	Flexibilidad al volcamiento $F_v$ [m/tonf]
2	A.1	2470	2740	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	1.23.E-03
2	A.2	2470	2740	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	1.23.E-03
2	B.1	2470	3140	105	HD7B	31.8	2.82	3.9	721	9.14.E-04
2	B.2	2470	3140	105	HD7B	31.8	2.82	3.9	721	9.14.E-04
2	C.1	2470	1800	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	2.96.E-03
2	C.2	2470	1800	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	2.96.E-03
2	D.1	2470	3140	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	9.27.E-04
2	D.2	2470	3140	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	9.27.E-04
2	E:1	2470	3280	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	8.47.E-04
2	E.2	2470	1660	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	3.52.E-03
2	E.3	2470	1660	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	3.52.E-03
2	E.4	2470	3280	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	8.47.E-04
2	F.1	2470	4740	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	3.98.E-04
2	F.2	2470	4740	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	3.98.E-04
2	G.1	2470	4840	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	3.81.E-04
2	G.2	2470	4840	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	3.81.E-04
2	H.1	2470	4840	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	3.81.E-04
2	H.2	2470	4840	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	3.81.E-04
2	I.1	2470	4740	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	3.98.E-04
2	I.2	2470	4740	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	3.98.E-04
2	J.1	2470	3280	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	8.47.E-04
2	J.2	2470	1660	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	3.52.E-03
2	J.3	2470	1660	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	3.52.E-03
2	J.4	2470	3280	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	8.47.E-04
2	K.1	2470	3140	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	9.27.E-04
2	K.2	2470	3140	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	9.27.E-04
2	L.1	2470	1800	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	2.96.E-03
2	L.2	2470	1800	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	2.96.E-03
2	M.1	2470	3140	105	HD7B	31.8	2.82	3.9	721	9.14.E-04
2	M.2	2470	3140	105	HD7B	31.8	2.82	3.9	721	9.14.E-04
2	N.1	2470	2740	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	1.23.E-03
2	N.2	2470	2740	105	HD7B	31.8	2.56	3.6	711	1.23.E-03

**Tabla 186:** Rígidez axial de los anclajes y flexibilidad al volcamiento de los muros del piso 1 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Ancho PPDD de borde $b_{ext}$ [mm]	Modelo de HD	Dimensión $b_{HD}$ [mm]	Capacidad a tracción HD $T_{adm}$ [tonf]	Deformación admisible HD $\Delta_{adm}$ [mm]	Rígidez HD $K_{HD}$ [tonf/m]	Flexibilidad al volcamiento $F_v$ [m/tonf]
1	A.1	2470	2740	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	9.34.E-04
1	A.2	2470	2740	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	9.34.E-04
1	B.1	2470	3140	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	7.02.E-04
1	B.2	2470	3140	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	7.02.E-04
1	C.1	2470	1800	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	2.29.E-03
1	C.2	2470	1800	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	2.29.E-03
1	D.1	2470	3140	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	7.93.E-04
1	D.2	2470	3140	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	7.93.E-04
1	E:1	2470	3280	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	7.24.E-04
1	E.2	2470	1660	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	2.74.E-03
1	E.3	2470	1660	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	2.74.E-03
1	E.4	2470	3280	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	7.24.E-04
1	F.1	2470	4740	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	3.38.E-04
1	F.2	2470	4740	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	3.38.E-04
1	G.1	2470	4840	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	3.24.E-04
1	G.2	2470	4840	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	3.24.E-04
1	H.1	2470	4840	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	3.24.E-04
1	H.2	2470	4840	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	3.24.E-04
1	I.1	2470	4740	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	3.38.E-04
1	I.2	2470	4740	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	3.38.E-04
1	J.1	2470	3280	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	7.24.E-04
1	J.2	2470	1660	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	2.74.E-03
1	J.3	2470	1660	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	2.74.E-03
1	J.4	2470	3280	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	7.24.E-04
1	K.1	2470	3140	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	7.93.E-04
1	K.2	2470	3140	140	HD9B	31.8	3.82	4.5	846	7.93.E-04
1	L.1	2470	1800	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	2.29.E-03
1	L.2	2470	1800	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	2.29.E-03
1	M.1	2470	3140	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	7.02.E-04
1	M.2	2470	3140	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	7.02.E-04
1	N.1	2470	2740	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	9.34.E-04
1	N.2	2470	2740	140	HD12	54.0	4.18	4.3	962	9.34.E-04

## 6.4.4. Esfuerzos principales de los muros en dirección X-X

**Tabla 187:** Esfuerzos principales de los muros del piso 4 en dirección X-X del edificio tipo A

Piso	Muro	D	L	Sx		+Stx		-Stx	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
4	1.1	0.35	0.17	0.71	1.9	0.64	1.7	0.78	2.1
4	1.2	0.22	0.11	0.15	0.4	0.14	0.4	0.17	0.5
4	1.3	0.39	0.17	1.04	2.8	0.93	2.5	1.14	3.1
4	1.4	0.22	0.11	0.15	0.4	0.14	0.4	0.17	0.5
4	1.5	0.35	0.17	0.71	1.9	0.64	1.7	0.78	2.1
4	2.1	0.42	0.26	0.66	1.8	0.63	1.7	0.69	1.9
4	2.2	0.42	0.26	0.66	1.8	0.63	1.7	0.69	1.9
4	3.1	0.32	0.22	0.27	0.7	0.26	0.7	0.27	0.7
4	3.2	0.32	0.22	0.27	0.7	0.26	0.7	0.27	0.7
4	4.1	0.73	0.38	2.12	5.7	2.13	5.7	2.11	5.6
4	4.2	0.81	0.46	2.12	5.7	2.13	5.7	2.11	5.6
4	4.3	0.81	0.46	2.12	5.7	2.13	5.7	2.11	5.6
4	4.4	0.73	0.38	2.12	5.7	2.13	5.7	2.11	5.6
4	5.1	0.32	0.22	0.27	0.7	0.28	0.8	0.26	0.7
4	5.2	0.32	0.22	0.27	0.7	0.28	0.8	0.26	0.7
4	6.1	0.42	0.26	0.67	1.8	0.71	1.9	0.64	1.7
4	6.2	0.42	0.26	0.67	1.8	0.71	1.9	0.64	1.7
4	7.1	0.35	0.17	0.74	2.0	0.82	2.2	0.66	1.8
4	7.2	0.22	0.11	0.16	0.4	0.18	0.5	0.14	0.4
4	7.3	0.27	0.17	0.31	0.8	0.34	0.9	0.28	0.7
4	7.4	0.22	0.11	0.16	0.4	0.18	0.5	0.14	0.4
4	7.5	0.35	0.17	0.74	2.0	0.82	2.2	0.66	1.8

**Tabla 188:** Esfuerzos principales de los muros del piso 3 en dirección X del edificio tipo A

Piso	Muro	D	L	Sx		+Stx		-Stx	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
3	1.1	0.75	0.35	1.01	4.6	0.91	4.1	1.11	5.1
3	1.2	0.46	0.23	0.25	1.1	0.22	1.0	0.27	1.2
3	1.3	0.85	0.33	1.49	6.8	1.34	6.1	1.64	7.5
3	1.4	0.46	0.23	0.25	1.1	0.22	1.0	0.27	1.2
3	1.5	0.75	0.35	1.01	4.6	0.91	4.1	1.11	5.1
3	2.1	0.88	0.52	0.94	4.3	0.90	4.1	0.98	4.5
3	2.2	0.88	0.52	0.94	4.3	0.90	4.1	0.98	4.5
3	3.1	0.66	0.44	0.37	1.7	0.36	1.7	0.38	1.7
3	3.2	0.66	0.44	0.37	1.7	0.36	1.7	0.38	1.7
3	4.1	1.55	0.76	3.14	14.1	3.16	14.2	3.13	14.0
3	4.2	1.70	0.93	3.14	14.1	3.16	14.2	3.13	14.0
3	4.3	1.70	0.93	3.14	14.1	3.16	14.2	3.13	14.0
3	4.4	1.55	0.76	3.14	14.1	3.16	14.2	3.13	14.0
3	5.1	0.66	0.44	0.37	1.7	0.39	1.8	0.36	1.7
3	5.2	0.66	0.44	0.37	1.7	0.39	1.8	0.36	1.7
3	6.1	0.88	0.52	0.96	4.4	1.01	4.6	0.91	4.1
3	6.2	0.88	0.52	0.96	4.4	1.01	4.6	0.91	4.1
3	7.1	0.75	0.35	1.05	4.8	1.17	5.3	0.94	4.3
3	7.2	0.46	0.23	0.26	1.1	0.29	1.2	0.23	1.0
3	7.3	0.58	0.33	0.43	2.0	0.48	2.2	0.39	1.8
3	7.4	0.46	0.23	0.26	1.1	0.29	1.2	0.23	1.0
3	7.5	0.75	0.35	1.05	4.8	1.17	5.3	0.94	4.3

**Tabla 189:** Esfuerzos principales de los muros del piso 2 en dirección X del edificio tipo A

Piso	Muro	D	L	Sx		+Stx		-Stx	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
2	1.1	1.19	0.52	1.25	8.0	1.14	7.2	1.37	8.7
2	1.2	0.74	0.34	0.33	2.0	0.30	1.8	0.36	2.1
2	1.3	1.34	0.50	1.85	11.7	1.68	10.6	2.03	12.9
2	1.4	0.74	0.34	0.33	2.0	0.30	1.8	0.36	2.1
2	1.5	1.19	0.52	1.25	8.0	1.14	7.2	1.37	8.7
2	2.1	1.38	0.77	1.16	7.4	1.12	7.1	1.21	7.7
2	2.2	1.38	0.77	1.16	7.4	1.12	7.1	1.21	7.7
2	3.1	1.03	0.66	0.45	2.9	0.44	2.8	0.47	3.0
2	3.2	1.03	0.66	0.45	2.9	0.44	2.8	0.47	3.0
2	4.1	2.44	1.14	3.92	24.6	3.93	24.7	3.90	24.5
2	4.2	2.66	1.39	3.92	24.6	3.93	24.7	3.90	24.5
2	4.3	2.66	1.39	3.92	24.6	3.93	24.7	3.90	24.5
2	4.4	2.44	1.14	3.92	24.6	3.93	24.7	3.90	24.5
2	5.1	1.03	0.66	0.46	3.0	0.48	3.1	0.45	2.9
2	5.2	1.03	0.66	0.46	3.0	0.48	3.1	0.45	2.9
2	6.1	1.38	0.77	1.19	7.6	1.25	7.9	1.13	7.2
2	6.2	1.38	0.77	1.19	7.6	1.25	7.9	1.13	7.2
2	7.1	1.19	0.52	1.31	8.3	1.44	9.2	1.18	7.5
2	7.2	0.74	0.34	0.34	2.0	0.38	2.3	0.31	1.8
2	7.3	0.92	0.50	0.54	3.4	0.59	3.8	0.48	3.1
2	7.4	0.74	0.34	0.34	2.0	0.38	2.3	0.31	1.8
2	7.5	1.19	0.52	1.31	8.3	1.44	9.2	1.18	7.5

**Tabla 190:** Esfuerzos principales de los muros del piso 1 en dirección X del edificio tipo A

Piso	Muro	D	L	Sx		+Stx		-Stx	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	1.1	1.63	0.70	1.46	11.7	1.34	10.6	1.58	12.8
1	1.2	1.01	0.46	0.40	3.0	0.37	2.7	0.43	3.3
1	1.3	1.84	0.67	2.16	17.3	1.98	15.7	2.33	18.9
1	1.4	1.01	0.46	0.40	3.0	0.37	2.7	0.43	3.3
1	1.5	1.63	0.70	1.46	11.7	1.34	10.6	1.58	12.8
1	2.1	1.88	1.03	1.36	10.9	1.31	10.5	1.41	11.3
1	2.2	1.88	1.03	1.36	10.9	1.31	10.5	1.41	11.3
1	3.1	1.40	0.88	0.53	4.3	0.52	4.2	0.54	4.4
1	3.2	1.40	0.88	0.53	4.3	0.52	4.2	0.54	4.4
1	4.1	3.34	1.52	4.50	36.2	4.52	36.3	4.48	36.0
1	4.2	3.64	1.86	4.50	36.2	4.52	36.3	4.48	36.0
1	4.3	3.64	1.86	4.50	36.2	4.52	36.3	4.48	36.0
1	4.4	3.34	1.52	4.50	36.2	4.52	36.3	4.48	36.0
1	5.1	1.40	0.88	0.54	4.4	0.55	4.5	0.52	4.2
1	5.2	1.40	0.88	0.54	4.4	0.55	4.5	0.52	4.2
1	6.1	1.88	1.03	1.38	11.1	1.44	11.7	1.32	10.6
1	6.2	1.88	1.03	1.38	11.1	1.44	11.7	1.32	10.6
1	7.1	1.63	0.70	1.52	12.2	1.65	13.4	1.39	11.1
1	7.2	1.01	0.46	0.42	3.1	0.45	3.4	0.39	2.8
1	7.3	1.41	0.67	0.84	5.6	0.90	6.1	0.78	5.1
1	7.4	1.01	0.46	0.42	3.1	0.45	3.4	0.39	2.8
1	7.5	1.63	0.70	1.52	12.2	1.65	13.4	1.39	11.1

## 6.4.5. Esfuerzos principales de los muros en dirección Y-Y

**Tabla 191:** Esfuerzos principales de los muros del piso 4 en dirección Y-Y del edificio tipo A

Piso	Muro	D	L	Sy		+Sty		-Sty	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
4	A.1	0.97	0.85	0.41	1.1	0.62	1.7	0.20	0.5
4	A.2	0.97	0.85	0.41	1.1	0.62	1.7	0.20	0.5
4	B.1	0.95	0.79	0.51	1.4	0.74	2.0	0.28	0.7
4	B.2	0.95	0.79	0.51	1.4	0.74	2.0	0.28	0.7
4	C.1	1.19	1.17	0.21	0.6	0.28	0.7	0.13	0.4
4	C.2	1.19	1.17	0.21	0.6	0.28	0.7	0.13	0.4
4	D.1	1.44	1.34	0.51	1.4	0.68	1.8	0.34	0.9
4	D.2	1.44	1.34	0.51	1.4	0.68	1.8	0.34	0.9
4	E.1	1.78	1.71	0.54	1.5	0.69	1.8	0.40	1.1
4	E.2	0.95	0.91	0.18	0.5	0.23	0.6	0.13	0.4
4	E.3	0.95	0.91	0.18	0.5	0.23	0.6	0.13	0.4
4	E.4	1.78	1.71	0.54	1.5	0.69	1.8	0.40	1.1
4	F.1	2.54	2.44	0.94	2.5	1.06	2.8	0.82	2.2
4	F.2	2.54	2.44	0.94	2.5	1.06	2.8	0.82	2.2
4	G.1	2.55	2.44	0.97	2.6	1.03	2.8	0.91	2.4
4	G.2	2.55	2.44	0.97	2.6	1.03	2.8	0.91	2.4
4	H.1	2.55	2.44	0.97	2.6	0.91	2.4	1.03	2.8
4	H.2	2.55	2.44	0.97	2.6	0.91	2.4	1.03	2.8
4	I.1	2.54	2.44	0.94	2.5	0.82	2.2	1.06	2.9
4	I.2	2.54	2.44	0.94	2.5	0.82	2.2	1.06	2.9
4	J.1	1.78	1.71	0.55	1.5	0.40	1.1	0.69	1.8
4	J.2	0.95	0.91	0.18	0.5	0.13	0.4	0.23	0.6
4	J.3	0.95	0.91	0.18	0.5	0.13	0.4	0.23	0.6
4	J.4	1.78	1.71	0.55	1.5	0.40	1.1	0.69	1.8
4	K.1	1.44	1.34	0.51	1.4	0.34	0.9	0.68	1.8
4	K.2	1.44	1.34	0.51	1.4	0.34	0.9	0.68	1.8
4	L.1	1.19	1.17	0.21	0.6	0.13	0.4	0.28	0.7
4	L.2	1.19	1.17	0.21	0.6	0.13	0.4	0.28	0.7
4	M.1	0.95	0.79	0.51	1.4	0.28	0.7	0.74	2.0
4	M.2	0.95	0.79	0.51	1.4	0.28	0.7	0.74	2.0
4	N.1	0.97	0.85	0.41	1.1	0.20	0.5	0.62	1.7
4	N.2	0.97	0.85	0.41	1.1	0.20	0.5	0.62	1.7

**Tabla 192:** Esfuerzos principales de los muros del piso 3 en dirección Y del edificio tipo A

Piso	Muro	D	L	Sy		+Sty		-Sty	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
3	A.1	1.95	1.69	0.60	2.7	0.88	4.0	0.33	1.4
3	A.2	1.95	1.69	0.60	2.7	0.88	4.0	0.33	1.4
3	B.1	1.90	1.57	0.74	3.4	1.05	4.8	0.44	1.9
3	B.2	1.90	1.57	0.74	3.4	1.05	4.8	0.44	1.9
3	C.1	2.41	2.34	0.31	1.4	0.40	1.8	0.21	0.9
3	C.2	2.41	2.34	0.31	1.4	0.40	1.8	0.21	0.9
3	D.1	2.90	2.68	0.74	3.4	0.97	4.4	0.52	2.3
3	D.2	2.90	2.68	0.74	3.4	0.97	4.4	0.52	2.3
3	E.1	3.57	3.41	0.80	3.6	0.98	4.5	0.61	2.7
3	E.2	1.91	1.83	0.27	1.2	0.33	1.5	0.20	0.9
3	E.3	1.91	1.83	0.27	1.2	0.33	1.5	0.20	0.9
3	E.4	3.57	3.41	0.80	3.6	0.98	4.5	0.61	2.7
3	F.1	5.11	4.89	1.36	6.2	1.52	6.9	1.20	5.4
3	F.2	5.11	4.89	1.36	6.2	1.52	6.9	1.20	5.4
3	G.1	5.12	4.89	1.40	6.4	1.48	6.7	1.32	6.0
3	G.2	5.12	4.89	1.40	6.4	1.48	6.7	1.32	6.0
3	H.1	5.12	4.89	1.40	6.4	1.32	6.0	1.48	6.7
3	H.2	5.12	4.89	1.40	6.4	1.32	6.0	1.48	6.7
3	I.1	5.11	4.89	1.36	6.2	1.20	5.4	1.52	6.9
3	I.2	5.11	4.89	1.36	6.2	1.20	5.4	1.52	6.9
3	J.1	3.57	3.41	0.80	3.6	0.61	2.7	0.98	4.5
3	J.2	1.91	1.83	0.27	1.2	0.20	0.9	0.33	1.5
3	J.3	1.91	1.83	0.27	1.2	0.20	0.9	0.33	1.5
3	J.4	3.57	3.41	0.80	3.6	0.61	2.7	0.98	4.5
3	K.1	2.90	2.68	0.75	3.4	0.52	2.3	0.97	4.4
3	K.2	2.90	2.68	0.75	3.4	0.52	2.3	0.97	4.4
3	L.1	2.41	2.34	0.31	1.4	0.21	0.9	0.40	1.8
3	L.2	2.41	2.34	0.31	1.4	0.21	0.9	0.40	1.8
3	M.1	1.90	1.57	0.75	3.4	0.44	1.9	1.05	4.8
3	M.2	1.90	1.57	0.75	3.4	0.44	1.9	1.05	4.8
3	N.1	1.95	1.69	0.60	2.7	0.33	1.4	0.88	4.0
3	N.2	1.95	1.69	0.60	2.7	0.33	1.4	0.88	4.0

**Tabla 193:** Esfuerzos principales de los muros del piso 2 en dirección Y del edificio tipo A

Piso	Muro	D	L	Sy		+Sty		-Sty	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
2	A.1	2.97	2.54	0.75	4.7	1.06	6.9	0.44	2.6
2	A.2	2.97	2.54	0.75	4.7	1.06	6.9	0.44	2.6
2	B.1	2.90	2.36	0.93	5.9	1.27	8.2	0.58	3.5
2	B.2	2.90	2.36	0.93	5.9	1.27	8.2	0.58	3.5
2	C.1	3.63	3.51	0.38	2.4	0.49	3.1	0.27	1.6
2	C.2	3.63	3.51	0.38	2.4	0.49	3.1	0.27	1.6
2	D.1	4.39	4.02	0.93	5.9	1.18	7.6	0.67	4.1
2	D.2	4.39	4.02	0.93	5.9	1.18	7.6	0.67	4.1
2	E.1	5.40	5.12	0.99	6.3	1.20	7.7	0.78	4.8
2	E.2	2.89	2.74	0.33	2.1	0.40	2.6	0.26	1.6
2	E.3	2.89	2.74	0.33	2.1	0.40	2.6	0.26	1.6
2	E.4	5.40	5.12	0.99	6.3	1.20	7.7	0.78	4.8
2	F.1	7.72	7.33	1.70	10.7	1.88	12.0	1.52	9.5
2	F.2	7.72	7.33	1.70	10.7	1.88	12.0	1.52	9.5
2	G.1	7.74	7.33	1.75	11.0	1.84	11.7	1.66	10.4
2	G.2	7.74	7.33	1.75	11.0	1.84	11.7	1.66	10.4
2	H.1	7.74	7.33	1.75	11.1	1.66	10.4	1.84	11.7
2	H.2	7.74	7.33	1.75	11.1	1.66	10.4	1.84	11.7
2	I.1	7.72	7.33	1.70	10.7	1.52	9.5	1.88	12.0
2	I.2	7.72	7.33	1.70	10.7	1.52	9.5	1.88	12.0
2	J.1	5.40	5.12	0.99	6.3	0.78	4.8	1.21	7.7
2	J.2	2.89	2.74	0.33	2.1	0.26	1.6	0.40	2.6
2	J.3	2.89	2.74	0.33	2.1	0.26	1.6	0.40	2.6
2	J.4	5.40	5.12	0.99	6.3	0.78	4.8	1.21	7.7
2	K.1	4.39	4.02	0.93	5.9	0.67	4.1	1.19	7.6
2	K.2	4.39	4.02	0.93	5.9	0.67	4.1	1.19	7.6
2	L.1	3.63	3.51	0.38	2.4	0.27	1.6	0.49	3.1
2	L.2	3.63	3.51	0.38	2.4	0.27	1.6	0.49	3.1
2	M.1	2.90	2.36	0.93	5.9	0.59	3.5	1.28	8.2
2	M.2	2.90	2.36	0.93	5.9	0.59	3.5	1.28	8.2
2	N.1	2.97	2.54	0.75	4.7	0.44	2.6	1.06	6.9
2	N.2	2.97	2.54	0.75	4.7	0.44	2.6	1.06	6.9

**Tabla 194:** Esfuerzos principales de los muros del piso 1 en dirección Y del edificio tipo A

Piso	Muro	D	L	Sy		+Sty		-Sty	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	A.1	4.04	3.39	0.88	7.0	1.20	10.0	0.55	4.0
1	A.2	4.04	3.39	0.88	7.0	1.20	10.0	0.55	4.0
1	B.1	3.96	3.15	1.09	8.7	1.45	12.0	0.73	5.4
1	B.2	3.96	3.15	1.09	8.7	1.45	12.0	0.73	5.4
1	C.1	4.91	4.68	0.44	3.5	0.55	4.6	0.33	2.5
1	C.2	4.91	4.68	0.44	3.5	0.55	4.6	0.33	2.5
1	D.1	5.95	5.36	1.08	8.6	1.34	11.1	0.81	6.2
1	D.2	5.95	5.36	1.08	8.6	1.34	11.1	0.81	6.2
1	E.1	7.31	6.83	1.15	9.2	1.37	11.2	0.93	7.2
1	E.2	3.92	3.65	0.38	3.1	0.45	3.7	0.31	2.4
1	E.3	3.92	3.65	0.38	3.1	0.45	3.7	0.31	2.4
1	E.4	7.31	6.83	1.15	9.2	1.37	11.2	0.93	7.2
1	F.1	10.44	9.78	1.99	15.8	2.18	17.6	1.80	14.1
1	F.2	10.44	9.78	1.99	15.8	2.18	17.6	1.80	14.1
1	G.1	10.45	9.77	2.05	16.3	2.14	17.2	1.95	15.4
1	G.2	10.45	9.77	2.05	16.3	2.14	17.2	1.95	15.4
1	H.1	10.45	9.77	2.05	16.3	1.95	15.4	2.14	17.2
1	H.2	10.45	9.77	2.05	16.3	1.95	15.4	2.14	17.2
1	I.1	10.44	9.78	1.99	15.9	1.80	14.1	2.18	17.6
1	I.2	10.44	9.78	1.99	15.9	1.80	14.1	2.18	17.6
1	J.1	7.31	6.83	1.15	9.2	0.93	7.2	1.37	11.3
1	J.2	3.92	3.65	0.38	3.1	0.31	2.4	0.45	3.7
1	J.3	3.92	3.65	0.38	3.1	0.31	2.4	0.45	3.7
1	J.4	7.31	6.83	1.15	9.2	0.93	7.2	1.37	11.3
1	K.1	5.95	5.36	1.08	8.6	0.81	6.2	1.35	11.1
1	K.2	5.95	5.36	1.08	8.6	0.81	6.2	1.35	11.1
1	L.1	4.91	4.68	0.44	3.5	0.33	2.5	0.56	4.6
1	L.2	4.91	4.68	0.44	3.5	0.33	2.5	0.56	4.6
1	M.1	3.96	3.15	1.09	8.7	0.73	5.4	1.45	12.0
1	M.2	3.96	3.15	1.09	8.7	0.73	5.4	1.45	12.0
1	N.1	4.04	3.39	0.88	7.0	0.55	4.1	1.21	10.0
1	N.2	4.04	3.39	0.88	7.0	0.55	4.1	1.21	10.0

**6.5.****Tablas complementarias: Ejemplo edificio 6 pisos****6.5.1. Diseño final de los muros en dirección X-X****Tabla 195:** Diseño final de los muros del piso 6 en dirección X-X del edificio tipo B

Piso	Muro	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadria		Pies Derechos				Soleras	Diámetro de ATS [mm]
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD distribuidos [mm]		
6	1.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	1.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	2.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	2.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	3.1	1	11.1	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	3.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	3.3	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	3.4	1	11.1	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	4.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	4.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	4.3	1	11.1	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	4.4	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	4.5	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	5.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	5.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	6.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	6.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	7.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	7.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	8.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	8.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	8.3	1	11.1	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	8.4	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	8.5	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	9.1	1	11.1	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	9.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	9.3	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	9.4	1	11.1	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	10.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	10.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	11.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	11.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5

**Tabla 196:** Diseño final de los muros del piso 5 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadria		Pies Derechos				Soleras	Diámetro de ATS [mm]
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD distribuidos [mm]		
5	1.1	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	12.7
5	1.2	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	12.7
5	2.1	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	1	Simples	600	4	12.7
5	2.2	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	1	Simples	600	4	12.7
5	3.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	600	4	15.9
5	3.2	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	1	Simples	600	4	12.7
5	3.3	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	1	Simples	600	4	12.7
5	3.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	600	4	15.9
5	4.1	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	12.7
5	4.2	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	12.7
5	4.3	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	2	Simples	400	4	12.7
5	4.4	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	12.7
5	4.5	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	12.7
5	5.1	2	9.5	8d	100	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	5.2	2	9.5	8d	100	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	6.1	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	12.7
5	6.2	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	12.7
5	7.1	2	9.5	8d	100	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	7.2	2	9.5	8d	100	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	8.1	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	12.7
5	8.2	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	12.7
5	8.3	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	2	Simples	400	4	12.7
5	8.4	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	12.7
5	8.5	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	12.7
5	9.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	600	4	15.9
5	9.2	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	1	Simples	600	4	12.7
5	9.3	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	1	Simples	600	4	12.7
5	9.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	600	4	15.9
5	10.1	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	1	Simples	600	4	12.7
5	10.2	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	1	Simples	600	4	12.7
5	11.1	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	12.7
5	11.2	2	9.5	8d	100	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	12.7

**Tabla 197:** Diseño final de los muros del piso 4 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadria		Pies Derechos				Soleras	Diámetro de ATS [mm]
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD distribuidos [mm]		
4	1.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	3	Simples	600	4	19.1
4	1.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	3	Simples	600	4	19.1
4	2.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	19.1
4	2.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	19.1
4	3.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	22.2
4	3.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	3	2	Simples	600	4	19.1
4	3.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	3	2	Simples	600	4	19.1
4	3.4	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	22.2
4	4.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	19.1
4	4.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	3	3	Simples	600	4	19.1
4	4.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	19.1
4	4.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	3	3	Simples	600	4	19.1
4	4.5	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	19.1
4	5.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	19.1
4	5.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	19.1
4	6.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	3	Simples	600	4	19.1
4	6.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	3	Simples	600	4	19.1
4	7.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	19.1
4	7.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	19.1
4	8.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	19.1
4	8.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	3	3	Simples	600	4	19.1
4	8.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	19.1
4	8.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	3	3	Simples	600	4	19.1
4	8.5	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	19.1
4	9.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	22.2
4	9.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	3	2	Simples	600	4	19.1
4	9.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	3	2	Simples	600	4	19.1
4	9.4	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	22.2
4	10.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	19.1
4	10.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	2	2	Simples	600	4	19.1
4	11.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	3	Simples	600	4	19.1
4	11.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	90	4	3	Simples	600	4	19.1

**Tabla 198:** Diseño final de los muros del piso 3 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadria		Pies Derechos				Soleras	Diámetro de ATS [mm]
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD distribuidos [mm]		
3	1.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	25.4
3	1.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	25.4
3	2.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	25.4
3	2.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	25.4
3	3.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	25.4
3	3.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	2	Simples	600	4	25.4
3	3.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	2	Simples	600	4	25.4
3	3.4	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	25.4
3	4.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	25.4
3	4.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	25.4
3	4.3	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	3	2	Simples	600	4	25.4
3	4.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	25.4
3	4.5	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	25.4
3	5.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	400	4	25.4
3	5.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	400	4	25.4
3	6.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	600	4	25.4
3	6.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	600	4	25.4
3	7.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	400	4	25.4
3	7.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	400	4	25.4
3	8.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	25.4
3	8.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	25.4
3	8.3	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	3	2	Simples	600	4	25.4
3	8.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	25.4
3	8.5	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	25.4
3	9.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	25.4
3	9.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	2	Simples	600	4	25.4
3	9.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	2	Simples	600	4	25.4
3	9.4	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	25.4
3	10.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	25.4
3	10.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	25.4
3	11.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	25.4
3	11.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	25.4

**Tabla 199:** Diseño final de los muros del piso 2 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadria		Pies Derechos				Soleras	Diámetro de ATS [mm]
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD distribuidos [mm]		
2	1.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	31.8
2	1.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	31.8
2	2.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	31.8
2	2.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	31.8
2	3.1	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	400	4	31.8
2	3.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	2	Simples	600	4	31.8
2	3.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	2	Simples	600	4	31.8
2	3.4	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	400	4	31.8
2	4.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	31.8
2	4.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	31.8
2	4.3	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	31.8
2	4.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	31.8
2	4.5	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	31.8
2	5.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	300	4	31.8
2	5.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	300	4	31.8
2	6.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	600	4	31.8
2	6.2	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	600	4	31.8
2	7.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	300	4	31.8
2	7.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	300	4	31.8
2	8.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	31.8
2	8.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	31.8
2	8.3	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	31.8
2	8.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	31.8
2	8.5	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	31.8
2	9.1	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	400	4	31.8
2	9.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	2	Simples	600	4	31.8
2	9.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	2	Simples	600	4	31.8
2	9.4	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	400	4	31.8
2	10.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	31.8
2	10.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	31.8
2	11.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	31.8
2	11.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	31.8

**Tabla 200:** Diseño final de los muros del piso 1 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadria		Pies Derechos				Soleras	Diámetro de ATS [mm]
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD distribuidos [mm]		
1	1.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	600	4	34.9
1	1.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	600	4	34.9
1	2.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	2	Simples	600	4	34.9
1	2.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	2	Simples	600	4	34.9
1	3.1	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	5	4	Simples	400	4	34.9
1	3.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	34.9
1	3.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	34.9
1	3.4	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	5	4	Simples	400	4	34.9
1	4.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	34.9
1	4.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	600	4	34.9
1	4.3	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	4	4	Simples	400	4	34.9
1	4.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	600	4	34.9
1	4.5	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	34.9
1	5.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	300	4	34.9
1	5.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	300	4	34.9
1	6.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	600	4	34.9
1	6.2	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	600	4	34.9
1	7.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	300	4	34.9
1	7.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	300	4	34.9
1	8.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	34.9
1	8.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	600	4	34.9
1	8.3	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	4	4	Simples	400	4	34.9
1	8.4	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	600	4	34.9
1	8.5	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	600	4	34.9
1	9.1	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	5	4	Simples	400	4	34.9
1	9.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	34.9
1	9.3	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	600	4	34.9
1	9.4	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	5	4	Simples	400	4	34.9
1	10.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	2	Simples	600	4	34.9
1	10.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	3	2	Simples	600	4	34.9
1	11.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	600	4	34.9
1	11.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	600	4	34.9

## 6.5.2. Diseño final de los muros en dirección Y-Y

**Tabla 201:** Diseño final de los muros del piso 6 en dirección Y-Y del edificio tipo B

Piso	Muro	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadria		Pies Derechos				Soleras	Diámetro de ATS [mm]
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD distribuidos [mm]		
6	B.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	9.5
6	B.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	400	4	9.5
6	B.3	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	B.4	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	400	4	9.5
6	B.5	1	9.5	8d	150	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	9.5
6	C.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	400	4	9.5
6	C.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	400	4	9.5
6	C.3	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	400	4	9.5
6	C.4	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	400	4	9.5
6	D.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	D.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	E.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	F.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	F.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	G.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	H.1	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	H.2	1	9.5	8d	100	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	I.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	400	4	9.5
6	I.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	400	4	9.5
6	I.3	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	400	4	9.5
6	I.4	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	400	4	9.5
6	J.1	1	9.5	8d	150	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	9.5
6	J.2	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	400	4	9.5
6	J.3	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	600	4	9.5
6	J.4	1	9.5	8d	150	MGP10	35	90	1	1	Simples	400	4	9.5
6	J.5	1	9.5	8d	150	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	9.5

**Tabla 202:** Diseño final de los muros del piso 5 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadria		Pies Derechos				Soleras	Diámetro de ATS [mm]
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD distribuidos [mm]		
5	B.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
5	B.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	B.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	B.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	B.5	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
5	C.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	C.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	C.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	C.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	D.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	D.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	E.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	F.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	F.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	G.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	H.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	H.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	I.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	I.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	I.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	I.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	J.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
5	J.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	J.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	J.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	12.7
5	J.5	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7

**Tabla 203:** Diseño final de los muros del piso 4 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadria		Pies Derechos				Soleras	Diámetro de ATS [mm]
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD distribuidos [mm]		
4	B.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	300	4	12.7
4	B.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
4	B.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	15.9
4	B.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
4	B.5	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	300	4	12.7
4	C.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
4	C.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
4	C.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
4	C.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
4	D.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	400	4	15.9
4	D.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	400	4	15.9
4	E.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	600	4	15.9
4	F.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	600	4	15.9
4	F.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	600	4	15.9
4	G.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	600	4	15.9
4	H.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	400	4	15.9
4	H.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	400	4	15.9
4	I.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
4	I.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
4	I.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
4	I.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
4	J.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	300	4	12.7
4	J.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
4	J.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	600	4	15.9
4	J.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
4	J.5	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	300	4	12.7

**Tabla 204:** Diseño final de los muros del piso 3 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadria		Pies Derechos				Soleras	Diámetro de ATS [mm]
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD distribuidos [mm]		
3	B.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	12.7
3	B.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
3	B.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	400	4	15.9
3	B.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
3	B.5	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	12.7
3	C.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	300	4	12.7
3	C.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	300	4	12.7
3	C.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	300	4	12.7
3	C.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	300	4	12.7
3	D.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	400	4	22.2
3	D.2	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	400	4	22.2
3	E.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	400	4	22.2
3	F.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	400	4	22.2
3	F.2	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	400	4	22.2
3	G.1	2	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	400	4	22.2
3	H.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	400	4	22.2
3	H.2	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	400	4	22.2
3	I.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	300	4	12.7
3	I.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	300	4	12.7
3	I.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	300	4	12.7
3	I.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	300	4	12.7
3	J.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	12.7
3	J.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
3	J.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	400	4	15.9
3	J.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	1	1	Simples	400	4	12.7
3	J.5	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	12.7

**Tabla 205:** Diseño final de los muros del piso 2 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadria		Pies Derechos				Soleras	Diámetro de ATS [mm]
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD distribuidos [mm]		
2	B.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	12.7
2	B.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	300	4	12.7
2	B.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	400	4	19.1
2	B.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	300	4	12.7
2	B.5	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	12.7
2	C.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	300	4	12.7
2	C.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Dobles	400	4	12.7
2	C.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Dobles	400	4	12.7
2	C.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	300	4	12.7
2	D.1	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	300	4	25.4
2	D.2	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	300	4	25.4
2	E.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	300	4	25.4
2	F.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	300	4	25.4
2	F.2	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	300	4	25.4
2	G.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	300	4	25.4
2	H.1	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	300	4	25.4
2	H.2	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	3	3	Simples	300	4	25.4
2	I.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	300	4	12.7
2	I.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Dobles	400	4	12.7
2	I.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Dobles	400	4	12.7
2	I.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	300	4	12.7
2	J.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	12.7
2	J.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	300	4	12.7
2	J.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	400	4	19.1
2	J.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	1	Simples	300	4	12.7
2	J.5	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	12.7

**Tabla 206:** Diseño final de los muros del piso 1 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Grado Estructural Pino Radiata	Escuadria		Pies Derechos				Soleras	Diámetro de ATS [mm]
							b [mm]	h [mm]	Número de PPDD de borde exteriores	Número de PPDD de borde interiores	Tipo de PPDD distribuidos	Espaciamiento de los PPDD distribuidos [mm]		
1	B.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	300	4	15.9
1	B.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	15.9
1	B.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	300	4	19.1
1	B.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	15.9
1	B.5	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	300	4	15.9
1	C.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	15.9
1	C.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	15.9
1	C.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	15.9
1	C.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	15.9
1	D.1	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	4	4	Dobles	400	4	28.6
1	D.2	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	4	4	Dobles	400	4	28.6
1	E.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	300	4	28.6
1	F.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	300	4	28.6
1	F.2	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	300	4	28.6
1	G.1	2	11.1	8d	50	MGP10	35	138	4	3	Simples	300	4	28.6
1	H.1	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	4	4	Dobles	400	4	28.6
1	H.2	2	11.9	8d	50	MGP10	35	138	4	4	Dobles	400	4	28.6
1	I.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	15.9
1	I.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	15.9
1	I.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	15.9
1	I.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	15.9
1	J.1	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	300	4	15.9
1	J.2	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	15.9
1	J.3	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Simples	300	4	19.1
1	J.4	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	400	4	15.9
1	J.5	1	9.5	8d	50	MGP10	35	138	2	2	Dobles	300	4	15.9

### 6.5.3. Flexibilidades de los muros en dirección X-X

**Tabla 207:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 6 en dirección X-X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext} + A_{int}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_t$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
6	1.1	2470	2700	63	102	2.15.E-04
6	1.2	2470	2700	63	102	2.15.E-04
6	2.1	2470	1490	63	102	7.05.E-04
6	2.2	2470	1490	63	102	7.05.E-04
6	3.1	2470	5440	63	102	5.29.E-05
6	3.2	2470	2240	63	102	3.12.E-04
6	3.3	2470	2240	63	102	3.12.E-04
6	3.4	2470	5440	63	102	5.29.E-05
6	4.1	2470	1620	63	102	5.96.E-04
6	4.2	2470	3380	63	102	1.37.E-04
6	4.3	2470	4700	63	102	7.08.E-05
6	4.4	2470	3380	63	102	1.37.E-04
6	4.5	2470	1620	63	102	5.96.E-04
6	5.1	2470	1520	63	102	6.77.E-04
6	5.2	2470	1520	63	102	6.77.E-04
6	6.1	2470	5700	63	102	4.81.E-05
6	6.2	2470	5700	63	102	4.81.E-05
6	7.1	2470	1520	63	102	6.77.E-04
6	7.2	2470	1520	63	102	6.77.E-04
6	8.1	2470	1620	63	102	5.96.E-04
6	8.2	2470	3380	63	102	1.37.E-04
6	8.3	2470	4700	63	102	7.08.E-05
6	8.4	2470	3380	63	102	1.37.E-04
6	8.5	2470	1620	63	102	5.96.E-04
6	9.1	2470	5440	63	102	5.29.E-05
6	9.2	2470	2240	63	102	3.12.E-04
6	9.3	2470	2240	63	102	3.12.E-04
6	9.4	2470	5440	63	102	5.29.E-05
6	10.1	2470	1490	63	102	7.05.E-04
6	10.2	2470	1490	63	102	7.05.E-04
6	11.1	2470	2700	63	102	2.15.E-04
6	11.2	2470	2700	63	102	2.15.E-04

**Tabla 208:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 5 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext} + A_{int}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad E <sub>f</sub> [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión F <sub>f</sub> [m/tonf]
5	1.1	2470	2700	126	102	1.07.E-04
5	1.2	2470	2700	126	102	1.07.E-04
5	2.1	2470	1490	94.5	102	4.70.E-04
5	2.2	2470	1490	94.5	102	4.70.E-04
5	3.1	2470	5440	144.9	102	2.30.E-05
5	3.2	2470	2240	94.5	102	2.08.E-04
5	3.3	2470	2240	94.5	102	2.08.E-04
5	3.4	2470	5440	144.9	102	2.30.E-05
5	4.1	2470	1620	63	102	5.96.E-04
5	4.2	2470	3380	126	102	6.85.E-05
5	4.3	2470	4700	126	102	3.54.E-05
5	4.4	2470	3380	126	102	6.85.E-05
5	4.5	2470	1620	63	102	5.96.E-04
5	5.1	2470	1520	96.6	102	4.42.E-04
5	5.2	2470	1520	96.6	102	4.42.E-04
5	6.1	2470	5700	126	102	2.41.E-05
5	6.2	2470	5700	126	102	2.41.E-05
5	7.1	2470	1520	96.6	102	4.42.E-04
5	7.2	2470	1520	96.6	102	4.42.E-04
5	8.1	2470	1620	63	102	5.96.E-04
5	8.2	2470	3380	126	102	6.85.E-05
5	8.3	2470	4700	126	102	3.54.E-05
5	8.4	2470	3380	126	102	6.85.E-05
5	8.5	2470	1620	63	102	5.96.E-04
5	9.1	2470	5440	144.9	102	2.30.E-05
5	9.2	2470	2240	94.5	102	2.08.E-04
5	9.3	2470	2240	94.5	102	2.08.E-04
5	9.4	2470	5440	144.9	102	2.30.E-05
5	10.1	2470	1490	94.5	102	4.70.E-04
5	10.2	2470	1490	94.5	102	4.70.E-04
5	11.1	2470	2700	126	102	1.07.E-04
5	11.2	2470	2700	126	102	1.07.E-04

**Tabla 209:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 4 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext} + A_{int}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
4	1.1	2470	2700	220.5	102	6.13.E-05
4	1.2	2470	2700	220.5	102	6.13.E-05
4	2.1	2470	1490	126	102	3.52.E-04
4	2.2	2470	1490	126	102	3.52.E-04
4	3.1	2470	5440	193.2	102	1.72.E-05
4	3.2	2470	2240	157.5	102	1.25.E-04
4	3.3	2470	2240	157.5	102	1.25.E-04
4	3.4	2470	5440	193.2	102	1.72.E-05
4	4.1	2470	1620	126	102	2.98.E-04
4	4.2	2470	3380	189	102	4.56.E-05
4	4.3	2470	4700	193.2	102	2.31.E-05
4	4.4	2470	3380	189	102	4.56.E-05
4	4.5	2470	1620	126	102	2.98.E-04
4	5.1	2470	1520	96.6	102	4.42.E-04
4	5.2	2470	1520	96.6	102	4.42.E-04
4	6.1	2470	5700	220.5	102	1.38.E-05
4	6.2	2470	5700	220.5	102	1.38.E-05
4	7.1	2470	1520	96.6	102	4.42.E-04
4	7.2	2470	1520	96.6	102	4.42.E-04
4	8.1	2470	1620	126	102	2.98.E-04
4	8.2	2470	3380	189	102	4.56.E-05
4	8.3	2470	4700	193.2	102	2.31.E-05
4	8.4	2470	3380	189	102	4.56.E-05
4	8.5	2470	1620	126	102	2.98.E-04
4	9.1	2470	5440	193.2	102	1.72.E-05
4	9.2	2470	2240	157.5	102	1.25.E-04
4	9.3	2470	2240	157.5	102	1.25.E-04
4	9.4	2470	5440	193.2	102	1.72.E-05
4	10.1	2470	1490	126	102	3.52.E-04
4	10.2	2470	1490	126	102	3.52.E-04
4	11.1	2470	2700	220.5	102	6.13.E-05
4	11.2	2470	2700	220.5	102	6.13.E-05

**Tabla 210:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 3 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext} + A_{int}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad E <sub>f</sub> [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión F <sub>f</sub> [m/tonf]
3	1.1	2470	2700	289.8	102	4.66.E-05
3	1.2	2470	2700	289.8	102	4.66.E-05
3	2.1	2470	1490	193.2	102	2.30.E-04
3	2.2	2470	1490	193.2	102	2.30.E-04
3	3.1	2470	5440	289.8	102	1.15.E-05
3	3.2	2470	2240	241.5	102	8.13.E-05
3	3.3	2470	2240	241.5	102	8.13.E-05
3	3.4	2470	5440	289.8	102	1.15.E-05
3	4.1	2470	1620	193.2	102	1.94.E-04
3	4.2	2470	3380	289.8	102	2.98.E-05
3	4.3	2470	4700	241.5	102	1.85.E-05
3	4.4	2470	3380	289.8	102	2.98.E-05
3	4.5	2470	1620	193.2	102	1.94.E-04
3	5.1	2470	1520	144.9	102	2.94.E-04
3	5.2	2470	1520	144.9	102	2.94.E-04
3	6.1	2470	5700	338.1	102	8.97.E-06
3	6.2	2470	5700	338.1	102	8.97.E-06
3	7.1	2470	1520	144.9	102	2.94.E-04
3	7.2	2470	1520	144.9	102	2.94.E-04
3	8.1	2470	1620	193.2	102	1.94.E-04
3	8.2	2470	3380	289.8	102	2.98.E-05
3	8.3	2470	4700	241.5	102	1.85.E-05
3	8.4	2470	3380	289.8	102	2.98.E-05
3	8.5	2470	1620	193.2	102	1.94.E-04
3	9.1	2470	5440	289.8	102	1.15.E-05
3	9.2	2470	2240	241.5	102	8.13.E-05
3	9.3	2470	2240	241.5	102	8.13.E-05
3	9.4	2470	5440	289.8	102	1.15.E-05
3	10.1	2470	1490	193.2	102	2.30.E-04
3	10.2	2470	1490	193.2	102	2.30.E-04
3	11.1	2470	2700	289.8	102	4.66.E-05
3	11.2	2470	2700	289.8	102	4.66.E-05

**Tabla 211:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 2 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext} + A_{int}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad E <sub>f</sub> [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión F <sub>F</sub> [m/tonf]
2	1.1	2470	2700	289.8	102	4.66.E-05
2	1.2	2470	2700	289.8	102	4.66.E-05
2	2.1	2470	1490	193.2	102	2.30.E-04
2	2.2	2470	1490	193.2	102	2.30.E-04
2	3.1	2470	5440	338.1	102	9.85.E-06
2	3.2	2470	2240	241.5	102	8.13.E-05
2	3.3	2470	2240	241.5	102	8.13.E-05
2	3.4	2470	5440	338.1	102	9.85.E-06
2	4.1	2470	1620	193.2	102	1.94.E-04
2	4.2	2470	3380	289.8	102	2.98.E-05
2	4.3	2470	4700	289.8	102	1.54.E-05
2	4.4	2470	3380	289.8	102	2.98.E-05
2	4.5	2470	1620	193.2	102	1.94.E-04
2	5.1	2470	1520	193.2	102	2.21.E-04
2	5.2	2470	1520	193.2	102	2.21.E-04
2	6.1	2470	5700	338.1	102	8.97.E-06
2	6.2	2470	5700	338.1	102	8.97.E-06
2	7.1	2470	1520	193.2	102	2.21.E-04
2	7.2	2470	1520	193.2	102	2.21.E-04
2	8.1	2470	1620	193.2	102	1.94.E-04
2	8.2	2470	3380	289.8	102	2.98.E-05
2	8.3	2470	4700	289.8	102	1.54.E-05
2	8.4	2470	3380	289.8	102	2.98.E-05
2	8.5	2470	1620	193.2	102	1.94.E-04
2	9.1	2470	5440	338.1	102	9.85.E-06
2	9.2	2470	2240	241.5	102	8.13.E-05
2	9.3	2470	2240	241.5	102	8.13.E-05
2	9.4	2470	5440	338.1	102	9.85.E-06
2	10.1	2470	1490	193.2	102	2.30.E-04
2	10.2	2470	1490	193.2	102	2.30.E-04
2	11.1	2470	2700	289.8	102	4.66.E-05
2	11.2	2470	2700	289.8	102	4.66.E-05

**Tabla 212:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 1 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext} + A_{int}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad E <sub>f</sub> [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión F <sub>f</sub> [m/tonf]
1	1.1	2470	2700	338.1	102	4.00.E-05
1	1.2	2470	2700	338.1	102	4.00.E-05
1	2.1	2470	1490	241.5	102	1.84.E-04
1	2.2	2470	1490	241.5	102	1.84.E-04
1	3.1	2470	5440	434.7	102	7.66.E-06
1	3.2	2470	2240	289.8	102	6.78.E-05
1	3.3	2470	2240	289.8	102	6.78.E-05
1	3.4	2470	5440	434.7	102	7.66.E-06
1	4.1	2470	1620	193.2	102	1.94.E-04
1	4.2	2470	3380	338.1	102	2.55.E-05
1	4.3	2470	4700	386.4	102	1.15.E-05
1	4.4	2470	3380	338.1	102	2.55.E-05
1	4.5	2470	1620	193.2	102	1.94.E-04
1	5.1	2470	1520	193.2	102	2.21.E-04
1	5.2	2470	1520	193.2	102	2.21.E-04
1	6.1	2470	5700	338.1	102	8.97.E-06
1	6.2	2470	5700	338.1	102	8.97.E-06
1	7.1	2470	1520	193.2	102	2.21.E-04
1	7.2	2470	1520	193.2	102	2.21.E-04
1	8.1	2470	1620	193.2	102	1.94.E-04
1	8.2	2470	3380	338.1	102	2.55.E-05
1	8.3	2470	4700	386.4	102	1.15.E-05
1	8.4	2470	3380	338.1	102	2.55.E-05
1	8.5	2470	1620	193.2	102	1.94.E-04
1	9.1	2470	5440	434.7	102	7.66.E-06
1	9.2	2470	2240	289.8	102	6.78.E-05
1	9.3	2470	2240	289.8	102	6.78.E-05
1	9.4	2470	5440	434.7	102	7.66.E-06
1	10.1	2470	1490	241.5	102	1.84.E-04
1	10.2	2470	1490	241.5	102	1.84.E-04
1	11.1	2470	2700	338.1	102	4.00.E-05
1	11.2	2470	2700	338.1	102	4.00.E-05

**Tabla 213:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 6 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
6	1.1	2470	2700	1	9.5	8d	100	446	2.05.E-03
6	1.2	2470	2700	1	9.5	8d	100	446	2.05.E-03
6	2.1	2470	1490	1	9.5	8d	100	446	3.71.E-03
6	2.2	2470	1490	1	9.5	8d	100	446	3.71.E-03
6	3.1	2470	5440	1	11.1	8d	100	393	1.16.E-03
6	3.2	2470	2240	1	9.5	8d	100	446	2.47.E-03
6	3.3	2470	2240	1	9.5	8d	100	446	2.47.E-03
6	3.4	2470	5440	1	11.1	8d	100	393	1.16.E-03
6	4.1	2470	1620	1	9.5	8d	100	446	3.42.E-03
6	4.2	2470	3380	1	9.5	8d	100	446	1.64.E-03
6	4.3	2470	4700	1	11.1	8d	100	393	1.34.E-03
6	4.4	2470	3380	1	9.5	8d	100	446	1.64.E-03
6	4.5	2470	1620	1	9.5	8d	100	446	3.42.E-03
6	5.1	2470	1520	1	9.5	8d	100	446	3.64.E-03
6	5.2	2470	1520	1	9.5	8d	100	446	3.64.E-03
6	6.1	2470	5700	1	9.5	8d	100	446	9.71.E-04
6	6.2	2470	5700	1	9.5	8d	100	446	9.71.E-04
6	7.1	2470	1520	1	9.5	8d	100	446	3.64.E-03
6	7.2	2470	1520	1	9.5	8d	100	446	3.64.E-03
6	8.1	2470	1620	1	9.5	8d	100	446	3.42.E-03
6	8.2	2470	3380	1	9.5	8d	100	446	1.64.E-03
6	8.3	2470	4700	1	11.1	8d	100	393	1.34.E-03
6	8.4	2470	3380	1	9.5	8d	100	446	1.64.E-03
6	8.5	2470	1620	1	9.5	8d	100	446	3.42.E-03
6	9.1	2470	5440	1	11.1	8d	100	393	1.16.E-03
6	9.2	2470	2240	1	9.5	8d	100	446	2.47.E-03
6	9.3	2470	2240	1	9.5	8d	100	446	2.47.E-03
6	9.4	2470	5440	1	11.1	8d	100	393	1.16.E-03
6	10.1	2470	1490	1	9.5	8d	100	446	3.71.E-03
6	10.2	2470	1490	1	9.5	8d	100	446	3.71.E-03
6	11.1	2470	2700	1	9.5	8d	100	446	2.05.E-03
6	11.2	2470	2700	1	9.5	8d	100	446	2.05.E-03

**Tabla 214:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 5 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
5	1.1	2470	2700	2	9.5	8d	100	893	1.02.E-03
5	1.2	2470	2700	2	9.5	8d	100	893	1.02.E-03
5	2.1	2470	1490	2	9.5	8d	100	893	1.86.E-03
5	2.2	2470	1490	2	9.5	8d	100	893	1.86.E-03
5	3.1	2470	5440	2	9.5	8d	50	1607	2.83.E-04
5	3.2	2470	2240	2	9.5	8d	100	893	1.23.E-03
5	3.3	2470	2240	2	9.5	8d	100	893	1.23.E-03
5	3.4	2470	5440	2	9.5	8d	50	1607	2.83.E-04
5	4.1	2470	1620	2	9.5	8d	100	893	1.71.E-03
5	4.2	2470	3380	2	9.5	8d	100	893	8.18.E-04
5	4.3	2470	4700	2	9.5	8d	100	893	5.89.E-04
5	4.4	2470	3380	2	9.5	8d	100	893	8.18.E-04
5	4.5	2470	1620	2	9.5	8d	100	893	1.71.E-03
5	5.1	2470	1520	2	9.5	8d	100	893	1.82.E-03
5	5.2	2470	1520	2	9.5	8d	100	893	1.82.E-03
5	6.1	2470	5700	2	9.5	8d	100	893	4.85.E-04
5	6.2	2470	5700	2	9.5	8d	100	893	4.85.E-04
5	7.1	2470	1520	2	9.5	8d	100	893	1.82.E-03
5	7.2	2470	1520	2	9.5	8d	100	893	1.82.E-03
5	8.1	2470	1620	2	9.5	8d	100	893	1.71.E-03
5	8.2	2470	3380	2	9.5	8d	100	893	8.18.E-04
5	8.3	2470	4700	2	9.5	8d	100	893	5.89.E-04
5	8.4	2470	3380	2	9.5	8d	100	893	8.18.E-04
5	8.5	2470	1620	2	9.5	8d	100	893	1.71.E-03
5	9.1	2470	5440	2	9.5	8d	50	1607	2.83.E-04
5	9.2	2470	2240	2	9.5	8d	100	893	1.23.E-03
5	9.3	2470	2240	2	9.5	8d	100	893	1.23.E-03
5	9.4	2470	5440	2	9.5	8d	50	1607	2.83.E-04
5	10.1	2470	1490	2	9.5	8d	100	893	1.86.E-03
5	10.2	2470	1490	2	9.5	8d	100	893	1.86.E-03
5	11.1	2470	2700	2	9.5	8d	100	893	1.02.E-03
5	11.2	2470	2700	2	9.5	8d	100	893	1.02.E-03

**Tabla 215:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 4 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
4	1.1	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04
4	1.2	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04
4	2.1	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
4	2.2	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
4	3.1	2470	5440	2	11.1	8d	50	1500	3.03.E-04
4	3.2	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
4	3.3	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
4	3.4	2470	5440	2	11.1	8d	50	1500	3.03.E-04
4	4.1	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
4	4.2	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
4	4.3	2470	4700	2	9.5	8d	50	1607	3.27.E-04
4	4.4	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
4	4.5	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
4	5.1	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
4	5.2	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
4	6.1	2470	5700	2	9.5	8d	50	1607	2.70.E-04
4	6.2	2470	5700	2	9.5	8d	50	1607	2.70.E-04
4	7.1	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
4	7.2	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
4	8.1	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
4	8.2	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
4	8.3	2470	4700	2	9.5	8d	50	1607	3.27.E-04
4	8.4	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
4	8.5	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
4	9.1	2470	5440	2	11.1	8d	50	1500	3.03.E-04
4	9.2	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
4	9.3	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
4	9.4	2470	5440	2	11.1	8d	50	1500	3.03.E-04
4	10.1	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
4	10.2	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
4	11.1	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04
4	11.2	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04

**Tabla 216:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 3 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
3	1.1	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04
3	1.2	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04
3	2.1	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
3	2.2	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
3	3.1	2470	5440	2	11.1	8d	50	1500	3.03.E-04
3	3.2	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
3	3.3	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
3	3.4	2470	5440	2	11.1	8d	50	1500	3.03.E-04
3	4.1	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
3	4.2	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
3	4.3	2470	4700	2	11.1	8d	50	1500	3.50.E-04
3	4.4	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
3	4.5	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
3	5.1	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
3	5.2	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
3	6.1	2470	5700	2	9.5	8d	50	1607	2.70.E-04
3	6.2	2470	5700	2	9.5	8d	50	1607	2.70.E-04
3	7.1	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
3	7.2	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
3	8.1	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
3	8.2	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
3	8.3	2470	4700	2	11.1	8d	50	1500	3.50.E-04
3	8.4	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
3	8.5	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
3	9.1	2470	5440	2	11.1	8d	50	1500	3.03.E-04
3	9.2	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
3	9.3	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
3	9.4	2470	5440	2	11.1	8d	50	1500	3.03.E-04
3	10.1	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
3	10.2	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
3	11.1	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04
3	11.2	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04

**Tabla 217:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 2 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
2	1.1	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04
2	1.2	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04
2	2.1	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
2	2.2	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
2	3.1	2470	5440	2	11.9	8d	50	1393	3.26.E-04
2	3.2	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
2	3.3	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
2	3.4	2470	5440	2	11.9	8d	50	1393	3.26.E-04
2	4.1	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
2	4.2	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
2	4.3	2470	4700	2	11.1	8d	50	1500	3.50.E-04
2	4.4	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
2	4.5	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
2	5.1	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
2	5.2	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
2	6.1	2470	5700	2	11.1	8d	50	1500	2.89.E-04
2	6.2	2470	5700	2	11.1	8d	50	1500	2.89.E-04
2	7.1	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
2	7.2	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
2	8.1	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
2	8.2	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
2	8.3	2470	4700	2	11.1	8d	50	1500	3.50.E-04
2	8.4	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
2	8.5	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
2	9.1	2470	5440	2	11.9	8d	50	1393	3.26.E-04
2	9.2	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
2	9.3	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
2	9.4	2470	5440	2	11.9	8d	50	1393	3.26.E-04
2	10.1	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
2	10.2	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
2	11.1	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04
2	11.2	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04

**Tabla 218:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 1 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente $G_a$ [tonf/m]	Flexibilidad al corte $F_c$ [m/tonf]
1	1.1	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04
1	1.2	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04
1	2.1	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
1	2.2	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
1	3.1	2470	5440	2	11.9	8d	50	1393	3.26.E-04
1	3.2	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
1	3.3	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
1	3.4	2470	5440	2	11.9	8d	50	1393	3.26.E-04
1	4.1	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
1	4.2	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
1	4.3	2470	4700	2	11.9	8d	50	1393	3.77.E-04
1	4.4	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
1	4.5	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
1	5.1	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
1	5.2	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
1	6.1	2470	5700	2	11.1	8d	50	1500	2.89.E-04
1	6.2	2470	5700	2	11.1	8d	50	1500	2.89.E-04
1	7.1	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
1	7.2	2470	1520	2	9.5	8d	50	1607	1.01.E-03
1	8.1	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
1	8.2	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
1	8.3	2470	4700	2	11.9	8d	50	1393	3.77.E-04
1	8.4	2470	3380	2	9.5	8d	50	1607	4.55.E-04
1	8.5	2470	1620	2	9.5	8d	50	1607	9.49.E-04
1	9.1	2470	5440	2	11.9	8d	50	1393	3.26.E-04
1	9.2	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
1	9.3	2470	2240	2	9.5	8d	50	1607	6.86.E-04
1	9.4	2470	5440	2	11.9	8d	50	1393	3.26.E-04
1	10.1	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
1	10.2	2470	1490	2	9.5	8d	50	1607	1.03.E-03
1	11.1	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04
1	11.2	2470	2700	2	9.5	8d	50	1607	5.69.E-04

**Tabla 219:** Rígidez axial del anclaje de los muros del piso 6 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Diámetro del ATS [mm]	Área bruta efectiva del ATS $A_b$ [cm <sup>2</sup> ]	Área efectiva del ATS $A_e$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del ATS $E_{ATS}$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Largo barra $H_{muro} + h_{entrepiso}$ [mm]	Rígidez ATS $K_{ATS}$ [tonf/m]
6	1.1	2470	2700	2273	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	1.2	2470	2700	2273	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	2.1	2470	1490	1115	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	2.2	2470	1490	1115	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	3.1	2470	5440	4960	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	3.2	2470	2240	1865	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	3.3	2470	2240	1865	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	3.4	2470	5440	4960	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	4.1	2470	1620	1298	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	4.2	2470	3380	2953	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	4.3	2470	4700	4273	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	4.4	2470	3380	2953	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	4.5	2470	1620	1298	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	5.1	2470	1520	1198	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	5.2	2470	1520	1198	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	6.1	2470	5700	5273	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	6.2	2470	5700	5273	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	7.1	2470	1520	1198	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	7.2	2470	1520	1198	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	8.1	2470	1620	1298	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	8.2	2470	3380	2953	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	8.3	2470	4700	4273	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	8.4	2470	3380	2953	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	8.5	2470	1620	1298	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	9.1	2470	5440	4960	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	9.2	2470	2240	1865	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	9.3	2470	2240	1865	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	9.4	2470	5440	4960	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	10.1	2470	1490	1115	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	10.2	2470	1490	1115	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	11.1	2470	2700	2273	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	11.2	2470	2700	2273	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375

**Tabla 220:** Rígidez axial del anclaje de los muros del piso 5 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Diámetro del ATS [mm]	Área bruta efectiva del ATS $A_b$ [cm <sup>2</sup> ]	Área efectiva del ATS $A_e$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del ATS $E_{ATS}$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Largo barra $H_{muro} + h_{entrepiso}$ [mm]	Rígidez ATS $K_{ATS}$ [tonf/m]
5	1.1	2470	2700	2255	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	1.2	2470	2700	2255	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	2.1	2470	1490	1154	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	2.2	2470	1490	1154	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	3.1	2470	5440	5011	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
5	3.2	2470	2240	1904	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	3.3	2470	2240	1904	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	3.4	2470	5440	5011	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
5	4.1	2470	1620	1298	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	4.2	2470	3380	2935	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	4.3	2470	4700	4255	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	4.4	2470	3380	2935	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	4.5	2470	1620	1298	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	5.1	2470	1520	1198	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	5.2	2470	1520	1198	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	6.1	2470	5700	5255	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	6.2	2470	5700	5255	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	7.1	2470	1520	1198	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	7.2	2470	1520	1198	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	8.1	2470	1620	1298	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	8.2	2470	3380	2935	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	8.3	2470	4700	4255	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	8.4	2470	3380	2935	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	8.5	2470	1620	1298	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	9.1	2470	5440	5011	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
5	9.2	2470	2240	1904	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	9.3	2470	2240	1904	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	9.4	2470	5440	5011	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
5	10.1	2470	1490	1154	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	10.2	2470	1490	1154	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	11.1	2470	2700	2255	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	11.2	2470	2700	2255	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687

**Tabla 221:** Rígidez axial del anclaje de los muros del piso 4 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Diámetro del ATS [mm]	Área bruta efectiva del ATS $A_b$ [cm <sup>2</sup> ]	Área efectiva del ATS $A_e$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del ATS $E_{ATS}$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Largo barra $H_{muro} + h_{entrepiso}$ [mm]	Rígidez ATS $K_{ATS}$ [tonf/m]
4	1.1	2470	2700	2252	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	1.2	2470	2700	2252	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	2.1	2470	1490	1098	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	2.2	2470	1490	1098	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	3.1	2470	5440	4943	22.2	3.88	2.98	2100	2798	2236
4	3.2	2470	2240	1868	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	3.3	2470	2240	1868	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	3.4	2470	5440	4943	22.2	3.88	2.98	2100	2798	2236
4	4.1	2470	1620	1280	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	4.2	2470	3380	2918	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	4.3	2470	4700	4255	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	4.4	2470	3380	2918	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	4.5	2470	1620	1280	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	5.1	2470	1520	1198	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	5.2	2470	1520	1198	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	6.1	2470	5700	5252	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	6.2	2470	5700	5252	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	7.1	2470	1520	1198	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	7.2	2470	1520	1198	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	8.1	2470	1620	1280	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	8.2	2470	3380	2918	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	8.3	2470	4700	4255	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	8.4	2470	3380	2918	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	8.5	2470	1620	1280	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	9.1	2470	5440	4943	22.2	3.88	2.98	2100	2798	2236
4	9.2	2470	2240	1868	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	9.3	2470	2240	1868	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	9.4	2470	5440	4943	22.2	3.88	2.98	2100	2798	2236
4	10.1	2470	1490	1098	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	10.2	2470	1490	1098	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	11.1	2470	2700	2252	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
4	11.2	2470	2700	2252	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620

**Tabla 222:** Rígidez axial del anclaje de los muros del piso 3 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Diámetro del ATS [mm]	Área bruta efectiva del ATS $A_b$ [cm <sup>2</sup> ]	Área efectiva del ATS $A_e$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del ATS $E_{ATS}$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Largo barra $H_{muro} + h_{entrepiso}$ [mm]	Rígidez ATS $K_{ATS}$ [tonf/m]
3	1.1	2470	2700	2238	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	1.2	2470	2700	2238	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	2.1	2470	1490	1098	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	2.2	2470	1490	1098	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	3.1	2470	5440	4925	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	3.2	2470	2240	1868	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	3.3	2470	2240	1868	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	3.4	2470	5440	4925	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	4.1	2470	1620	1280	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	4.2	2470	3380	2918	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	4.3	2470	4700	4279	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	4.4	2470	3380	2918	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	4.5	2470	1620	1280	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	5.1	2470	1520	1231	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	5.2	2470	1520	1231	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	6.1	2470	5700	5252	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	6.2	2470	5700	5252	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	7.1	2470	1520	1231	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	7.2	2470	1520	1231	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	8.1	2470	1620	1280	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	8.2	2470	3380	2918	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	8.3	2470	4700	4279	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	8.4	2470	3380	2918	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	8.5	2470	1620	1280	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	9.1	2470	5440	4925	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	9.2	2470	2240	1868	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	9.3	2470	2240	1868	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	9.4	2470	5440	4925	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	10.1	2470	1490	1098	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	10.2	2470	1490	1098	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	11.1	2470	2700	2238	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
3	11.2	2470	2700	2238	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818

**Tabla 223:** Rígidez axial del anclaje de los muros del piso 2 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Diámetro del ATS [mm]	Área bruta efectiva del ATS $A_b$ [cm <sup>2</sup> ]	Área efectiva del ATS $A_e$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del ATS $E_{ATS}$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Largo barra $H_{muro} + h_{entrepiso}$ [mm]	Rígidez ATS $K_{ATS}$ [tonf/m]
2	1.1	2470	2700	2238	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	1.2	2470	2700	2238	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	2.1	2470	1490	1098	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	2.2	2470	1490	1098	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	3.1	2470	5440	4942	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	3.2	2470	2240	1868	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	3.3	2470	2240	1868	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	3.4	2470	5440	4942	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	4.1	2470	1620	1280	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	4.2	2470	3380	2918	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	4.3	2470	4700	4238	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	4.4	2470	3380	2918	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	4.5	2470	1620	1280	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	5.1	2470	1520	1180	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	5.2	2470	1520	1180	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	6.1	2470	5700	5252	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	6.2	2470	5700	5252	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	7.1	2470	1520	1180	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	7.2	2470	1520	1180	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	8.1	2470	1620	1280	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	8.2	2470	3380	2918	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	8.3	2470	4700	4238	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	8.4	2470	3380	2918	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	8.5	2470	1620	1280	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	9.1	2470	5440	4942	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	9.2	2470	2240	1868	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	9.3	2470	2240	1868	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	9.4	2470	5440	4942	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	10.1	2470	1490	1098	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	10.2	2470	1490	1098	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	11.1	2470	2700	2238	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499
2	11.2	2470	2700	2238	31.8	7.92	5.99	2100	2798	4499

270

**Tabla 224:** Rígidez axial del anclaje de los muros del piso 1 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Diámetro del ATS [mm]	Área bruta efectiva del ATS $A_b$ [cm <sup>2</sup> ]	Área efectiva del ATS $A_e$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del ATS $E_{ATS}$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Largo barra $H_{muro} + h_{entrepiso}$ [mm]	Rígidez ATS $K_{ATS}$ [tonf/m]
1	1.1	2470	2700	2252	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	1.2	2470	2700	2252	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	2.1	2470	1490	1118	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	2.2	2470	1490	1118	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	3.1	2470	5440	4919	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	3.2	2470	2240	1830	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	3.3	2470	2240	1830	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	3.4	2470	5440	4919	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	4.1	2470	1620	1280	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	4.2	2470	3380	2932	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	4.3	2470	4700	4220	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	4.4	2470	3380	2932	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	4.5	2470	1620	1280	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	5.1	2470	1520	1180	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	5.2	2470	1520	1180	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	6.1	2470	5700	5252	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	6.2	2470	5700	5252	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	7.1	2470	1520	1180	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	7.2	2470	1520	1180	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	8.1	2470	1620	1280	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	8.2	2470	3380	2932	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	8.3	2470	4700	4220	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	8.4	2470	3380	2932	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	8.5	2470	1620	1280	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	9.1	2470	5440	4919	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	9.2	2470	2240	1830	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	9.3	2470	2240	1830	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	9.4	2470	5440	4919	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	10.1	2470	1490	1118	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	10.2	2470	1490	1118	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	11.1	2470	2700	2252	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297
1	11.2	2470	2700	2252	34.9	9.58	7.06	2100	2798	5297

## 6.5.4. Flexibilidades de los muros en dirección Y-Y

**Tabla 225:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 6 en dirección Y-Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext} + A_{int}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_i$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
6	B.1	2470	2840	97	102	1.26.E-04
6	B.2	2470	2760	63	102	2.05.E-04
6	B.3	2470	4220	63	102	8.78.E-05
6	B.4	2470	2760	63	102	2.05.E-04
6	B.5	2470	2840	97	102	1.26.E-04
6	C.1	2470	2870	63	102	1.90.E-04
6	C.2	2470	2000	63	102	3.91.E-04
6	C.3	2470	2000	63	102	3.91.E-04
6	C.4	2470	2870	63	102	1.90.E-04
6	D.1	2470	7990	63	102	2.45.E-05
6	D.2	2470	7990	63	102	2.45.E-05
6	E.1	2470	7220	63	102	3.00.E-05
6	F.1	2470	7770	63	102	2.59.E-05
6	F.2	2470	7770	63	102	2.59.E-05
6	G.1	2470	7220	63	102	3.00.E-05
6	H.1	2470	7990	63	102	2.45.E-05
6	H.2	2470	7990	63	102	2.45.E-05
6	I.1	2470	2870	63	102	1.90.E-04
6	I.2	2470	2000	63	102	3.91.E-04
6	I.3	2470	2000	63	102	3.91.E-04
6	I.4	2470	2870	63	102	1.90.E-04
6	J.1	2470	2840	97	102	1.26.E-04
6	J.2	2470	2760	63	102	2.05.E-04
6	J.3	2470	4220	63	102	8.78.E-05
6	J.4	2470	2760	63	102	2.05.E-04
6	J.5	2470	2840	97	102	1.26.E-04

272

**Tabla 226:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 5 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext} + A_{int}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
5	B.1	2470	2840	97	102	1.26.E-04
5	B.2	2470	2760	97	102	1.34.E-04
5	B.3	2470	4220	97	102	5.73.E-05
5	B.4	2470	2760	97	102	1.34.E-04
5	B.5	2470	2840	97	102	1.26.E-04
5	C.1	2470	2870	97	102	1.24.E-04
5	C.2	2470	2000	97	102	2.55.E-04
5	C.3	2470	2000	97	102	2.55.E-04
5	C.4	2470	2870	97	102	1.24.E-04
5	D.1	2470	7990	97	102	1.60.E-05
5	D.2	2470	7990	97	102	1.60.E-05
5	E.1	2470	7220	97	102	1.96.E-05
5	F.1	2470	7770	97	102	1.69.E-05
5	F.2	2470	7770	97	102	1.69.E-05
5	G.1	2470	7220	97	102	1.96.E-05
5	H.1	2470	7990	97	102	1.60.E-05
5	H.2	2470	7990	97	102	1.60.E-05
5	I.1	2470	2870	97	102	1.24.E-04
5	I.2	2470	2000	97	102	2.55.E-04
5	I.3	2470	2000	97	102	2.55.E-04
5	I.4	2470	2870	97	102	1.24.E-04
5	J.1	2470	2840	97	102	1.26.E-04
5	J.2	2470	2760	97	102	1.34.E-04
5	J.3	2470	4220	97	102	5.73.E-05
5	J.4	2470	2760	97	102	1.34.E-04
5	J.5	2470	2840	97	102	1.26.E-04

**Tabla 227:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 4 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext} + A_{int}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
4	B.1	2470	2840	97	102	1.26.E-04
4	B.2	2470	2760	97	102	1.34.E-04
4	B.3	2470	4220	97	102	5.73.E-05
4	B.4	2470	2760	97	102	1.34.E-04
4	B.5	2470	2840	97	102	1.26.E-04
4	C.1	2470	2870	97	102	1.24.E-04
4	C.2	2470	2000	97	102	2.55.E-04
4	C.3	2470	2000	97	102	2.55.E-04
4	C.4	2470	2870	97	102	1.24.E-04
4	D.1	2470	7990	145	102	1.07.E-05
4	D.2	2470	7990	145	102	1.07.E-05
4	E.1	2470	7220	145	102	1.30.E-05
4	F.1	2470	7770	145	102	1.13.E-05
4	F.2	2470	7770	145	102	1.13.E-05
4	G.1	2470	7220	145	102	1.30.E-05
4	H.1	2470	7990	145	102	1.07.E-05
4	H.2	2470	7990	145	102	1.07.E-05
4	I.1	2470	2870	97	102	1.24.E-04
4	I.2	2470	2000	97	102	2.55.E-04
4	I.3	2470	2000	97	102	2.55.E-04
4	I.4	2470	2870	97	102	1.24.E-04
4	J.1	2470	2840	97	102	1.26.E-04
4	J.2	2470	2760	97	102	1.34.E-04
4	J.3	2470	4220	97	102	5.73.E-05
4	J.4	2470	2760	97	102	1.34.E-04
4	J.5	2470	2840	97	102	1.26.E-04

**Tabla 228:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 3 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext} + A_{int}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
3	B.1	2470	2840	193	102	6.32.E-05
3	B.2	2470	2760	97	102	1.34.E-04
3	B.3	2470	4220	145	102	3.82.E-05
3	B.4	2470	2760	97	102	1.34.E-04
3	B.5	2470	2840	193	102	6.32.E-05
3	C.1	2470	2870	97	102	1.24.E-04
3	C.2	2470	2000	97	102	2.55.E-04
3	C.3	2470	2000	97	102	2.55.E-04
3	C.4	2470	2870	97	102	1.24.E-04
3	D.1	2470	7990	193	102	7.99.E-06
3	D.2	2470	7990	193	102	7.99.E-06
3	E.1	2470	7220	193	102	9.79.E-06
3	F.1	2470	7770	193	102	8.45.E-06
3	F.2	2470	7770	193	102	8.45.E-06
3	G.1	2470	7220	193	102	9.79.E-06
3	H.1	2470	7990	193	102	7.99.E-06
3	H.2	2470	7990	193	102	7.99.E-06
3	I.1	2470	2870	97	102	1.24.E-04
3	I.2	2470	2000	97	102	2.55.E-04
3	I.3	2470	2000	97	102	2.55.E-04
3	I.4	2470	2870	97	102	1.24.E-04
3	J.1	2470	2840	193	102	6.32.E-05
3	J.2	2470	2760	97	102	1.34.E-04
3	J.3	2470	4220	145	102	3.82.E-05
3	J.4	2470	2760	97	102	1.34.E-04
3	J.5	2470	2840	193	102	6.32.E-05

**Tabla 229:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 2 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext} + A_{int}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
2	B.1	2470	2840	193	102	6.32.E-05
2	B.2	2470	2760	145	102	8.93.E-05
2	B.3	2470	4220	145	102	3.82.E-05
2	B.4	2470	2760	145	102	8.93.E-05
2	B.5	2470	2840	193	102	6.32.E-05
2	C.1	2470	2870	145	102	8.26.E-05
2	C.2	2470	2000	145	102	1.70.E-04
2	C.3	2470	2000	145	102	1.70.E-04
2	C.4	2470	2870	145	102	8.26.E-05
2	D.1	2470	7990	290	102	5.33.E-06
2	D.2	2470	7990	290	102	5.33.E-06
2	E.1	2470	7220	290	102	6.52.E-06
2	F.1	2470	7770	290	102	5.63.E-06
2	F.2	2470	7770	290	102	5.63.E-06
2	G.1	2470	7220	290	102	6.52.E-06
2	H.1	2470	7990	290	102	5.33.E-06
2	H.2	2470	7990	290	102	5.33.E-06
2	I.1	2470	2870	145	102	8.26.E-05
2	I.2	2470	2000	145	102	1.70.E-04
2	I.3	2470	2000	145	102	1.70.E-04
2	I.4	2470	2870	145	102	8.26.E-05
2	J.1	2470	2840	193	102	6.32.E-05
2	J.2	2470	2760	145	102	8.93.E-05
2	J.3	2470	4220	145	102	3.82.E-05
2	J.4	2470	2760	145	102	8.93.E-05
2	J.5	2470	2840	193	102	6.32.E-05

**Tabla 230:** Flexibilidad a la flexión de los muros del piso 1 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Área PPDD de borde $A_{ext} + A_{int}$ [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad $E_f$ [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Flexibilidad a la flexión $F_f$ [m/tonf]
1	B.1	2470	2840	193	102	6.32.E-05
1	B.2	2470	2760	193	102	6.70.E-05
1	B.3	2470	4220	193	102	2.86.E-05
1	B.4	2470	2760	193	102	6.70.E-05
1	B.5	2470	2840	193	102	6.32.E-05
1	C.1	2470	2870	193	102	6.19.E-05
1	C.2	2470	2000	193	102	1.28.E-04
1	C.3	2470	2000	193	102	1.28.E-04
1	C.4	2470	2870	193	102	6.19.E-05
1	D.1	2470	7990	386	102	4.00.E-06
1	D.2	2470	7990	386	102	4.00.E-06
1	E.1	2470	7220	338	102	5.59.E-06
1	F.1	2470	7770	338	102	4.83.E-06
1	F.2	2470	7770	338	102	4.83.E-06
1	G.1	2470	7220	338	102	5.59.E-06
1	H.1	2470	7990	386	102	4.00.E-06
1	H.2	2470	7990	386	102	4.00.E-06
1	I.1	2470	2870	193	102	6.19.E-05
1	I.2	2470	2000	193	102	1.28.E-04
1	I.3	2470	2000	193	102	1.28.E-04
1	I.4	2470	2870	193	102	6.19.E-05
1	J.1	2470	2840	193	102	6.32.E-05
1	J.2	2470	2760	193	102	6.70.E-05
1	J.3	2470	4220	193	102	2.86.E-05
1	J.4	2470	2760	193	102	6.70.E-05
1	J.5	2470	2840	193	102	6.32.E-05

**Tabla 231:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 6 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente G <sub>a</sub> [tonf/m]	Flexibilidad al corte F <sub>c</sub> [m/tonf]
6	B.1	2470	2840	1	9.5	8d	150	304	2.86.E-03
6	B.2	2470	2760	1	9.5	8d	150	304	2.95.E-03
6	B.3	2470	4220	1	9.5	8d	150	304	1.93.E-03
6	B.4	2470	2760	1	9.5	8d	150	304	2.95.E-03
6	B.5	2470	2840	1	9.5	8d	150	304	2.86.E-03
6	C.1	2470	2870	1	9.5	8d	150	304	2.83.E-03
6	C.2	2470	2000	1	9.5	8d	150	304	4.07.E-03
6	C.3	2470	2000	1	9.5	8d	150	304	4.07.E-03
6	C.4	2470	2870	1	9.5	8d	150	304	2.83.E-03
6	D.1	2470	7990	1	9.5	8d	100	446	6.92.E-04
6	D.2	2470	7990	1	9.5	8d	100	446	6.92.E-04
6	E.1	2470	7220	1	9.5	8d	150	304	1.13.E-03
6	F.1	2470	7770	1	9.5	8d	150	304	1.05.E-03
6	F.2	2470	7770	1	9.5	8d	150	304	1.05.E-03
6	G.1	2470	7220	1	9.5	8d	150	304	1.13.E-03
6	H.1	2470	7990	1	9.5	8d	100	446	6.92.E-04
6	H.2	2470	7990	1	9.5	8d	100	446	6.92.E-04
6	I.1	2470	2870	1	9.5	8d	150	304	2.83.E-03
6	I.2	2470	2000	1	9.5	8d	150	304	4.07.E-03
6	I.3	2470	2000	1	9.5	8d	150	304	4.07.E-03
6	I.4	2470	2870	1	9.5	8d	150	304	2.83.E-03
6	J.1	2470	2840	1	9.5	8d	150	304	2.86.E-03
6	J.2	2470	2760	1	9.5	8d	150	304	2.95.E-03
6	J.3	2470	4220	1	9.5	8d	150	304	1.93.E-03
6	J.4	2470	2760	1	9.5	8d	150	304	2.95.E-03
6	J.5	2470	2840	1	9.5	8d	150	304	2.86.E-03

**Tabla 232:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 5 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente G <sub>a</sub> [tonf/m]	Flexibilidad al corte F <sub>c</sub> [m/tonf]
5	B.1	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
5	B.2	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
5	B.3	2470	4220	1	9.5	8d	50	804	7.28.E-04
5	B.4	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
5	B.5	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
5	C.1	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
5	C.2	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
5	C.3	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
5	C.4	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
5	D.1	2470	7990	1	9.5	8d	50	804	3.85.E-04
5	D.2	2470	7990	1	9.5	8d	50	804	3.85.E-04
5	E.1	2470	7220	1	9.5	8d	50	804	4.26.E-04
5	F.1	2470	7770	1	9.5	8d	50	804	3.96.E-04
5	F.2	2470	7770	1	9.5	8d	50	804	3.96.E-04
5	G.1	2470	7220	1	9.5	8d	50	804	4.26.E-04
5	H.1	2470	7990	1	9.5	8d	50	804	3.85.E-04
5	H.2	2470	7990	1	9.5	8d	50	804	3.85.E-04
5	I.1	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
5	I.2	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
5	I.3	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
5	I.4	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
5	J.1	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
5	J.2	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
5	J.3	2470	4220	1	9.5	8d	50	804	7.28.E-04
5	J.4	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
5	J.5	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03

**Tabla 233:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 4 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente G <sub>a</sub> [tonf/m]	Flexibilidad al corte F <sub>c</sub> [m/tonf]
4	B.1	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
4	B.2	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
4	B.3	2470	4220	1	9.5	8d	50	804	7.28.E-04
4	B.4	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
4	B.5	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
4	C.1	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
4	C.2	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
4	C.3	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
4	C.4	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
4	D.1	2470	7990	2	9.5	8d	50	1607	1.92.E-04
4	D.2	2470	7990	2	9.5	8d	50	1607	1.92.E-04
4	E.1	2470	7220	2	9.5	8d	50	1607	2.13.E-04
4	F.1	2470	7770	2	9.5	8d	50	1607	1.98.E-04
4	F.2	2470	7770	2	9.5	8d	50	1607	1.98.E-04
4	G.1	2470	7220	2	9.5	8d	50	1607	2.13.E-04
4	H.1	2470	7990	2	9.5	8d	50	1607	1.92.E-04
4	H.2	2470	7990	2	9.5	8d	50	1607	1.92.E-04
4	I.1	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
4	I.2	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
4	I.3	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
4	I.4	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
4	J.1	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
4	J.2	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
4	J.3	2470	4220	1	9.5	8d	50	804	7.28.E-04
4	J.4	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
4	J.5	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03

280

**Tabla 234:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 3 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente G <sub>a</sub> [tonf/m]	Flexibilidad al corte F <sub>c</sub> [m/tonf]
3	B.1	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
3	B.2	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
3	B.3	2470	4220	1	9.5	8d	50	804	7.28.E-04
3	B.4	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
3	B.5	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
3	C.1	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
3	C.2	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
3	C.3	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
3	C.4	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
3	D.1	2470	7990	2	11.1	8d	50	1500	2.06.E-04
3	D.2	2470	7990	2	11.1	8d	50	1500	2.06.E-04
3	E.1	2470	7220	2	9.5	8d	50	1607	2.13.E-04
3	F.1	2470	7770	2	9.5	8d	50	1607	1.98.E-04
3	F.2	2470	7770	2	9.5	8d	50	1607	1.98.E-04
3	G.1	2470	7220	2	9.5	8d	50	1607	2.13.E-04
3	H.1	2470	7990	2	11.1	8d	50	1500	2.06.E-04
3	H.2	2470	7990	2	11.1	8d	50	1500	2.06.E-04
3	I.1	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
3	I.2	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
3	I.3	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
3	I.4	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
3	J.1	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
3	J.2	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
3	J.3	2470	4220	1	9.5	8d	50	804	7.28.E-04
3	J.4	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
3	J.5	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03

**Tabla 235:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 2 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente G <sub>a</sub> [tonf/m]	Flexibilidad al corte F <sub>c</sub> [m/tonf]
2	B.1	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
2	B.2	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
2	B.3	2470	4220	1	9.5	8d	50	804	7.28.E-04
2	B.4	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
2	B.5	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
2	C.1	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
2	C.2	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
2	C.3	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
2	C.4	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
2	D.1	2470	7990	2	11.9	8d	50	1393	2.22.E-04
2	D.2	2470	7990	2	11.9	8d	50	1393	2.22.E-04
2	E.1	2470	7220	2	11.1	8d	50	1500	2.28.E-04
2	F.1	2470	7770	2	11.1	8d	50	1500	2.12.E-04
2	F.2	2470	7770	2	11.1	8d	50	1500	2.12.E-04
2	G.1	2470	7220	2	11.1	8d	50	1500	2.28.E-04
2	H.1	2470	7990	2	11.9	8d	50	1393	2.22.E-04
2	H.2	2470	7990	2	11.9	8d	50	1393	2.22.E-04
2	I.1	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
2	I.2	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
2	I.3	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
2	I.4	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
2	J.1	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
2	J.2	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
2	J.3	2470	4220	1	9.5	8d	50	804	7.28.E-04
2	J.4	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
2	J.5	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03

282

**Tabla 236:** Flexibilidad al corte de los muros del piso 1 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	Número de tableros OSB	Espesor tableros OSB [mm]	Tipo de Clavos	Espaciamiento de clavos [mm]	Rigidez de corte aparente G <sub>a</sub> [tonf/m]	Flexibilidad al corte F <sub>c</sub> [m/tonf]
1	B.1	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
1	B.2	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
1	B.3	2470	4220	1	9.5	8d	50	804	7.28.E-04
1	B.4	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
1	B.5	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
1	C.1	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
1	C.2	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
1	C.3	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
1	C.4	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
1	D.1	2470	7990	2	11.9	8d	50	1393	2.22.E-04
1	D.2	2470	7990	2	11.9	8d	50	1393	2.22.E-04
1	E.1	2470	7220	2	11.1	8d	50	1500	2.28.E-04
1	F.1	2470	7770	2	11.1	8d	50	1500	2.12.E-04
1	F.2	2470	7770	2	11.1	8d	50	1500	2.12.E-04
1	G.1	2470	7220	2	11.1	8d	50	1500	2.28.E-04
1	H.1	2470	7990	2	11.9	8d	50	1393	2.22.E-04
1	H.2	2470	7990	2	11.9	8d	50	1393	2.22.E-04
1	I.1	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
1	I.2	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
1	I.3	2470	2000	1	9.5	8d	50	804	1.54.E-03
1	I.4	2470	2870	1	9.5	8d	50	804	1.07.E-03
1	J.1	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03
1	J.2	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
1	J.3	2470	4220	1	9.5	8d	50	804	7.28.E-04
1	J.4	2470	2760	1	9.5	8d	50	804	1.11.E-03
1	J.5	2470	2840	1	9.5	8d	50	804	1.08.E-03

283

**Tabla 237:** Rígidez axial del anclaje de los muros del piso 6 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Diámetro del ATS [mm]	Área bruta del ATS A <sub>b</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Área efectiva del ATS A <sub>e</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del ATS E <sub>ATS</sub> [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Largo barra H <sub>muro</sub> + h <sub>entrepiiso</sub> [mm]	Rígidez ATS K <sub>ATS</sub> [tonf/m]
6	B.1	2470	2840	2518	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	B.2	2470	2760	2438	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	B.3	2470	4220	3898	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	B.4	2470	2760	2438	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	B.5	2470	2840	2518	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	C.1	2470	2870	2548	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	C.2	2470	2000	1678	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	C.3	2470	2000	1678	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	C.4	2470	2870	2548	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	D.1	2470	7990	7563	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	D.2	2470	7990	7563	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	E.1	2470	7220	6793	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	F.1	2470	7770	7343	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	F.2	2470	7770	7343	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	G.1	2470	7220	6793	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	H.1	2470	7990	7563	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	H.2	2470	7990	7563	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	I.1	2470	2870	2548	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	I.2	2470	2000	1678	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	I.3	2470	2000	1678	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	I.4	2470	2870	2548	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	J.1	2470	2840	2518	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	J.2	2470	2760	2438	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	J.3	2470	4220	3898	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	J.4	2470	2760	2438	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375
6	J.5	2470	2840	2518	9.5	0.71	0.50	2100	2798	375

**Tabla 238:** Rígidez axial del anclaje de los muros del piso 5 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Diámetro del ATS [mm]	Área bruta del ATS A <sub>b</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Área efectiva del ATS A <sub>e</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del ATS E <sub>ATS</sub> [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Largo barra H <sub>muro</sub> + h <sub>entrepiiso</sub> [mm]	Rígidez ATS K <sub>ATS</sub> [tonf/m]
5	B.1	2470	2840	2518	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	B.2	2470	2760	2438	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	B.3	2470	4220	3898	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	B.4	2470	2760	2438	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	B.5	2470	2840	2518	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	C.1	2470	2870	2548	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	C.2	2470	2000	1678	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	C.3	2470	2000	1678	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	C.4	2470	2870	2548	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	D.1	2470	7990	7563	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	D.2	2470	7990	7563	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	E.1	2470	7220	6793	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	F.1	2470	7770	7343	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	F.2	2470	7770	7343	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	G.1	2470	7220	6793	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	H.1	2470	7990	7563	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	H.2	2470	7990	7563	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	I.1	2470	2870	2548	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	I.2	2470	2000	1678	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	I.3	2470	2000	1678	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	I.4	2470	2870	2548	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	J.1	2470	2840	2518	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	J.2	2470	2760	2438	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	J.3	2470	4220	3898	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	J.4	2470	2760	2438	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
5	J.5	2470	2840	2518	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687

**Tabla 239:** Rígidez axial del anclaje de los muros del piso 4 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Diámetro del ATS [mm]	Área bruta del ATS A <sub>b</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Área efectiva del ATS A <sub>e</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del ATS E <sub>ATS</sub> [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Largo barra H <sub>muro</sub> + h <sub>entrepiiso</sub> [mm]	Rígidez ATS K <sub>ATS</sub> [tonf/m]
4	B.1	2470	2840	2518	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	B.2	2470	2760	2438	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	B.3	2470	4220	3898	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
4	B.4	2470	2760	2438	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	B.5	2470	2840	2518	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	C.1	2470	2870	2548	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	C.2	2470	2000	1678	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	C.3	2470	2000	1678	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	C.4	2470	2870	2548	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	D.1	2470	7990	7608	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
4	D.2	2470	7990	7608	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
4	E.1	2470	7220	6838	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
4	F.1	2470	7770	7388	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
4	F.2	2470	7770	7388	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
4	G.1	2470	7220	6838	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
4	H.1	2470	7990	7608	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
4	H.2	2470	7990	7608	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
4	I.1	2470	2870	2548	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	I.2	2470	2000	1678	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	I.3	2470	2000	1678	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	I.4	2470	2870	2548	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	J.1	2470	2840	2518	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	J.2	2470	2760	2438	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	J.3	2470	4220	3898	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
4	J.4	2470	2760	2438	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
4	J.5	2470	2840	2518	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687

**Tabla 240:** Rígidez axial del anclaje de los muros del piso 3 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Diámetro del ATS [mm]	Área bruta del ATS A <sub>b</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Área efectiva del ATS A <sub>e</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del ATS E <sub>ATS</sub> [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Largo barra H <sub>muro</sub> + h <sub>entrepiiso</sub> [mm]	Rígidez ATS K <sub>ATS</sub> [tonf/m]
3	B.1	2470	2840	2500	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	B.2	2470	2760	2438	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	B.3	2470	4220	3931	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
3	B.4	2470	2760	2438	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	B.5	2470	2840	2500	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	C.1	2470	2870	2548	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	C.2	2470	2000	1678	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	C.3	2470	2000	1678	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	C.4	2470	2870	2548	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	D.1	2470	7990	7545	22.2	3.88	2.98	2100	2798	2236
3	D.2	2470	7990	7545	22.2	3.88	2.98	2100	2798	2236
3	E.1	2470	7220	6775	22.2	3.88	2.98	2100	2798	2236
3	F.1	2470	7770	7325	22.2	3.88	2.98	2100	2798	2236
3	F.2	2470	7770	7325	22.2	3.88	2.98	2100	2798	2236
3	G.1	2470	7220	6775	22.2	3.88	2.98	2100	2798	2236
3	H.1	2470	7990	7545	22.2	3.88	2.98	2100	2798	2236
3	H.2	2470	7990	7545	22.2	3.88	2.98	2100	2798	2236
3	I.1	2470	2870	2548	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	I.2	2470	2000	1678	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	I.3	2470	2000	1678	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	I.4	2470	2870	2548	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	J.1	2470	2840	2500	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	J.2	2470	2760	2438	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	J.3	2470	4220	3931	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
3	J.4	2470	2760	2438	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
3	J.5	2470	2840	2500	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687

**Tabla 241:** Rígidez axial del anclaje de los muros del piso 2 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Diámetro del ATS [mm]	Área bruta del ATS A <sub>b</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Área efectiva del ATS A <sub>e</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del ATS E <sub>ATS</sub> [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Largo barra H <sub>muro</sub> + h <sub>entrepiiso</sub> [mm]	Rígidez ATS K <sub>ATS</sub> [tonf/m]
2	B.1	2470	2840	2500	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	B.2	2470	2760	2471	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	B.3	2470	4220	3931	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
2	B.4	2470	2760	2471	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	B.5	2470	2840	2500	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	C.1	2470	2870	2581	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	C.2	2470	2000	1711	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	C.3	2470	2000	1711	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	C.4	2470	2870	2581	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	D.1	2470	7990	7528	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
2	D.2	2470	7990	7528	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
2	E.1	2470	7220	6758	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
2	F.1	2470	7770	7308	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
2	F.2	2470	7770	7308	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
2	G.1	2470	7220	6758	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
2	H.1	2470	7990	7528	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
2	H.2	2470	7990	7528	25.4	5.07	3.75	2100	2798	2818
2	I.1	2470	2870	2581	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	I.2	2470	2000	1711	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	I.3	2470	2000	1711	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	I.4	2470	2870	2581	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	J.1	2470	2840	2500	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	J.2	2470	2760	2471	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	J.3	2470	4220	3931	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
2	J.4	2470	2760	2471	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687
2	J.5	2470	2840	2500	12.7	1.27	0.92	2100	2798	687

**Tabla 242:** Rígidez axial del anclaje de los muros del piso 1 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	H [mm]	L [mm]	L' [mm]	Diámetro del ATS [mm]	Área bruta del ATS A <sub>b</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Área efectiva del ATS A <sub>e</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad del ATS E <sub>ATS</sub> [tonf/cm <sup>2</sup> ]	Largo barra H <sub>muro</sub> + h <sub>entrepiiso</sub> [mm]	Rígidez ATS K <sub>ATS</sub> [tonf/m]
1	B.1	2470	2840	2500	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	B.2	2470	2760	2420	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	B.3	2470	4220	3880	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
1	B.4	2470	2760	2420	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	B.5	2470	2840	2500	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	C.1	2470	2870	2530	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	C.2	2470	2000	1660	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	C.3	2470	2000	1660	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	C.4	2470	2870	2530	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	D.1	2470	7990	7510	28.6	6.41	4.92	2100	2798	3696
1	D.2	2470	7990	7510	28.6	6.41	4.92	2100	2798	3696
1	E.1	2470	7220	6772	28.6	6.41	4.92	2100	2798	3696
1	F.1	2470	7770	7322	28.6	6.41	4.92	2100	2798	3696
1	F.2	2470	7770	7322	28.6	6.41	4.92	2100	2798	3696
1	G.1	2470	7220	6772	28.6	6.41	4.92	2100	2798	3696
1	H.1	2470	7990	7510	28.6	6.41	4.92	2100	2798	3696
1	H.2	2470	7990	7510	28.6	6.41	4.92	2100	2798	3696
1	I.1	2470	2870	2530	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	I.2	2470	2000	1660	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	I.3	2470	2000	1660	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	I.4	2470	2870	2530	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	J.1	2470	2840	2500	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	J.2	2470	2760	2420	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	J.3	2470	4220	3880	19.1	2.85	2.16	2100	2798	1620
1	J.4	2470	2760	2420	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094
1	J.5	2470	2840	2500	15.9	1.98	1.46	2100	2798	1094

## 6.5.5. Matrices de Rígidez sin volcamiento de los muros en dirección X-X

**Ec. 6.1**

$$K^{\text{Muro } 1.1} = K^{\text{Muro } 1.2} = K^{\text{Muro } 11.1} = K^{\text{Muro } 11.2}$$

**Ec. 6.2**

$$K^{\text{Muro } 2.1} = K^{\text{Muro } 2.2} = K^{\text{Muro } 10.1} = K^{\text{Muro } 10.2}$$

**Ec. 6.3**

$$K^{\text{Muro } 3.1} = K^{\text{Muro } 3.4} = K^{\text{Muro } 9.1} = K^{\text{Muro } 9.4}$$

**Ec. 6.4**

$$K^{\text{Muro } 3.2} = K^{\text{Muro } 3.3} = K^{\text{Muro } 9.2} = K^{\text{Muro } 9.3}$$

**Ec. 6.5**

$$K^{\text{Muro } 4.1} = K^{\text{Muro } 4.5} = K^{\text{Muro } 8.1} = K^{\text{Muro } 8.5}$$

**Ec. 6.6**

$$K^{\text{Muro } 4.2} = K^{\text{Muro } 4.4} = K^{\text{Muro } 8.2} = K^{\text{Muro } 8.4}$$

**Ec. 6.7**

$$K^{\text{Muro } 4.3} = K^{\text{Muro } 8.3}$$

**Ec. 6.8**

$$K^{\text{Muro } 5.1} = K^{\text{Muro } 5.2} = K^{\text{Muro } 7.1} = K^{\text{Muro } 7.2}$$

**Ec. 6.9**

$$K^{\text{Muro } 6.1} = K^{\text{Muro } 6.2}$$

**Matriz 6.1**

$$K^{Muro\ 1.1} = \begin{bmatrix} 3265 & -1624 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1624 & 3248 & -1624 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1624 & 3210 & -1586 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1586 & 2470 & -884 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -884 & 1325 & -442 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -442 & 442 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.2**

$$K^{Muro\ 2.1} = \begin{bmatrix} 1616 & -793 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -793 & 1586 & -793 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -793 & 1516 & -723 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -723 & 1153 & -430 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -430 & 656 & -226 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -226 & 226 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.3**

$$K^{Muro\ 3.1} = \begin{bmatrix} 5975 & -2978 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2978 & 6161 & -3183 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -3183 & 6309 & -3126 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -3126 & 6399 & -3273 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -3273 & 4101 & -827 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -827 & 827 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.4**

$$K^{Muro\ 3.2} = \begin{bmatrix} 2630 & -1303 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1303 & 2606 & -1303 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1303 & 2536 & -1233 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1233 & 1926 & -693 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -693 & 1053 & -359 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -359 & 359 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.5**

$$K^{Muro\ 4.1} = \begin{bmatrix} 1750 & -875 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -875 & 1750 & -875 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -875 & 1677 & -802 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -802 & 1236 & -434 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -434 & 683 & -249 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -249 & 249 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.6**

$$K^{Muro\ 4.2} = \begin{bmatrix} 4147 & -2064 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2064 & 4128 & -2064 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -2064 & 4063 & -1999 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1999 & 3126 & -1128 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1128 & 1691 & -564 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -564 & 564 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.7**

$$K^{Muro\ 4.3} = \begin{bmatrix} 5306 & -2734 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2734 & 5446 & -2711 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -2711 & 5568 & -2857 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -2857 & 4459 & -1603 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1603 & 2313 & -710 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -710 & 710 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.8**

$$K^{Muro\ 5.1} = \begin{bmatrix} 1624 & -812 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -812 & 1578 & -766 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -766 & 1454 & -688 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -688 & 1131 & -442 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -442 & 674 & -232 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -232 & 232 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.9**

$$K^{Muro\ 6.1} = \begin{bmatrix} 6715 & -3357 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -3357 & 6947 & -3590 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -3590 & 7118 & -3529 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -3529 & 5492 & -1963 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1963 & 2945 & -982 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -982 & 982 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

## 6.5.6. Matrices de Rígidez sin volcamiento de los muros en dirección Y-Y

**Ec. 6.10**

$$K^{\text{Muro } B.1} = K^{\text{Muro } B.5} = K^{\text{Muro } J.1} = K^{\text{Muro } J.5}$$

**Ec. 6.11**

$$K^{\text{Muro } B.2} = K^{\text{Muro } B.4} = K^{\text{Muro } J.2} = K^{\text{Muro } J.4}$$

**Ec. 6.12**

$$K^{\text{Muro } B.3} = K^{\text{Muro } J.3}$$

**Ec. 6.13**

$$K^{\text{Muro } C.1} = K^{\text{Muro } C.4} = K^{\text{Muro } I.1} = K^{\text{Muro } I.4}$$

**Ec. 6.14**

$$K^{\text{Muro } C.2} = K^{\text{Muro } C.3} = K^{\text{Muro } I.2} = K^{\text{Muro } I.3}$$

**Ec. 6.15**

$$K^{\text{Muro } D.1} = K^{\text{Muro } D.2} = K^{\text{Muro } H.1} = K^{\text{Muro } H.2}$$

**Ec. 6.16**

$$K^{\text{Muro } E.1} = K^{\text{Muro } G.1}$$

**Ec. 6.17**

$$K^{\text{Muro } F.1} = K^{\text{Muro } F.2}$$

**Matriz 6.10**

$$K^{Muro\ B.1} = \begin{bmatrix} 1746 & -873 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -873 & 1746 & -873 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -873 & 1700 & -827 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -827 & 1655 & -827 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -827 & 1162 & -334 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -334 & 334 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.11**

$$K^{Muro\ B.2} = \begin{bmatrix} 1678 & -831 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -831 & 1633 & -802 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -802 & 1603 & -802 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -802 & 1603 & -802 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -802 & 1119 & -317 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -317 & 317 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.12**

$$K^{Muro\ B.3} = \begin{bmatrix} 2626 & -1305 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1305 & 2609 & -1305 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1305 & 2577 & -1273 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1273 & 2546 & -1273 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1273 & 1769 & -496 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -496 & 496 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.13**

$$K^{Muro\ C.1} = \begin{bmatrix} 1750 & -867 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -867 & 1704 & -837 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -837 & 1674 & -837 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -837 & 1674 & -837 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -837 & 1168 & -331 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -331 & 331 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.14**

$$K^{Muro C.2} = \begin{bmatrix} 1187 & -586 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -586 & 1144 & -558 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -558 & 1116 & -558 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -558 & 1116 & -558 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -558 & 782 & -224 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -224 & 224 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.15**

$$K^{Muro D.1} = \begin{bmatrix} 8826 & -4400 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -4400 & 9072 & -4671 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -4671 & 9598 & -4926 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -4926 & 7422 & -2496 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -2496 & 3891 & -1395 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1395 & 1395 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.16**

$$K^{Muro E.1} = \begin{bmatrix} 8543 & -4263 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -4263 & 8754 & -4492 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -4492 & 8918 & -4427 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -4427 & 6672 & -2246 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -2246 & 3110 & -864 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -864 & 864 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.17**

$$K^{Muro F.1} = \begin{bmatrix} 9210 & -4597 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -4597 & 9445 & -4849 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -4849 & 9632 & -4783 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -4783 & 7208 & -2424 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -2424 & 3356 & -932 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -932 & 932 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

## 6.5.7. Matrices de Rígidez con volcamiento de los muros en dirección X-X

**Ec. 6.18**

$$K^{\text{Muro } 1.1} = K^{\text{Muro } 1.2} = K^{\text{Muro } 11.1} = K^{\text{Muro } 11.2}$$

**Ec. 6.19**

$$K^{\text{Muro } 2.1} = K^{\text{Muro } 2.2} = K^{\text{Muro } 10.1} = K^{\text{Muro } 10.2}$$

**Ec. 6.20**

$$K^{\text{Muro } 3.1} = K^{\text{Muro } 3.4} = K^{\text{Muro } 9.1} = K^{\text{Muro } 9.4}$$

**Ec. 6.21**

$$K^{\text{Muro } 3.2} = K^{\text{Muro } 3.3} = K^{\text{Muro } 9.2} = K^{\text{Muro } 9.3}$$

**Ec. 6.22**

$$K^{\text{Muro } 4.1} = K^{\text{Muro } 4.5} = K^{\text{Muro } 8.1} = K^{\text{Muro } 8.5}$$

**Ec. 6.23**

$$K^{\text{Muro } 4.2} = K^{\text{Muro } 4.4} = K^{\text{Muro } 8.2} = K^{\text{Muro } 8.4}$$

**Ec. 6.24**

$$K^{\text{Muro } 4.3} = K^{\text{Muro } 8.3}$$

**Ec. 6.25**

$$K^{\text{Muro } 5.1} = K^{\text{Muro } 5.2} = K^{\text{Muro } 7.1} = K^{\text{Muro } 7.2}$$

**Ec. 6.26**

$$K^{\text{Muro } 6.1} = K^{\text{Muro } 6.2}$$

**Matriz 6.18**

$$K^{Muro\ 1.1} = \begin{bmatrix} 2626 & -1534 & 68 & 41 & 9 & 2 \\ -1106 & 2332 & -1398 & 136 & 29 & 7 \\ 0 & -930 & 1931 & -1124 & 98 & 25 \\ 0 & 0 & -701 & 1220 & -592 & 73 \\ 0 & 0 & 0 & -333 & 620 & -287 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -177 & 177 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.19**

$$K^{Muro\ 2.1} = \begin{bmatrix} 1109 & -688 & 55 & 19 & 3 & 0.5 \\ -430 & 922 & -580 & 74 & 12 & 2 \\ 0 & -338 & 701 & -418 & 48 & 8 \\ 0 & 0 & -230 & 418 & -221 & 33 \\ 0 & 0 & 0 & -112 & 214 & -103 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -59 & 59 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.20**

$$K^{Muro\ 3.1} = \begin{bmatrix} 5450 & -2950 & 34 & 35 & 38 & 7 \\ -2497 & 5276 & -3061 & 123 & 134 & 24 \\ 0 & -2393 & 5166 & -2972 & 168 & 31 \\ 0 & 0 & -2221 & 4492 & -2425 & 155 \\ 0 & 0 & 0 & -1761 & 2499 & -738 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -505 & 505 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.21**

$$K^{Muro\ 3.2} = \begin{bmatrix} 2044 & -1215 & 62 & 32 & 6 & 1 \\ -845 & 1789 & -1084 & 112 & 22 & 5 \\ 0 & -699 & 1443 & -841 & 78 & 18 \\ 0 & 0 & -509 & 894 & -443 & 57 \\ 0 & 0 & 0 & -243 & 455 & -212 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -129 & 129 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.22**

$$K^{Muro\ 4.1} = \begin{bmatrix} 1259 & -778 & 56 & 22 & 4 & 1 \\ -504 & 1078 & -670 & 81 & 13 & 3 \\ 0 & -403 & 833 & -490 & 50 & 10 \\ 0 & 0 & -279 & 493 & -250 & 36 \\ 0 & 0 & 0 & -129 & 252 & -122 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -72 & 72 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.23**

$$K^{Muro\ 4.2} = \begin{bmatrix} 3493 & -1989 & 66 & 48 & 12 & 4 \\ -1513 & 3167 & -1854 & 151 & 38 & 11 \\ 0 & -1305 & 2686 & -1533 & 117 & 35 \\ 0 & 0 & -1010 & 1744 & -825 & 90 \\ 0 & 0 & 0 & -491 & 896 & -405 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -259 & 259 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.24**

$$K^{Muro\ 4.3} = \begin{bmatrix} 4746 & -2682 & 51 & 59 & 18 & 6 \\ -2207 & 4560 & -2576 & 158 & 49 & 17 \\ 0 & -1973 & 4123 & -2357 & 154 & 53 \\ 0 & 0 & -1690 & 2870 & -1288 & 108 \\ 0 & 0 & 0 & -838 & 1441 & -604 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -409 & 409 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.25**

$$K^{Muro\ 5.1} = \begin{bmatrix} 1143 & -712 & 54 & 21 & 4 & 1 \\ -454 & 970 & -596 & 66 & 12 & 2 \\ 0 & -358 & 731 & -427 & 46 & 8 \\ 0 & 0 & -243 & 437 & -229 & 36 \\ 0 & 0 & 0 & -117 & 227 & -110 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -63 & 63 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.26**

$$K^{Muro\ 6.1} = \begin{bmatrix} 6119 & -3325 & 50 & 57 & 19 & 8 \\ -2809 & 5941 & -3419 & 195 & 64 & 27 \\ 0 & -2693 & 5502 & -3039 & 161 & 68 \\ 0 & 0 & -2248 & 3780 & -1660 & 128 \\ 0 & 0 & 0 & -1124 & 1957 & -833 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -584 & 584 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

## 6.5.8. Matrices de Rígidez con volcamiento de los muros en dirección Y-Y

**Ec. 6.27**

$$K^{\text{Muro } B.1} = K^{\text{Muro } B.5} = K^{\text{Muro } J.1} = K^{\text{Muro } J.5}$$

**Ec. 6.28**

$$K^{\text{Muro } B.2} = K^{\text{Muro } B.4} = K^{\text{Muro } J.2} = K^{\text{Muro } J.4}$$

**Ec. 6.29**

$$K^{\text{Muro } B.3} = K^{\text{Muro } J.3}$$

**Ec. 6.30**

$$K^{\text{Muro } C.1} = K^{\text{Muro } C.4} = K^{\text{Muro } I.1} = K^{\text{Muro } I.4}$$

**Ec. 6.31**

$$K^{\text{Muro } C.2} = K^{\text{Muro } C.3} = K^{\text{Muro } I.2} = K^{\text{Muro } I.3}$$

**Ec. 6.32**

$$K^{\text{Muro } D.1} = K^{\text{Muro } D.2} = K^{\text{Muro } H.1} = K^{\text{Muro } H.2}$$

**Ec. 6.33**

$$K^{\text{Muro } E.1} = K^{\text{Muro } G.1}$$

**Ec. 6.34**

$$K^{\text{Muro } F.1} = K^{\text{Muro } F.2}$$

**Matriz 6.27**

$$K^{Muro\ B.1} = \begin{bmatrix} 1023 & -674 & 84 & 33 & 20 & 5 \\ -364 & 939 & -697 & 69 & 42 & 11 \\ 0 & -364 & 929 & -678 & 90 & 23 \\ 0 & 0 & -357 & 917 & -614 & 55 \\ 0 & 0 & 0 & -357 & 622 & -265 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -169 & 169 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.28**

$$K^{Muro\ B.2} = \begin{bmatrix} 982 & -643 & 75 & 32 & 19 & 5 \\ -348 & 886 & -650 & 64 & 38 & 9 \\ 0 & -340 & 876 & -649 & 90 & 22 \\ 0 & 0 & -340 & 876 & -589 & 53 \\ 0 & 0 & 0 & -340 & 592 & -252 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -160 & 160 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.29**

$$K^{Muro\ B.3} = \begin{bmatrix} 2185 & -1268 & 24 & 19 & 16 & 5 \\ -945 & 2010 & -1215 & 71 & 61 & 19 \\ 0 & -835 & 1949 & -1199 & 64 & 20 \\ 0 & 0 & -819 & 1737 & -1002 & 85 \\ 0 & 0 & 0 & -676 & 1124 & -447 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -304 & 304 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

300

**Matriz 6.30**

$$K^{Muro\ C.1} = \begin{bmatrix} 1042 & -679 & 77 & 33 & 20 & 5 \\ -371 & 942 & -686 & 65 & 40 & 10 \\ 0 & -363 & 932 & -685 & 93 & 24 \\ 0 & 0 & -363 & 932 & -623 & 55 \\ 0 & 0 & 0 & -363 & 630 & -266 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -170 & 170 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

300

**Matriz 6.31**

$$K^{Muro C.2} = \begin{bmatrix} 591 & -402 & 59 & 20 & 9 & 2 \\ -199 & 519 & -402 & 54 & 24 & 5 \\ 0 & -193 & 512 & -402 & 69 & 14 \\ 0 & 0 & -193 & 512 & -359 & 40 \\ 0 & 0 & 0 & -193 & 348 & -155 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -94 & 94 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.32**

$$K^{Muro D.1} = \begin{bmatrix} 8017 & -4356 & 75 & 99 & 32 & 20 \\ -3657 & 7952 & -4546 & 165 & 54 & 33 \\ 0 & -3674 & 7458 & -4177 & 245 & 148 \\ 0 & 0 & -3118 & 5438 & -2386 & 66 \\ 0 & 0 & 0 & -1697 & 2940 & -1243 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -941 & 941 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.33**

$$K^{Muro E.1} = \begin{bmatrix} 7620 & -4198 & 101 & 102 & 37 & 14 \\ -3430 & 7493 & -4320 & 172 & 62 & 24 \\ 0 & -3399 & 6752 & -3711 & 257 & 101 \\ 0 & 0 & -2697 & 4749 & -2107 & 54 \\ 0 & 0 & 0 & -1476 & 2324 & -849 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -632 & 632 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

**Matriz 6.34**

$$K^{Muro F.1} = \begin{bmatrix} 8283 & -4537 & 98 & 105 & 39 & 16 \\ -3753 & 8173 & -4685 & 174 & 64 & 26 \\ 0 & -3735 & 7420 & -4060 & 267 & 107 \\ 0 & 0 & -2997 & 5240 & -2295 & 52 \\ 0 & 0 & 0 & -1633 & 2555 & -922 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -695 & 695 \end{bmatrix} \left( \frac{\text{tonf}}{m} \right)$$

## 6.5.9. Corte y momento acumulado 1er modo X-X

**Tabla 243:** Corte y momentos acumulados de los muros del piso 6 en dirección X-X del edificio tipo B para el primer modo fundamental

Piso	Muro	Sx		+Stx		-Stx	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
6	1.1	0.73	2.1	1.06	3.0	0.41	1.1
6	1.2	0.73	2.1	1.06	3.0	0.41	1.1
6	2.1	0.24	0.7	0.34	1.0	0.15	0.4
6	2.2	0.24	0.7	0.34	1.0	0.15	0.4
6	3.1	2.10	5.9	2.64	7.4	1.55	4.3
6	3.2	0.53	1.5	0.67	1.9	0.40	1.1
6	3.3	0.53	1.5	0.67	1.9	0.40	1.1
6	3.4	2.10	5.9	2.64	7.4	1.55	4.3
6	4.1	0.30	0.8	0.35	1.0	0.24	0.7
6	4.2	1.07	3.0	1.28	3.6	0.87	2.4
6	4.3	1.70	4.7	2.01	5.6	1.38	3.9
6	4.4	1.07	3.0	1.28	3.6	0.87	2.4
6	4.5	0.30	0.8	0.35	1.0	0.24	0.7
6	5.1	0.26	0.7	0.30	0.8	0.23	0.6
6	5.2	0.26	0.7	0.30	0.8	0.23	0.6
6	6.1	2.42	6.8	2.42	6.8	2.42	6.8
6	6.2	2.42	6.8	2.42	6.8	2.42	6.8
6	7.1	0.26	0.7	0.23	0.6	0.30	0.8
6	7.2	0.26	0.7	0.23	0.6	0.30	0.8
6	8.1	0.30	0.8	0.24	0.7	0.35	1.0
6	8.2	1.07	3.0	0.87	2.4	1.28	3.6
6	8.3	1.70	4.7	1.38	3.9	2.01	5.6
6	8.4	1.07	3.0	0.87	2.4	1.28	3.6
6	8.5	0.30	0.8	0.24	0.7	0.35	1.0
6	9.1	2.10	5.9	1.55	4.3	2.64	7.4
6	9.2	0.53	1.5	0.40	1.1	0.67	1.9
6	9.3	0.53	1.5	0.40	1.1	0.67	1.9
6	9.4	2.10	5.9	1.55	4.3	2.64	7.4
6	10.1	0.24	0.7	0.15	0.4	0.34	1.0
6	10.2	0.24	0.7	0.15	0.4	0.34	1.0
6	11.1	0.73	2.1	0.41	1.1	1.06	3.0
6	11.2	0.73	2.1	0.41	1.1	1.06	3.0

**Tabla 244:** Corte y momentos acumulados de los muros del piso 5 en dirección X del edificio tipo B para el primer modo fundamental

Piso	Muro	Sx		+Stx		-Stx	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
5	1.1	0.98	4.8	1.39	6.8	0.57	2.7
5	1.2	0.98	4.8	1.39	6.8	0.57	2.7
5	2.1	0.30	1.5	0.42	2.1	0.19	0.9
5	2.2	0.30	1.5	0.42	2.1	0.19	0.9
5	3.1	6.62	24.4	8.28	30.6	4.96	18.2
5	3.2	0.70	3.5	0.87	4.3	0.53	2.6
5	3.3	0.70	3.5	0.87	4.3	0.53	2.6
5	3.4	6.62	24.4	8.28	30.6	4.96	18.2
5	4.1	0.35	1.8	0.41	2.1	0.29	1.5
5	4.2	1.51	7.2	1.78	8.6	1.24	5.9
5	4.3	2.80	12.6	3.31	14.9	2.30	10.3
5	4.4	1.51	7.2	1.78	8.6	1.24	5.9
5	4.5	0.35	1.8	0.41	2.1	0.29	1.5
5	5.1	0.31	1.6	0.35	1.8	0.28	1.4
5	5.2	0.31	1.6	0.35	1.8	0.28	1.4
5	6.1	3.81	17.4	3.81	17.4	3.81	17.4
5	6.2	3.81	17.4	3.81	17.4	3.81	17.4
5	7.1	0.31	1.6	0.28	1.4	0.35	1.8
5	7.2	0.31	1.6	0.28	1.4	0.35	1.8
5	8.1	0.35	1.8	0.29	1.5	0.41	2.1
5	8.2	1.51	7.2	1.24	5.9	1.78	8.6
5	8.3	2.80	12.6	2.30	10.3	3.31	14.9
5	8.4	1.51	7.2	1.24	5.9	1.78	8.6
5	8.5	0.35	1.8	0.29	1.5	0.41	2.1
5	9.1	6.62	24.4	4.96	18.2	8.28	30.6
5	9.2	0.70	3.5	0.53	2.6	0.87	4.3
5	9.3	0.70	3.5	0.53	2.6	0.87	4.3
5	9.4	6.62	24.4	4.96	18.2	8.28	30.6
5	10.1	0.30	1.5	0.19	0.9	0.42	2.1
5	10.2	0.30	1.5	0.19	0.9	0.42	2.1
5	11.1	0.98	4.8	0.57	2.7	1.39	6.8
5	11.2	0.98	4.8	0.57	2.7	1.39	6.8

**Tabla 245:** Corte y momentos acumulados de los muros del piso 4 en dirección X del edificio tipo B para el primer modo fundamental

Piso	Muro	Sx		+Stx		-Stx	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
4	1.1	1.84	9.9	2.68	14.4	0.99	5.5
4	1.2	1.84	9.9	2.68	14.4	0.99	5.5
4	2.1	0.55	3.1	0.78	4.3	0.31	1.8
4	2.2	0.55	3.1	0.78	4.3	0.31	1.8
4	3.1	6.31	42.1	8.02	53.0	4.60	31.1
4	3.2	1.30	7.1	1.65	8.9	0.94	5.2
4	3.3	1.30	7.1	1.65	8.9	0.94	5.2
4	3.4	6.31	42.1	8.02	53.0	4.60	31.1
4	4.1	0.69	3.7	0.83	4.5	0.55	3.0
4	4.2	2.74	14.9	3.27	17.7	2.20	12.1
4	4.3	4.88	26.3	5.83	31.2	3.93	21.3
4	4.4	2.74	14.9	3.27	17.7	2.20	12.1
4	4.5	0.69	3.7	0.83	4.5	0.55	3.0
4	5.1	0.60	3.3	0.67	3.7	0.52	2.9
4	5.2	0.60	3.3	0.67	3.7	0.52	2.9
4	6.1	6.68	36.1	6.68	36.1	6.68	36.1
4	6.2	6.68	36.1	6.68	36.1	6.68	36.1
4	7.1	0.60	3.3	0.52	2.9	0.67	3.7
4	7.2	0.60	3.3	0.52	2.9	0.67	3.7
4	8.1	0.69	3.7	0.55	3.0	0.83	4.5
4	8.2	2.74	14.9	2.20	12.1	3.27	17.7
4	8.3	4.88	26.3	3.93	21.3	5.83	31.2
4	8.4	2.74	14.9	2.20	12.1	3.27	17.7
4	8.5	0.69	3.7	0.55	3.0	0.83	4.5
4	9.1	6.31	42.1	4.60	31.1	8.02	53.0
4	9.2	1.30	7.1	0.94	5.2	1.65	8.9
4	9.3	1.30	7.1	0.94	5.2	1.65	8.9
4	9.4	6.31	42.1	4.60	31.1	8.02	53.0
4	10.1	0.55	3.1	0.31	1.8	0.78	4.3
4	10.2	0.55	3.1	0.31	1.8	0.78	4.3
4	11.1	1.84	9.9	0.99	5.5	2.68	14.4
4	11.2	1.84	9.9	0.99	5.5	2.68	14.4

**Tabla 246:** Corte y momentos acumulados de los muros del piso 3 en dirección X del edificio tipo B para el primer modo fundamental

Piso	Muro	Sx		+Stx		-Stx	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
3	1.1	2.48	16.9	3.56	24.3	1.41	9.4
3	1.2	2.48	16.9	3.56	24.3	1.41	9.4
3	2.1	0.83	5.4	1.15	7.5	0.50	3.2
3	2.2	0.83	5.4	1.15	7.5	0.50	3.2
3	3.1	6.56	60.4	8.25	76.1	4.88	44.8
3	3.2	1.83	12.2	2.30	15.4	1.36	9.0
3	3.3	1.83	12.2	2.30	15.4	1.36	9.0
3	3.4	6.56	60.4	8.25	76.1	4.88	44.8
3	4.1	1.01	6.6	1.20	7.8	0.83	5.3
3	4.2	3.66	25.1	4.33	29.8	2.98	20.4
3	4.3	5.93	42.8	7.02	50.9	4.83	34.8
3	4.4	3.66	25.1	4.33	29.8	2.98	20.4
3	4.5	1.01	6.6	1.20	7.8	0.83	5.3
3	5.1	0.92	5.8	1.03	6.6	0.81	5.1
3	5.2	0.92	5.8	1.03	6.6	0.81	5.1
3	6.1	8.35	59.5	8.35	59.5	8.35	59.5
3	6.2	8.35	59.5	8.35	59.5	8.35	59.5
3	7.1	0.92	5.8	0.81	5.1	1.03	6.6
3	7.2	0.92	5.8	0.81	5.1	1.03	6.6
3	8.1	1.01	6.6	0.83	5.3	1.20	7.8
3	8.2	3.66	25.1	2.98	20.4	4.33	29.8
3	8.3	5.93	42.8	4.83	34.8	7.02	50.9
3	8.4	3.66	25.1	2.98	20.4	4.33	29.8
3	8.5	1.01	6.6	0.83	5.3	1.20	7.8
3	9.1	6.56	60.4	4.88	44.8	8.25	76.1
3	9.2	1.83	12.2	1.36	9.0	2.30	15.4
3	9.3	1.83	12.2	1.36	9.0	2.30	15.4
3	9.4	6.56	60.4	4.88	44.8	8.25	76.1
3	10.1	0.83	5.4	0.50	3.2	1.15	7.5
3	10.2	0.83	5.4	0.50	3.2	1.15	7.5
3	11.1	2.48	16.9	1.41	9.4	3.56	24.3
3	11.2	2.48	16.9	1.41	9.4	3.56	24.3

**Tabla 247:** Corte y momentos acumulados de los muros del piso 2 en dirección X del edificio tipo B para el primer modo fundamental

Piso	Muro	Sx		+Stx		-Stx	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
2	1.1	2.91	25.0	4.10	35.8	1.72	14.3
2	1.2	2.91	25.0	4.10	35.8	1.72	14.3
2	2.1	1.00	8.2	1.37	11.3	0.63	5.0
2	2.2	1.00	8.2	1.37	11.3	0.63	5.0
2	3.1	7.42	81.2	9.22	101.9	5.62	60.5
2	3.2	2.16	18.2	2.68	22.9	1.64	13.6
2	3.3	2.16	18.2	2.68	22.9	1.64	13.6
2	3.4	7.42	81.2	9.22	101.9	5.62	60.5
2	4.1	1.21	10.0	1.42	11.8	1.00	8.1
2	4.2	4.21	36.9	4.95	43.7	3.48	30.2
2	4.3	6.69	61.6	7.86	72.8	5.52	50.3
2	4.4	4.21	36.9	4.95	43.7	3.48	30.2
2	4.5	1.21	10.0	1.42	11.8	1.00	8.1
2	5.1	1.06	8.8	1.18	9.9	0.95	7.8
2	5.2	1.06	8.8	1.18	9.9	0.95	7.8
2	6.1	8.80	84.1	8.80	84.1	8.80	84.1
2	6.2	8.80	84.1	8.80	84.1	8.80	84.1
2	7.1	1.06	8.8	0.95	7.8	1.18	9.9
2	7.2	1.06	8.8	0.95	7.8	1.18	9.9
2	8.1	1.21	10.0	1.00	8.1	1.42	11.8
2	8.2	4.21	36.9	3.48	30.2	4.95	43.7
2	8.3	6.69	61.6	5.52	50.3	7.86	72.8
2	8.4	4.21	36.9	3.48	30.2	4.95	43.7
2	8.5	1.21	10.0	1.00	8.1	1.42	11.8
2	9.1	7.42	81.2	5.62	60.5	9.22	101.9
2	9.2	2.16	18.2	1.64	13.6	2.68	22.9
2	9.3	2.16	18.2	1.64	13.6	2.68	22.9
2	9.4	7.42	81.2	5.62	60.5	9.22	101.9
2	10.1	1.00	8.2	0.63	5.0	1.37	11.3
2	10.2	1.00	8.2	0.63	5.0	1.37	11.3
2	11.1	2.91	25.0	1.72	14.3	4.10	35.8
2	11.2	2.91	25.0	1.72	14.3	4.10	35.8

**Tabla 248:** Corte y momentos acumulados de los muros del piso 1 en dirección X del edificio tipo B para el primer modo fundamental

Piso	Muro	Sx		+Stx		-Stx	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	1.1	3.11	33.2	4.22	46.9	1.99	19.5
1	1.2	3.11	33.2	4.22	46.9	1.99	19.5
1	2.1	1.08	11.0	1.43	15.1	0.74	6.9
1	2.2	1.08	11.0	1.43	15.1	0.74	6.9
1	3.1	8.10	102.5	9.86	127.9	6.33	77.2
1	3.2	2.23	24.1	2.70	30.0	1.76	18.3
1	3.3	2.23	24.1	2.70	30.0	1.76	18.3
1	3.4	8.10	102.5	9.86	127.9	6.33	77.2
1	4.1	1.25	13.3	1.44	15.5	1.07	11.0
1	4.2	4.50	48.8	5.19	57.3	3.81	40.2
1	4.3	6.74	79.3	7.79	93.4	5.68	65.2
1	4.4	4.50	48.8	5.19	57.3	3.81	40.2
1	4.5	1.25	13.3	1.44	15.5	1.07	11.0
1	5.1	1.10	11.7	1.21	13.0	1.00	10.4
1	5.2	1.10	11.7	1.21	13.0	1.00	10.4
1	6.1	9.40	108.9	9.40	108.9	9.40	108.9
1	6.2	9.40	108.9	9.40	108.9	9.40	108.9
1	7.1	1.10	11.7	1.00	10.4	1.21	13.0
1	7.2	1.10	11.7	1.00	10.4	1.21	13.0
1	8.1	1.25	13.3	1.07	11.0	1.44	15.5
1	8.2	4.50	48.8	3.81	40.2	5.19	57.3
1	8.3	6.74	79.3	5.68	65.2	7.79	93.4
1	8.4	4.50	48.8	3.81	40.2	5.19	57.3
1	8.5	1.25	13.3	1.07	11.0	1.44	15.5
1	9.1	8.10	102.5	6.33	77.2	9.86	127.9
1	9.2	2.23	24.1	1.76	18.3	2.70	30.0
1	9.3	2.23	24.1	1.76	18.3	2.70	30.0
1	9.4	8.10	102.5	6.33	77.2	9.86	127.9
1	10.1	1.08	11.0	0.74	6.9	1.43	15.1
1	10.2	1.08	11.0	0.74	6.9	1.43	15.1
1	11.1	3.11	33.2	1.99	19.5	4.22	46.9
1	11.2	3.11	33.2	1.99	19.5	4.22	46.9

## 6.5.10. Corte y momento acumulado 1er modo Y-Y

**Tabla 249:** Corte y momentos acumulados de los muros del piso 6 en dirección Y-Y del edificio tipo B para el primer modo fundamental

Piso	Muro	Sy		+Sty		-Sty	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
6	B.1	0.52	1.5	0.39	1.1	0.65	1.8
6	B.2	0.49	1.4	0.37	1.0	0.61	1.7
6	B.3	0.94	2.6	0.70	2.0	1.17	3.3
6	B.4	0.49	1.4	0.37	1.0	0.61	1.7
6	B.5	0.52	1.5	0.39	1.1	0.65	1.8
6	C.1	0.52	1.5	0.45	1.3	0.59	1.7
6	C.2	0.29	0.8	0.25	0.7	0.33	0.9
6	C.3	0.29	0.8	0.25	0.7	0.33	0.9
6	C.4	0.52	1.5	0.45	1.3	0.59	1.7
6	D.1	2.89	8.1	2.60	7.3	3.19	8.9
6	D.2	2.89	8.1	2.60	7.3	3.19	8.9
6	E.1	1.94	5.4	1.82	5.1	2.07	5.8
6	F.1	2.14	6.0	2.14	6.0	2.14	6.0
6	F.2	2.14	6.0	2.14	6.0	2.14	6.0
6	G.1	1.94	5.4	2.07	5.8	1.82	5.1
6	H.1	2.89	8.1	3.19	8.9	2.60	7.3
6	H.2	2.89	8.1	3.19	8.9	2.60	7.3
6	I.1	0.52	1.5	0.59	1.7	0.45	1.3
6	I.2	0.29	0.8	0.33	0.9	0.25	0.7
6	I.3	0.29	0.8	0.33	0.9	0.25	0.7
6	I.4	0.52	1.5	0.59	1.7	0.45	1.3
6	J.1	0.52	1.5	0.65	1.8	0.39	1.1
6	J.2	0.49	1.4	0.61	1.7	0.37	1.0
6	J.3	0.94	2.6	1.17	3.3	0.70	2.0
6	J.4	0.49	1.4	0.61	1.7	0.37	1.0
6	J.5	0.52	1.5	0.65	1.8	0.39	1.1

308

**Tabla 250:** Corte y momentos acumulados de los muros del piso 5 en dirección Y del edificio tipo B para el primer modo fundamental

Piso	Muro	Sy		+Sty		-Sty	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
5	B.1	0.95	4.1	0.75	3.2	1.15	5.0
5	B.2	0.90	3.9	0.71	3.0	1.10	4.8
5	B.3	1.92	8.0	1.51	6.2	2.33	9.8
5	B.4	0.90	3.9	0.71	3.0	1.10	4.8
5	B.5	0.95	4.1	0.75	3.2	1.15	5.0
5	C.1	0.97	4.2	0.86	3.7	1.08	4.7
5	C.2	0.48	2.2	0.43	1.9	0.54	2.4
5	C.3	0.48	2.2	0.43	1.9	0.54	2.4
5	C.4	0.97	4.2	0.86	3.7	1.08	4.7
5	D.1	4.99	22.1	4.55	20.0	5.44	24.1
5	D.2	4.99	22.1	4.55	20.0	5.44	24.1
5	E.1	4.48	18.0	4.23	16.9	4.73	19.0
5	F.1	5.00	20.0	5.00	20.0	5.00	20.0
5	F.2	5.00	20.0	5.00	20.0	5.00	20.0
5	G.1	4.48	18.0	4.73	19.0	4.23	16.9
5	H.1	4.99	22.1	5.44	24.1	4.55	20.0
5	H.2	4.99	22.1	5.44	24.1	4.55	20.0
5	I.1	0.97	4.2	1.08	4.7	0.86	3.7
5	I.2	0.48	2.2	0.54	2.4	0.43	1.9
5	I.3	0.48	2.2	0.54	2.4	0.43	1.9
5	I.4	0.97	4.2	1.08	4.7	0.86	3.7
5	J.1	0.95	4.1	1.15	5.0	0.75	3.2
5	J.2	0.90	3.9	1.10	4.8	0.71	3.0
5	J.3	1.92	8.0	2.33	9.8	1.51	6.2
5	J.4	0.90	3.9	1.10	4.8	0.71	3.0
5	J.5	0.95	4.1	1.15	5.0	0.75	3.2

**Tabla 251:** Corte y momentos acumulados de los muros del piso 4 en dirección Y del edificio tipo B para el primer modo fundamental

Piso	Muro	Sy		+Sty		-Sty	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
4	B.1	0.51	5.5	0.43	4.4	0.59	6.7
4	B.2	0.48	5.2	0.40	4.1	0.55	6.3
4	B.3	2.06	13.8	1.68	10.9	2.45	16.7
4	B.4	0.48	5.2	0.40	4.1	0.55	6.3
4	B.5	0.51	5.5	0.43	4.4	0.59	6.7
4	C.1	0.52	5.6	0.47	5.0	0.57	6.3
4	C.2	0.22	2.8	0.20	2.5	0.24	3.1
4	C.3	0.22	2.8	0.20	2.5	0.24	3.1
4	C.4	0.52	5.6	0.47	5.0	0.57	6.3
4	D.1	8.83	46.8	8.14	42.8	9.52	50.8
4	D.2	8.83	46.8	8.14	42.8	9.52	50.8
4	E.1	7.63	39.3	7.25	37.2	8.01	41.4
4	F.1	8.60	44.0	8.60	44.0	8.60	44.0
4	F.2	8.60	44.0	8.60	44.0	8.60	44.0
4	G.1	7.63	39.3	8.01	41.4	7.25	37.2
4	H.1	8.83	46.8	9.52	50.8	8.14	42.8
4	H.2	8.83	46.8	9.52	50.8	8.14	42.8
4	I.1	0.52	5.6	0.57	6.3	0.47	5.0
4	I.2	0.22	2.8	0.24	3.1	0.20	2.5
4	I.3	0.22	2.8	0.24	3.1	0.20	2.5
4	I.4	0.52	5.6	0.57	6.3	0.47	5.0
4	J.1	0.51	5.5	0.59	6.7	0.43	4.4
4	J.2	0.48	5.2	0.55	6.3	0.40	4.1
4	J.3	2.06	13.8	2.45	16.7	1.68	10.9
4	J.4	0.48	5.2	0.55	6.3	0.40	4.1
4	J.5	0.51	5.5	0.59	6.7	0.43	4.4

**Tabla 252:** Corte y momentos acumulados de los muros del piso 3 en dirección Y del edificio tipo B para el primer modo fundamental

Piso	Muro	Sy		+Sty		-Sty	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
3	B.1	0.33	6.5	0.28	5.2	0.38	7.7
3	B.2	0.31	6.1	0.26	4.9	0.35	7.3
3	B.3	1.63	18.3	1.34	14.6	1.92	22.0
3	B.4	0.31	6.1	0.26	4.9	0.35	7.3
3	B.5	0.33	6.5	0.28	5.2	0.38	7.7
3	C.1	0.34	6.6	0.31	5.9	0.37	7.3
3	C.2	0.14	3.2	0.13	2.8	0.15	3.5
3	C.3	0.14	3.2	0.13	2.8	0.15	3.5
3	C.4	0.34	6.6	0.31	5.9	0.37	7.3
3	D.1	11.42	78.7	10.53	72.3	12.30	85.2
3	D.2	11.42	78.7	10.53	72.3	12.30	85.2
3	E.1	10.44	68.5	9.93	65.0	10.95	72.1
3	F.1	11.61	76.5	11.61	76.5	11.61	76.5
3	F.2	11.61	76.5	11.61	76.5	11.61	76.5
3	G.1	10.44	68.5	10.95	72.1	9.93	65.0
3	H.1	11.42	78.7	12.30	85.2	10.53	72.3
3	H.2	11.42	78.7	12.30	85.2	10.53	72.3
3	I.1	0.34	6.6	0.37	7.3	0.31	5.9
3	I.2	0.14	3.2	0.15	3.5	0.13	2.8
3	I.3	0.14	3.2	0.15	3.5	0.13	2.8
3	I.4	0.34	6.6	0.37	7.3	0.31	5.9
3	J.1	0.33	6.5	0.38	7.7	0.28	5.2
3	J.2	0.31	6.1	0.35	7.3	0.26	4.9
3	J.3	1.63	18.3	1.92	22.0	1.34	14.6
3	J.4	0.31	6.1	0.35	7.3	0.26	4.9
3	J.5	0.33	6.5	0.38	7.7	0.28	5.2

**Tabla 253:** Corte y momentos acumulados de los muros del piso 2 en dirección Y del edificio tipo B para el primer modo fundamental

Piso	Muro	Sy		+Sty		-Sty	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
2	B.1	0.39	7.5	0.38	6.2	0.40	8.9
2	B.2	0.39	7.2	0.38	5.9	0.41	8.5
2	B.3	2.71	25.9	2.34	21.2	3.07	30.6
2	B.4	0.39	7.2	0.38	5.9	0.41	8.5
2	B.5	0.39	7.5	0.38	6.2	0.40	8.9
2	C.1	0.43	7.8	0.42	7.0	0.44	8.5
2	C.2	0.20	3.7	0.20	3.4	0.20	4.1
2	C.3	0.20	3.7	0.20	3.4	0.20	4.1
2	C.4	0.43	7.8	0.42	7.0	0.44	8.5
2	D.1	12.70	114.3	11.94	105.7	13.47	122.9
2	D.2	12.70	114.3	11.94	105.7	13.47	122.9
2	E.1	11.59	101.0	11.15	96.2	12.03	105.7
2	F.1	12.89	112.6	12.89	112.6	12.89	112.6
2	F.2	12.89	112.6	12.89	112.6	12.89	112.6
2	G.1	11.59	101.0	12.03	105.7	11.15	96.2
2	H.1	12.70	114.3	13.47	122.9	11.94	105.7
2	H.2	12.70	114.3	13.47	122.9	11.94	105.7
2	I.1	0.43	7.8	0.44	8.5	0.42	7.0
2	I.2	0.20	3.7	0.20	4.1	0.20	3.4
2	I.3	0.20	3.7	0.20	4.1	0.20	3.4
2	I.4	0.43	7.8	0.44	8.5	0.42	7.0
2	J.1	0.39	7.5	0.40	8.9	0.38	6.2
2	J.2	0.39	7.2	0.41	8.5	0.38	5.9
2	J.3	2.71	25.9	3.07	30.6	2.34	21.2
2	J.4	0.39	7.2	0.41	8.5	0.38	5.9
2	J.5	0.39	7.5	0.40	8.9	0.38	6.2

**Tabla 254:** Corte y momentos acumulados de los muros del piso 1 en dirección Y del edificio tipo B para el primer modo fundamental

Piso	Muro	Sy		+Sty		-Sty	
		V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	B.1	1.01	10.2	0.86	8.5	1.16	11.9
1	B.2	0.95	9.7	0.81	8.1	1.09	11.3
1	B.3	2.01	31.2	1.73	25.7	2.29	36.7
1	B.4	0.95	9.7	0.81	8.1	1.09	11.3
1	B.5	1.01	10.2	0.86	8.5	1.16	11.9
1	C.1	1.02	10.5	0.93	9.5	1.10	11.4
1	C.2	0.54	5.1	0.49	4.7	0.58	5.6
1	C.3	0.54	5.1	0.49	4.7	0.58	5.6
1	C.4	1.02	10.5	0.93	9.5	1.10	11.4
1	D.1	12.69	147.7	11.89	137.0	13.50	158.4
1	D.2	12.69	147.7	11.89	137.0	13.50	158.4
1	E.1	11.58	131.5	11.12	125.5	12.04	137.5
1	F.1	12.86	146.5	12.86	146.5	12.86	146.5
1	F.2	12.86	146.5	12.86	146.5	12.86	146.5
1	G.1	11.58	131.5	12.04	137.5	11.12	125.5
1	H.1	12.69	147.7	13.50	158.4	11.89	137.0
1	H.2	12.69	147.7	13.50	158.4	11.89	137.0
1	I.1	1.02	10.5	1.10	11.4	0.93	9.5
1	I.2	0.54	5.1	0.58	5.6	0.49	4.7
1	I.3	0.54	5.1	0.58	5.6	0.49	4.7
1	I.4	1.02	10.5	1.10	11.4	0.93	9.5
1	J.1	1.01	10.2	1.16	11.9	0.86	8.5
1	J.2	0.95	9.7	1.09	11.3	0.81	8.1
1	J.3	2.01	31.2	2.29	36.7	1.73	25.7
1	J.4	0.95	9.7	1.09	11.3	0.81	8.1
1	J.5	1.01	10.2	1.16	11.9	0.86	8.5

## 6.5.11. Esfuerzos principales de los muros en dirección X-X

**Tabla 255:** Esfuerzos principales de los muros del piso 6 en dirección X-X del edificio tipo B

Piso	Muro	D	L	Sx		+Stx		-Stx	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
6	1.1	0.5	0.3	0.77	2.2	1.11	3.1	0.43	1.2
6	1.2	0.5	0.3	0.77	2.2	1.11	3.1	0.43	1.2
6	2.1	0.3	0.2	0.26	0.7	0.36	1.0	0.15	0.4
6	2.2	0.3	0.2	0.26	0.7	0.36	1.0	0.15	0.4
6	3.1	3.1	2.1	2.20	6.2	2.77	7.8	1.63	4.6
6	3.2	0.6	0.2	0.56	1.6	0.71	2.0	0.42	1.2
6	3.3	0.6	0.2	0.56	1.6	0.71	2.0	0.42	1.2
6	3.4	3.1	2.1	2.20	6.2	2.77	7.8	1.63	4.6
6	4.1	0.3	0.1	0.31	0.9	0.37	1.0	0.25	0.7
6	4.2	0.8	0.2	1.13	3.2	1.34	3.7	0.92	2.6
6	4.3	2.2	1.4	1.78	5.0	2.12	5.9	1.45	4.1
6	4.4	0.8	0.2	1.13	3.2	1.34	3.7	0.92	2.6
6	4.5	0.3	0.1	0.31	0.9	0.37	1.0	0.25	0.7
6	5.1	1.1	0.8	0.28	0.8	0.31	0.9	0.24	0.7
6	5.2	1.1	0.8	0.28	0.8	0.31	0.9	0.24	0.7
6	6.1	1.5	0.5	2.55	7.1	2.55	7.1	2.55	7.1
6	6.2	1.5	0.5	2.55	7.1	2.55	7.1	2.55	7.1
6	7.1	1.1	0.8	0.28	0.8	0.24	0.7	0.31	0.9
6	7.2	1.1	0.8	0.28	0.8	0.24	0.7	0.31	0.9
6	8.1	0.3	0.1	0.31	0.9	0.25	0.7	0.37	1.0
6	8.2	0.8	0.2	1.13	3.2	0.92	2.6	1.34	3.7
6	8.3	2.2	1.4	1.78	5.0	1.45	4.1	2.12	5.9
6	8.4	0.8	0.2	1.13	3.2	0.92	2.6	1.34	3.7
6	8.5	0.3	0.1	0.31	0.9	0.25	0.7	0.37	1.0
6	9.1	3.1	2.1	2.20	6.2	1.63	4.6	2.77	7.8
6	9.2	0.6	0.2	0.56	1.6	0.42	1.2	0.71	2.0
6	9.3	0.6	0.2	0.56	1.6	0.42	1.2	0.71	2.0
6	9.4	3.1	2.1	2.20	6.2	1.63	4.6	2.77	7.8
6	10.1	0.3	0.2	0.26	0.7	0.15	0.4	0.36	1.0
6	10.2	0.3	0.2	0.26	0.7	0.15	0.4	0.36	1.0
6	11.1	0.5	0.3	0.77	2.2	0.43	1.2	1.11	3.1
6	11.2	0.5	0.3	0.77	2.2	0.43	1.2	1.11	3.1

**Tabla 256:** Esfuerzos principales de los muros del piso 5 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	D	L	Sx		+Stx		-Stx	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
5	1.1	1.1	0.5	0.99	4.9	1.41	7.0	0.57	2.8
5	1.2	1.1	0.5	0.99	4.9	1.41	7.0	0.57	2.8
5	2.1	0.7	0.4	0.30	1.6	0.42	2.2	0.19	0.9
5	2.2	0.7	0.4	0.30	1.6	0.42	2.2	0.19	0.9
5	3.1	6.3	4.3	6.72	24.9	8.41	31.2	5.04	18.6
5	3.2	1.2	0.4	0.71	3.5	0.88	4.4	0.53	2.6
5	3.3	1.2	0.4	0.71	3.5	0.88	4.4	0.53	2.6
5	3.4	6.3	4.3	6.72	24.9	8.41	31.2	5.04	18.6
5	4.1	0.5	0.2	0.35	1.8	0.42	2.2	0.29	1.5
5	4.2	1.7	0.5	1.53	7.4	1.80	8.7	1.25	6.0
5	4.3	4.5	2.9	2.84	12.9	3.35	15.2	2.33	10.5
5	4.4	1.7	0.5	1.53	7.4	1.80	8.7	1.25	6.0
5	4.5	0.5	0.2	0.35	1.8	0.42	2.2	0.29	1.5
5	5.1	2.2	1.7	0.32	1.6	0.35	1.8	0.28	1.4
5	5.2	2.2	1.7	0.32	1.6	0.35	1.8	0.28	1.4
5	6.1	3.0	1.0	3.86	17.8	3.86	17.8	3.86	17.8
5	6.2	3.0	1.0	3.86	17.8	3.86	17.8	3.86	17.8
5	7.1	2.2	1.7	0.32	1.6	0.28	1.4	0.35	1.8
5	7.2	2.2	1.7	0.32	1.6	0.28	1.4	0.35	1.8
5	8.1	0.5	0.2	0.35	1.8	0.29	1.5	0.42	2.2
5	8.2	1.7	0.5	1.53	7.4	1.25	6.0	1.80	8.7
5	8.3	4.5	2.9	2.84	12.9	2.33	10.5	3.35	15.2
5	8.4	1.7	0.5	1.53	7.4	1.25	6.0	1.80	8.7
5	8.5	0.5	0.2	0.35	1.8	0.29	1.5	0.42	2.2
5	9.1	6.3	4.3	6.72	24.9	5.04	18.6	8.41	31.2
5	9.2	1.2	0.4	0.71	3.5	0.53	2.6	0.88	4.4
5	9.3	1.2	0.4	0.71	3.5	0.53	2.6	0.88	4.4
5	9.4	6.3	4.3	6.72	24.9	5.04	18.6	8.41	31.2
5	10.1	0.7	0.4	0.30	1.6	0.19	0.9	0.42	2.2
5	10.2	0.7	0.4	0.30	1.6	0.19	0.9	0.42	2.2
5	11.1	1.1	0.5	0.99	4.9	0.57	2.8	1.41	7.0
5	11.2	1.1	0.5	0.99	4.9	0.57	2.8	1.41	7.0

**Tabla 257:** Esfuerzos principales de los muros del piso 4 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	D	L	Sx		+Stx		-Stx	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
4	1.1	1.7	0.8	1.84	10.0	2.69	14.5	0.99	5.5
4	1.2	1.7	0.8	1.84	10.0	2.69	14.5	0.99	5.5
4	2.1	1.1	0.5	0.55	3.1	0.78	4.3	0.31	1.8
4	2.2	1.1	0.5	0.55	3.1	0.78	4.3	0.31	1.8
4	3.1	9.5	6.4	6.33	42.5	8.05	53.6	4.61	31.4
4	3.2	1.8	0.6	1.30	7.1	1.65	9.0	0.95	5.3
4	3.3	1.8	0.6	1.30	7.1	1.65	9.0	0.95	5.3
4	3.4	9.5	6.4	6.33	42.5	8.05	53.6	4.61	31.4
4	4.1	0.8	0.3	0.69	3.8	0.83	4.5	0.56	3.1
4	4.2	2.6	0.7	2.74	15.0	3.28	17.9	2.21	12.2
4	4.3	6.9	4.3	4.90	26.5	5.85	31.5	3.94	21.5
4	4.4	2.6	0.7	2.74	15.0	3.28	17.9	2.21	12.2
4	4.5	0.8	0.3	0.69	3.8	0.83	4.5	0.56	3.1
4	5.1	3.3	2.5	0.60	3.3	0.67	3.7	0.52	2.9
4	5.2	3.3	2.5	0.60	3.3	0.67	3.7	0.52	2.9
4	6.1	4.6	1.5	6.70	36.5	6.70	36.5	6.70	36.5
4	6.2	4.6	1.5	6.70	36.5	6.70	36.5	6.70	36.5
4	7.1	3.3	2.5	0.60	3.3	0.52	2.9	0.67	3.7
4	7.2	3.3	2.5	0.60	3.3	0.52	2.9	0.67	3.7
4	8.1	0.8	0.3	0.69	3.8	0.56	3.1	0.83	4.5
4	8.2	2.6	0.7	2.74	15.0	2.21	12.2	3.28	17.9
4	8.3	6.9	4.3	4.90	26.5	3.94	21.5	5.85	31.5
4	8.4	2.6	0.7	2.74	15.0	2.21	12.2	3.28	17.9
4	8.5	0.8	0.3	0.69	3.8	0.56	3.1	0.83	4.5
4	9.1	9.5	6.4	6.33	42.5	4.61	31.4	8.05	53.6
4	9.2	1.8	0.6	1.30	7.1	0.95	5.3	1.65	9.0
4	9.3	1.8	0.6	1.30	7.1	0.95	5.3	1.65	9.0
4	9.4	9.5	6.4	6.33	42.5	4.61	31.4	8.05	53.6
4	10.1	1.1	0.5	0.55	3.1	0.31	1.8	0.78	4.3
4	10.2	1.1	0.5	0.55	3.1	0.31	1.8	0.78	4.3
4	11.1	1.7	0.8	1.84	10.0	0.99	5.5	2.69	14.5
4	11.2	1.7	0.8	1.84	10.0	0.99	5.5	2.69	14.5

**Tabla 258:** Esfuerzos principales de los muros del piso 3 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	D	L	Sx		+Stx		-Stx	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
3	1.1	2.4	1.0	2.48	16.9	3.56	24.4	1.41	9.4
3	1.2	2.4	1.0	2.48	16.9	3.56	24.4	1.41	9.4
3	2.1	1.5	0.7	0.83	5.4	1.15	7.5	0.50	3.2
3	2.2	1.5	0.7	0.83	5.4	1.15	7.5	0.50	3.2
3	3.1	12.8	8.6	6.57	60.7	8.25	76.5	4.89	44.9
3	3.2	2.5	0.8	1.83	12.2	2.30	15.4	1.37	9.0
3	3.3	2.5	0.8	1.83	12.2	2.30	15.4	1.37	9.0
3	3.4	12.8	8.6	6.57	60.7	8.25	76.5	4.89	44.9
3	4.1	1.2	0.4	1.01	6.6	1.20	7.8	0.83	5.3
3	4.2	3.5	0.9	3.66	25.2	4.33	29.9	2.99	20.5
3	4.3	9.3	5.7	5.93	43.0	7.03	51.0	4.84	34.9
3	4.4	3.5	0.9	3.66	25.2	4.33	29.9	2.99	20.5
3	4.5	1.2	0.4	1.01	6.6	1.20	7.8	0.83	5.3
3	5.1	4.5	3.3	0.92	5.9	1.03	6.6	0.81	5.1
3	5.2	4.5	3.3	0.92	5.9	1.03	6.6	0.81	5.1
3	6.1	6.3	2.0	8.36	59.7	8.36	59.7	8.36	59.7
3	6.2	6.3	2.0	8.36	59.7	8.36	59.7	8.36	59.7
3	7.1	4.5	3.3	0.92	5.9	0.81	5.1	1.03	6.6
3	7.2	4.5	3.3	0.92	5.9	0.81	5.1	1.03	6.6
3	8.1	1.2	0.4	1.01	6.6	0.83	5.3	1.20	7.8
3	8.2	3.5	0.9	3.66	25.2	2.99	20.5	4.33	29.9
3	8.3	9.3	5.7	5.93	43.0	4.84	34.9	7.03	51.0
3	8.4	3.5	0.9	3.66	25.2	2.99	20.5	4.33	29.9
3	8.5	1.2	0.4	1.01	6.6	0.83	5.3	1.20	7.8
3	9.1	12.8	8.6	6.57	60.7	4.89	44.9	8.25	76.5
3	9.2	2.5	0.8	1.83	12.2	1.37	9.0	2.30	15.4
3	9.3	2.5	0.8	1.83	12.2	1.37	9.0	2.30	15.4
3	9.4	12.8	8.6	6.57	60.7	4.89	44.9	8.25	76.5
3	10.1	1.5	0.7	0.83	5.4	0.50	3.2	1.15	7.5
3	10.2	1.5	0.7	0.83	5.4	0.50	3.2	1.15	7.5
3	11.1	2.4	1.0	2.48	16.9	1.41	9.4	3.56	24.4
3	11.2	2.4	1.0	2.48	16.9	1.41	9.4	3.56	24.4

**Tabla 259:** Esfuerzos principales de los muros del piso 2 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	D	L	Sx		+Stx		-Stx	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
2	1.1	3.1	1.3	2.92	25.0	4.11	35.8	1.74	14.3
2	1.2	3.1	1.3	2.92	25.0	4.11	35.8	1.74	14.3
2	2.1	1.9	0.9	1.01	8.2	1.37	11.3	0.64	5.0
2	2.2	1.9	0.9	1.01	8.2	1.37	11.3	0.64	5.0
2	3.1	16.1	10.7	7.44	81.3	9.23	102.1	5.65	60.5
2	3.2	3.2	1.0	2.17	18.2	2.68	22.9	1.65	13.6
2	3.3	3.2	1.0	2.17	18.2	2.68	22.9	1.65	13.6
2	3.4	16.1	10.7	7.44	81.3	9.23	102.1	5.65	60.5
2	4.1	1.5	0.4	1.21	10.0	1.42	11.8	1.01	8.1
2	4.2	4.4	1.2	4.23	36.9	4.95	43.7	3.50	30.2
2	4.3	11.7	7.2	6.71	61.6	7.87	72.9	5.54	50.3
2	4.4	4.4	1.2	4.23	36.9	4.95	43.7	3.50	30.2
2	4.5	1.5	0.4	1.21	10.0	1.42	11.8	1.01	8.1
2	5.1	5.6	4.1	1.07	8.8	1.19	9.9	0.95	7.8
2	5.2	5.6	4.1	1.07	8.8	1.19	9.9	0.95	7.8
2	6.1	8.0	2.5	8.82	84.2	8.82	84.2	8.82	84.2
2	6.2	8.0	2.5	8.82	84.2	8.82	84.2	8.82	84.2
2	7.1	5.6	4.1	1.07	8.8	0.95	7.8	1.19	9.9
2	7.2	5.6	4.1	1.07	8.8	0.95	7.8	1.19	9.9
2	8.1	1.5	0.4	1.21	10.0	1.01	8.1	1.42	11.8
2	8.2	4.4	1.2	4.23	36.9	3.50	30.2	4.95	43.7
2	8.3	11.7	7.2	6.71	61.6	5.54	50.3	7.87	72.9
2	8.4	4.4	1.2	4.23	36.9	3.50	30.2	4.95	43.7
2	8.5	1.5	0.4	1.21	10.0	1.01	8.1	1.42	11.8
2	9.1	16.1	10.7	7.44	81.3	5.65	60.5	9.23	102.1
2	9.2	3.2	1.0	2.17	18.2	1.65	13.6	2.68	22.9
2	9.3	3.2	1.0	2.17	18.2	1.65	13.6	2.68	22.9
2	9.4	16.1	10.7	7.44	81.3	5.65	60.5	9.23	102.1
2	10.1	1.9	0.9	1.01	8.2	0.64	5.0	1.37	11.3
2	10.2	1.9	0.9	1.01	8.2	0.64	5.0	1.37	11.3
2	11.1	3.1	1.3	2.92	25.0	1.74	14.3	4.11	35.8
2	11.2	3.1	1.3	2.92	25.0	1.74	14.3	4.11	35.8

**Tabla 260:** Esfuerzos principales de los muros del piso 1 en dirección X del edificio tipo B

Piso	Muro	D	L	Sx		+Stx		-Stx	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	1.1	3.7	1.5	3.13	33.2	4.24	46.9	2.02	19.5
1	1.2	3.7	1.5	3.13	33.2	4.24	46.9	2.02	19.5
1	2.1	2.3	1.1	1.09	11.0	1.43	15.1	0.75	7.0
1	2.2	2.3	1.1	1.09	11.0	1.43	15.1	0.75	7.0
1	3.1	19.4	12.9	8.14	102.5	9.90	127.9	6.39	77.2
1	3.2	3.9	1.2	2.25	24.1	2.71	30.0	1.79	18.3
1	3.3	3.9	1.2	2.25	24.1	2.71	30.0	1.79	18.3
1	3.4	19.4	12.9	8.14	102.5	9.90	127.9	6.39	77.2
1	4.1	1.8	0.5	1.26	13.3	1.45	15.5	1.08	11.0
1	4.2	5.4	1.4	4.53	48.8	5.22	57.3	3.84	40.2
1	4.3	14.2	8.6	6.77	79.3	7.82	93.4	5.72	65.2
1	4.4	5.4	1.4	4.53	48.8	5.22	57.3	3.84	40.2
1	4.5	1.8	0.5	1.26	13.3	1.45	15.5	1.08	11.0
1	5.1	6.8	5.0	1.11	11.7	1.22	13.0	1.01	10.4
1	5.2	6.8	5.0	1.11	11.7	1.22	13.0	1.01	10.4
1	6.1	9.7	3.0	9.44	108.9	9.44	108.9	9.44	108.9
1	6.2	9.7	3.0	9.44	108.9	9.44	108.9	9.44	108.9
1	7.1	6.8	5.0	1.11	11.7	1.01	10.4	1.22	13.0
1	7.2	6.8	5.0	1.11	11.7	1.01	10.4	1.22	13.0
1	8.1	1.8	0.5	1.26	13.3	1.08	11.0	1.45	15.5
1	8.2	5.4	1.4	4.53	48.8	3.84	40.2	5.22	57.3
1	8.3	14.2	8.6	6.77	79.3	5.72	65.2	7.82	93.4
1	8.4	5.4	1.4	4.53	48.8	3.84	40.2	5.22	57.3
1	8.5	1.8	0.5	1.26	13.3	1.08	11.0	1.45	15.5
1	9.1	19.4	12.9	8.14	102.5	6.39	77.2	9.90	127.9
1	9.2	3.9	1.2	2.25	24.1	1.79	18.3	2.71	30.0
1	9.3	3.9	1.2	2.25	24.1	1.79	18.3	2.71	30.0
1	9.4	19.4	12.9	8.14	102.5	6.39	77.2	9.90	127.9
1	10.1	2.3	1.1	1.09	11.0	0.75	7.0	1.43	15.1
1	10.2	2.3	1.1	1.09	11.0	0.75	7.0	1.43	15.1
1	11.1	3.7	1.5	3.13	33.2	2.02	19.5	4.24	46.9
1	11.2	3.7	1.5	3.13	33.2	2.02	19.5	4.24	46.9

## 6.5.12. Esfuerzos principales de los muros en dirección Y-Y

**Tabla 261:** Esfuerzos principales de los muros del piso 6 en dirección Y-Y del edificio tipo B

Piso	Muro	D	L	Sy		+Sty		-Sty	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
6	B.1	3.7	3.4	0.55	1.5	0.41	1.2	0.68	1.9
6	B.2	2.4	1.9	0.52	1.4	0.39	1.1	0.65	1.8
6	B.3	2.5	2.0	0.98	2.8	0.74	2.1	1.23	3.4
6	B.4	2.4	1.9	0.52	1.4	0.39	1.1	0.65	1.8
6	B.5	3.7	3.4	0.55	1.5	0.41	1.2	0.68	1.9
6	C.1	2.7	2.2	0.55	1.5	0.47	1.3	0.63	1.7
6	C.2	1.9	1.6	0.30	0.8	0.26	0.7	0.34	1.0
6	C.3	1.9	1.6	0.30	0.8	0.26	0.7	0.34	1.0
6	C.4	2.7	2.2	0.55	1.5	0.47	1.3	0.63	1.7
6	D.1	6.5	5.2	3.04	8.5	2.73	7.7	3.35	9.4
6	D.2	6.5	5.2	3.04	8.5	2.73	7.7	3.35	9.4
6	E.1	5.6	4.4	2.04	5.7	1.91	5.4	2.18	6.1
6	F.1	5.8	4.5	2.25	6.3	2.25	6.3	2.25	6.3
6	F.2	5.8	4.5	2.25	6.3	2.25	6.3	2.25	6.3
6	G.1	5.6	4.4	2.04	5.7	2.18	6.1	1.91	5.4
6	H.1	6.5	5.2	3.04	8.5	3.35	9.4	2.73	7.7
6	H.2	6.5	5.2	3.04	8.5	3.35	9.4	2.73	7.7
6	I.1	2.7	2.2	0.55	1.5	0.63	1.7	0.47	1.3
6	I.2	1.9	1.6	0.30	0.8	0.34	1.0	0.26	0.7
6	I.3	1.9	1.6	0.30	0.8	0.34	1.0	0.26	0.7
6	I.4	2.7	2.2	0.55	1.5	0.63	1.7	0.47	1.3
6	J.1	3.7	3.4	0.55	1.5	0.68	1.9	0.41	1.2
6	J.2	2.4	1.9	0.52	1.4	0.65	1.8	0.39	1.1
6	J.3	2.5	2.0	0.98	2.8	1.23	3.4	0.74	2.1
6	J.4	2.4	1.9	0.52	1.4	0.65	1.8	0.39	1.1
6	J.5	3.7	3.4	0.55	1.5	0.68	1.9	0.41	1.2

**Tabla 262:** Esfuerzos principales de los muros del piso 5 en dirección Y-Y del edificio tipo B

Piso	Muro	D	L	Sy		+Sty		-Sty	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
5	B.1	7.4	6.8	0.96	4.2	0.76	3.2	1.17	5.2
5	B.2	4.8	3.9	0.91	4.0	0.72	3.1	1.11	4.9
5	B.3	5.0	4.1	1.95	8.2	1.53	6.3	2.37	10.0
5	B.4	4.8	3.9	0.91	4.0	0.72	3.1	1.11	4.9
5	B.5	7.4	6.8	0.96	4.2	0.76	3.2	1.17	5.2
5	C.1	5.3	4.4	0.98	4.3	0.87	3.7	1.10	4.8
5	C.2	3.8	3.1	0.49	2.2	0.43	1.9	0.55	2.5
5	C.3	3.8	3.1	0.49	2.2	0.43	1.9	0.55	2.5
5	C.4	5.3	4.4	0.98	4.3	0.87	3.7	1.10	4.8
5	D.1	13.0	10.3	5.07	22.6	4.62	20.5	5.52	24.7
5	D.2	13.0	10.3	5.07	22.6	4.62	20.5	5.52	24.7
5	E.1	11.3	8.8	4.55	18.4	4.29	17.3	4.81	19.5
5	F.1	11.7	9.1	5.08	20.4	5.08	20.4	5.08	20.4
5	F.2	11.7	9.1	5.08	20.4	5.08	20.4	5.08	20.4
5	G.1	11.3	8.8	4.55	18.4	4.81	19.5	4.29	17.3
5	H.1	13.0	10.3	5.07	22.6	5.52	24.7	4.62	20.5
5	H.2	13.0	10.3	5.07	22.6	5.52	24.7	4.62	20.5
5	I.1	5.3	4.4	0.98	4.3	1.10	4.8	0.87	3.7
5	I.2	3.8	3.1	0.49	2.2	0.55	2.5	0.43	1.9
5	I.3	3.8	3.1	0.49	2.2	0.55	2.5	0.43	1.9
5	I.4	5.3	4.4	0.98	4.3	1.10	4.8	0.87	3.7
5	J.1	7.4	6.8	0.96	4.2	1.17	5.2	0.76	3.2
5	J.2	4.8	3.9	0.91	4.0	1.11	4.9	0.72	3.1
5	J.3	5.0	4.1	1.95	8.2	2.37	10.0	1.53	6.3
5	J.4	4.8	3.9	0.91	4.0	1.11	4.9	0.72	3.1
5	J.5	7.4	6.8	0.96	4.2	1.17	5.2	0.76	3.2

**Tabla 263:** Esfuerzos principales de los muros del piso 4 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	D	L	Sy		+Sty		-Sty	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
4	B.1	11.1	10.1	0.51	5.6	0.43	4.4	0.59	6.8
4	B.2	7.2	5.8	0.48	5.3	0.40	4.2	0.55	6.4
4	B.3	7.5	6.1	2.07	13.9	1.68	11.0	2.46	16.8
4	B.4	7.2	5.8	0.48	5.3	0.40	4.2	0.55	6.4
4	B.5	11.1	10.1	0.51	5.6	0.43	4.4	0.59	6.8
4	C.1	8.0	6.5	0.52	5.7	0.48	5.0	0.57	6.3
4	C.2	5.8	4.7	0.22	2.8	0.20	2.5	0.24	3.1
4	C.3	5.8	4.7	0.22	2.8	0.20	2.5	0.24	3.1
4	C.4	8.0	6.5	0.52	5.7	0.48	5.0	0.57	6.3
4	D.1	19.7	15.5	8.86	47.2	8.17	43.2	9.55	51.3
4	D.2	19.7	15.5	8.86	47.2	8.17	43.2	9.55	51.3
4	E.1	17.1	13.3	7.66	39.7	7.28	37.6	8.04	41.8
4	F.1	17.7	13.6	8.63	44.5	8.63	44.5	8.63	44.5
4	F.2	17.7	13.6	8.63	44.5	8.63	44.5	8.63	44.5
4	G.1	17.1	13.3	7.66	39.7	8.04	41.8	7.28	37.6
4	H.1	19.7	15.5	8.86	47.2	9.55	51.3	8.17	43.2
4	H.2	19.7	15.5	8.86	47.2	9.55	51.3	8.17	43.2
4	I.1	8.0	6.5	0.52	5.7	0.57	6.3	0.48	5.0
4	I.2	5.8	4.7	0.22	2.8	0.24	3.1	0.20	2.5
4	I.3	5.8	4.7	0.22	2.8	0.24	3.1	0.20	2.5
4	I.4	8.0	6.5	0.52	5.7	0.57	6.3	0.48	5.0
4	J.1	11.1	10.1	0.51	5.6	0.59	6.8	0.43	4.4
4	J.2	7.2	5.8	0.48	5.3	0.55	6.4	0.40	4.2
4	J.3	7.5	6.1	2.07	13.9	2.46	16.8	1.68	11.0
4	J.4	7.2	5.8	0.48	5.3	0.55	6.4	0.40	4.2
4	J.5	11.1	10.1	0.51	5.6	0.59	6.8	0.43	4.4

**Tabla 264:** Esfuerzos principales de los muros del piso 3 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	D	L	Sy		+Sty		-Sty	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
3	B.1	14.8	13.5	0.35	6.5	0.30	5.2	0.40	7.8
3	B.2	9.7	7.7	0.33	6.1	0.28	4.9	0.38	7.3
3	B.3	10.0	8.1	1.64	18.4	1.35	14.7	1.93	22.1
3	B.4	9.7	7.7	0.33	6.1	0.28	4.9	0.38	7.3
3	B.5	14.8	13.5	0.35	6.5	0.30	5.2	0.40	7.8
3	C.1	10.7	8.7	0.36	6.6	0.33	5.9	0.39	7.3
3	C.2	7.7	6.3	0.15	3.2	0.14	2.8	0.16	3.5
3	C.3	7.7	6.3	0.15	3.2	0.14	2.8	0.16	3.5
3	C.4	10.7	8.7	0.36	6.6	0.33	5.9	0.39	7.3
3	D.1	26.5	20.6	11.42	79.0	10.53	72.5	12.31	85.5
3	D.2	26.5	20.6	11.42	79.0	10.53	72.5	12.31	85.5
3	E.1	22.9	17.7	10.44	68.8	9.93	65.2	10.96	72.3
3	F.1	23.8	18.1	11.62	76.8	11.62	76.8	11.62	76.8
3	F.2	23.8	18.1	11.62	76.8	11.62	76.8	11.62	76.8
3	G.1	22.9	17.7	10.44	68.8	10.96	72.3	9.93	65.2
3	H.1	26.5	20.6	11.42	79.0	12.31	85.5	10.53	72.5
3	H.2	26.5	20.6	11.42	79.0	12.31	85.5	10.53	72.5
3	I.1	10.7	8.7	0.36	6.6	0.39	7.3	0.33	5.9
3	I.2	7.7	6.3	0.15	3.2	0.16	3.5	0.14	2.8
3	I.3	7.7	6.3	0.15	3.2	0.16	3.5	0.14	2.8
3	I.4	10.7	8.7	0.36	6.6	0.39	7.3	0.33	5.9
3	J.1	14.8	13.5	0.35	6.5	0.40	7.8	0.30	5.2
3	J.2	9.7	7.7	0.33	6.1	0.38	7.3	0.28	4.9
3	J.3	10.0	8.1	1.64	18.4	1.93	22.1	1.35	14.7
3	J.4	9.7	7.7	0.33	6.1	0.38	7.3	0.28	4.9
3	J.5	14.8	13.5	0.35	6.5	0.40	7.8	0.30	5.2

**Tabla 265:** Esfuerzos principales de los muros del piso 2 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	D	L	Sy		+Sty		-Sty	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
2	B.1	18.6	16.9	0.41	7.5	0.39	6.2	0.43	8.9
2	B.2	12.1	9.7	0.41	7.2	0.39	5.9	0.43	8.5
2	B.3	12.5	10.2	2.72	25.9	2.35	21.2	3.08	30.7
2	B.4	12.1	9.7	0.41	7.2	0.39	5.9	0.43	8.5
2	B.5	18.6	16.9	0.41	7.5	0.39	6.2	0.43	8.9
2	C.1	13.4	10.9	0.45	7.8	0.44	7.0	0.46	8.5
2	C.2	9.6	7.8	0.21	3.7	0.21	3.4	0.22	4.1
2	C.3	9.6	7.8	0.21	3.7	0.21	3.4	0.22	4.1
2	C.4	13.4	10.9	0.45	7.8	0.44	7.0	0.46	8.5
2	D.1	33.4	25.8	12.73	114.4	11.96	105.7	13.49	123.0
2	D.2	33.4	25.8	12.73	114.4	11.96	105.7	13.49	123.0
2	E.1	28.9	22.1	11.61	101.0	11.17	96.2	12.05	105.8
2	F.1	29.9	22.7	12.91	112.7	12.91	112.7	12.91	112.7
2	F.2	29.9	22.7	12.91	112.7	12.91	112.7	12.91	112.7
2	G.1	28.9	22.1	11.61	101.0	12.05	105.8	11.17	96.2
2	H.1	33.4	25.8	12.73	114.4	13.49	123.0	11.96	105.7
2	H.2	33.4	25.8	12.73	114.4	13.49	123.0	11.96	105.7
2	I.1	13.4	10.9	0.45	7.8	0.46	8.5	0.44	7.0
2	I.2	9.6	7.8	0.21	3.7	0.22	4.1	0.21	3.4
2	I.3	9.6	7.8	0.21	3.7	0.22	4.1	0.21	3.4
2	I.4	13.4	10.9	0.45	7.8	0.46	8.5	0.44	7.0
2	J.1	18.6	16.9	0.41	7.5	0.43	8.9	0.39	6.2
2	J.2	12.1	9.7	0.41	7.2	0.43	8.5	0.39	5.9
2	J.3	12.5	10.2	2.72	25.9	3.08	30.7	2.35	21.2
2	J.4	12.1	9.7	0.41	7.2	0.43	8.5	0.39	5.9
2	J.5	18.6	16.9	0.41	7.5	0.43	8.9	0.39	6.2

**Tabla 266:** Esfuerzos principales de los muros del piso 1 en dirección Y del edificio tipo B

Piso	Muro	D	L	Sy		+Sty		-Sty	
		C [tonf]	C [tonf]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]	V [tonf]	M [tonf-m]
1	B.1	22.4	20.3	1.02	10.2	0.87	8.5	1.17	11.9
1	B.2	14.6	11.6	0.96	9.7	0.82	8.1	1.10	11.3
1	B.3	15.1	12.2	2.04	31.2	1.76	25.7	2.32	36.7
1	B.4	14.6	11.6	0.96	9.7	0.82	8.1	1.10	11.3
1	B.5	22.4	20.3	1.02	10.2	0.87	8.5	1.17	11.9
1	C.1	16.2	13.1	1.03	10.5	0.95	9.5	1.11	11.4
1	C.2	11.6	9.4	0.54	5.1	0.50	4.7	0.59	5.6
1	C.3	11.6	9.4	0.54	5.1	0.50	4.7	0.59	5.6
1	C.4	16.2	13.1	1.03	10.5	0.95	9.5	1.11	11.4
1	D.1	40.3	30.9	12.75	147.7	11.95	137.0	13.56	158.4
1	D.2	40.3	30.9	12.75	147.7	11.95	137.0	13.56	158.4
1	E.1	34.8	26.5	11.64	131.5	11.18	125.5	12.10	137.5
1	F.1	36.1	27.2	12.92	146.5	12.92	146.5	12.92	146.5
1	F.2	36.1	27.2	12.92	146.5	12.92	146.5	12.92	146.5
1	G.1	34.8	26.5	11.64	131.5	12.10	137.5	11.18	125.5
1	H.1	40.3	30.9	12.75	147.7	13.56	158.4	11.95	137.0
1	H.2	40.3	30.9	12.75	147.7	13.56	158.4	11.95	137.0
1	I.1	16.2	13.1	1.03	10.5	1.11	11.4	0.95	9.5
1	I.2	11.6	9.4	0.54	5.1	0.59	5.6	0.50	4.7
1	I.3	11.6	9.4	0.54	5.1	0.59	5.6	0.50	4.7
1	I.4	16.2	13.1	1.03	10.5	1.11	11.4	0.95	9.5
1	J.1	22.4	20.3	1.02	10.2	1.17	11.9	0.87	8.5
1	J.2	14.6	11.6	0.96	9.7	1.10	11.3	0.82	8.1
1	J.3	15.1	12.2	2.04	31.2	2.32	36.7	1.76	25.7
1	J.4	14.6	11.6	0.96	9.7	1.10	11.3	0.82	8.1
1	J.5	22.4	20.3	1.02	10.2	1.17	11.9	0.87	8.5



**Centro UC**  
de Innovación  
en Madera



**CORFO**

# MANUAL DE **DISEÑO** **DE ESTRUCTURAS** EN MADERA