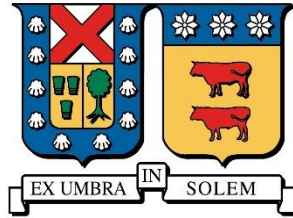


UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAISO - CHILE



MODELO DE MUROS MARCO PLATAFORMA PARA UN PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS MEDIANTE ELEMENTOS ÁREA

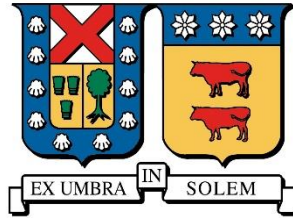
SEBASTIÁN IGNACIO CÁRCAMO CHÁVEZ

Memoria para optar al Título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Dr. Hernán Santa María Oyanedel

Julio de 2017

UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAISO - CHILE



MODELO DE MUROS MARCO PLATAFORMA PARA UN PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS MEDIANTE ELEMENTOS ÁREA

Memoria de titulación presentada por
SEBASTIÁN IGNACIO CÁRCAMO CHÁVEZ

Como requisito parcial para optar al título de
Ingeniero Civil

Profesor Guía
Dr. Hernán Santa María Oyanedel

Julio de 2017

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis colegas y compañeros del Centro UC de Innovación en Madera, quienes me acogieron y apoyaron en el desarrollo de este trabajo, facilitándome su conocimiento y tiempo para poder hacer de este el trabajo que es hoy. Principalmente al profesor Hernán Santa María, quien fue mi profesor guía apoyándome en esta investigación siempre que lo necesite, teniendo una buena disposición en todo momento. A Jairo Montaña por apoyarme y aconsejarme en cada una de las complicaciones que fueron necesarias resolver para culminar este trabajo. Al profesor Ramiro Bazaez, quien siempre tuvo la mejor disposición para ayudarme en la corrección de mi memoria y en la muy necesaria asistencia. Al ingeniero Patricio Bertholet por su constante guía en toda mi carrera profesional y al profesor Alexander Opazo por compartir de manera desinteresada los avances de su propia investigación.

Agradezco a mi familia, quienes me han apoyado incondicionalmente, más allá de mi carrera universitaria. A mis compañeras y compañeros, quienes fueron el apoyo necesario para poder atravesar por toda la carrera. A mis amigas y amigos, con los que crecimos personal y académicamente desde todos los frentes que pudimos. Y agradezco a Constanza por todo su apoyo, paciencia y dedicación durante todo este proceso y fuera de él.

DEDICATORIA

A mis padres, gracias a ellos nunca me faltó nada en estos tiempos en que la educación es un privilegio.

RESUMEN

La ingeniería chilena tiene una deuda histórica con la construcción en madera. Pese a ser uno de los países con el mayor potencial forestal, el desarrollo de las edificaciones en madera ha tenido un estancamiento desde 1907, cuando se construyó el último edificio de más de 4 pisos de madera en el campamento minero Sewell. A pesar del enorme desarrollo que han tenido las construcciones en madera en la segunda mitad del siglo XX en países como Estados Unidos, Canadá y Japón, Chile se ha mantenido al margen de esta tendencia.

Dentro de los sistemas constructivos en base a madera más usados en los países mencionados, se encuentra el sistema de entramado ligero marco plataforma. Este sistema es utilizado por su capacidad sísmica, térmica y por su flexibilidad al generar elementos prefabricados. Aunque es un sistema constructivo muy utilizado, las metodologías de diseño existentes se alejan de la práctica común de las oficinas de cálculo chilenas, donde se acostumbra a generar un modelo lineal, en base a muros y/o marcos, en programas de elementos finitos para analizar su comportamiento estructural. Las metodologías existentes de diseño se limitan a verificaciones de elementos aislados, las cuales fallan al caracterizar la respuesta general del edificio, o a modelos no lineales, las que requieren de un análisis de una gran cantidad de recursos y no está comúnmente implementada en las oficinas de cálculo.

En esta investigación se presenta una metodología que se adapta a las prácticas de las oficinas de cálculo chilenas, proponiendo modelar muros marco plataforma mediante un material isotrópico (capaz de ser modelado como elemento área en un programa de elementos finitos), que al modificar sus parámetros físicos sea capaz de caracterizar: esfuerzos, desplazamientos y la respuesta modal de un edificio de mediana altura. Para validar dicho modelo se utilizan ensayos experimentales generados sobre muros marco plataforma, modelos en programas de elementos finitos, modelos no lineales y las metodologías de diseño propuestas por diferentes normativas extranjeras.

ABSTRACT

Chilean engineering has an historical debt with timber construction. Despite being one of the countries with more forestry potential, the development of timber buildings has significantly reduced since 1907, when the last building with more than 4 stories was built in the Sewell mining camp. In spite of the timber construction growth in countries like Canada, United States and Japan, Chile has stayed outside this tendency.

Within the most used timber construction systems, in the mentioned countries, is the light timber frame construction. This system is used due to its seismic and thermal capacities and due to its flexibility generating prefabricated elements. Although it is a commonly used system, the design methodologies do not resemble to that of the common practice of the Chilean structural calculation firms, where a lineal model, based on walls and/or frames, in programs of finite elements analysis is commonly used to predict its structural behavior. The existing methodologies are restricted to a simplified method of verifying isolated elements, which fails to characterize the general behavior of the whole building, or to a nonlinear analysis, which is a high required analysis and it is not commonly implemented in structural calculation firms.

In this investigation, a methodology that adapts to the common practices of Chilean firms is presented, proposing to model light timber frame walls through an isotropic material (capable of being model with a shell element in a finite element software), which by modifying its physical parameters characterizes: stresses, displacements and modal response of a midrise building. To validate this model, experimental tests performed on light timber frame walls, finite element software models, nonlinear models and international design methodologies are used.

GLOSARIO

A	: Área total de los pies derechos de borde
APD	: Sumatoria del área transversal de los pies derechos.
b	: Largo total del muro
Bv	: Espesor del panel de OSB
$\Delta\alpha$	: Levantamiento del anclaje
da	: Levantamiento del anclaje
$\Delta\phi$	: Desplazamientos elásticos del j-esimo piso
Δv	: Desplazamiento adicional a la altura del techo
E	: Módulo de elasticidad de los pies derechos
en	: Deslizamiento del clavo
Fj	: Fuerza sísmica aplicada en el j-esimo piso
Fn	: Fuerza sísmica adicional a la altura del techo
Ga	: Módulo de corte aparente
Gv	: Módulo de corte del OSB
h	: Altura del muro
Hn	: Altura del edificio [m]
Hs	: Altura del muro
KCR	: Rigidez asociada al efecto del desplazamiento de cuerpo rígido
KEQ	: Rigidez equivalente del Sistema
KF	: Rigidez asociada al efecto de la Flexión
KHD	: Rigidez del anclaje
KQ	: Rigidez asociada al efecto del Corte
KSDPWS	: Rigidez teórica a partir de la metodología propuesta por la SDPWS
KSEC	: Rigidez secante
L	: Largo del muro
L'	: Distancia entre el eje del anclaje traccionado y el centro de los pies derechos del borde opuesto
Ls	: Largo del muro
n	: Cantidad de planchas de OSB arriostrando al muro
T	: Tracción que recibe el anclaje
Ta	: Periodo natural asociado al modo de vibrar de mayor masa modal
Tv	: Espesor de la plancha de OSB
v	: Corte por unidad de largo
V	: Corte que recibe el muro en su extremo superior
Wj	: Peso sísmico del j-esimo piso

ÍNDICE

1. Introducción	1
1.1 Descripción del problema	1
1.2 Objetivos	4
1.2.1 Objetivo general	4
1.2.2 Objetivos específicos.....	4
2. Antecedentes	5
2.1 Comportamiento estructural.....	5
2.1.1 Anatomía de un muro de marco plataforma	5
2.1.2 Resistencia a la carga axial.....	6
2.1.3 Resistencia al corte	7
2.1.4 Resistencia al momento volcante	8
2.2 Discusión bibliográfica	10
2.2.1 Normativas.....	10
2.2.2 Modelos numéricos.....	15
3. Modelo de un muro marco plataforma mediante elementos área	22
3.1 Metodología utilizada	22
3.2 Rigidez teórica del muro marco plataforma.....	23
3.2.1 Rigidez Lateral Teórica	23
3.2.2 Rigidez Axial Teórica	30
3.2.3 Análisis de sensibilidad de la rigidez teorica propuesta ante los parámetros que la conforman.....	32
3.3 Estudio del comportamiento experimental de un muro marco plataforma.....	35
3.3.1 Rigidez característica de un muro marco plataforma de acuerdo a su nivel de deformación.	36
3.3.2 Ensayos monotónicos a muros marco plataforma.....	38
3.3.3 Análisis de Resultados.....	45
3.4 Modelo de un muro de material isotrópico que caracterice las rigideces de un muro marco plataforma:	50
3.4.1 Rigidez lateral	51
3.4.2 Rigidez Axial.....	53
3.4.3 Obtención de los parámetros modificados para la caracterización del material isotrópico	54

3.4.4	Desplazamientos experimentados por el material isotrópico versus los desplazamientos experimentados por el muro marco plataforma.....	56
3.5	Modelo de un muro marco plataforma mediante un elemento área compuesto por un material isotrópico en un programa de elementos finitos	57
3.5.1	Metodología	58
3.5.2	Confección de un muro marco plataforma en un programa de elementos finitos	58
3.5.3	Respuesta del elemento área:.....	64
4.	Análisis de un edificio mediante un modelo área en un programa de elementos finitos	71
4.1	Métodos analíticos para obtener los desplazamientos.....	71
4.1.1	Método propuesto por CSA: Engineering design in Wood, Canadian Standards Association.	71
4.1.2	Método propuesto por APEGBC Technical and Practice Bulletin [19]	73
4.2	Configuración del Edificio a analizar	74
4.3	Calculo de deformaciones a partir del modelo por elementos área:.....	76
4.3.1	Definición de los elementos necesarios: materiales y secciones:	76
4.3.2	Definición de la Geometría de los elementos del edificio	78
4.3.3	Sistema de transferencia y definición del diafragma.	79
4.3.4	Solicitaciones sísmicas.	81
4.3.5	Definición del mallado.	82
4.3.6	Desplazamientos	83
4.3.7	Esfuerzos Internos.....	85
4.3.8	Análisis Modal.	86
4.4	Comparación de resultados	86
4.4.1	Desplazamientos	86
4.4.2	Esfuerzos Internos.....	88
4.4.3	Respuesta Modal	90
4.5	Obtención de la respuesta modal de la Torre Peñuelas mediante un modelo utilizando elementos área.....	92
5.	Conclusiones	95
6.	Bibliografía	97
Anexo A:	Detalle de los muros ensayados ante cargas monotónicas.....	99
Anexo B:	Planta estructural del edificio analizado por Chen.	109
Anexo C:	Planta estructural de la Torre Peñuelas	110

Índice de figuras.

Figura 1-1, Análisis de la normativa europea respecto a la cantidad de pisos admisibles para la construcción en madera .Fuente: Ostman et al. [1]	1
Figura 2-1, Elementos estructurales que componen un muro marco plataforma	6
Figura 2-2, Elementos que resisten los esfuerzos de compresión de un muro marco plataforma	7
Figura 2-3, Geometría de un muro marco plataforma ante una carga lateral.....	7
Figura 2-4, Elementos que resisten los esfuerzos de corte en un muro marco plataforma	8
Figura 2-5, Esfuerzos en un muro marco plataforma ante un momento volcante, donde el anclaje se tracciona (T) y los pies derechos de borde se comprimen (C)	8
Figura 2-6, Elementos que resisten los esfuerzos provocados por un momento volcante en un muro marco plataforma	9
Figura 2-7, Comparación del comportamiento entre las ecuaciones de 4 y 3 términos propuestas. Fuente: SDPWS [4].....	12
Figura 2-8, Esquematización del modelo mediante elementos marco, área y conectores no lineales propuesto. Fuente: Dolan [7]	16
Figura 2-9, Gráfico fuerza desplazamiento de un anclaje típico, donde se muestra que funciona distinto en tracción y compresión. Aquí donde ET corresponde al módulo de elasticidad a tracción y EC corresponde al módulo de elasticidad a compresión. Ambos valores pueden ser determinados mediante ensayos. Fuente: Dolan [7]	16
Figura 2-10, Curva fuerza-desplazamiento de los clavos con los que se une la plancha estructural al muro. Fuente: Dolan [7]	17
Figura 2-11, Esquema del modelo mediante Resortes Equivalentes propuesto. Fuente: Ross et al. [10]	18
Figura 2-12, Esquema del modelo mediante elemento columna y Resorte Rotacional propuesto por Leung. Fuente: Elaboración propia.	19
Figura 2-13, Esquema del modelo mediante macro elementos Modificados propuesto. Fuente: Chen et al. [12].....	20
Figura 3-1, Esquema de las diferentes rigideces en serie que conforman la resistencia lateral de un muro marco plataforma. Flexión (KF), Corte (KQ) y Volcamiento (KCR)	24
Figura 3-2, Idealización del efecto del corte sobre el muro	25
Figura 3-3, Deformación asociada al efecto de la flexión.....	25
Figura 3-4, Pies Derechos que aportan al efecto de la flexión.....	26
Figura 3-5, Deformación asociada al esfuerzo de corte	27
Figura 3-6, Desplazamiento asociado al momento volcante	28
Figura 3-7, Fuerzas actuantes en un muro marco plataforma ante un momento volcante	28
Figura 3-8, Sistemas en serie utilizados para establecer una rigidez equivalente.	30
Figura 3-9, El efecto de la carga axial sobre un muro marco plataforma se modela como el efecto de la carga axial sobre una columna simple apoyada en sus dos extremos	31
Figura 3-10, Configuración inicial para determinar la sensibilidad de la rigidez teórica a los parámetros que la conforman	32
Figura 3-11, Sensibilidad de la rigidez teórica ante la rigidez del anclaje, representada por el diámetro de su hilo	33

Figura 3-12, Sensibilidad de la rigidez teórica ante el sistema arriostrante, representado por el módulo aparente “Ga” descrito en la SDPWS	34
Figura 3-13, Sensibilidad de la rigidez teórica ante el largo del muro	34
Figura 3-14, Sensibilidad de la rigidez teórica ante la escuadría utilizada, representada por la altura “h” de los listones utilizados	35
Figura 3-15, Curva teórica de la reacción de un muro marco plataforma ante una carga monotónica. Fuente: Pang et al. [15]	36
Figura 3-16, Grafico Fuerza-Desplazamiento junto a las curvas que proponen el método de equivalencia energética (K _{eq}) y de la rigidez secante (K _{sec}) para determinar la rigidez del muro según su nivel de desplazamiento. Fuente: Pang et al. [15]	37
Figura 3-17, Disposición del actuador sobre el muro para ejercer la carga monotónica en los ensayos realizados	39
Figura 3-18, Fotografía de la disposición de los ensayos monotónicos	39
Figura 3-19, Fotografía de un muro a ensayar con los transductores instalados, para medir los desplazamientos	41
Figura 3-20, Curva Fuerza-Desplazamiento de los muros de 120 [cm] de largo con clavos cada 10 [cm]	42
Figura 3-21, Curva Fuerza-Desplazamiento de los muros de 120 [cm] de largo con clavos cada 5 [cm]	42
Figura 3-22, Curva Fuerza-Desplazamiento de los muros de 240 [cm] de largo con clavos cada 10 [cm]	43
Figura 3-23, Curva Fuerza-Desplazamiento del muro de 240 [cm] de largo con clavos cada 5 [cm]	43
Figura 3-24, Clavo perteneciente al patrón de clavado perimetral luego del ensayo monotónico, donde se aprecia su modo de falla	44
Figura 3-25, Patrón de clavado perimetral luego del ensayo, donde se puede apreciar como los clavos se rompen y expulsan del muro pero el OSB queda prácticamente intacto	44
Figura 3-26, Leyenda de los gráficos Biaxiales	46
Figura 3-27, Grafico Biaxial del primer muro de 120 [cm] de largo y con espaciamiento de clavos cada 10 [cm]	46
Figura 3-28, Grafico Biaxial del segundo muro de 120 [cm] de largo y con espaciamiento de clavos cada 10 [cm]	47
Figura 3-29, Grafico Biaxial del primer muro de 120 [cm] de largo y con espaciamiento de clavos cada 5 [cm]	47
Figura 3-30, Grafico Biaxial del segundo muro de 120 [cm] de largo y con espaciamiento de clavos cada 5 [cm]	48
Figura 3-31, Grafico Biaxial del primer muro de 240 [cm] de largo y con espaciamiento de clavos cada 10 [cm]	48
Figura 3-32, Grafico Biaxial del segundo muro de 240 [cm] de largo y con espaciamiento de clavos cada 10 [cm]	49
Figura 3-33, Grafico Biaxial del muro de 240 [cm] de largo y con espaciamiento de clavos cada 5 [cm]	49
Figura 3-34, Esquema de las diferentes rigideces en serie que conforman la resistencia lateral de un muro isotrópico. Flexión (KF) y Corte (KQ))	51

Figura 3-35, Para poder modelar un muro marco plataforma mediante un elemento isotrópico es necesario determinar los parámetros físicos modificados E' y G'	54
Figura 3-36, (a) Desplazamiento ante una carga lateral considerando volcamiento. (b) Desplazamiento ante una carga lateral sin considerar volcamiento	57
Figura 3-37, Definición del material a utilizar para modelar el elemento área	61
Figura 3-38, Definición de los parámetros físicos modificados del elemento área a modelar mediante un elemento ortotrópico	62
Figura 3-39, Definición de la sección a utilizar para modelar el elemento área	63
Figura 3-40, Elemento área que caracteriza el muro marco plataforma Analizado	64
Figura 3-41, Carga axial distribuida que debiese generar un desplazamiento unitario a compresión	65
Figura 3-42, Desplazamientos observados ante la carga distribuida en dirección vertical. ..	66
Figura 3-43, Elemento área sometido ante una carga horizontal en su extremo superior que debiese generar un desplazamiento unitario en la dirección horizontal	67
Figura 3-44, Desplazamientos observados ante la carga lateral posicionada en el extremo superior del muro	67
Figura 3-45, Elemento área dividido en cuatro partes soportando la misma carga lateral que el muro sin división y entregando un desplazamiento más cercano al unitario esperado ..	68
Figura 3-46, Grafico del Error Porcentual de la rigideces laterales y verticales que posee el elemento área modelado.....	69
Figura 4-1, Distribución típica de los esfuerzos internos de corte y momento en un edificio. Fuente: Leung et al. [11]	72
Figura 4-2, Desplazamientos obtenidos al utilizar la metodología propuesta por la CSA y la SDPWS. Leung et al. [11]......	73
Figura 4-3, Desplazamientos obtenidos al utilizar la metodología propuesta por la APEGBC. Fuente: Leung et al. [11]	74
Figura 4-4, Planta del edificio propuesto por Chen	75
Figura 4-5, Configuración y largo de los muros utilizados en el edificio analizado	75
Figura 4-6, Distribución de los muros en planta en el programa de elementos finitos	78
Figura 4-7, Muros utilizados para modelar el edificio, donde los diferentes colores han sido utilizados para demostrar los diferentes espaciamientos de clavos	79
Figura 4-8, Los entrepisos son modelados mediante un elemento área y se le asigna un diafragma para modelar su comportamiento	80
Figura 4-9, Distribución en altura de las solicitaciones sísmicas aplicadas sobre el edificio analizado	81
Figura 4-10, Aplicación de las solicitaciones sísmicas a través del diafragma utilizado mediante una carga distribuida.....	82
Figura 4-11, El edificio es sometido a un mallado más fino para obtener resultados más cercanos	82
Figura 4-12, Desplazamientos observados en el modelo	83
Figura 4-13, Distribución de los desplazamientos observados en el modelo mediante elementos área en altura	84
Figura 4-14, (a) Distribución del corte en los muros del eje 1 entregada por el programa de elementos finitos. (b) Distribución del momento en los muros del eje 1 entregada por el programa de elementos finitos	85

Figura 4-15, Modos de vibrar y periodos naturales obtenidos en el programa de elementos finitos utilizando el modelo mediante elementos área	86
Figura 4-16, Desplazamientos obtenidos por los métodos propuestos por la CSA, la APEGBC y los resultados obtenidos a través del modelo mediante elementos área en altura	87
Figura 4-17, Distribución del corte acumulado en uno de los muros del eje 1	89
Figura 4-18, Distribución del momento acumulado en uno de los muros del eje 1	89
Figura 4-19, Comparación del valor obtenido para calcular el periodo natural según la fórmula propuesta por la NBCC (NRC/IRC, 2010) versus diferentes métodos aproximados para estimar el periodo natural. Fuente: Hafeez et al. [24].	90
Figura 4-20, Periodos naturales para la mayor masa modal, obtenidos por las formulas propuestas por la NBCC, la APEGBC y el modelo mediante elemento área.....	91
Figura 4-21, Imagen objetivo de la Torre Peñuelas	92
Figura 4-22, Modelo mediante elementos área de la Torre Peñuelas.....	93
Figura 4-23, Periodos naturales obtenidos a través del programa SAPWood y a través de elemento área para la Torre Peñuelas	93

Indice de Tablas.

Tabla 1-1: Valores del Factor de modificación (R) y del drift de entrepiso en distintas normativas para el sistema marco plataforma. Fuente: Elaboración propia	2
Tabla 2-1, Valores del módulo de corte aparente (G_a) y del corte por unidad de largo admisible (v_o) según espaciamiento de clavo y tipo de tablero. Fuente: SDPWS [4]	13
Tabla 3-1, Matriz de ensayos monotónicos realizados.....	40
Tabla 3-2, Parámetros de diseño de los muros ensayados y su rigidez equivalente calculada a través del método propuesto	45
Tabla 3-3, Valores obtenidos del catálogo para el cálculo de la rigidez del anclaje	46
Tabla 3-4, Configuración del muro que es modelado mediante elementos área.	59
Tabla 3-5, Densidad del elemento área a modelar.....	60
Tabla 3-6, Modulo de Elasticidad (E') y Modulo de Corte (G') modificados del elemento área a modelar	60
Tabla 3-7, Rigideces teóricas del muro marco plataforma analizado	65
Tabla 3-8, Análisis de los errores porcentuales observados en los diferentes modelos realizados de acuerdo con la cantidad de separaciones realizadas al elemento área	69
Tabla 4-1, Espaciamiento de clavos, utilizados en el edificio analizado, a lo largo de los diferentes pisos.....	76
Tabla 4-2, Tabla con los valores de diseño a utilizar para modelar el edificio mediante elementos área	77
Tabla 4-3, Fuerzas por piso aplicadas sobre el edificio analizado	81
Tabla 4-4, Desplazamientos obtenidos asignándole al entrepiso modelado un elemento tipo "Shell Thick" o modelándolo mediante un elemento "Membrane"	84
Tabla 4-5, Corte y momento acumulado en ambos muros del eje 1 de acuerdo al programa de elementos finitos.....	85
Tabla 4-6,Desplazamientos obtenidos por los métodos propuestas por la CSA, la SDPWS y los resultados obtenidos a través del modelo mediante elementos área utilizando "Shell Thick" o "Membrane"	87
Tabla 4-7, Comparación de los esfuerzos internos obtenidos por la metodología propuesta por la NCh 433 y los obtenidos por el programa de elementos finitos.....	88

1. INTRODUCCIÓN

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Chile es un país de inmenso potencial forestal y en el cual se ha aumentado de manera sostenida la producción de madera para uso estructural. Sin embargo, esto no se ha visto reflejado en la materialidad de las edificaciones en Chile.. En la Figura 1-1 se puede apreciar el desarrollo de la normativa en Europa desde 1990, con una proyección hasta el 2020[1]. Aquí se puede ver que para el año 2020 se espera que las normativas permitan construir edificios de más de 5 pisos en la totalidad de Europa.

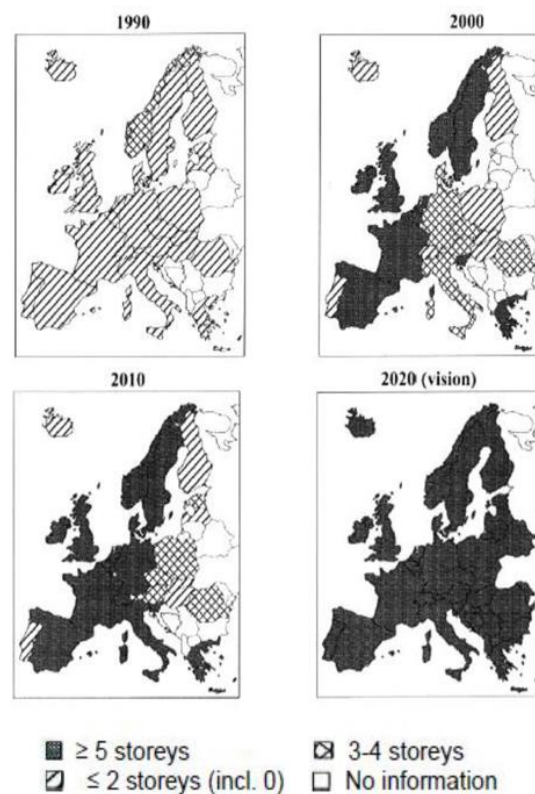


Figura 1-1, Análisis de la normativa europea respecto a la cantidad de pisos admisibles para la construcción en madera .Fuente: Ostman et al. [1]

Durante los últimos 25 años, las normativas internacionales cambiaron su perspectiva, enfocándose en un criterio funcional y eficiente, abriendo paso a la experimentación, innovación y garantizando estándares de seguridad. El uso estructural de la madera, antes de 1988 estaba restringido a la construcción de hasta 2 pisos de altura y se extendió a usos no residenciales y sin restricciones de altura (3-4 pisos o más de 5 pisos) en la mayoría de los países europeos hasta el 2010[1].

En Chile las normativas que regulan el diseño estructural no limitan la altura ni la cantidad de pisos que debe poseer una estructura de madera. Sin embargo, los límites establecidos en la norma de Diseño sísmico de edificios (NCh 433) restringe el desplazamiento de entrepiso a un 0,2% de la altura de entrepiso, esto junto a la baja ductilidad que le otorga a las construcciones en base a madera, parecieran representar un obstáculo para la construcción en madera en mediana altura en Chile.

La investigación presentada en este trabajo es parte del proyecto CORFO desarrollado por el Centro UC de Innovación en Madera "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 plataforma" cuyo propósito es lograr una mejor calibración de los parámetros presentes en la normativa sísmica para las construcciones de madera en mediana. Este propósito proviene del estudio de las normativas extranjeras, donde los sistemas constructivos en base a madera, como el sistema de marco arriostrado a través de tableros estructurales (sistema marco plataforma), corresponden a soluciones constructivas a las cuales se asigna un valor específico del factor de modificación "R", en contraste a lo presente en la norma NCh.433, donde se asigna un valor genérico al material "madera". De manera similar, la verificación de deformación del 0,2% de la altura de entrepiso en la NCh.433 corresponde a un estándar calibrado para edificios de hormigón armado, como se señala en los trabajos realizados por Alarcón[2] y Jünemann[3].

En base a las normativas extranjeras estudiadas y los antecedentes sobre los cuales se desarrolló la normativa NCh.433, el proyecto "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 plataforma" propone estudiar la modificación del desplazamiento de entrepiso (*drift*) y del factor de modificación de la respuesta estructural (R). En la Tabla 1-1 se puede apreciar un cuadro comparativo con los diferentes valores estudiados para este proyecto, donde se aprecia que el valor del factor de reducción R y el valor del *drift* tienen una gran variabilidad en las normativas extranjeras.

*Tabla 1-1: Valores del Factor de modificación (R) y del drift de entrepiso en distintas normativas para el sistema marco plataforma.
Fuente: Elaboración propia*

NORMATIVA	PAÍS REGULADOR	FACTORES DE DESEMPEÑO SÍSMICO	
		R	$\delta_{\text{DISEÑO}}$
Code National du Bâtiment - CNB (Código Nacional de Edificios)	CANADÁ.	5.1	0.49% (h_{piso})
ASCE/SEI 7 - Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures	U.S.A.	6.5	0.50% (h_{piso})
NZS 1170 – Structural design actions Part 4: Earthquake actions	AUSTR. & N.Z.	4.5	0.33% (h_{piso})
EN 1998-1 - Eurocode 8: Design of structures for Earthquake resistance	EUROPA	5.0	0.20% (h_{piso})
NCh 433 – Diseño Sísmico de Edificios	CHILE	5.5	0.20% (h_{piso})

A diferencia de Chile, los países donde se realizan más diseños de mediana altura en madera y que a su vez tienen mayores valores de desplazamientos admisibles, poseen normativas donde se especifican metodologías de cálculo para diferentes sistemas compuestos de madera, y en particular para los muros de marco plataforma. La normativa chilena regula la construcción en madera mediante la norma "Construcciones en madera – Cálculo" NCh 1198, la que establece tensiones admisibles y factores de modificación para distintas piezas de madera, pero carece de metodologías de diseño para los sistemas como el marco plataforma. Desde el punto de vista normativo, es posible diseñar estructuralmente este tipo de elementos usando la norma NCh 1198, la que señala:

"Esta norma no tiene como propósito excluir el uso de materiales, uniones, ensambles, estructuras o diseños que difieran de sus criterios, cuando sea posible una demostración por medio de un análisis basado en teorías comprobadas, ensayos a escala real o de prototipos, estudios de analogía con uso de modelos o experiencia extensa en usos que el material, unión, ensamble, estructura o diseño puede desarrollar satisfactoriamente para la aplicación prevista." (NCh1198 Of. 2006)

Es por esto que en Chile actualmente, para el cálculo estructural de elementos compuestos por el sistema marco plataforma, es común recurrir a documentos como el *Special Design Provisions for Wind and Seismic (SDPWS)*[4] o el *Engineering Design in Wood, Canadian Standards Association (CSA)*[5]. La metodología propuesta en estas normativas define los esfuerzos y desplazamientos que sufrirá un muro o diafragma según sus sollicitaciones, estos valores son utilizados posteriormente para verificar los criterios de diseño de la normativa local.

Estas metodologías presentan modelos simplificados para realizar el diseño estructural de un edificio de madera. El problema es que estas metodologías estudian el caso de un muro aislado y no proponen algún modelo numérico para estudiar el comportamiento del edificio entero. Por otro lado, los modelos numéricos que existen en la actualidad para modelar el comportamiento de edificios compuestos de marco plataforma requieren de análisis no lineales, los cuales son difíciles de caracterizar. El propósito de esta investigación es proponer un modelo que permita calcular de manera simple los desplazamientos de un edificio completo y entregar valores de diseño. Es decir, que los desplazamientos y esfuerzos que entregue el modelo sean "desplazamientos de diseño" y "esfuerzos de diseño", los que equivalen a los resultados entregados por diferentes metodologías para poder diseñar un edificio de acuerdo a estándares de seguridad.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Elaborar un modelo para programas de elementos finitos que permita representar edificios compuestos por el sistema marco plataforma, modelando sus muros mediante elementos área de manera de obtener sus esfuerzos y desplazamientos de diseño.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Establecer una rigidez representativa de diseño para los muros compuestos por el sistema marco plataforma.
- Comparar la rigidez propuesta con las rigideces observadas en al ensayar una batería de muros marco plataforma ante cargas monotónicas.
- Definir un elemento compuesto por un material isotrópico que caracterice los desplazamientos de diseño de un muro marco plataforma.
- Modelar muros marco plataforma mediante elementos área en el programa de elementos finitos ETABS, donde dichos muros caractericen los desplazamientos de diseño de un muro Marco Plataforma.
- Modelar un edificio simplificado en ETABS utilizando el método propuesto para determinar el comportamiento del modelo elaborado en una estructura de 6 pisos.
- Comparar los resultados numéricos del edificio en estudio con los resultados obtenidos al utilizar las metodologías de diseño propuestas por las normativas extranjeras.

2. ANTECEDENTES

El sistema de marcos livianos de madera fue concebido durante la construcción de viviendas de madera sólidas, cuando los constructores de estas viviendas se percataron que podían mover los tabiques livianos sin la ayuda de maquinaria. Por esta razón surge la idea de construir una vivienda completa entre pocos trabajadores y con pocas herramientas. Esta tendencia se vio acelerada por la producción de tableros precisamente cortados, motivada por nuevas técnicas de corte con chorro de agua, y la masiva producción de clavos. Esto, sumado a la facilidad de instalación hizo que estos sistemas tuvieran un importante desarrollo en el siglo pasado.

Dentro de los sistemas de marcos livianos de madera, el sistema marco plataforma corresponde a un sistema de marcos de madera arriostrados con una plancha estructural en uno o dos de sus lados, anclado al suelo y a los muros verticales adyacentes. Los elementos de madera que conforman el sistema le entregan, de manera flexible, resistencia a la compresión, al corte y al volcamiento, mientras que los elementos metálicos (clavos y anclajes) le entregan ductilidad y estabilidad.

En este capítulo se estudiará el comportamiento de los muros marco plataforma como elemento resistente, junto con las normativas vigentes y los principales modelos numéricos que existen para predecir su respuesta.

2.1 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

El sistema marco plataforma está compuesto por diferentes elementos, los cuales cumplen diferentes funciones para entregarle un correcto desempeño estructural. En los apartados siguientes se procede a detallar su anatomía y mecanismo de resistencia ante las diferentes sollicitaciones.

2.1.1 DESCRIPCIÓN DE UN MURO DE MARCO PLATAFORMA

Como se ha señalado, el muro de marco plataforma es un sistema estructural compuesto por diferentes elementos, donde cada uno desarrolla un diferente rol en su desempeño. En la Figura 2-1 se presentan los principales elementos estructurales que conforman un muro del sistema marco plataforma.

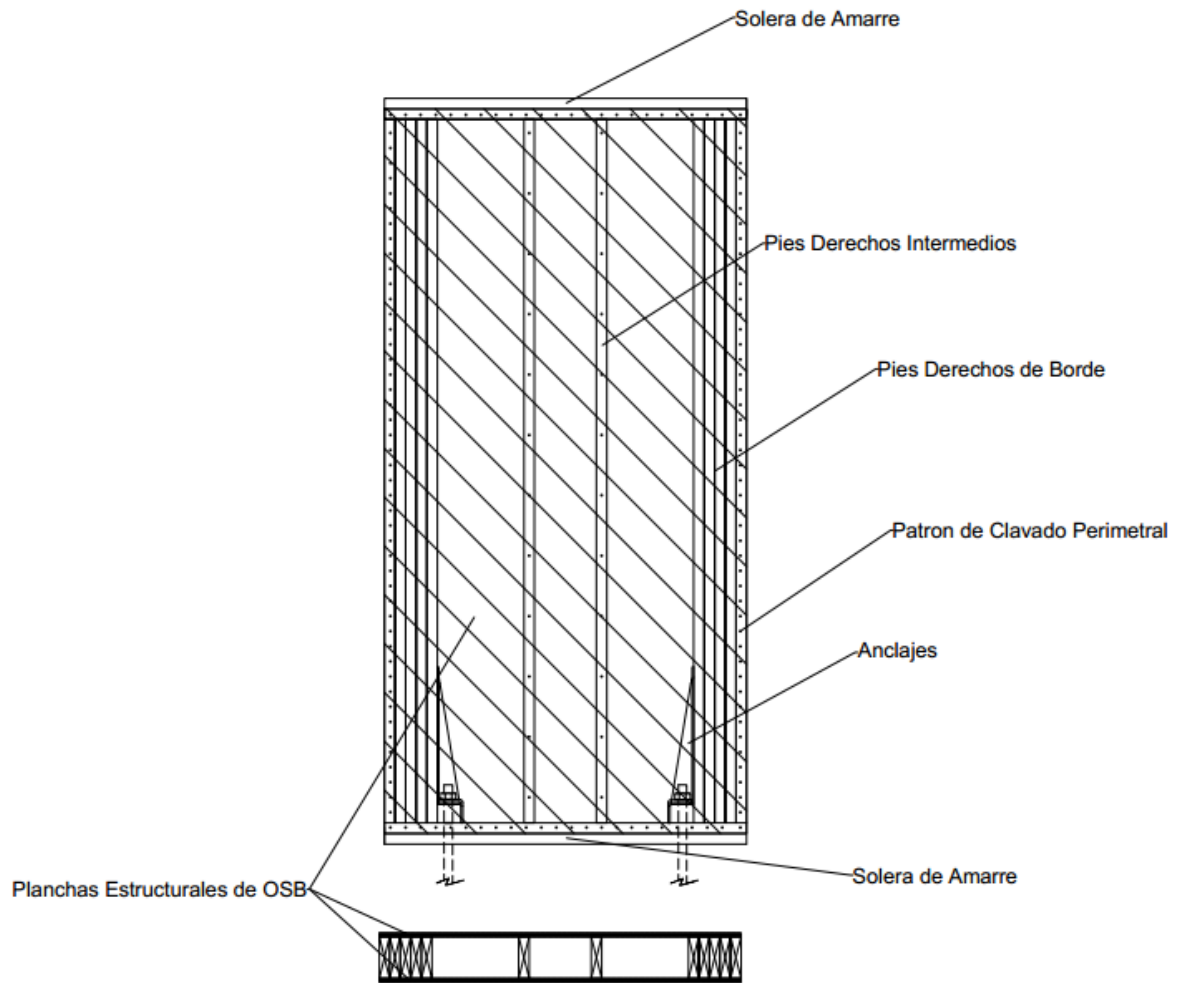


Figura 2-1, Elementos estructurales que componen un muro marco plataforma

Todos los elementos en conjunto entregan al sistema una rigidez lateral y vertical lo suficientemente rígidas para estructurar un edificio de 6 pisos. En su desempeño estructural cada pieza cumple un rol importante y requiere de sus propias verificaciones, que podrán ser calculadas a partir de las fuerzas que lleguen al muro como un elemento monolítico.

La función de las piezas descritas dependerá del tipo de sollicitación que posea el muro, por lo cual a continuación se explica el comportamiento del muro y de sus piezas de acuerdo a la sollicitación.

2.1.2 RESISTENCIA A LA CARGA AXIAL

La resistencia a la carga axial es asumida por el conjunto de los pies derechos de borde y los pies derechos intermedios, como es señalado en la Figura 2-2. Cada

uno recibirá una carga asociada a su posición en el muro y al peso que este sostenga.

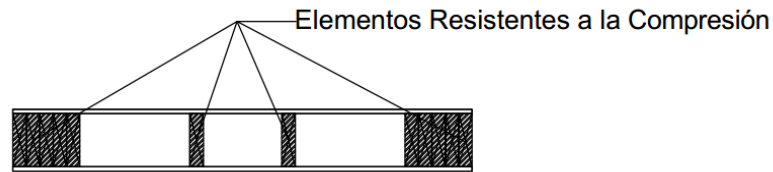


Figura 2-2, Elementos que resisten los esfuerzos de compresión de un muro marco plataforma

Ante una carga uniformemente distribuida, como lo es la combinación del peso propio y la sobrecarga de uso, los pies derechos intermedios recibirán una mayor sollicitación, pero ante otras sollicitaciones, como lo es el momento volcante, los pies derechos de borde de un extremo reciben una mayor compresión, mientras que el lado traccionado recibe una menor sollicitación axial. Este efecto es detallado de mejor manera al describir la resistencia al momento volcante.

2.1.3 RESISTENCIA AL CORTE

Ante una carga horizontal, son principalmente el tablero junto con el patrón de clavado los que resisten los esfuerzos de corte, los pies derechos tienen una pequeña incidencia al aportar resistencia a flexión, sin embargo, este aporte solo lo realizan los pies derechos de borde y es de menor orden que el asociado al tablero estructural¹. La deformación del muro ante una carga lateral es similar a la de un paralelogramo asumiendo una figura romboide, como se ilustra en la Figura 2-3.

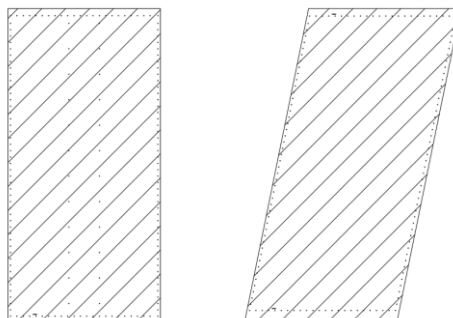


Figura 2-3, Geometría de un muro marco plataforma ante una carga lateral en su plano.

¹ Esto se discute en profundidad en la Sección 3.2.1.1

De acuerdo a Folz y Filiatrault [6], el patrón de deformación romboidal descrito está asociado a la deformación de corte de la placa estructural, la que se encuentra anclada de manera perimetral por el patrón de clavado. Las capacidades de ambos componentes, tanto el aporte de la plancha estructural como el de los pies derechos de borde, serán los principales componentes resistentes al corte, como se señala en la Figura 2-4.

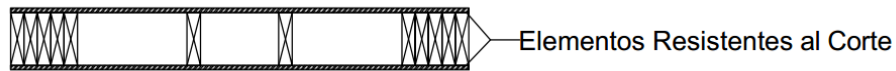


Figura 2-4, Elementos que resisten los esfuerzos de corte en un muro marco plataforma

La presencia de los elementos metálicos, como lo es el Patrón de Clavo Perimetral, entregan a la solución constructiva un nivel de ductilidad que no posee por si sola la madera, por lo que gran parte de la disipación de energía, necesaria en el diseño sísmico, ocurre cuando el muro incurre en las deformaciones señaladas en la Figura 2-3.

2.1.4 RESISTENCIA AL MOMENTO VOLCANTE

La resistencia al volcamiento en un muro de marco plataforma está dada por una acción conjunta de los pies derechos de borde y los anclajes. Ante un volcamiento, un lado del muro será traccionado y el otro lado comprimido, como se muestra en la Figura 2-5.

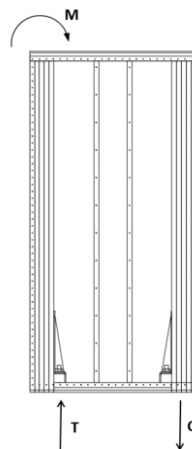


Figura 2-5, Esfuerzos en un muro marco plataforma ante un momento volcante, donde el anclaje se tracciona (T) y los pies derechos de borde se comprimen (C)

La tracción del muro provoca un levantamiento, el cual es restringido por la acción que realiza el anclaje. Es este elemento el que entrega la resistencia necesaria para evitar el volcamiento del muro. Dentro de las opciones comerciales existe una gran gama de anclajes, las cuales varían desde conectores continuos a lo largo del edificio, hasta pequeños conectores que unen muros de pisos adyacentes. La compresión producida en el lado opuesto del muro será soportada por los pies derechos de borde, es por esto que el muro debe tener un mayor número de pies derechos en sus extremos, debido a que la carga axial asociada al momento puede ser mayor que la carga asociada a las solicitaciones axiales. El momento volcante produce solicitaciones tanto en el anclaje como en los pies derechos de borde, por lo que, son estos los elementos que resisten las solicitaciones asociadas al volcamiento, como se ve en la Figura 2-6.

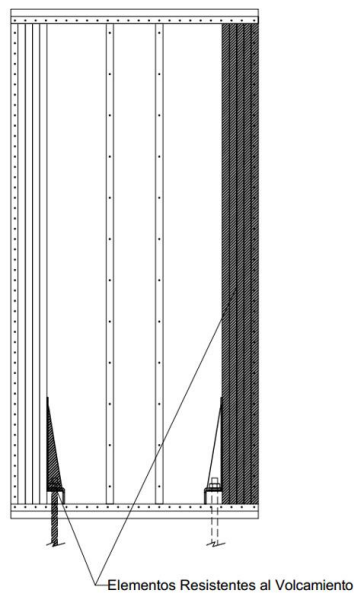


Figura 2-6, Elementos que resisten los esfuerzos provocados por un momento volcante en un muro marco plataforma

Se ha descrito de manera cualitativa el comportamiento estructural de un muro marco plataforma. En los siguientes capítulos se profundizará en la cuantificación y las distintas consideraciones de diseño para un muro marco plataforma.

2.2 DISCUSIÓN BIBLIOGRÁFICA

El análisis del comportamiento de los muros de corte para el sistema marco plataforma ha sido abordado desde hace más de 30 años por diferentes investigadores y ha sido adaptado por diferentes normativas para proponer metodologías de diseño. Estos distintos enfoques suelen diferir en la consideración de parámetros de diseño, dependiendo de las investigaciones que respaldan dichos enfoques. En Chile no existe una normativa de diseño para el cálculo de muros conformados por el sistema marco plataforma. Actualmente todas las construcciones en base a madera se rigen principalmente por las normativas NCh 1198 (Construcción en madera – Cálculo) y la NCh 433 (Diseño sísmico de edificios). Sin embargo, la norma NCh 1198 entrega disposiciones de diseño para elementos aislados, y no señala como se repartirán los esfuerzos ni cuánto serán los desplazamientos para sistemas como lo es el marco plataforma.

En este apartado se describen las principales normativas extranjeras sobre los muros marco plataforma, se hace una breve referencia al alcance que posee la normativa chilena respecto a este sistema constructivo y se describen los modelos numéricos existentes para el cálculo de estructuras compuestas por muros marco plataforma.

2.2.1 NORMATIVAS

A continuación se procederá a describir los códigos de diseño más relevantes en el extranjero y se hace referencia de cómo trata el código chileno el problema analizado.

2.2.1.1 *SPECIAL DESIGN PROVISIONS FOR WIND AND SEISMIC (SDPWS)* [4]

Pese a que en Estados Unidos no existen normas únicas y oficiales, la SDPWS corresponde al documento estadounidense con el que se realizan los diseños de los edificios estructurados con el sistema marco plataforma de hasta 6 pisos, incluyendo zonas de alta sismicidad como California. Entrega el detallamiento estructural de materiales y diseño para realizar el cálculo ante cargas horizontales, ya sean sísmicas o por el efecto del viento. El documento especifica metodologías para el diseño de pisos y muros. Sin embargo, como se ha explicado en las secciones anteriores este estudio se concentrará en el comportamiento de los muros de corte.

El enfoque de la metodología de diseño para los muros propuesta por la SDPWS está basada en la deformación de los muros, señalando que, los muros de corte podrán resistir cargas laterales siempre que la deflexión del muro no exceda el límite establecido, definido en la Tabla 1-1 según país. Esta deflexión debe permitir que el muro y cualquier elemento aledaño a este mantengan su integridad estructural y se mantengan resistiendo las cargas definidas por la correspondiente normativa de construcción.

A continuación se describe como propone analizar las deformaciones y las resistencias de los muros analizados.

Deflexiones:

El cálculo de la deflexión debe considerar los efectos de: flexión, corte, el deslizamiento asociado a la rigidez de los clavos, y el volcamiento asociado al anclaje. Esta deformación es calculada de acuerdo a la ecuación (1):

$$\delta_{sw} = \frac{8vh^3}{EAb} + \frac{vh}{G_v t_v} + 0.75he_n + \frac{h}{b}\Delta_a \quad (1)$$

Donde:

v: Corte por unidad de largo [lbs/ft]
h: Altura del muro [ft]
E: Módulo de elasticidad de los pies derechos de borde [psi]
A: Área total de los pies derechos de borde [in²]
b: Largo total del muro [ft]
G_v: Modulo de corte del OSB [kips/in]
T_v: Espesor de la plancha de OSB [in]
e_n: Deslizamiento del clavo [in]
Δ_a: Levantamiento del anclaje [in]

Esta ecuación considera los cuatro efectos principales para el desplazamiento lateral de un muro, según el orden de la ecuación: flexión, corte, deslizamiento y volcamiento. Sin embargo, el SDPWS ha establecido una ecuación aproximada, donde se incluye el efecto combinado de la plancha arriostrante y los clavos, proponiendo un módulo de corte aparente G_a. Dicha ecuación corresponde a la ecuación (2).

$$\delta_{sw} = \frac{8vh^3}{EAb} + \frac{vh}{1000G_a} + \frac{h}{b}\Delta_a \quad (2)$$

Donde:

v: Corte por unidad de largo [lbs/ft]
h: Altura del muro [ft]
E: Módulo de elasticidad de los pies derechos de borde [kips]
A: Área total de los pies derechos de borde [in²]
b: Largo total del muro [ft]

G_a : Módulo de corte aparente [kips]

Δa : Levantamiento del anclaje [in]

Los valores de G_a se encuentran detallados en una tabla de diseño que especifica su valor de acuerdo a: espesor del panel, espaciamiento y tipo de clavo, y tipo de panel. Gracias a esta tabla, los procedimientos de diseño se ven simplificados.

Dentro de la misma normativa se detalla la diferencia de los resultados utilizando la ecuación (1) de 4 términos y la ecuación (2) de 3 términos, dicha gráfica es presentada en la Figura 2-7:

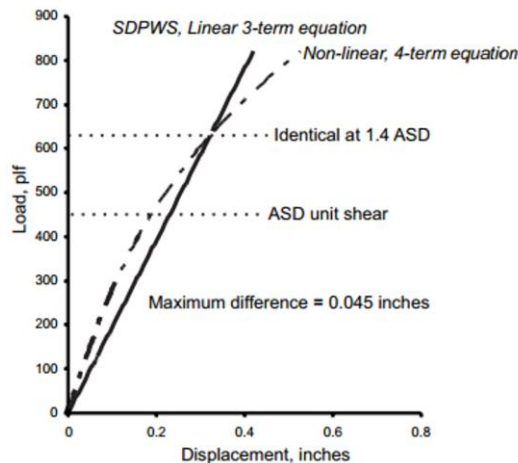


Figura 2-7, Comparación del comportamiento entre las ecuaciones de 4 y 3 términos propuestas. Fuente: SDPWS [4]

Como se puede apreciar, la aproximación entrega una idealización lineal bastante cercana a la ecuación de cuatro términos, y dentro de los rangos razonables para utilizarla en diseño.

Resistencias:

El diseño por resistencia para elementos aislados de madera involucra muchos factores dependiendo de la normativa que se utilice. El SDPWS propone el diseño para el elemento estructural compuesto, es decir, establece valores límites de resistencia para el muro en su totalidad: Paneles, clavos, pies derechos y conectores.

Debido a la utilización del módulo de corte aparente, el cual simplifica el cálculo de las deformaciones; dentro de la misma tabla donde se encuentra detallado este valor se proponen cortes admisibles dependiendo de las variables: Espesor y tipo de tablero estructural, y tipo y espaciamiento de clavos. Los valores se encuentran en la Tabla 1-1.

Tabla 2-1, Valores del módulo de corte aparente (G_a) y del corte por unidad de largo admisible (v_o) según espaciamiento de clavo y tipo de tablero. Fuente: SDPWS [4]

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.)									
				6		4		3		2		6		4		3		2	
				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)	G _w (kips/in.)	V _w (plf)	G _w (kips/in.)	V _w (plf)	G _w (kips/in.)	V _w (plf)	G _w (kips/in.)
Wood Structural Panels - Structural I ^{4,5}	5/16	1-1/4	Nail (common or galvanized box) 6d	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY						
	3/8 ²	1-3/8		400	13	10	600	18	13	780	23	16	1020	35	22	560	840	1090	1430
	15/32			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
Wood Structural Panels - Sheathing ^{4,5}	15/32	1-1/2	Nail (common or galvanized box) 10d	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY				
	19/32			680	22	16	1020	29	20	1330	36	22	1740	51	28	950	1430	1860	2435
	5/16	1-1/4		360	13	9.5	540	18	12	700	24	14	900	37	18	505	755	980	1260
	3/8			400	11	8.5	600	15	11	780	20	13	1020	32	17	560	840	1090	1430
Plywood Siding	3/8 ²	1-3/8	Nail (common or galvanized box) 8d	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY				
	7/16 ²			440	17	12	640	25	15	820	31	17	1060	45	20	615	895	1150	1485
	15/32			480	15	11	700	22	14	900	28	17	1170	42	21	670	980	1260	1640
	15/32			520	13	10	760	19	13	980	25	15	1280	39	20	730	1065	1370	1790
Particleboard Sheathing - Exterior Glue ² and Glue ³	15/32	1-1/2	Nail (galvanized casing) 10d	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY				
	19/32			620	22	14	920	30	17	1200	37	19	1540	52	23	780	1290	1680	2155
	5/16	1-1/4		680	19	13	1020	26	16	1330	33	18	1740	48	22	950	1430	1860	2435
	3/8	1-3/8		280	13	420	16	550	17	720	21	390	590	770	1010	1300	1680	2155	
Structural Fiberboard Sheathing	3/8	1-3/8	Nail (common or galvanized box) 6d	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY				
	1/2			240	15	360	17	460	19	600	22	335	505	645	840	1090	1430	1875	
	5/8			260	18	380	20	480	21	630	23	365	530	670	880	1150	1485	1915	
	5/8			280	18	420	20	540	22	700	24	450	630	790	1010	1290	1680	2155	
Structural Fiberboard Sheathing	1/2	1-1/2	Nail (galvanized casing) 10d	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY				
	5/8			370	21	550	23	720	24	920	25	520	770	1010	1290	1680	2155		
	1/2			400	21	610	23	790	24	1040	26	560	855	1105	1455	1915			
	5/8																		
Structural Fiberboard Sheathing	1/2	1-1/2	Nail (galvanized roofing) 11 ga. galv. roofing nail (0.120" x 1-1/2" long x 7/16" head)	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY				
	5/8			340	4.0	460	5.0	520	5.5	475	645	840	1090	1430	1875	2435	3105	4005	
	1/2			340	4.0	460	5.0	520	5.5	475	645	840	1090	1430	1875	2435	3105	4005	
	5/8			340	4.0	460	5.0	520	5.5	475	645	840	1090	1430	1875	2435	3105	4005	

Este corte admisible (v_s) corresponde a un corte por unidad de largo, lo que permite utilizar la tabla independientemente al largo del muro analizado. Como se puede apreciar en la Tabla 2-1, hay valores de diseño para dos tipos de solicitaciones: ante sismo y ante viento.

La Tabla 2-1 señala los valores de diseño para un muro arriostrado con paneles estructurales. Sin embargo, dentro de la norma se detallan los valores nominales para muros que, además de tener los tableros estructurales, utilizan como sistema arriostrante placas de yeso cartón y tablas para muros que solo usan yeso cartón como sistema arriostrante.

La resistencia al corte del muro completo depende principalmente de la resistencia del conjunto del panel estructural y de sus clavos perimetrales. Para realizar el cálculo de los pies derechos, que son los elementos que resisten la carga vertical en el muro de marco plataforma, se debe recurrir a la normativa adecuada.

2.2.1.2 *ENGINEERING DESIGN IN WOOD, CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA)*

Existen una serie de códigos extranjeros análogos a la *Special Design Provision for Wind and Seismic* (SDPWS) que presentan metodologías similares. Probablemente la más relevante sea la *Engineering Design in Wood, Canadian Standards Association (CSA)*, documento semejante para la normativa canadiense. No se ahondará en mayor detalle debido a que la metodología utilizada por ambos códigos es la misma. La diferencia entre ambos documentos es que la CSA utiliza la fórmula para el cálculo de desplazamientos con 4 términos explícitos, ecuación (1), a diferencia de la SDPWS que utiliza la ecuación (2), la que unifica en un término el aporte del tablero y del deslizamiento de clavos.

La CSA tiene sus propias tablas de diseño, pero como se señaló utiliza la misma metodología que la SDPWS, lo diferencia es que cada normativa refiere a su código nacional para realizar la verificación de sus elementos aislados.

Para un diseño de este tipo de paneles en Chile, la CSA y la SDPWS entrega los valores de corte admisible. Sin embargo, se deberá realizar una verificación estructural de acuerdo a la NCh1198 de las solicitaciones que reciben los elementos aislados, como soleras y pies derechos.

2.2.1.3 “CONSTRUCCIONES EN MADERA- CÁLCULO” NCh1198

Esta norma establece los métodos y procedimientos de diseño estructural que determinan las condiciones mínimas que deben cumplir los elementos y las uniones en las construcciones de madera aserrada, elaborada, laminada-encolada y postes de madera. No tiene como propósito excluir el uso de materiales, uniones, ensambles, estructuras o diseños que difieran de sus criterios, cuando sea posible una demostración por medio de estudio avalado.

Lo estipulado en la NCh.1198 aplica sobre la estructura de edificaciones corrientes de madera, elementos estructurales de madera en construcciones mixtas, andamiajes, moldajes, entibaciones, pasarelas de uso peatonal y postes de madera, entre otros. Para lograr esto la norma establece tensiones admisibles para elementos aislados de madera, por lo que diseñar los pies derechos y las soleras de un muro marco plataforma puede realizarse sin ningún problema. Sin embargo, las verificaciones para el OSB clavado a los pies derechos no se encuentran detalladas en la NCh.1198, tampoco se encuentra una metodología para calcular el desplazamiento total del muro.

Por lo anterior, la práctica común en el diseño de muros de marco plataforma es recurrir a códigos extranjeros para determinar esfuerzos y desplazamientos del muro, para luego verificarlo con las normas chilenas correspondientes.

2.2.2 MODELOS NUMÉRICOS

Para el análisis de estructuras de mediana altura de marco plataforma es importante contar con un modelo que sea capaz de caracterizar el comportamiento estructural de sus muros. Debido a la cantidad de elementos que aportan a la resistencia del muro se han propuesto diversos modelos estructurales y numéricos para simular su comportamiento. A continuación se detallan los principales modelos numéricos, se presentan los enfoques propuestos por diferentes autores para su modelación, explicando sus diferencias y alcances.

2.2.2.1 MODELO MEDIANTE ELEMENTOS MARCO, ÁREA Y CONECTORES NO LINEALES:

Corresponde al modelo más preciso utilizado en la actualidad. Fue presentado por Daniel Dolan [7] en el año 1989 y ha sido perfeccionado por diferentes autores como Fonseca [8] y Loo [9] . En la Figura 2-8 se aprecia diferentes elementos finitos que son utilizados y combinados para modelar el muro analizado.

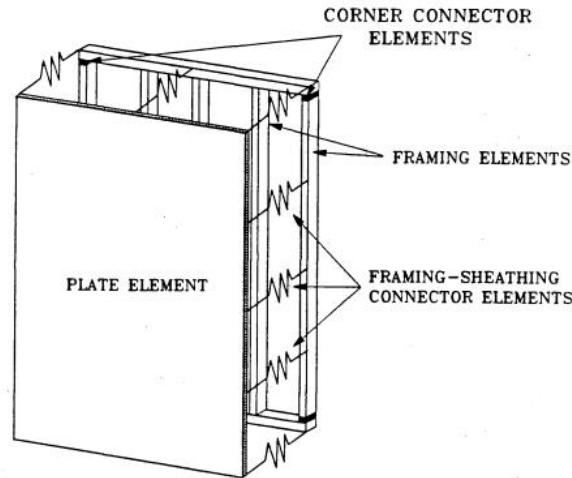


Figura 2-8, Esquematización del modelo mediante elementos marco, área y conectores no lineales propuesto. Fuente: Dolan [7]

El modelo está compuesto por los siguientes elementos:

- Un elemento viga bidimensional (*framing element*) usado para modelar los elementos marco, donde se caracterizan de manera lineal pies derechos y soleras.
- Un elemento bilineal para los conectores de esquina (*corner conector element*), este elemento representa a los anclajes por lo que tiene un comportamiento diferente a la tracción y a la compresión, su curva de carga-deflexión es la señalada en la Figura 2-9.

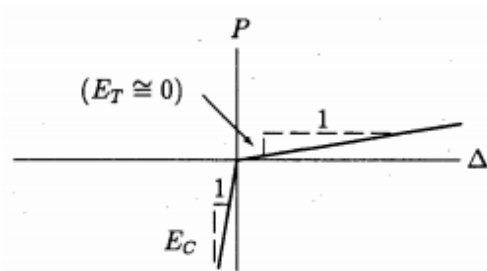


Figura 2-9, Gráfico fuerza desplazamiento de un anclaje típico, donde se muestra que funciona distinto en tracción y compresión. Aquí donde E_T corresponde al módulo de elasticidad a tracción y E_C corresponde al módulo de elasticidad a compresión. Ambos valores pueden ser determinados mediante ensayos. Fuente: Dolan [7]

- Un elemento placa utilizada para modelar las planchas estructurales de OSB (*plate element*), donde se caracterizan de manera lineal estos elementos.
- Un conector no lineal para caracterizar el patrón de clavado perimetral (*framing-sheathing conector element*), el cual corresponde a un resorte tridimensional que caracterice al clavo Figura 2-10.

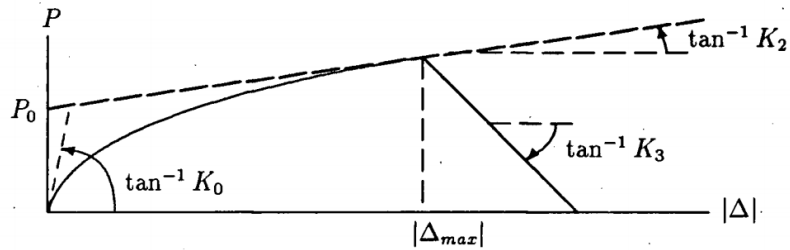


Figura 2-10, Curva fuerza-desplazamiento de los clavos con los que se une la plancha estructural al muro². Fuente: Dolan [7]

Este modelo caracteriza de muy buena manera el comportamiento de un muro de marco plataforma. Sin embargo, la presencia de los conectores para modelar el anclaje y el patrón de clavado perimetral requieren de un gran tiempo de análisis computacional debido a su no linealidad.

Pese a ser uno de los modelos más precisos, cualquier análisis utilizando este modelo en algún programa de elementos finitos requerirá un extensivo análisis no lineal y un gran nivel de detallamiento para ingresar la cantidad de elementos que poseen el comportamiento no lineal.

2.2.2.2 MODELO MEDIANTE RESORTES EQUIVALENTES

Este modelo desarrollado por Rossi et al.[10], caracteriza el comportamiento del muro mediante una serie de resortes que representan las rigideces de los distintos elementos que componen al muro. El propósito de este modelo es caracterizar estática y dinámicamente el comportamiento de edificios construidos con el sistema marco plataforma. En su desarrollo plantea el análisis estático de un muro de marco plataforma. Este análisis se desglosa a partir de los principales componentes que contribuyen a la deformación del muro:

- Rigidez asociada al patrón de clavado perimetral (K_{SP}), el cual considera la acción conjunta de las planchas estructurales de OSB y el Patrón de Clavado Perimetral.
- Rigidez asociada a la rotación de cuerpo rígido (K_H), la cual depende de los anclajes.
- Rigidez asociada al desplazamiento lateral (K_A), asociado a los pernos que conectarían la solera a la fundación, los que controlan el desplazamiento de muro.

Estas rigideces son utilizadas de manera que cada elemento aporte la rigidez correspondiente, como se ve en la Figura 2-11:

² Las constantes K_i presentes en la figura corresponden a valor utilizados por el autor para parametrizar la curva.

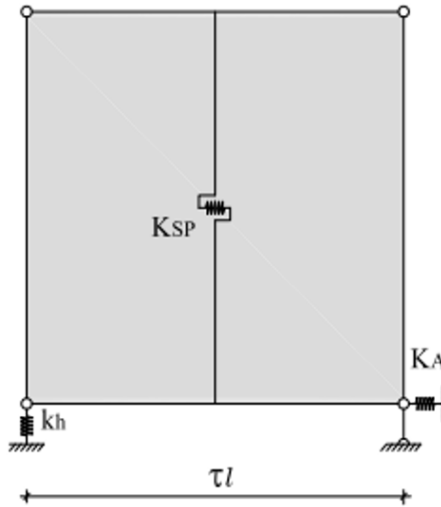


Figura 2-11, Esquema del modelo mediante Resortes Equivalentes propuesto. Fuente: Ross et al. [10]

Se puede apreciar en la Figura 2-11 que la distancia entre el resorte y el punto de pivote corresponde a " τl ", el factor " τ " modifica el largo del muro (l) para utilizar solo la distancia entre el anclaje y el centroide de los pies derechos de borde. Este es el brazo de palanca que genera el momento volcante, no el largo completo del muro.

El autor propone una expresión para calcular la rigidez equivalente ante una fuerza puntual en el extremo superior del muro. Esta expresión considera que todos los resortes señalados funcionan como un sistema en serie, lo que permite expresar la rigidez equivalente (K_{tot}) como:

$$K_{tot} = \left(\frac{1}{K_{SP}} + \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_H} \right)^{-1} \quad (3)$$

El modelo se resuelve de forma iterativa, debido a que el anclaje tiene diferente rigidez a la tracción que a la compresión. Es necesario definir qué extremo del muro será comprimido y que extremo del muro será traccionado para poder definir la posición de este resorte. Una vez terminado el modelo, se debe verificar que el resorte K_H se encuentre en el lado traccionado.

2.2.2.3 MODELO MEDIANTE ELEMENTO COLUMNA Y RESORTE ROTACIONAL

El presente modelo desarrollado por Leung[11] corresponde a un elemento columna conectado a un resorte rotacional, como se ve en la Figura 2-12, donde se concentran todas las rigideces propias de un muro de marco plataforma.

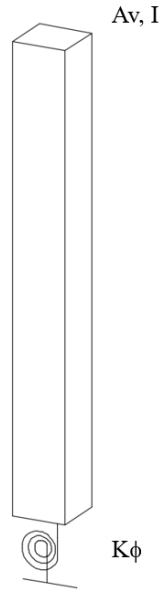


Figura 2-12, Esquema del modelo mediante elemento columna y Resorte Rotacional propuesto por Leung. Fuente: Elaboración propia.

Para la caracterización de este modelo se toman en cuenta 3 propiedades:

- Momento de Inercia: Al modelar la columna en el programa de elementos finitos se debe modificar el momento de inercia (I), esto para contabilizar la capacidad a flexión del muro.
- Área de Corte Equivalente: como se ha señalado anteriormente, la resistencia es asumida por un efecto conjunto entre el panel-clavo-pie derecho y los pernos de anclaje que conectan el muro con las fundaciones. Es posible establecer un término único que cuantifica este efecto conjunto, lo que entrega una resistencia al corte. Con esta resistencia es posible asignarle un área equivalente de corte (A_v) a la columna para contabilizar la capacidad a corte del muro.
- Resorte Rotacional: Este término considera el efecto de cuerpo rígido producido en el muro, el cual depende directamente del anclaje. Este efecto puede ser aproximado como un resorte rotacional ($K \phi$), el cual es posicionado en la base de la columna.

Este modelo, debido a que es el que realiza una mayor cantidad de simplificaciones, corresponde al menos preciso de los modelos señalados. Sin embargo, si se tiene en cuenta que es una aproximación, es una buena herramienta de diseño para las oficinas de cálculo que no realizan análisis donde se requiera una gran cantidad de procesos numéricos en su modelación.

2.2.2.4 MODELO CON MACRO ELEMENTO MODIFICADO

El modelo de macro elemento fue desarrollado por Chen[12] en base a los mecanismos de deformación para predecir los desplazamientos verticales y horizontales. Para lograr esto la curva histerética del muro marco plataforma es caracterizada de acuerdo a los modelos numéricos planteados por Folz[6] y por Dolan[13], los que predicen la curva de respuesta fuerza-desplazamiento de un muro marco plataforma bajo cargas cuasi estáticas basándose en las curvas de interacción entre pies derechos, clavos y planchas de OSB obtenidas a través de ensayos. Alternativamente es posible utilizar directamente las curvas histeréticas obtenidas a partir de ensayos para los muros a estudiar. Sin embargo, pese a que este modelo puede predecir las deformaciones traslacionales no es capaz de predecir las deformaciones asociados a la rotación.

Para poder incluir el efecto de la rotación, el modelo propuesto por Chen et al.[12] toma como referencia el esquema de la Figura 2-13, donde resortes con la rigidez correspondiente caracterizan las deformaciones asociadas a corte (K_{SW}) y las deformaciones asociadas a la rotación (K_{BU}), finalmente el modelo completo posee tres elementos marco de borde.

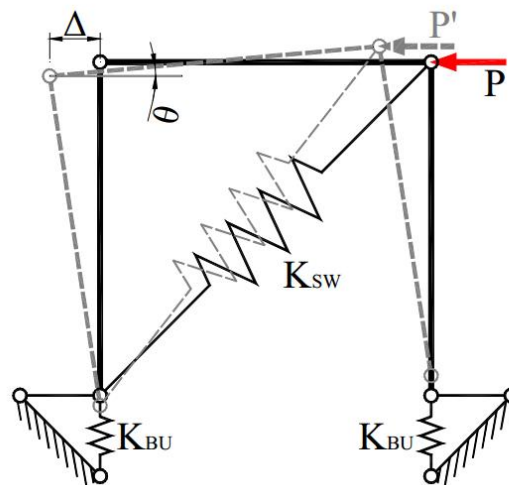


Figura 2-13, Esquema del modelo mediante macro elementos
Modificados propuesto. Fuente: Chen et al. [12]

Los resortes K_{SW} y K_{BU} se encuentran caracterizados a partir de 13 parámetros propuestos por Chen et al. [12], pudiendo modelar el comportamiento de los muros.

Lo descrito en este capítulo permite entender de manera general el comportamiento, las consideraciones y los modelos de un muro marco plataforma. Se han identificado los principales componentes y como estos han sido caracterizados para poder modelarlos numéricamente. En base a esto se puede concluir que pese a que las metodologías de diseño propuestas por los códigos se resumen a ecuaciones que predicen los

desplazamientos que poseerá cada muro, los modelos numéricos desarrollados para el estudio de los muros marco plataforma corresponden, en su mayoría, a modelos precisos con elementos no lineales, lo que requiere de mucho detallamiento y de una gran cantidad de tiempo para elaborar dicho modelo.

En el siguiente capítulo se trabaja sobre lo recién expuesto para desarrollar una propuesta de rigidez, validada a través de ensayos de laboratorio, para muros marco plataforma. Posteriormente se propone un modelo de elementos finitos que sea capaz de caracterizar a un muro marco plataforma de manera simplificada pero que sea capaz de entregar desplazamientos y esfuerzos de diseño.

3. MODELO DE UN MURO MARCO PLATAFORMA MEDIANTE ELEMENTOS ÁREA

En este capítulo se presentan las bases teóricas, los procesos experimentales y las consideraciones estructurales necesarias para desarrollar un modelo de elementos finitos que represente los esfuerzos y deformaciones de un muro de marco plataforma mediante un elemento área. Aquí se describe la metodología propuesta, los modelos teóricos desarrollados, se presenta un análisis de sensibilidad a los distintos parámetros para entender mejor el funcionamiento del modelo planteado, los ensayos realizados para validar el modelo y la implementación del modelo a un programa de elementos finitos.

El modelo desarrollado propone la generación de un muro caracterizado mediante un elemento área en un programa de elementos finitos, conformado por un material isotrópico con sus propiedades físicas modificadas para que posea la misma rigidez lateral y axial que un muro de marco plataforma. El modelo mediante elemento área pretende desarrollar un método aproximado pero de fácil uso para el cálculo de estructuras que utilicen el sistema constructivo marco plataforma. Esta necesidad surge a partir de lo señalado en el capítulo anterior, donde se puede ver que los métodos presentados para modelar muros compuestos por el sistema marco plataforma requieren de técnicas avanzadas y de una gran cantidad de tiempo para caracterizar edificios de este tipo.

Este capítulo concluye con la implementación de dicho modelo a un programa de elementos finitos de un muro marco plataforma, y con un análisis de su desempeño.

3.1 METODOLOGÍA UTILIZADA

Para el desarrollo del modelo propuesto se ha tomado como referencia los desplazamientos propuestos en el documento SDPWS[4] para los muros de marco plataforma. Como se señaló en el capítulo anterior, donde se describen las verificaciones que este código recomienda, la norma SDPWS plantea una ecuación que entrega el desplazamiento de diseño en los que incurren los muros estructurados con el sistema marco plataforma ante una carga lateral.

En base a esta deformación propuesta se obtiene una rigidez característica de diseño para los muros a modelar. Esta rigidez es validada mediante una serie de ensayos que fueron realizados en el contexto del proyecto "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 plataforma", para validar la rigidez propuesta se compara con la rigidez apreciada en los muros ensayados a lo largo de diferentes niveles de deformación, estableciendo el rango de diseño para el cual la rigidez propuesta es válida e ilustrando gráficamente la rigidez de diseño versus el comportamiento general del muro.

Una vez desarrollada la rigidez propuesta se describen estructuralmente tanto el sistema marco plataforma como el de un muro homogéneo de material isotrópico, a partir de esto se presentan las equivalencias asociadas a sus rigideces con lo cual se obtienen los parámetros físicos modificados para modelar un muro de material isotrópico de manera que caracterice los desplazamientos de diseño de un muro marco plataforma.

Con los parámetros físicos modificados es posible definir un material isotrópico para modelar el muro mediante un elemento área. Al obtener dicho material se plantea el procedimiento necesario para ingresar de manera correcta los muros a modelar en un programa de elementos finitos. Para finalmente comparar el comportamiento del elemento área ingresado en el programa de elementos finitos con las deformaciones teóricas esperadas.

3.2 RIGIDEZ TEÓRICA DEL MURO MARCO PLATAFORMA

En esta sección se describirá el comportamiento estructural de un muro marco plataforma y se establecerá una expresión teórica para el cálculo de su rigidez lateral. Una vez establecida la expresión teórica se realizará un análisis de sensibilidad de la rigidez propuesta ante sus diferentes parámetros.

Debido a que el comportamiento axial y el comportamiento lateral de un muro marco plataforma es analizado de diferente manera, para el detallamiento del comportamiento estructural del muro marco plataforma se analizan y proponen expresiones teóricas para las rigideces lateral y axial de manera separada.

3.2.1 RIGIDEZ LATERAL TEÓRICA

Como se presentó en el capítulo anterior, existen diversos autores que proponen distintos modelos considerando diferentes aportes para la rigidez de un muro de marco plataforma. Para el desarrollo de este modelo se tomó como base para establecer la rigidez la deformación de diseño entregada por la norma SDPWS[4]. En dicha norma se propone una flexibilidad con tres términos asociados a diferentes efectos, a partir de los cuales se define la rigidez total del muro marco plataforma.

La deflexión propuesta en la SDPWS, como ha sido señalada en la sección de Antecedentes, corresponde a la ecuación (4).

$$\delta_{SW} = \frac{8\nu h^3}{EAL} + \frac{\nu h}{1000G_a} + \frac{h\Delta_a}{L} \quad (4)$$

Aquí el primer término representa el efecto de flexión, el segundo el efecto de corte y el tercero el efecto asociado al levantamiento de cuerpo rígido. Al tomar esto en cuenta, de manera similar a lo desarrollado por Rossi [10], el modelo de rigidez propuesto corresponde a un sistema de rigideces en serie, como se ve en la Figura 3-1, donde cada resorte

representa la rigidez asociada a: Flexión (K_F), Corte (K_Q) y Desplazamiento de Cuerpo Rígido (K_{CR}).

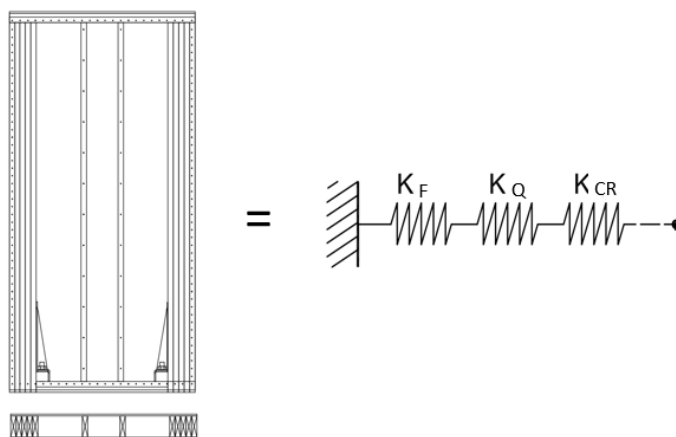


Figura 3-1, Esquema de las diferentes rigideces en serie que conforman la resistencia lateral de un muro marco plataforma.
Flexión (K_F), Corte (K_Q) y Volcamiento (K_{CR})

Debido a que los diferentes aportes funcionan en conjunto corresponde a un sistema con rigideces en serie, por lo que la rigidez equivalente del sistema (K_{eq}) se calculara según la ecuación (5).

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_F} + \frac{1}{K_Q} + \frac{1}{K_{CR}} \quad (5)$$

Donde:

K_{eq} : Rigidez equivalente del Sistema

K_F : Rigidez asociada al efecto de la Flexión

K_Q : Rigidez asociada al efecto del Corte

K_{CR} : Rigidez asociada al efecto del desplazamiento de Cuerpo Rígido

Para poder obtener la rigidez equivalente del sistema primero es necesario convertir los términos de flexibilidad presentados por la norma SDPWS a sus inversos asociados a su rigidez, para esto se debe factorizar por la fuerza actuante en cada uno de los términos de la ecuación (5). Debido a que la norma SDPWS plantea la deformación que alcanzara el muro dado su corte por unidad de largo (v) es necesario modificar los términos para poder despejar las respectivas rigideces, es decir, factorizar por el corte puntual “V” que es

ejercido en el muro. Se trabaja bajo el supuesto que el corte será una fuerza puntual en el extremo superior del muro³, como se ve en la Figura 3-2.

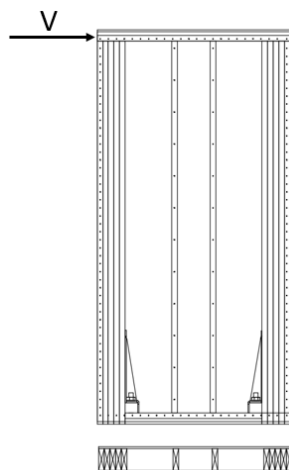


Figura 3-2, Idealización del efecto del corte sobre el muro

A continuación se detalla el comportamiento y la expresión teórica de la rigidez asociada a cada uno de los efectos presentes en la ecuación (5).

3.2.1.1 RIGIDEZ A LA FLEXIÓN:

El muro posee una resistencia asociada a la flexión, como se muestra en la Figura 3-3 . Esta rigidez corresponde a la de un elemento empotrado en su base. En este caso, el aporte de los pernos que sujetan al muro a lo largo de la solera es considerado al modelar el muro como un elemento empotrado.

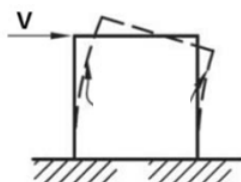


Figura 3-3, Deformación asociada al efecto de la flexión

De acuerdo a la deflexión calculada en la SDPWS, al factorizar por V e invertir la flexibilidad asociada a este efecto, la rigidez asociada al efecto de la flexión corresponde a la ecuación (6).

³ La norma SDPWS, de la cual se obtiene el desplazamiento utiliza el mismo supuesto, el cual se basa en que el corte que recibe un muro en su parte superior es realizado por la transferencia de cargas del diafragma.

$$K_F = \frac{EAL^2}{8h^3} \quad (6)$$

Donde:

E: Modulo de elasticidad de la madera de los pies derechos

A: Sección total de los pies derechos de borde

h: Altura del muro

K_F: Rigidez asociada al efecto de la flexión

Para el desarrollo de esta investigación, como se sugiere en la norma SDPWS, el área a considerar para los efectos de flexión será el área de los pies derechos de borde, como se muestra en la Figura 3-4.

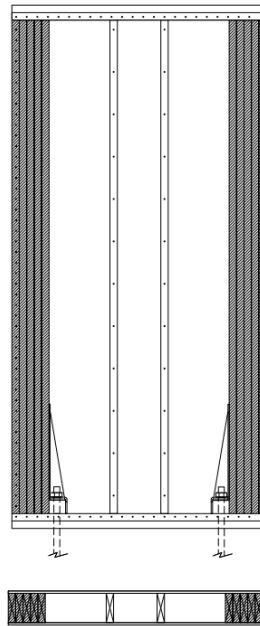


Figura 3-4, Pies Derechos que aportan al efecto de la flexión.

Por este motivo en la ecuación (4), el módulo de Elasticidad (E) corresponde al de la madera característica de los pies derechos de borde y el Área (A) corresponde a la suma de las áreas transversales de los pies derechos de borde de ambos lados.

3.2.1.2 RIGIDEZ AL CORTE:

El muro poseerá una resistencia asociada al corte, como se muestra en la Figura 3-5. Este efecto corresponde a la acción conjunta de las Planchas Estructurales de OSB y el Patrón de Clavado Perimetral, como se ha mencionado en la Sección 2.1.3.

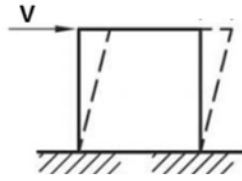


Figura 3-5, Deformación asociada al esfuerzo de corte

De acuerdo a la deflexión calculada en la SDPWS, al factorizar por V e invertir la flexibilidad asociada a este efecto, la rigidez asociada corresponde a la ecuación (7).

$$K_Q = \frac{1000G_a L * n}{h} \quad (7)$$

Donde:

G_a: Módulo de corte aparente entregado por la norma SDPWS [kips/in]

L: Largo del muro [ft]

n: Cantidad de planchas de OSB arriostrando al muro

K_Q: Rigidez asociada al efecto del corte [kips/in]

Como se ha señalado en la sección de Antecedentes, en la descripción de la SDPWS se encuentra una tabla de diseño donde se entrega un módulo de corte aparente, el cual incluye los efectos asociados a la interacción del tablero estructural de OSB y el patrón de clavado perimetral que los une. Este valor corresponde a "G_a", y es el valor que se debe ingresar en la ecuación (4). La ecuación (4) entrega un valor asociado a la deformación de un muro con una sola plancha de OSB clavada al muro, por lo cual, para calcular la rigidez equivalente de un muro con "n" planchas de OSB clavadas al muro, la rigidez asociada al corte se debe multiplicar por las "n" planchas utilizadas. Los valores deben ser ingresados, para las longitudes en "pies" y el módulo de corte aparente en "kips/in", según lo señalado en la norma SDPWS.

3.2.1.3 RIGIDEZ AL MOVIMIENTO DE CUERPO RÍGIDO:

El muro poseerá una rigidez asociada al movimiento de cuerpo rígido, como se muestra en la Figura 3-6.

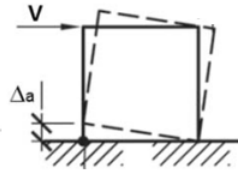


Figura 3-6, Desplazamiento asociado al momento volcante

A diferencia de los otros dos efectos, la deformación asociada a este efecto entregada por la norma SDPWS no depende explícitamente del corte por unidad de largo (v). La deflexión entregada por la SDPWS detalla una deformación en términos de Δa , lo que corresponde al levantamiento del anclaje. Sin embargo, este término a su vez también depende del corte V . El levantamiento Δa dependerá de la tracción que reciba el anclaje (T) y de la rigidez que posea el sistema de anclaje⁴ (KHD). La tracción en el anclaje es producida por el momento volcante (M_v) que genera en la base el corte (V), es decir de magnitud $V \cdot h$. Este momento a su vez genera una compresión (C) en el extremo opuesto del muro, como se ve en la Figura 3-7.

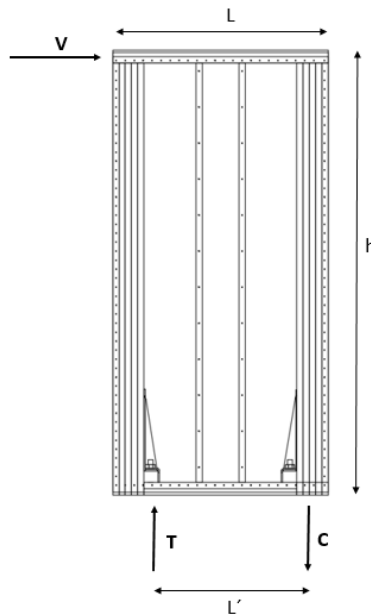


Figura 3-7, Fuerzas actuantes en un muro marco plataforma ante un momento volcante

⁴ El subíndice HD del termino KHD proviene del término en inglés "Hold Down"

Para transformar el momento volcante (M_v) a un par de fuerzas, una de tracción (T) y una de compresión (C), ambas de misma magnitud, es necesario dividir al momento volcante por la distancia entre ambas fuerzas, la que queda definida entre el eje del perno de anclaje y el centro geométrico de los pies derechos de borde comprimidos. Esta distancia es denotada como " L' " en la Figura 3-7.

Al desarrollar el término que representa el levantamiento del Anclaje es posible factorizar por el valor V , despejando el valor de Δ_a como se muestra en la ecuación (8).

$$\Delta_a = \frac{T}{K_{HD}} = \frac{h}{L' * K_{HD}} * V \quad (8)$$

Donde:

T : Tracción que recibe el anclaje

K_{HD} : Rigidez del anclaje

h : Altura del muro

L' : Distancia entre el eje del anclaje traccionado y el centro de los pies derechos del borde opuesto

V : Corte que recibe el muro en su extremo superior

Δ_a : Levantamiento del anclaje

De acuerdo a la deflexión calculada en la SDPWS, al factorizar por " V " e invertir la flexibilidad, la rigidez asociada corresponde a la señalada en la ecuación (9).

$$K_{CR} = \frac{K_{HD} L L'}{h^2} \quad (9)$$

Este término representa la componente de rigidez asociada al levantamiento del muro o desplazamiento de cuerpo rígido.

3.2.1.4 FORMULACIÓN DE LA RIGIDEZ LATERAL DE DISEÑO (K_{SDPWS})

Como se establece en la ecuación (5), para conocer la rigidez equivalente (K_{eq}) se deben conocer los aportes a la rigidez del aporte a flexión (K_F) al corte (K_Q) y asociado al desplazamiento de cuerpo rígido (K_{CR}), como se ilustra en la Figura 3-8.

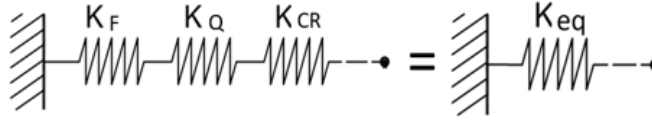


Figura 3-8, Sistemas en serie utilizados para establecer una rigidez equivalente.

Una vez obtenidas las rigideces asociadas a cada uno de los efectos estudiados, es posible establecer una expresión teórica que involucre a los tres efectos y que entregue la rigidez ante una carga lateral puntual en el extremo del muro, la que corresponde a la ecuación (10).

$$K_{SDPWS} = \left(\frac{8h^3}{EAL^2} + \frac{h}{n * 1000G_a L} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'} \right)^{-1} \quad (10)$$

La rigidez señalada en la ecuación (10) corresponde a una rigidez de diseño despejada a partir de la verificación señalada en la norma SDPWS. Esto quiere decir que un muro modelado con esta rigidez lateral presentará los desplazamientos de diseño propuestos por la norma SDPWS ante una carga lateral en su extremo.

3.2.2 RIGIDEZ AXIAL TEÓRICA

A diferencia de la rigidez lateral, la rigidez axial de un muro de marco plataforma está compuesta exclusivamente por la acción de sus pies derechos, debido a que son estos los que reciben la totalidad de carga vertical.

Debido a que los pies derechos en un muro marco plataforma se encuentran clavados, el modelo de rigidez axial propuesto toma el efecto axial del muro como un elemento simplemente apoyado en sus dos extremos como se ilustra en la Figura 3-9.

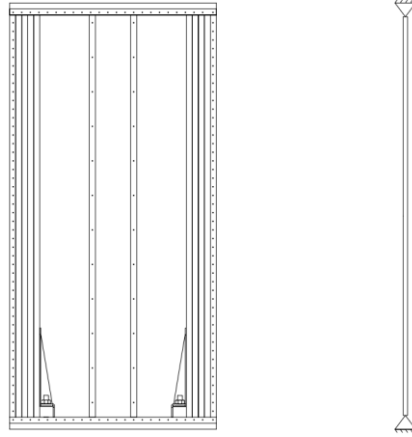


Figura 3-9, El efecto de la carga axial sobre un muro marco plataforma se modela como el efecto de la carga axial sobre una columna simple apoyada en sus dos extremos

La barra señalada en la Figura 3-9 es modelada de acuerdo a la acción conjunta de todos los pies derechos que posee el muro, lo que permite establecer su rigidez axial como es señalado en la ecuación (11).

$$K_{axial}^{MP} = \frac{E * A_{PD}}{L} \quad (11)$$

Donde:

APD: Sumatoria del área transversal de los pies derechos.

E: Modulo de elasticidad de la madera de los pies derechos.

L: Largo de los pies derechos.

De esta manera se establece la rigidez axial para los muros de marco plataforma a modelar.

En esta sección se despejaron expresiones teóricas para la rigidez lateral y axial de un muro marco plataforma. Si bien estos valores de por sí ya pueden ser utilizados para un diseño tradicional, el propósito de la investigación es establecer un elemento área con las características de un muro marco plataforma, por lo que obtener estos valores es el primer paso para lograr dicho cometido.

Para definir la rigidez lateral, es necesario el uso de varios parámetros, por lo que antes de utilizar dicha expresión para la obtención de un muro isotrópico se presenta un análisis de sensibilidad de la rigidez lateral planteada a los distintos parámetros de los cuales depende.

3.2.3 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE LA RIGIDEZ TEORICA PROPUESTA ANTE LOS PARÁMETROS QUE LA CONFORMAN.

Dentro del desarrollo de la expresión teórica de la rigidez equivalente propuesta para un muro marco plataforma, se encuentran diferentes parámetros que definen dicha rigidez. Debido a que la expresión teórica propuesta no posee una linealidad clara ante dichos parámetros es de interés realizar un análisis de sensibilidad de esta rigidez propuesta ante las diferentes variables.

Para realizar este análisis se clasifican los parámetros en las siguientes categorías:

- Anclajes
- Largo
- Escuadría que conforma el Muro
- Tableros estructural y su patrón de clavado

Para analizar la sensibilidad de la expresión teórica para la rigidez propuesta, se define un muro tipo al cual se le variaran por separado las propiedades asociadas a cada parámetro propuesto. Esta configuración es mostrada en la Figura 3-10.

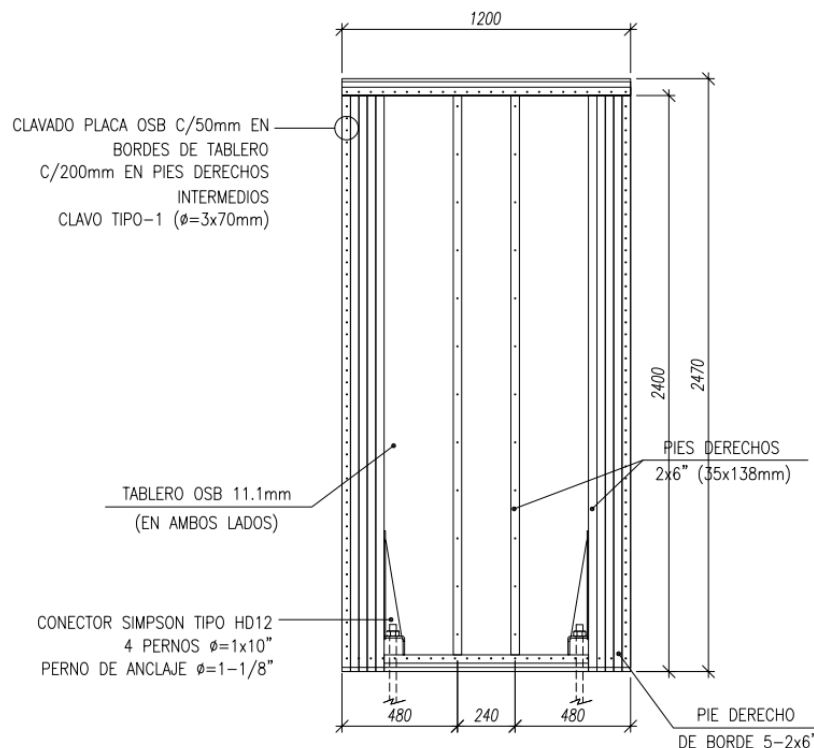


Figura 3-10, Configuración inicial para determinar la sensibilidad de la rigidez teórica a los parámetros que la conforman

En dicha configuración los pies derechos y soleras son de madera estructural grado MGP10 ($E=100000 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$), utiliza 2 planchas de osb de 11,1 [mm] y los anclajes tienen una rigidez de catálogo de 13321 [kg/cm]. Al utilizar estos valores, la rigidez calculada a partir de la expresión teórica propuesta en la ecuación (10), tiene un valor de **1,08 [kN/mm]**. Al tener este valor como referencia es posible apreciar la importancia de los parámetros que conforman la rigidez, esto se puede ver en la Figura 3-11, Figura 3-12, Figura 3-13 y Figura 3-14, donde se muestra la variación de la rigidez ante los parámetros propuestos. Se ha agregado una paralela al eje X en los gráficos para referenciar la rigidez original de 1,08 [kN/mm].

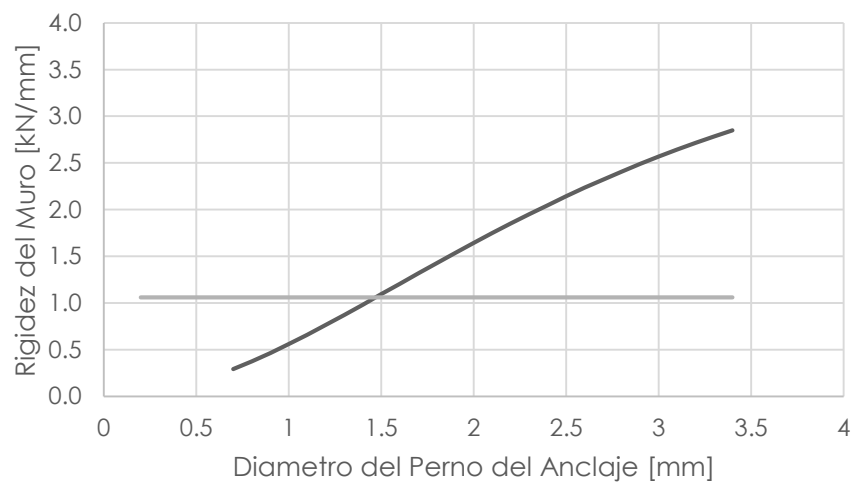


Figura 3-11, Sensibilidad de la rigidez teórica ante la rigidez del anclaje, representada por el diámetro de su hilo

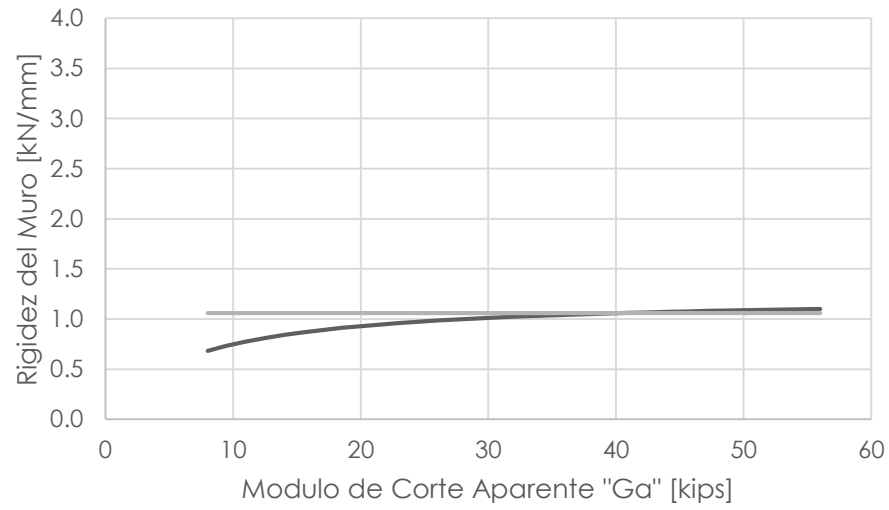


Figura 3-12, Sensibilidad de la rigidez teórica ante el sistema arriostrante, representado por el módulo aparente "Ga" descrito en la SDPWS

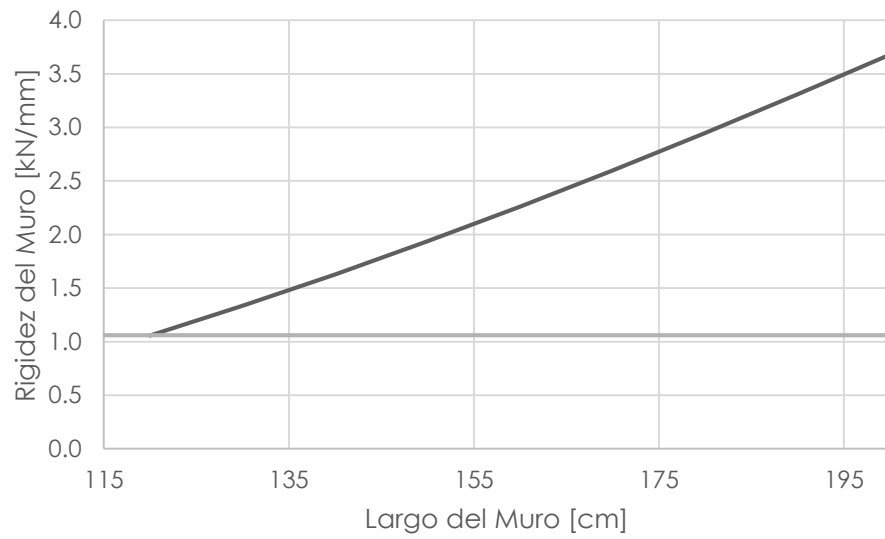


Figura 3-13, Sensibilidad de la rigidez teórica ante el largo del muro

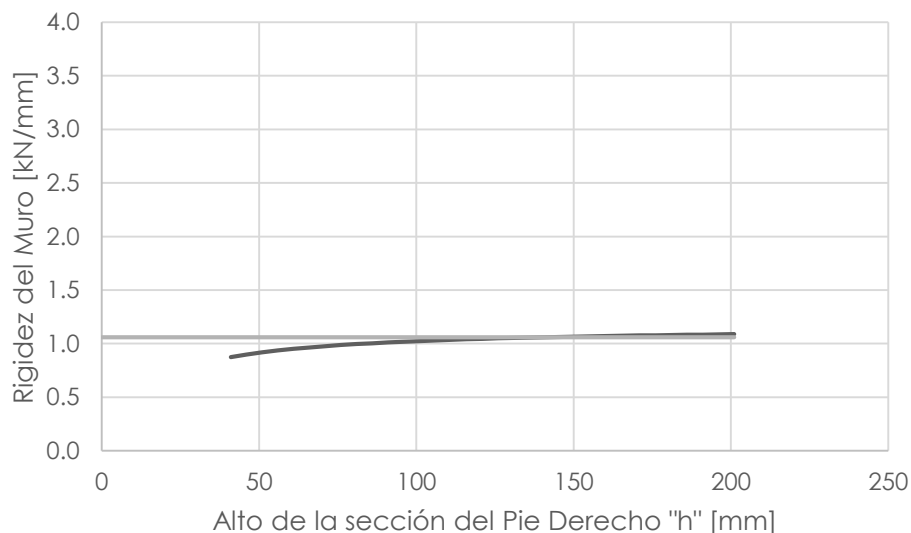


Figura 3-14, Sensibilidad de la rigidez teórica ante la escuadría utilizada, representada por la altura "h" de los listones utilizados

En base a los gráficos señalados, se puede apreciar que las variables que representan mayor sensibilidad para calcular la rigidez equivalente son la rigidez del anclaje y el largo del muro. El módulo de corte aparente del Tablero OSB y la escuadría de los pies derechos que conforman el muro tienen una importancia parecida al momento de calcular la rigidez lateral del muro, sin embargo, no implican una variación tan significativa como la rigidez de los anclajes y el largo del muro. Esto no significa que su aporte al muro sea irrelevante, debido a que su comportamiento es crucial al momento de definir la resistencia de los esfuerzos internos que recibe el muro.

3.3 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE UN MURO MARCO PLATAFORMA

Los estudios del comportamiento histerético de un muro que utiliza el sistema marco plataforma han sido descritos por Folz y Filtrault [14] en el desarrollo del programa CASHEW, programa que permite modelar la curva histerética de un muro marco plataforma a partir de la descripción de sus componentes: Escuadría, Anclaje, Patrón de Clavado, Tablero Estructural y la disposición de estas. En el trabajo realizado por Folz y Filtrault se describe el comportamiento de la curva Fuerza-Desplazamiento ante una carga monótonica de un muro marco plataforma y se detalla que el Anclaje del muro tendrá un comportamiento altamente no lineal ante una carga monótonica, y a su vez presenta un comportamiento histerético "pellizcado"⁵, lo que implica una degradación considerable del esfuerzo y de la

⁵ Traducción literal del inglés "pinched"

rigidez al alcanzar este punto, el cual puede ser considerado como el punto de falla última (F_u, δ_u). En la Figura 3-15 se puede apreciar la forma teórica esperada de dicha curva.

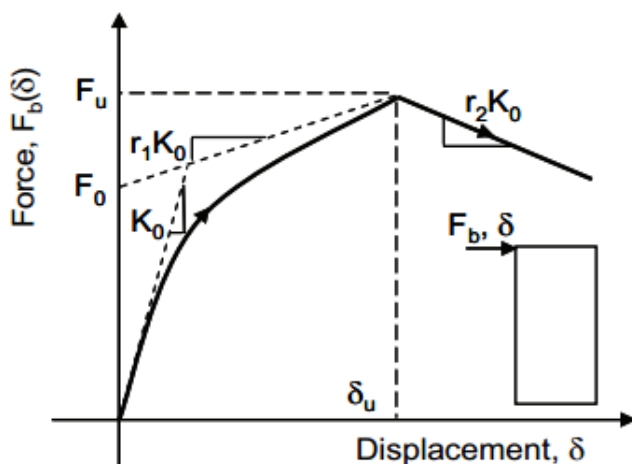


Figura 3-15, Curva teórica de la respuesta de un muro marco plataforma ante una carga monotónica. Fuente: Pang et al. [15]

El gráfico posee una curvatura pronunciada hasta alcanzar su punto de falla (F_u, δ_u), por lo que se puede ver el comportamiento no lineal que posee un muro de marco plataforma hasta alcanzar su estado último. Los valores: K_0 , F_0 , r_1 , r_2 y δF presentes en la Figura 3-15 corresponden a parámetros utilizados para obtener una ecuación que caracteriza la curva Fuerza vs Desplazamiento descrita en el desarrollo del programa CASHEW. Estos parámetros se encuentran detallados en el trabajo realizado por Folz y Filatrault, sin embargo, no se utilizaron para el desarrollo del modelo propuesto en esta investigación.

3.3.1 RIGIDEZ CARACTERÍSTICA DE UN MURO MARCO PLATAFORMA DE ACUERDO A SU NIVEL DE DEFORMACIÓN.

Debido al comportamiento no lineal del muro marco plataforma (Figura 3-15) es necesario utilizar un método que permita obtener una rigidez característica para la posterior comparación con la rigidez del modelo mediante un elemento área propuesto. Para la obtención de esta rigidez característica se proponen dos métodos de cálculo: el método de "Linealización Equivalente para una Curva Histerética No Lineal" propuesto por Pang[15] y el cálculo de la Rigidez secante de acuerdo al nivel de deformación.

El método de "Linealización Equivalente para una Curva Histerética No Lineal" propone definir una rigidez equivalente (K_{eq}) a través de un balance energético entre la curva Fuerza vs Desplazamiento y la recta de rigidez equivalente. La segunda rigidez propuesta es la secante (K_s), la cual corresponde a la pendiente generada entre una fuerza definida y su correspondiente deformación. Ambos métodos se ilustran en la Figura 3-16.

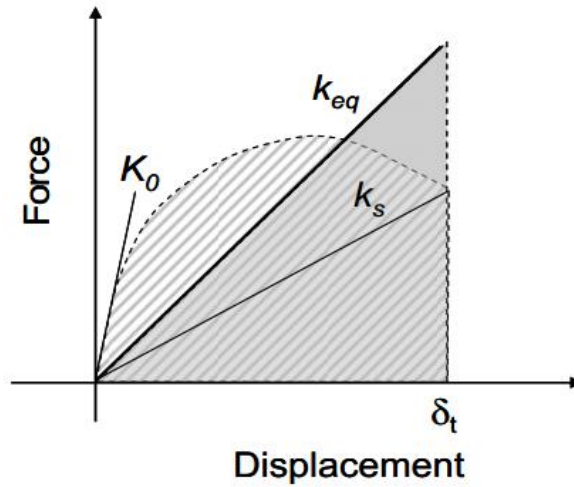


Figura 3-16, Grafico Fuerza-Desplazamiento junto a las curvas que proponen el método de equivalencia energética (K_{eq}) y de la rigidez secante (K_{sec}) para determinar la rigidez del muro según su nivel de desplazamiento. Fuente: Pang et al. [15]

Para la obtención de la rigidez equivalente a través del balance energético es necesario definir la energía asociada a la curva Fuerza vs Desplazamiento y a la recta propuesta como rigidez equivalente. La energía almacenada en el muro de comportamiento no lineal a un desplazamiento definido “ENL (δ_t)” es igual al área bajo la curva Fuerza vs Desplazamiento, como indica la ecuación (12).

$$E_{NL}(\delta_t) = \int_0^{\delta_t} F(\delta) d\delta \quad (12)$$

La energía asociada a una rigidez lineal a un nivel de deformación δ_t “ENL (δ_t)” corresponde al área bajo el triángulo generado, como es señalado en la ecuación (13).

$$E_L(\delta_t) = \frac{1}{2} K_{eq} \delta_t^2 \quad (13)$$

Al realizar la equivalencia entre la energía no lineal (ENL) y la energía asociada al sistema lineal (EL) es posible despejar la rigidez equivalente (K_{eq}) asociada a un nivel de deformación definido por la ecuación (14).

$$K_{eq}(\delta_t) = \frac{2 * E_{NL}(\delta_t)}{\delta_t^2} \quad (14)$$

El valor de rigidez equivalente (K_{eq}) es una función del nivel de deformación, lo que permite evaluar de manera certera la rigidez del muro a lo largo de sus diferentes etapas.

El segundo método propuesto es utilizar la rigidez secante (K_{sec}) la que, al igual que la rigidez equivalente mediante el balance energético, depende del nivel de deformación a la cual se quiera analizar. A diferencia del método de equivalencia energética, la rigidez secante calcula la pendiente entre un punto de la curva Fuerza vs Desplazamiento y el origen, como se señala en la ecuación (15).

$$K_{sec} = \frac{F_o}{\delta_o} \quad (15)$$

Pese a que ambas rigideces poseen diferentes métodos para su cálculo, ambas entregan un estimado cercano a la rigidez real del muro al ser calculadas para diferentes niveles de deformación.

3.3.2 ENSAYOS MONOTÓNICOS A MUROS MARCO PLATAFORMA

Esta investigación se encuentra contextualizada en el proyecto “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 plataforma” para el cual se han realizado una batería de ensayos sobre muros de marco plataforma con el fin de caracterizar su comportamiento y comparar los valores obtenidos al utilizar materiales nacionales con los valores de diseño teóricos propuestos en la literatura internacional. En este capítulo se analizan las respuestas teóricas esperadas de dichos muros con los resultados preliminares de los ensayos y se comparan dichos resultados con la rigidez teórica propuesta.

Para la validación del modelo mediante el resultado de los ensayos, se utilizan los métodos propuestos para calcular las rigideces en función de la deformación: Rigidez Equivalente Mediante Balance Energético y Rigidez Secante. Estas rigideces serán graficadas junto a la curva Fuerza vs Desplazamiento y a la rigidez propuesta (K_{SDPWS}) para visualizar lo propuesto con el resultado experimental.

DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

Los ensayos realizados fueron llevados a cabo en el laboratorio del departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile, el que cuenta con un muro de reacción para realizar las pruebas de carga monotónicas sobre los muros. A su vez cuenta con puntos de anclajes en la losa, en los cuales se monta la Base de Acero, requerida para armar el sistema diseñado para el ensayo. En la Figura 3-17 se muestra un esquema de la configuración del ensayo realizado y en la Figura 3-18 se muestra una fotografía del ensayo.

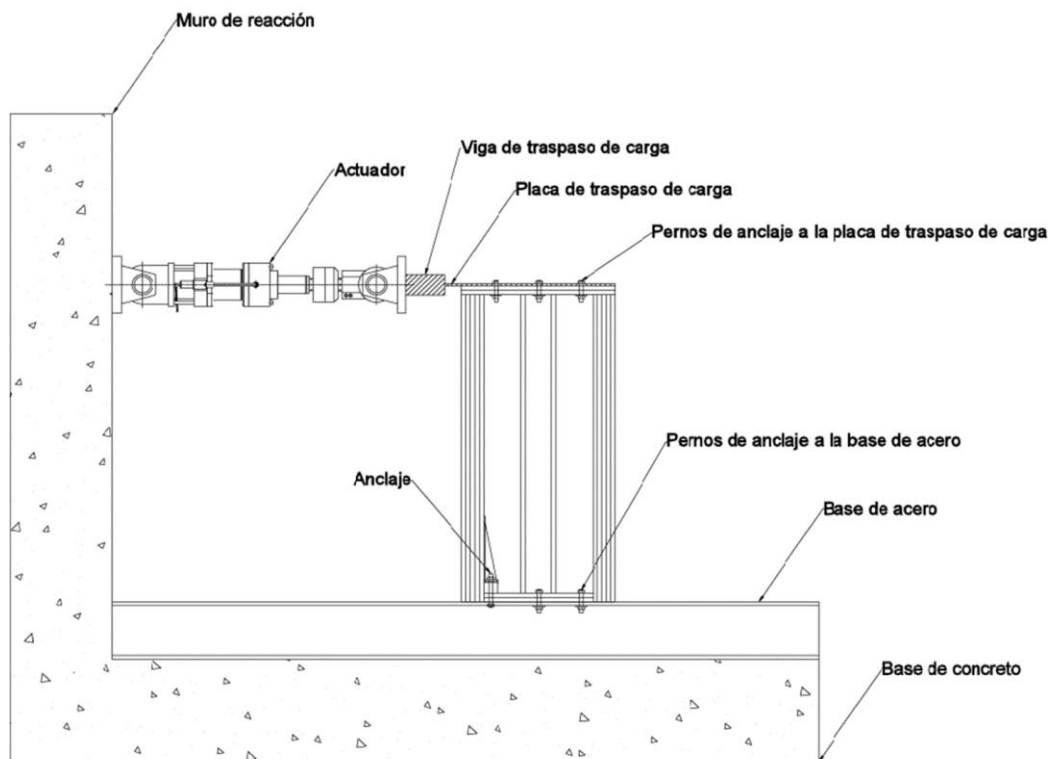


Figura 3-17, Disposición del actuador sobre el muro para ejercer la carga monotónica en los ensayos realizados



Figura 3-18, Fotografía de la disposición de los ensayos monotónicos

El actuador, que se encuentra anclado al muro de reacción, tiene una capacidad de 600 kN y la Base de Acero se encuentra anclada a la base de concreto por una serie de puntos de apoyos para asegurar que esta no deslice y que sea el muro quien asimile las deformaciones. La carga aplicada por el actuador fue aumentando uniformemente hasta llegar a los puntos de falla.

Este ensayo fue realizado sobre distintas probetas, todas las variables y cantidades de los ensayos se encuentran detalladas en Tabla 3-1

Tabla 3-1, Matriz de ensayos monotónicos realizados

Tamaño de Probeta [mm]	Tablero Estructural OSB	Espaciamiento de Clavado Perimetral ($\phi = 3$ [mm], L = 65 [mm])	Cantidad Ensayos Corte Monotónicos
2400x2400	e=11 [mm]	Clavos @ 100 [mm]	2
		Clavos @ 50 [mm]	1
1200x2400	e=11 [mm]	Clavos @ 100 [mm]	2
		Clavos @ 50 [mm]	2

La cantidad de pies derechos de borde, espaciamiento de pies derechos intermedios y los anclajes fueron diseñados para representar un muro del primer piso de una planta típica de un edificio residencial, los detalles de estos muros se encuentran en el Anexo A: Detalle de los muros ensayados ante cargas monotónicas..

Los muros fueron intervenidos con transductores para registrar el desplazamiento lateral en el que incurriera el muro, así como el levantamiento del anclaje y de los pies derechos. Esto se puede apreciar en la fotografía de la Figura 3-19, donde se indican los desplazamientos medidos por los transductores.



Figura 3-19, Fotografía de un muro a ensayar con los transductores instalados, para medir los desplazamientos

RESULTADO DE LOS ENSAYOS:

A través de los dispositivos de medición, se registra la fuerza ejercida por el actuador sobre el muro y su deformación lateral. A partir de estos datos se obtuvieron las curvas Fuerza vs Desplazamiento.

Las curvas Fuerza vs Desplazamiento se presentan por configuración de muro, es decir, en el mismo grafico se encuentran las curvas para los muros de la misma configuración, los que poseen la misma rigidez teórica. Las curvas corresponden a la Figura 3-20, Figura 3-21, Figura 3-22 y Figura 3-23.

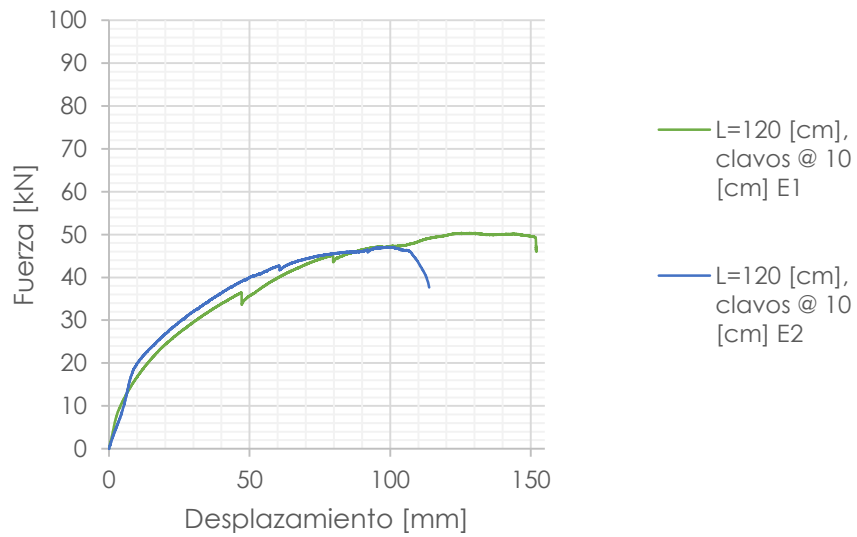


Figura 3-20, Curva Fuerza-Desplazamiento de los muros de 120 [cm] de largo con clavos cada 10 [cm]

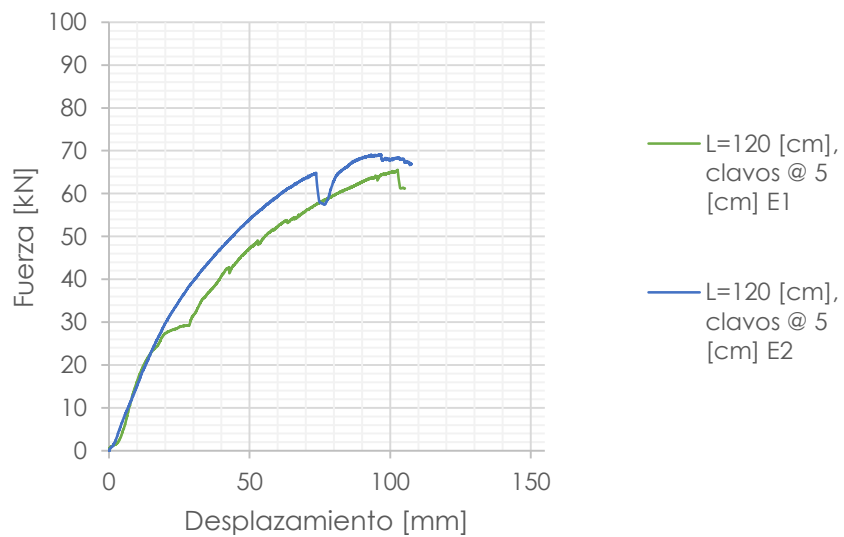


Figura 3-21, Curva Fuerza-Desplazamiento de los muros de 120 [cm] de largo con clavos cada 5 [cm]

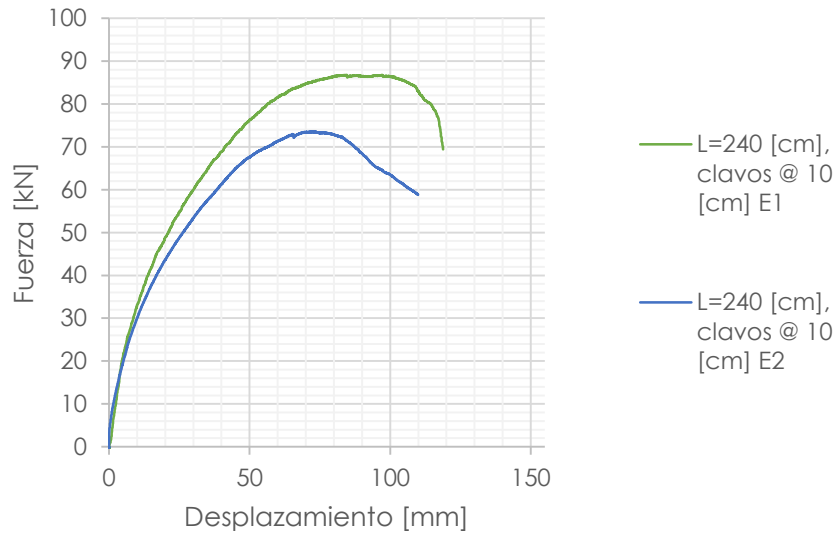


Figura 3-22, Curva Fuerza-Desplazamiento de los muros de 240 [cm] de largo con clavos cada 10 [cm]

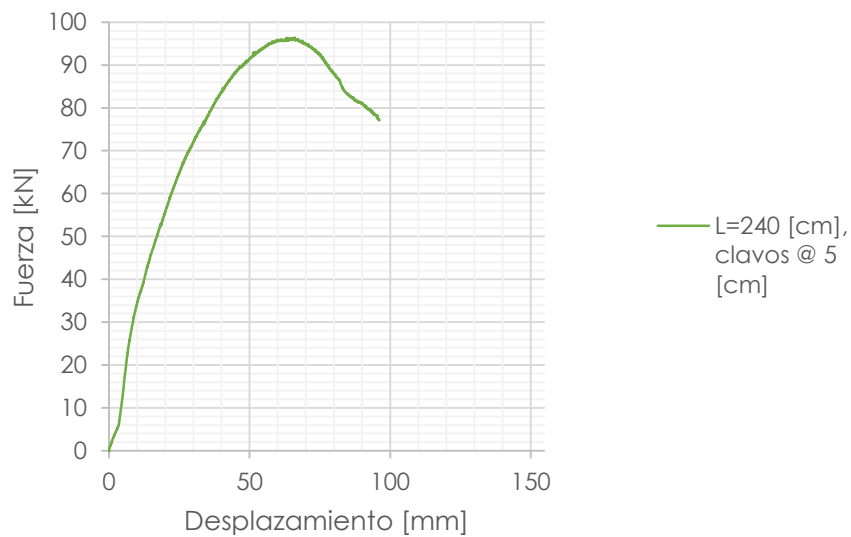


Figura 3-23, Curva Fuerza-Desplazamiento del muro de 240 [cm] de largo con clavos cada 5 [cm]

Los modos de falla de los muros fueron en su mayor parte asociados a la rotura de los clavos, como lo predice Dolan[7], quien establece a partir de ensayos cíclicos sobre muros marco plataforma que esto provee de una gran capacidad de disipación energética, puesto que los clavos disipan la energía de la sollicitación lateral en el proceso de rotura.



Figura 3-24, Clavo perteneciente al patrón de clavado perimetral luego del ensayo monotónico, donde se aprecia su modo de falla



Figura 3-25, Patrón de clavado perimetral luego del ensayo, donde se puede apreciar como los clavos se rompen y expulsan del muro pero el OSB queda prácticamente intacto

3.3.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Dentro de esta investigación se utilizaron los resultados de los laboratorios para validar el modelo de rigidez propuesto a partir de la norma SDPWS. Mediante las curvas Fuerza vs Desplazamiento se busca establecer el rango de deformaciones para el cual la rigidez propuesta es válida.

Para visualizar de mejor manera la rigidez observada en los ensayos se construyeron gráficos biaxiales en los cuales se presenta la curva Fuerza vs Desplazamiento obtenida de los ensayos junto a la curva Rigidez vs Desplazamiento. Aquí se presentan tres rigideces diferentes para los distintos niveles de deformación: Rigidez Equivalente Mediante Balance Energético (K_{eq}) obtenida a partir de la ecuación (14), la Rigidez Secante (K_{sec}) obtenida a partir de la ecuación (15) y la Rigidez Teórica propuesta en la ecuación (10) a partir de la norma SDPWS (K_{SDPWS}).

Para el cálculo de la Rigidez Teórica (K_{SDPWS}) se tomaron en cuenta los valores señalados en la Tabla 3-2 para calcular el valor de la rigidez teórica.

Tabla 3-2, Parámetros de diseño de los muros ensayados y su rigidez equivalente calculada a través del método propuesto

Dimensiones muro		Escuadría			Pies Derechos de Borde		Tablero			Anclaje	Rigidez Lateral (K_{SDPWS})
h	L	h	b	E	Cantidad	Espaciamiento de pies derechos	Numero de Tableros	Espaciamiento de clavos	Ga	K HD	
cm	cm	mm	mm	kgf/cm ²	#	Cm	#	mm	kips	kg/cm	kN/mm
244	120	138	38	100000	5	40	2	100	22	13321	0.95
244	120	138	38	100000	5	40	2	50	48	13321	1.08
244	240	138	38	100000	5	40	2	100	22	13321	3.39
244	240	138	38	100000	5	40	2	50	48	13321	4.31

Los valores señalados en la Tabla 3-2 corresponden a los parámetros de los muros ensayados (detallados en el Anexo A: Detalle de los muros ensayados ante cargas monotónicas.). El valor del módulo de corte aparente es determinado de acuerdo a la Tabla 2-1 y según su espaciamiento de clavos.

Para determinar la rigidez del anclaje se han utilizado las cargas y deformaciones admisibles de catálogo[16] para definir una rigidez lineal de diseño. Se ha tomado esta decisión en base a que, para caracterizar la rigidez teórica, se deben utilizar los valores que el diseñador tenga a mano al momento de realizar el cálculo estructural. Así, para determinar el KHD se han tomado los valores señalados en la Tabla 3-3.

Tabla 3-3, Valores obtenidos del catálogo para el cálculo de la rigidez del anclaje

Valores para conector utilizado		
Tensión Admisible	Deflexión Admisible	Rigidez Lineal HD
lbs	ln	kg/cm
12085	0.162	13321

En la Figura 3-26, Figura 3-27, Figura 3-28, Figura 3-29, Figura 3-30, Figura 3-31, Figura 3-32 y la Figura 3-33 se muestran la rigidez calculada con la SDPWS, y las rigideces K_{eq} y K_{sec} calculadas para su nivel de deformación. Esto se muestra en un gráfico biaxial, junto con la curva fuerza versus desplazamiento, para analizar el comportamiento de la rigidez calculada en diferentes niveles de desplazamiento.



Figura 3-26, Leyenda de los gráficos Biaxiales

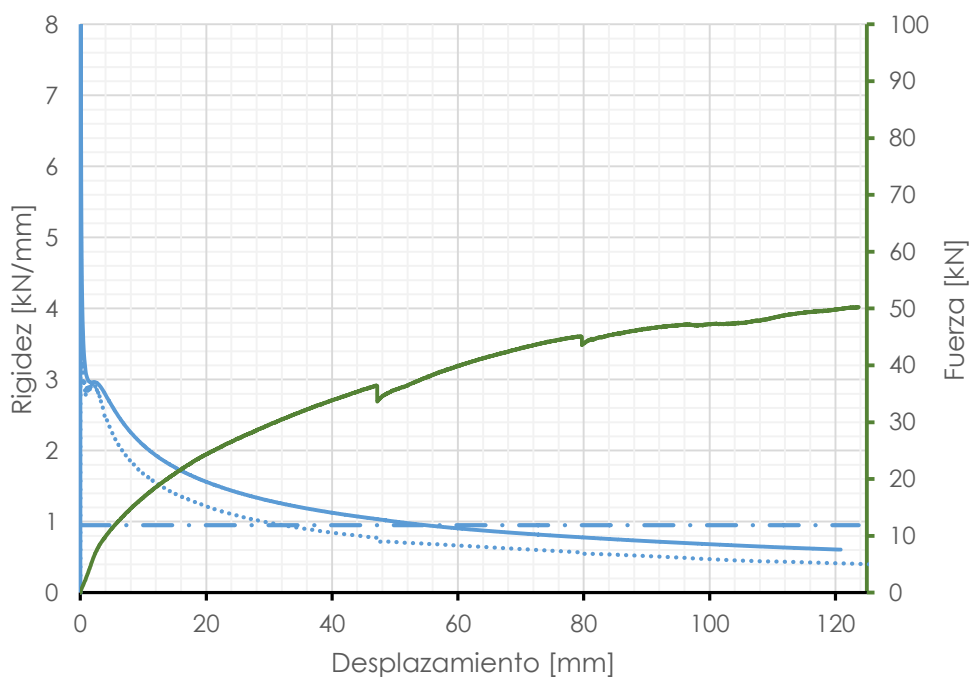


Figura 3-27, Gráfico Biaxial del primer muro de 120 [cm] de largo y con espaciamiento de clavos cada 10 [cm]

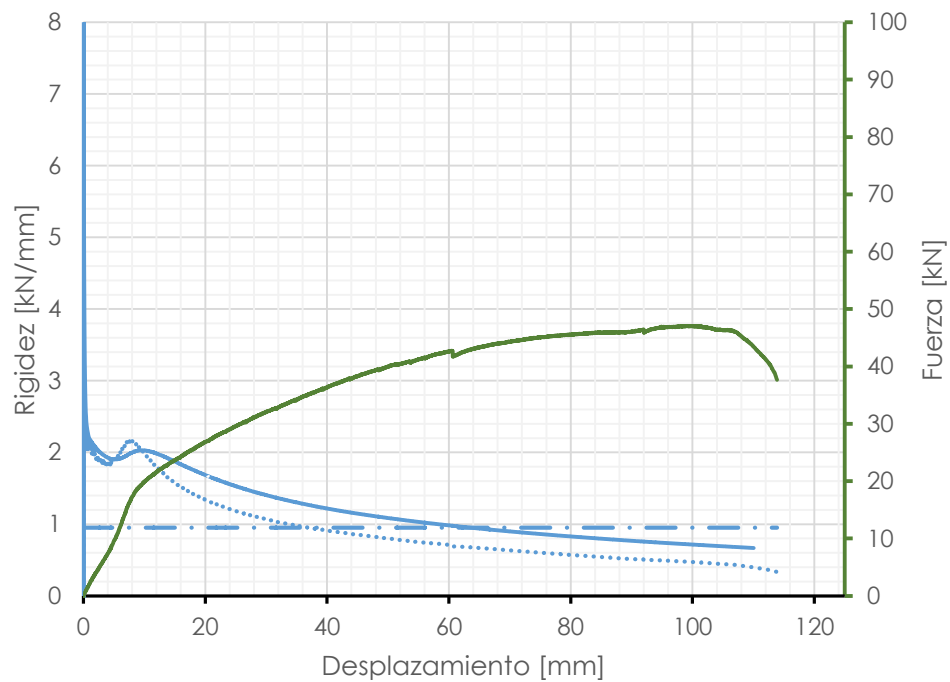


Figura 3-28, Grafico Biaxial del segundo muro de 120 [cm] de largo y con espaciamento de clavos cada 10 [cm]

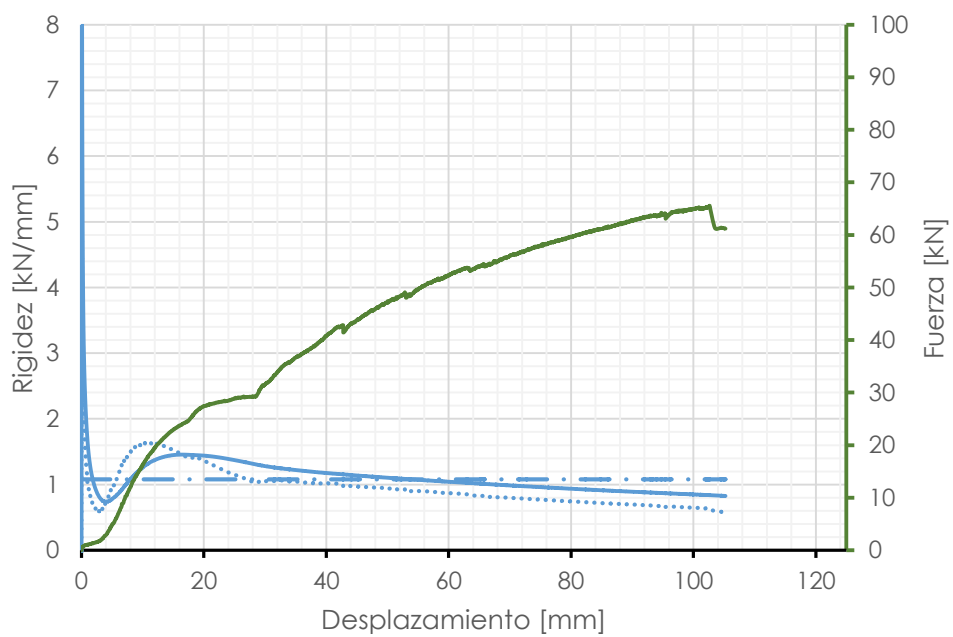


Figura 3-29, Grafico Biaxial del primer muro de 120 [cm] de largo y con espaciamento de clavos cada 5 [cm]

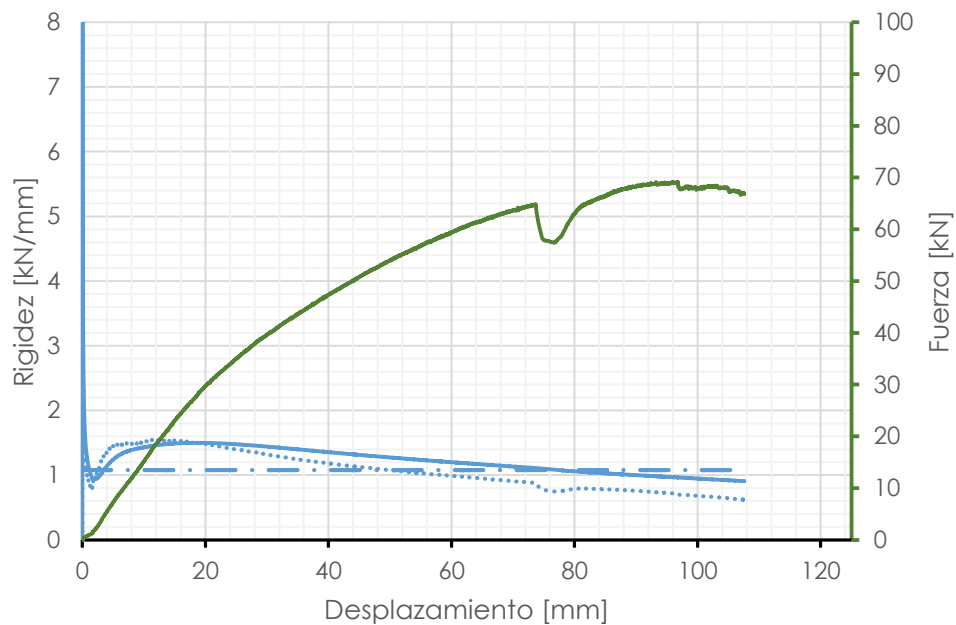


Figura 3-30, Grafico Biaxial del segundo muro de 120 [cm] de largo y con espaciamento de clavos cada 5 [cm]

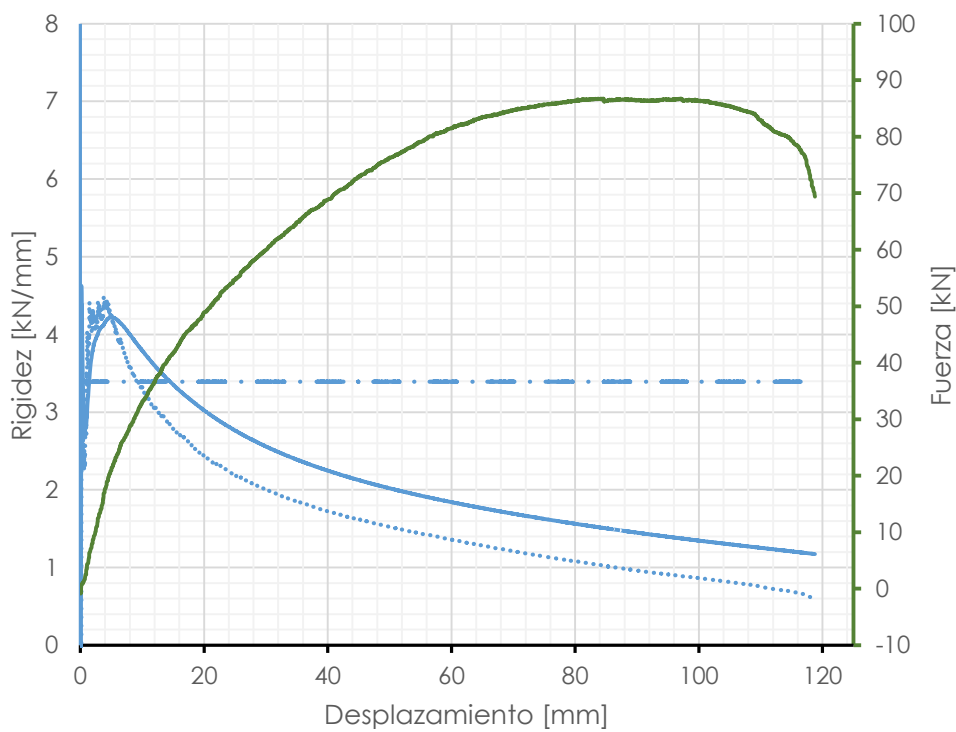


Figura 3-31, Grafico Biaxial del primer muro de 240 [cm] de largo y con espaciamento de clavos cada 10 [cm]

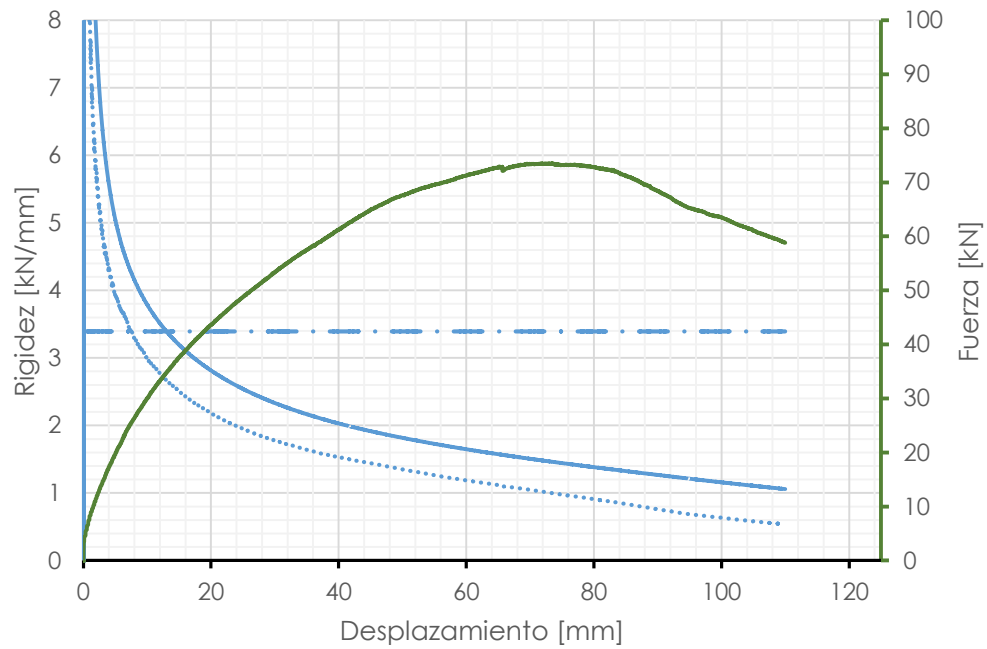


Figura 3-32, Grafico Biaxial del segundo muro de 240 [cm] de largo y con espaciamento de clavos cada 10 [cm]

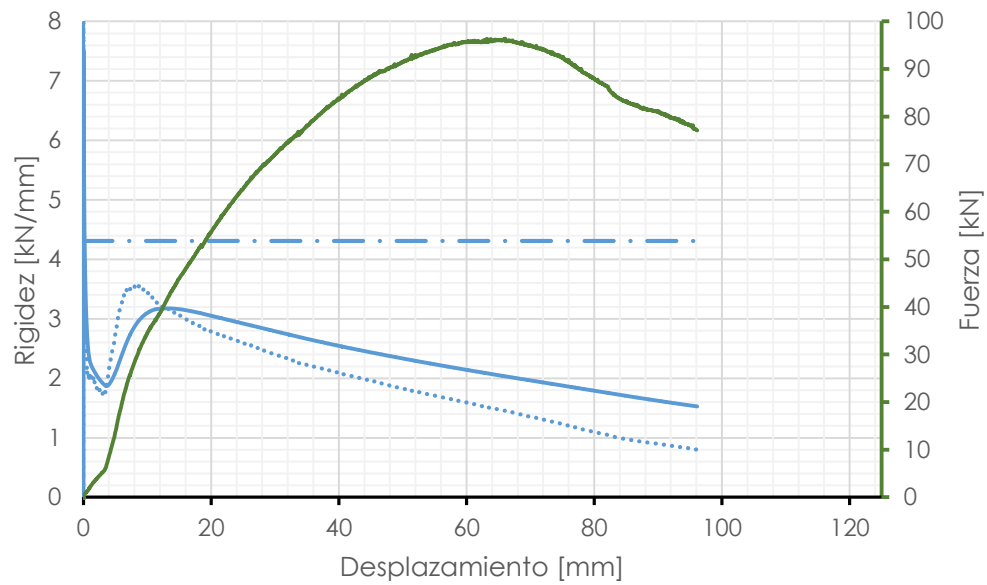


Figura 3-33, Grafico Biaxial del muro de 240 [cm] de largo y con espaciamento de clavos cada 5 [cm]

En los gráficos mostrados se pueden apreciar: la rigidez teórica (KSDPWS) la cual fue calculada para cada muro y mostrada en el gráfico como una recta paralela al eje x, la Rigidez Equivalente Mediante Balance Energético (K_{eq}) y la Rigidez Secante (K_{sec}). Estas últimas fueron calculadas a partir de las curvas Fuerza vs Desplazamiento utilizando las expresiones teóricas señaladas en las ecuaciones (26) y (27).

Para establecer si la rigidez propuesta (KSDPWS) entrega un valor de diseño aceptable en el rango de deformaciones esperadas, se debe definir un rango de diseño. Este rango queda definido por el valor máximo admisible estipulado por la norma NCh433, la que establece en su artículo 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"

Por lo que el rango esperado de diseño será para un drift entre el 0% y el 0.2% (para los muros analizados este rango corresponde entre los 0 y los 4,8 [mm]). Se puede apreciar que para los muros de 1200 [mm], la rigidez propuesta es menor a la rigidez experimental en rango de diseño propuesto, esto permite modelar de manera conservadora el muro dentro del rango. También se puede apreciar que, para los muros de 1200 [mm], la rigidez propuesta (KSDPWS) es cercana a la rigidez experimental fuera del rango de deformaciones de diseño, por lo que es posible establecer que la rigidez propuesta en base a lo establecido en la norma SDPWS corresponde a un diseño conservador en el rango de deformaciones de diseño y una rigidez característica a lo largo del resto del espectro de deformaciones observado en el ensayo.

Para los muros de 2400 [mm], se puede apreciar que la rigidez propuesta a partir de la norma SDPWS y las rigideces experimentales alcanzan el mismo nivel a una deformación cercana al 0,5% de la altura del muro. Este nivel de deformación es superior al límite establecido por la NCh433 (0,2%), por lo que realizar un diseño utilizando el valor de rigidez propuesto también corresponde a un diseño conservador, debido a que la rigidez teórica propuesta es menor a la experimental a lo largo del rango de deformaciones de diseño. Sin embargo, se puede apreciar que para el tramo en el que la rigidez teórica propuesta es mayor a la experimental, es decir, por sobre el 0,5% de drift, la magnitud de ambas rigideces difiere de manera considerable. Por lo que, a diferencia de los resultados para los muros de 1200 [mm], para un diseño que incurra en deformaciones fuera de los rangos propuestos por las normativas de diseño, no es recomendable utilizar el valor de la rigidez propuesto.

3.4 MODELO DE UN MURO DE MATERIAL ISOTRÓPICO QUE CARACTERICE LAS RIGIDECES DE UN MURO MARCO PLATAFORMA:

El propósito de este estudio es modelar un elemento área de manera que represente los esfuerzos y deformaciones de un muro marco plataforma en un programa de elementos finitos. Para poder lograrlo es necesario conocer el comportamiento estructural de un muro

compuesto por el sistema marco plataforma y el de un muro compuesto por un material isotrópico. En esta sección se analizará el comportamiento de un muro compuesto por un material isotrópico y se propondrá una metodología para modificar sus parámetros físicos de manera que describa los desplazamientos y esfuerzos de un muro marco plataforma.

Para poder caracterizar un elemento área, de manera que represente a un muro compuesto de un material isotrópico, se procederá a describir los componentes estructurales para la resistencia lateral y axial. Estas expresiones teóricas permitirán calcular las rigideces equivalentes, tanto del sistema marco plataforma como del material isotrópico, para así establecer algebraicamente las igualdades que caracterizan el elemento área a ingresar en el programa de elementos finitos.

3.4.1 RIGIDEZ LATERAL

De manera similar al muro de marco plataforma, la rigidez lateral de un muro compuesto por un material isotrópico estará caracterizada por diferentes efectos actuando simultáneamente. En el caso de un muro de material isotrópico solo serán dos los efectos: Flexión (K'_F) y Corte (K'_Q), como se ve en la Figura 3-34.

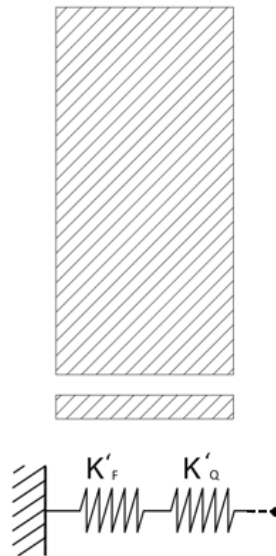


Figura 3-34, Esquema de las diferentes rigideces en serie que conforman la resistencia lateral de un muro isotrópico. Flexión (K'_F) y Corte (K'_Q)

Debido a que el objetivo es determinar las propiedades de este material isotrópico teórico en base a las propiedades de un muro de marco plataforma, se escribirán todos los términos que hagan referencia a las propiedades de dicho material con un apostrofe para diferenciarlos de los detallados anteriormente para los muros de compuestos por marco plataforma. Por ejemplo, el módulo de elasticidad del material isotrópico será denotado como E' , los únicos parámetros en el desarrollo de las expresiones teóricas del muro de

material isotrópico que no llevan apostrofe corresponden a los que tiene en común con el muro marco plataforma, es decir, la altura (h) y el largo (L).

Los términos que permiten definir las rigideces un muro de material isotrópico se encuentran detallados en diferentes textos, variando principalmente por sistema constructivo. Para el desarrollo de este modelo se utiliza la teoría de Viga Profunda, como propone Neuenhofer[17] en su estudio de rigidez lateral para muros con aperturas compuestos por un material isotrópico, en este modelo se describen las siguientes rigideces actuando en serie:

RIGIDEZ A LA FLEXIÓN

En el modelo de la viga profunda, el primer efecto a considerar para el cálculo de la rigidez lateral del elemento a analizar corresponde al efecto de la flexión. Su acción, al igual que para el muro de marco plataforma, queda representada por la Figura 3-3.

Debido a que se utiliza la teórica de la viga profunda, la rigidez asociada a este efecto corresponde a la rigidez lateral de una viga empotrada (o en voladizo). La rigidez asociada a este efecto queda definida por la ecuación (16), donde las propiedades físicas y geométricas del material isotrópico son denotadas con el apostrofe mencionado.

$$K'_F = \frac{3E'I'}{h^3} \quad (16)$$

Donde:

E': Modulo de elasticidad del material isotrópico

I': Inercia de la sección propuesta

h: Altura del muro

K'F: Rigidez asociada al efecto de la flexión

RIGIDEZ AL CORTE

Continuando con las rigideces expuestas en el modelo de viga profunda, el segundo efecto a considerar para la rigidez lateral corresponde al efecto del corte. En la Figura 3-5 se puede ver la deformación asociada a este efecto. Esta se encuentra descrita algebraicamente en la ecuación (17). El coeficiente "1,2" que se encuentra en el denominador corresponde al factor de forma asociado a un perfil rectangular, que es el perfil propuesto para modelar la sección. Nuevamente, se puede apreciar que los parámetros físicos y geométricos del material isotrópico se encuentran denotados con un apostrofe.

$$K'_Q = \frac{G' A'}{1.2h} \quad (17)$$

Donde:

G': Modulo de corte del material isotrópico

A: Área de la sección propuesta

h: Altura del muro

K'Q: Rigidez asociada al efecto del corte

RIGIDEZ LATERAL EQUIVALENTE:

Debido a las rigideces descritas se encuentran en serie, la rigidez equivalente será una suma armónica de dichas rigideces. Al desarrollar dicho término se obtiene que la rigidez lateral, representada en la ecuación (18).

$$K'_{eq} = \left(\frac{3E' I'}{h^3} + \frac{G' A'}{1.2h} \right)^{-1} \quad (18)$$

Este término corresponde a la rigidez lateral de un muro compuesto por un material isotrópico y es utilizando comúnmente para el análisis estructural de muros de hormigón.

3.4.2 RIGIDEZ AXIAL

Para modelar la rigidez axial de un muro compuesto por un material isotrópico, se utilizara el mismo enfoque utilizado para determinar la rigidez lateral, se utilizara la teoría de la viga profunda.

De acuerdo a esta teoría, la rigidez axial dependerá del área transversal (A), del módulo de elasticidad (E') y de la altura del muro (h). La rigidez axial de un muro compuesto por un material isotrópico queda descrita por la ecuación (19).

$$K^{Iso}_{axial} = \frac{E' * A'}{L} \quad (19)$$

Donde:

E': Modulo de Elasticidad del material isotrópico

A': Área de la Sección Propuesta

L: Largo del Muro

De manera similar a la rigidez axial, esta expresión es comúnmente utilizada para modelar elementos de hormigón armado u otros materiales que tengan una composición relativamente homogénea.

3.4.3 OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS MODIFICADOS PARA LA CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL ISOTRÓPICO

Para poder definir el material isotrópico que caracterice al elemento área con las propiedades de un muro de marco plataforma es necesario despejar dos incógnitas: Su módulo de Elasticidad (E') y su módulo de Corte (G'), como se ilustra en la Figura 3-35, en las ecuaciones (10) y (11) se puede apreciar que estas son las únicas incógnitas para poder determinar las rigideces axial y rigidez lateral del muro compuesto por el material isotrópico propuesto.

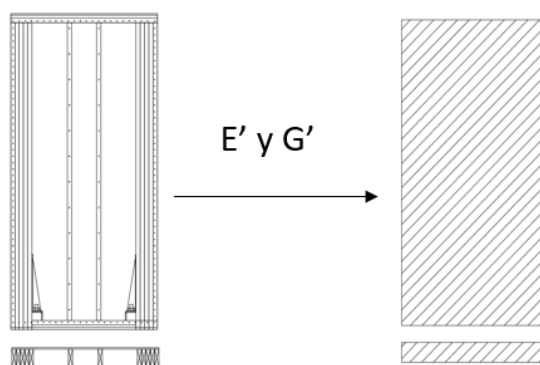


Figura 3-35, Para poder modelar un muro marco plataforma mediante un elemento isotrópico es necesario determinar los parámetros físicos modificados E' y G'

Para poder despejar estas dos variables son necesarias dos compatibilidades. Estas corresponden a la compatibilidad de Rigidez Axial y a la compatibilidad de Rigidez Lateral, de las cuales se despejarán los valores E' y G' respectivamente. Definiendo de esta manera un material que incurrirá en deformaciones representativas del sistema en estudio.

3.4.3.1 COMPATIBILIDAD DE RIGIDEZ AXIAL:

Mediante una compatibilización de rigideces axiales entre el muro de marco plataforma y el muro compuesto por el material isotrópico es posible despejar la primera incógnita E' . Es necesario partir por el despeje a través de la compatibilidad axial para así despejar E' , esto se debe a que la rigidez axial depende exclusivamente de esta variable, por lo que despejar su valor es sencillo, mientras que la compatibilidad de rigidez lateral depende de ambos valores (E' y G'). El valor teórico de E' se puede apreciar en la ecuación (21).

$$K_{axial}^{MP} = K_{axial}^{Iso} \quad (20)$$

$$E' = \frac{A_{PD}}{A'} * E \quad (21)$$

Los valores de APD (Área de Pies Derechos) y de E (Modulo de Elasticidad de los Pies Derechos) son valores conocidos del diseño. Para poder obtener el valor del Área del muro isotrópico (A') basta con definir las dimensiones del muro a modelar: Largo (L) y Espesor (e). Al dejar estos valores establecidos es posible obtener el módulo de elasticidad que caracterice la deformación axial al muro de material isotrópico. Ya establecido el valor de E' es posible despejar el valor de G' a partir de la compatibilidad de rigidez lateral.

3.4.3.2 COMPATIBILIDAD DE RIGIDEZ LATERAL:

Una vez establecidas las rigideces laterales para ambos sistemas: marco plataforma e isotrópico, y despejado el módulo de elasticidad característico para el muro isotrópico, es posible despejar su módulo de corte (G') mediante la compatibilidad de rigideces laterales señaladas en las ecuaciones (22), (23) y (24).

$$K_{lat}^{MP} = K_{lat}^{Iso} \quad (22)$$

$$\frac{1}{K_F} + \frac{1}{K_Q} + \frac{1}{K_{CR}} = \frac{1}{K'_F} + \frac{1}{K'_Q} \quad (23)$$

$$\frac{8h^3}{EA_{PD}L^2} + \frac{h}{n * 1000G_aL} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'} = \frac{h^3}{3E'I'} + \frac{1.2h}{G'A'} \quad (24)$$

Al establecer esta igualdad, y considerar que la sección propuesta para el muro isotrópico posee dimensiones L y e, el módulo de Corte queda definido por la ecuación (25).

$$G' = \frac{1.2h}{Le} * \left(\frac{8h^3}{EA_{PD}L^2} + \frac{h}{n * 1000G_aL} + \frac{h^2}{K_{HD}LL'} - \frac{4h^3}{E'L^3e} \right)^{-1} \quad (25)$$

Al utilizar este módulo de corte para un muro isotrópico de dimensiones "L" y "e" es posible modelar las deformaciones laterales que poseería el muro de marco plataforma que está caracterizando.

3.4.3.3 RIGIDEZ LATERAL EQUIVALENTE DE UN ELEMENTO ÁREA:

Una vez definidos los parámetros modificados E' y G' es posible establecer de manera teórica la rigidez lateral (K'_{eq}) que poseerá el elemento área que se desea modelar. Como se estableció a comienzos de este capítulo, la deformación del elemento, y por tanto la rigidez, están basados en la ecuación simplificada propuesta por la SDPWS, donde se modelaron como una interacción en serie las contribuciones a la rigidez de los efectos de: Flexión (K'_F) y Corte (K'_Q) Por lo que su efecto conjunto queda definido por la ecuación (22).

$$\frac{1}{K'_{eq}} = \frac{1}{K'_F} + \frac{1}{K'_Q} \quad (26)$$

Cada efecto y la magnitud de su respectiva rigidez han sido descritos en las secciones anteriores. Tomando esto en cuenta, se deriva la ecuación (27) que entrega el valor teórico de la rigidez equivalente para el elemento área con sus parámetros modificados E' y G' .

$$K'_{eq} = \left(\frac{3E'I'}{h^3} + \frac{G'A'}{1.2h} \right)^{-1} \quad (27)$$

3.4.4 DESPLAZAMIENTOS EXPERIMENTADOS POR EL MATERIAL ISOTRÓPICO VERSUS LOS DESPLAZAMIENTOS EXPERIMENTADOS POR EL MURO MARCO PLATAFORMA.

Debido a que el modelo desarrollado para un material isotrópico solo toma en cuenta el efecto de la flexión y del corte, el muro no sufrirá un levantamiento. A diferencia de un muro marco plataforma, como fue descrito en la sección 3.2. En la Figura 3-36(a) se puede apreciar el desplazamiento en el que incurriría un muro marco plataforma y en Figura 3-36(b) se puede apreciar el de un muro compuesto por el material isotrópico propuesto.

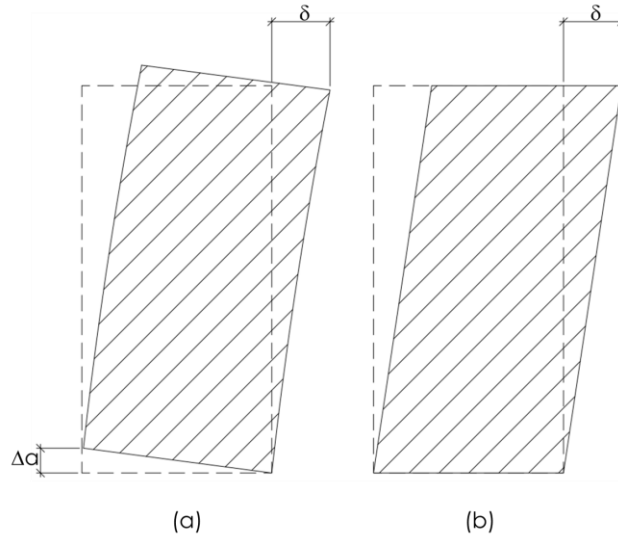


Figura 3-36, (a) Desplazamiento ante una carga lateral considerando volcamiento. (b) Desplazamiento ante una carga lateral sin considerar volcamiento

Pese a que el levantamiento asociado al anclaje es uno de los comportamientos relevantes en la caracterización de un muro marco plataforma, en la metodología propuesta por la SDPWS[4] y la CSA[5] solo se incluye el aporte que este efecto tiene en el desplazamiento lateral. En la Figura 3-36 se ejemplifica dicha situación, donde el muro (b), a pesar de no experimentar un levantamiento vertical, posee el mismo desplazamiento lateral δ que el muro (a).

3.5 MODELO DE UN MURO MARCO PLATAFORMA MEDIANTE UN ELEMENTO ÁREA COMPUESTO POR UN MATERIAL ISOTRÓPICO EN UN PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

En las secciones anteriores se ha presentado el desarrollo y los supuestos necesarios para determinar las propiedades físicas modificadas, de un elemento compuesto por un material isotrópico, para poder caracterizar las deformaciones de un muro marco plataforma. Tomando este desarrollo, en este apartado se presenta la aplicación de dichos parámetros para la confección de un modelo mediante un programa de elementos finitos para caracterizar un muro marco plataforma mediante un elemento área.

Para ingresar dicho muro en un programa de elementos finitos es necesario definir una metodología para definir el material isotrópico en la base de datos del programa a utilizar, y cómo se comporta dicho muro a las diferentes opciones de mallado que los programas de elementos finitos presentan.

3.5.1 METODOLOGÍA

En la metodología propuesta es necesario definir un espesor de muro antes de realizar los análisis, esto se debe a que la obtención del módulo de elasticidad (E') y el módulo de corte (G') característicos requieren conocer el espesor del muro, como se señala en las ecuaciones (17) y (21). Para la simplicidad del análisis se recomienda utilizar el mismo espesor para todos los muros. Si bien, el espesor elegido no afectará el análisis, modificar el espesor para los diferentes muros puede implicar complicaciones innecesarias.

Una vez definido el espesor de los muros, es posible despejar los valores de E' y G' permitiendo así definir el material a modelar. Durante este proceso es recomendable definir la densidad del muro para poder caracterizar las solicitaciones asociadas al peso propio. Para definir la densidad del muro basta calcular el peso real del muro y dividirlo por el volumen que tendrá el elemento área a utilizar. Es decir, el volumen corresponderá al producto del Largo y Alto del muro por el Espesor propuesto.

Al obtener estos valores se debe definir un material con estas propiedades y posteriormente se debe definir la sección del muro a modelar, es en este punto donde se debe ingresar el espesor definido en el programa de elementos finitos. Este material y sección corresponden exclusivamente al muro analizado, es decir, si la estructura a modelar posee "n" muros, se deben ingresar "n" materiales y "n" muros.

Una vez definido el material y la sección de los muros, se debe asignar el material definido a la sección propuesta para que esta quede caracterizada. Ya definidos ambos puntos es posible utilizar las herramientas del programa de elementos finitos para la modelación.

3.5.2 CONFECCIÓN DE UN MURO MARCO PLATAFORMA EN UN PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

A continuación, a partir de un muro propuesto, se detalla paso a paso como se debe ingresar el muro a un programa de elementos finitos según la metodología propuesta.

MURO A MODELAR:

Para los siguientes análisis se utiliza la misma configuración de muro utilizada para realizar el análisis de sensibilidad de la rigidez propuesta ante los diferentes parámetros. Esta configuración esta detallada en la Tabla 3-4.

Tabla 3-4, Configuración del muro que es modelado mediante elementos área.

Material			
Módulo de Elasticidad Madera	100000	kgf/cm²	
Dimensiones			
Altura	244	cm	
Largo	120	cm	
Espesor propuesto	14	cm	
Escuadría			
Pies Derechos de Borde	Altura	138	mm
	Ancho	35	mm
	#	5	
Pies derechos Intermedios	Altura	138	mm
	Ancho	35	mm
	#	1	
Arriostramiento			
Tipo de Clavo	8d		
Espaciamiento en patrón de clavado perimetral	5	cm	
OSB	Espesor	11,1	mm
	#	2	
Anclaje			
Rigidez	7920,5	kgf/cm	

Con los valores señalados en la Tabla 3-4, es posible despejar la rigidez teórica propuesta utilizando la ecuación (10). La que corresponde a una rigidez de 1.06 [kN/mm].

OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS FÍSICOS CARACTERÍSTICOS:

De acuerdo a la configuración de muro propuesta es posible calcular la densidad del muro cubicando sus partes, calculando su peso y dividiendo este por el volumen que utiliza el elemento área. Estos valores se señalan en la Tabla 3-5.

Tabla 3-5, Densidad del elemento área a modelar

Peso muro	143	kg
Volumen	0,41	m ³
Densidad	348,8	kg/m ³

Para la obtención de los parámetros físicos modificados E' y G' se deben utilizar las ecuaciones (17) y (21). De acuerdo a los valores de la configuración propuesta, los parámetros modificados y los valores necesarios para su cálculo son señalados en la Tabla 3-6 .

Tabla 3-6, Modulo de Elasticidad (E') y Modulo de Corte (G') modificados del elemento área a modelar

A'	1680	cm ²
I'	2016000	cm ⁴
E'	34500	kg/cm ²
G'	189,9	kg/cm ²

Estos parámetros son los necesarios para modelar el muro en un programa de elementos finitos de manera de caracterizar las deformaciones que este tendrá.

DEFINICIÓN DEL MATERIAL CARACTERÍSTICO:

De acuerdo a la metodología propuesta, se debe definir un material para cada muro definido. El análisis que se muestra en esta investigación fue realizado con el programa ETABS 2015®. Aquí se señalan los pasos necesarios para definir el material propuesto.

En el programa utilizado, al momento de definir la simetría direccional del material, se debió seleccionar un material ortotrópico. Esto se debe a que el módulo de Poisson, obtenido a partir del módulo de elasticidad modificado (E') y el módulo de corte modificado (G'), tiene un valor mayor al valor 0.5 admitido. Debido a esto el material debe ser modelado como

un material ortotrópico y asignarle la misma magnitud de Módulo de Elasticidad y de Corte en todas las direcciones.

En la Figura 3-37 se muestra la ventana de dialogo donde se debe señalar que el material a ingresar es un material ortotrópico y donde se debe ingresar la densidad calculada, la que corresponde a 348,8 [kg/m³]

The image shows a software dialog box for defining material properties. It is organized into several sections:

- General Data:**
 - Material Name: Muro 120
 - Material Type: Other
 - Directional Symmetry Type: Orthotropic
 - Material Display Color: A brown square with a 'Change...' button.
 - Material Notes: A 'Modify/Show Notes...' button.
- Material Weight and Mass:**
 - Radio buttons for 'Specify Weight Density' and 'Specify Mass Density' (the latter is selected).
 - Weight per Unit Volume: 3420,56 kgf/m³
 - Mass per Unit Volume: 348,8 kgf-s²/m⁴
- Mechanical Property Data:** A 'Modify/Show Mechanical Property Data...' button.
- Design Property Data:** A 'Modify/Show Material Property Design Data...' button.
- Advanced Material Property Data:** Three buttons: 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'.

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 3-37, Definición del material a utilizar para modelar el elemento área

De manera similar, en la Figura 3-38 se muestra la ventana de dialogo donde se ingresan las propiedades mecánicas del material. Aquí se puede ver como los módulos modificados de Elasticidad (E') y de Corte (G') deben ser ingresados con la misma magnitud en todas las direcciones disponibles para definir un material isotrópico.

Material Name and Type	
Material Name	Muro 120
Material Type	Other, Orthotropic

Modulus of Elasticity	
E1	34500 kgf/cm ²
E2	34500 kgf/cm ²
E3	34500 kgf/cm ²

Shear Modulus	
G12	189,9 kgf/cm ²
G13	189,9 kgf/cm ²
G23	189,9 kgf/cm ²

Coefficient of Thermal Expansion	
A1	0,0000055 1/F
A1	0,0000055 1/F
A1	0,0000055 1/F

Poisson's Ratio	
U12	0,2
U13	0,2
U23	0,2

Figura 3-38, Definición de los parámetros físicos modificados del elemento área a modelar mediante un elemento ortotrópico

En la Figura 3-38 se aprecia que también se pueden ingresar valores asociados al coeficiente de expansión térmica y al coeficiente de Poisson. El modelo propuesto no pretende caracterizar las deformaciones asociadas a la diferencia de temperatura, por lo que el coeficiente de expansión no tendrá influencia en el elemento área a modelar. Por otra parte, el coeficiente de Poisson, que establece la relación entre el módulo de elasticidad y de corte, no tendrá influencia sobre el material definido al explicitar el valor de E y de G.

Se debe recordar que a diferencia de un diseño común en hormigón armado, donde se define un tipo de hormigón, el modelo propuesto requiere que se defina un material por cada muro, debido a que los módulos de elasticidad y de corte propuestos dependen del largo y de las demás características del muro, por lo que si existen muros que tengan diferentes largo u otras de las características descritas para obtener las rigideces equivalentes, se deberá definir un material y sección para cada uno de estos muros.

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN A UTILIZAR

Una vez definido el material, se debe proceder a definir la sección a utilizar. Es aquí donde el espesor definido al momento de calcular los parámetros modificados debe ser ingresado al programa de elementos finitos. ETABS 2015 ® define secciones bajo el nombre “muros⁶”, estas secciones corresponden a elementos área. En esta investigación se definieron los muros modelados a través de una sección “muro”, sin embargo, existe una gama de programas de elementos finitos donde la sección a utilizar corresponde directamente a un elemento área, para efectos prácticos todos los pasos que se describirán a continuación corresponden a la misma metodología para elementos área o elementos muro.

En la Figura 3-39 se muestra la ventana de dialogo donde se debe definir la sección muro a utilizar, en la cual se deben ingresar el espesor⁷ y el material⁸ a utilizar, en este caso 14 [cm] y “Muro 120” respectivamente:

The image shows a software dialog box titled "General Data" and "Property Data". The "General Data" section contains the following fields: "Property Name" (M120), "Property Type" (Specified), "Wall Material" (Muro 120), "Modeling Type" (Shell-Thick), "Modifiers (Currently Default)" (Modify/Show...), "Display Color" (orange square), and "Property Notes" (Modify/Show...). The "Property Data" section contains the field "Thickness" (14 cm). At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 3-39, Definición de la sección a utilizar para modelar el elemento área

En la Figura 3-39 se puede apreciar que el material de la sección definida corresponde al material descrito en la sección anterior (Muro 120) y el espesor corresponden a los 14 cm definidos al momento de describir la configuración del muro. Dentro de el mismo dialogo

⁶ El nombre en el programa se encuentra definido en inglés, el cual corresponde a “Wall Section”

⁷ En la ventana el espesor se define como “Thickness”

⁸ En la ventana el espesor se define como “Wall Material”

se define el tipo de modelo (*Modeling Type*), donde se debe señalar que corresponde a "Shell-Thick", esto de acuerdo a lo señalado en la documentación de ETABS 2015[18] permite que tome en cuenta las deformaciones asociadas a corte.

CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

Una vez definidos el material y la sección a utilizar se debe ingresar el muro al programa con las mismas dimensiones definidas para calcular los parámetros físicos. Es decir, en este caso el muro debe tener una altura de 244 [cm] y un largo de 120 [cm]. Esto se puede definir a través de la malla a utilizar o según la herramienta que ofrezca el programa utilizado. Para este caso se definió la malla de acuerdo a estas dimensiones.

Una vez determinadas las dimensiones se procedió a utilizar la herramienta de dibujo del programa para ingresar el muro al modelo. En la Figura 3-40 se puede ver el muro analizado ingresado al modelo, este elemento posee la sección y materiales definidos.

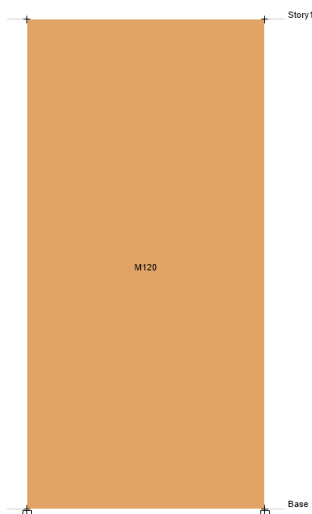


Figura 3-40, Elemento área que caracteriza el muro marco plataforma Analizado

Se puede apreciar que el muro es modelado con un apoyo empotrado en los nodos que posee en la base.

3.5.3 RESPUESTA DEL ELEMENTO ÁREA:

Para analizar la respuesta del elemento área ingresado al programa se ingresaron solicitaciones axiales y laterales para comprobar que las deformaciones obtenidas se correlacionan con las rigideces teóricas propuestas. Para demostrar esto se utiliza la definición de rigidez, la cual corresponde a: "la fuerza necesaria para realizar un desplazamiento unitario", es decir, al aplicar una fuerza de igual magnitud que la rigidez, el modelo debiese tener un desplazamiento unitario en la dirección de análisis.

Las rigideces lateral y axial teóricas del muro propuesto, obtenidas a partir de las ecuaciones (14) y (15), se presentan en la Tabla 3-7, a partir de estos valores se despejan las fuerzas que debiesen producir un desplazamiento unitario en el modelo del elemento área:

Tabla 3-7, Rigideces teóricas del muro marco plataforma analizado

Rigidez Lateral	1,06	kN/mm
Rigidez Axial	237,54	kN/mm

A continuación se presentan las verificaciones de las deformaciones axial y lateral por separado.

VERIFICACIÓN DE LA DEFORMACIÓN AXIAL

Debido a que el muro es modelado mediante un elemento área, la carga de los 237,54 [kN] será aplicada como una carga distribuida a lo largo de la parte superior del muro. Para aplicar esta fuerza como una carga distribuida en los 120 [cm] del muro se deben dividir los 237,54 [kN] en este largo, resultando en una carga distribuida de 0,194 [kN/mm]. Como se ilustra en la Figura 3-41.

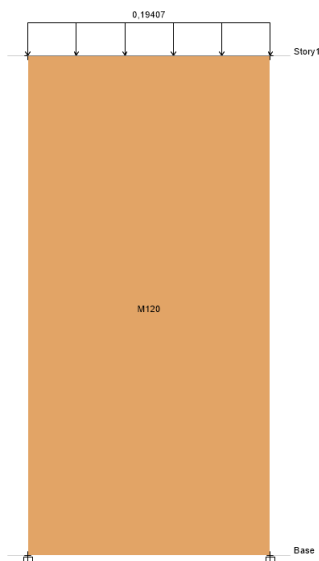


Figura 3-41, Carga axial distribuida que debiese generar un desplazamiento unitario a compresión

Ante esta solicitación el muro posee una deformación de 1,002 [mm] como se muestra en la Figura 3-42.

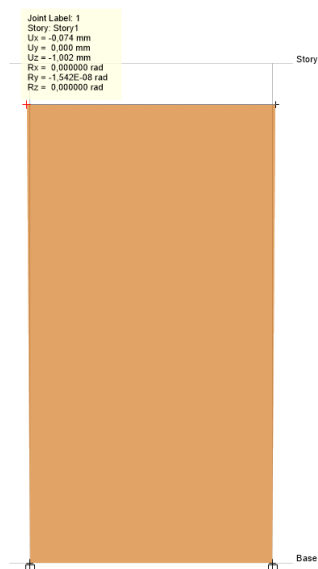


Figura 3-42, Desplazamientos observados ante la carga distribuida en dirección vertical

Como se puede apreciar, el modelo es capaz de caracterizar la deformación axial del muro marco plataforma, teniendo un error menor al 1%, siendo la deformación obtenida 1.002 [mm] en comparación a la deformación esperada de 1 [mm].

VERIFICACIÓN DE LA DEFORMACIÓN LATERAL:

Para verificar que la deformación lateral del elemento área propuesto corresponde a la teórica, se aplica un carga lateral en el extremo superior del muro de una magnitud de 1,06 [kN], la cual debiese generar un desplazamiento lateral de 1 [mm]. En la Figura 3-43 se puede apreciar cómo es solicitado el muro con dicha carga en su extremo superior:

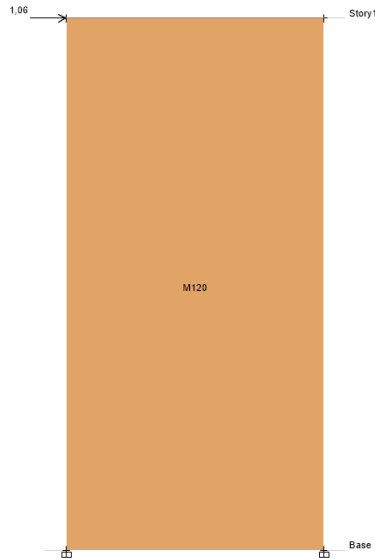


Figura 3-43, Elemento área sometido ante una carga horizontal en su extremo superior que debiese generar un desplazamiento unitario en la dirección horizontal

En la Figura 3-44 se puede apreciar que ante la sollicitación lateral señalada, el muro presenta un desplazamiento horizontal de una magnitud de 0.82 [mm]:

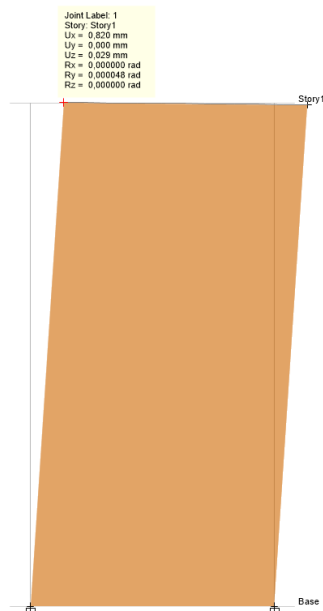


Figura 3-44, Desplazamientos observados ante la carga lateral posicionada en el extremo superior del muro

Esta deformación es cercana a la esperada de 1 [mm] presentando un error porcentual menor al 20%. Este error es considerablemente mayor que el error asociado a la

deformación axial, sin embargo, esto se debe a que los resultados mostrados en esta verificación consideran un solo elemento finito, para obtener un mejor resultado se debe separar este elemento en partes más pequeñas, como se explica en la siguiente sección.

SENSIBILIDAD DEL MODELO AL MALLADO

Como se puede apreciar en la verificación del desplazamiento lateral, los resultados entregan un error cercano al 20%, esto se debe a que el elemento finito que define el elemento área posee una dimensión más grande que la utilizada normalmente para modelar muros. En esta sección se analizará como el comportamiento del modelo mejora considerablemente ante un mallado más fino del elemento área.

Para analizar el comportamiento de la rigidez esperada se tomó el muro analizado y se le realizaron diferentes separaciones. Cada uno de estos casos fue sometido a las mismas fuerzas descritas en la sección anterior, es decir, una carga lateral de 1,06 [kN] y una carga axial distribuida de 0,194 [kN/mm] y se registraron sus respectivas deformaciones.

En la Figura 3-45 se presenta uno de los casos analizados, donde el muro es separado en dos elementos verticales y dos elementos horizontales, conformando así un elemento con 4 divisiones. En la Figura 3-45 se muestra la separación con su carga lateral y se presenta la deformación debido a esta carga.

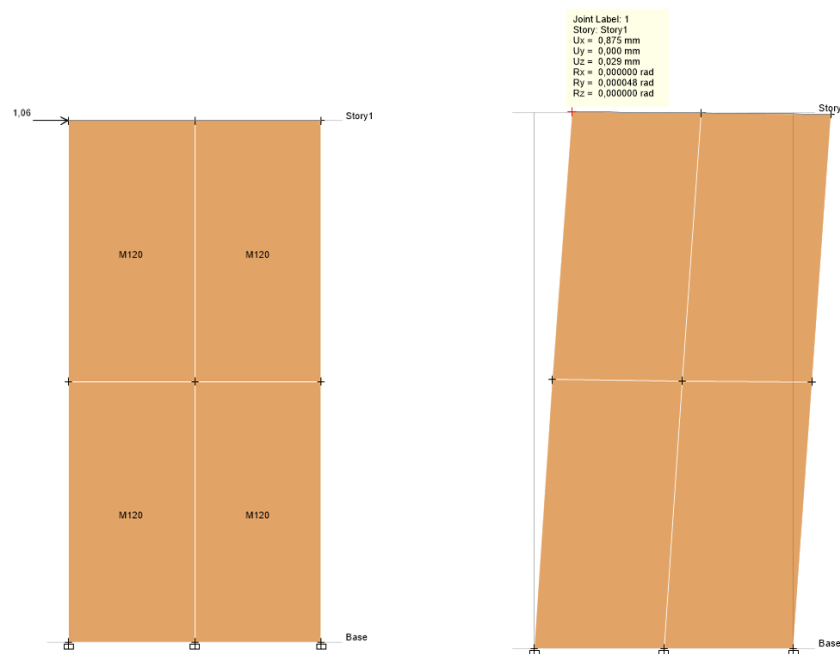


Figura 3-45, Elemento área dividido en cuatro partes soportando la misma carga lateral que el muro sin división y entregando un desplazamiento más cercano al unitario esperado

Se puede apreciar que la deformación lateral aumento de 0,82 [mm] a 0.875 [mm], acercándose a su deformación teórica.

En la Tabla 3-8 se aprecian las deformaciones laterales y axiales de los diferentes casos analizados junto a sus errores porcentuales para distintas divisiones del mismo muro.

Tabla 3-8, Análisis de los errores porcentuales observados en los diferentes modelos realizados de acuerdo con la cantidad de separaciones realizadas al elemento área

Cortes Verticales	Cortes Horizontales	Divisiones	Desplazamiento Lateral		Desplazamiento Axial	
			δ [mm]	Error %	δ [mm]	Error %
1	1	1	0,82	18%	1,002	0%
2	2	4	0,875	13%	1,006	1%
2	4	8	0,9	10%	1,009	1%
8	4	32	0,949	5%	1,011	1%
16	8	128	0,997	0%	1,011	1%

Para apreciar mejor el comportamiento del modelo ante las divisiones realizadas en el programa de elementos finitos, se presenta la Figura 3-46, donde se encuentran los errores porcentuales de ambos desplazamientos (lateral y axial) versus el número de divisiones realizadas sobre el muro analizado.

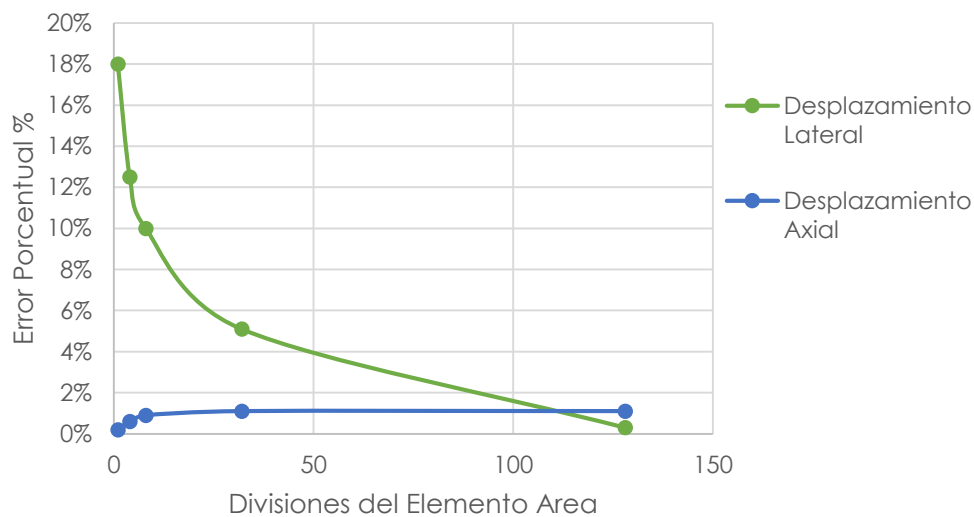


Figura 3-46, Grafico del Error Porcentual de la rigideces laterales y verticales que posee el elemento área modelado

En la Figura 3-46 se puede apreciar que el desplazamiento lateral es mejor representado mientras más divisiones posea el muro, mientras que el desplazamiento axial es mejor representado sin divisiones, pero estabilizando su error porcentual con un valor menor al 1%.

En este capítulo se han presentado las consideraciones necesarias para elaborar una expresión que caracteriza una rigidez de diseño para los muros marco plataforma y se validó dicha expresión mediante una serie de ensayos. Lo que se puede apreciar en la Tabla 3-2, donde se señalan las rigideces teóricas calculadas, y entre la Figura 3-27 y la Figura 3-33, donde se señalan las curvas de la rigidez en función de su desplazamiento. Posterior a esto se desarrolló una metodología para caracterizar dicha rigidez en un muro isotrópico y posteriormente este fue modelado en un programa de elementos finitos. A partir de lo anterior es posible establecer las siguientes conclusiones:

- Es posible determinar de manera teórica la rigidez de un muro marco plataforma mediante la expresión teórica propuesta⁹. Esto se puede apreciar entre las Figura 3-27 y la Figura 3-33, donde al graficar la rigidez observada en el muro a lo largo de su desplazamiento, la rigidez propuesta (KSDPWS) posee un valor conservador para el rango de diseño, y un valor característico para grandes desplazamientos.
- La rigidez teórica propuesta (KSDPWS) sobredimensiona el aporte de las placas estructurales de OSB, entregando una rigidez que se encuentra sobredimensionada para grandes desplazamientos. Sin embargo, la rigidez es bien caracterizada en el rango de desplazamientos de diseño
- Es posible caracterizar un muro marco plataforma mediante un muro compuesto por un elemento isotrópico modificando sus parámetros físicos mediante la equivalencia de rigideces propuesta.
- Es posible modelar un muro marco plataforma mediante un elemento área para poder determinar sus desplazamientos de diseño. En base al análisis de sensibilidad presentado para la confección del modelo en un programa de elementos finitos, el factor que presenta mayor incidencia para la determinación de las deformaciones es el mallado que posea el elemento finito. Sin embargo, al realizar un mallado cercano a las 8 divisiones el error porcentual obtenido es lo suficientemente pequeño para utilizar el valor de las deformaciones para la verificación de diseño.

⁹ Detallada en la ecuación (10)

4. ANÁLISIS DE UN EDIFICIO MEDIANTE UN MODELO ÁREA EN UN PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

En este capítulo se analizará una estructura simple de 6 pisos propuesta por Chen et al.[12], donde se estudia su comportamiento ante un análisis sísmico estático.. Los supuestos de diseño están basados en la normativa canadienses y se presentan dos métodos distintos para obtener los desplazamientos del edificio: De acuerdo al método analítico propuesto en la "*Engineering design in Wood, Canadian Standards Association (CSA)*"[5] y al método propuesto por la "*APEGBC Technical and Practice Bulletin*" [19]

En este capítulo, la estructura de 6 pisos analizada en el artículo de Chen será modelada mediante elementos área de acuerdo a lo desarrollado en el capítulo anterior. Este modelo es elaborado en base a la configuración de muros propuesta por Chen et al. y con las solicitaciones obtenidas a partir del sismo de diseño canadiense. Al desarrollar el modelo y obtener sus desplazamientos se realiza un análisis comparativo con los resultados obtenidos de acuerdo a lo propuesto por la CSA y la APEGBC, determinando así la validez del modelo propuesto ante un sistema estructural.

4.1 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA OBTENER LOS DESPLAZAMIENTOS.

A continuación se procederá a describir la metodología utilizada por Chen et al. [12], la cual se utiliza como referente para la comparación de resultados obtenidos por el modelo área propuesto en esta investigación.

Los desplazamientos del edificio de 6 pisos compuesto por el sistema marco plataforma fueron analizados por dos métodos analíticos, el propuesto por el CSA y el propuesto por el APEGBC. A continuación se procederá a explicar las diferentes consideraciones de cada método.

4.1.1 MÉTODO PROPUESTO POR CSA: ENGINEERING DESIGN IN WOOD, CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION.

De manera similar a la norma SDPWS[4], el código canadiense CSA[5] propone una ecuación simplificada para calcular la deformación de un muro aislado, descrita en la ecuación (28).

$$\Delta_{SW} = \frac{2vH_s^3}{3EAL_s} + \frac{vH_s}{B_v} + 0.0025H_s e_n + \frac{H_s}{L_s} d_a \quad (28)$$

Donde:

v: Corte en el largo del muro

Hs: Altura del muro

E: Modulo de elasticidad de los pies derechos

A: Área neta de los pies derechos de borde

Ls: Largo del muro

Bv: Espesor del panel de OSB

en: Deformación del clavo para una carga específica

da: Levantamiento del anclaje

Como se puede apreciar, la fórmula utilizada por el código canadiense tiene una estructura similar a la fórmula utilizada por el código estadounidense, donde cada término está asociado a un tipo de deformación. Sin embargo, la diferencia entre ambas fórmulas corresponde a que el código estadounidense unifica los términos asociados a la deformación por corte y por deslizamiento del clavo estableciendo un módulo de corte aparente (G_a), mientras que el código canadiense establece dos términos separados.

La metodología propuesta para analizar los desplazamientos observados en un edificio es utilizar esta fórmula en cada muro con las fuerzas acumuladas por piso. Es decir, determinar la cantidad de corte y momento acumulado por cada piso y calcular los desplazamientos de acuerdo a la ecuación (28), la distribución de corte y momento se ilustra en la Figura 4-1. A partir de este esquema se puede ver que para diseñar un muro del primer piso es necesario utilizar el corte “V0” y el momento “M0” señalados en la figura.

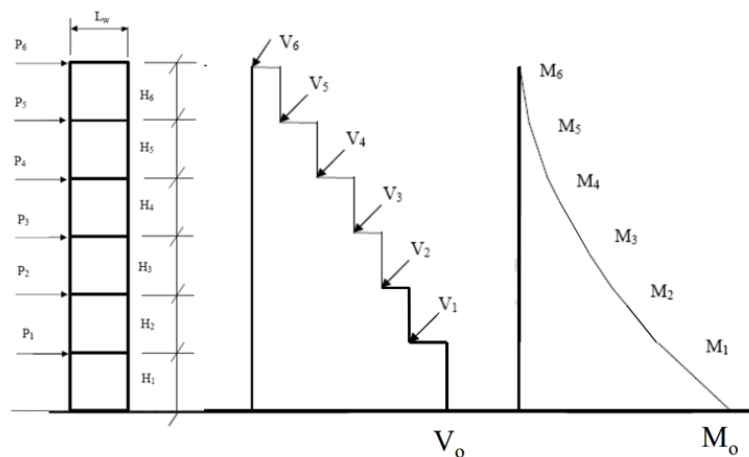


Figura 4-1, Distribución típica de los esfuerzos internos de corte y momento en un edificio. Fuente: Leung et al. [11]

Al hacer esto, los desplazamientos de diseño propuesto por la CSA poseen la forma señalada en la Figura 4-2.

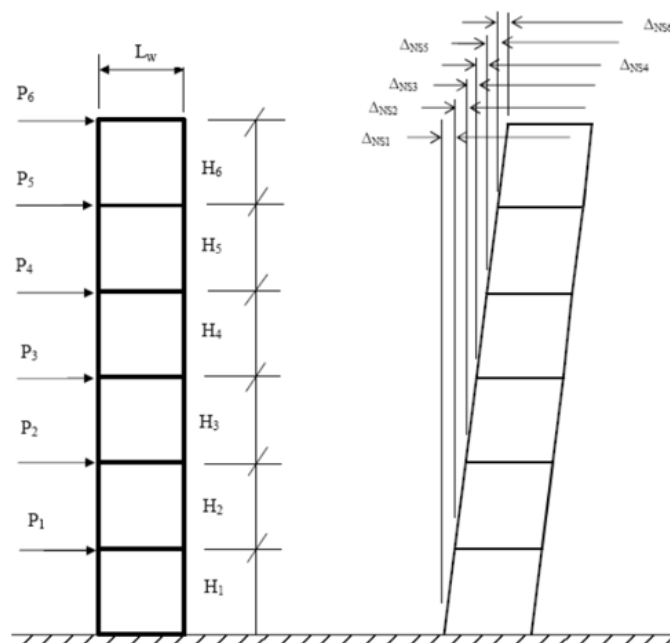


Figura 4-2, Desplazamientos obtenidos al utilizar la metodología propuesta por la CSA y la SDPWS. Leung et al. [11]

Aquí se puede ver cómo, en la metodología propuesta, los desplazamientos laterales asociados al volcamiento no implican un levantamiento en los muros, como se señala en la Figura 3-36. Este detalle es la principal diferencia que existe con el método propuesto por la APEGBC, descrito a continuación.

4.1.2 MÉTODO PROPUESTO POR APEGBC TECHNICAL AND PRACTICE BULLETIN [19]

La APEGBC propone utilizar la ecuación (1) en cada muro de acuerdo a las solicitaciones acumuladas piso a piso, pero a diferencia de la CSA, incluir el efecto del giro acumulado en el desplazamiento lateral de los muros, como se señala en la Figura 4-3.

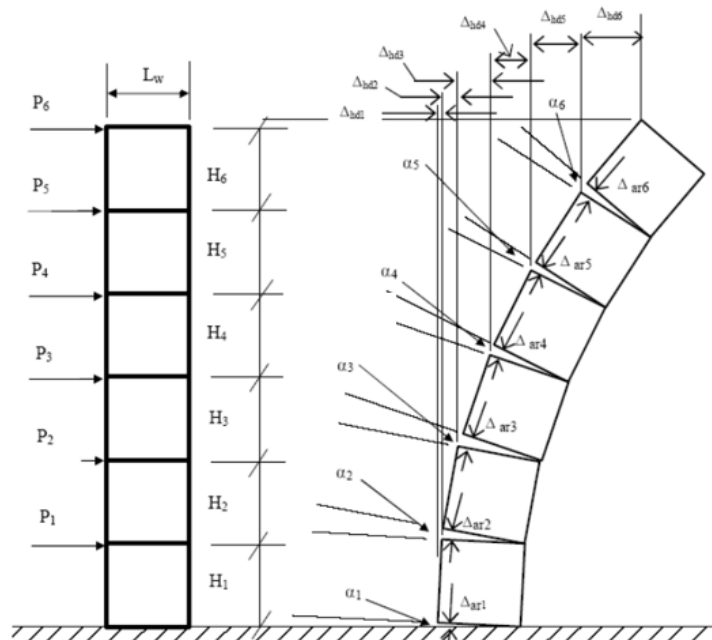


Figura 4-3, Desplazamientos obtenidos al utilizar la metodología propuesta por la APEGBC. Fuente: Leung et al. [11]

En estas imágenes se puede apreciar como el levantamiento de los anclajes produce un giro, tanto en el mismo muro como en la base del muro superior, debido a esto el método analizado propone tomar en cuenta el desplazamiento lateral producido por el giro acumulado del piso inferior.

Ambos métodos propuestos utilizan la misma ecuación teórica para obtener los desplazamientos horizontales, sin embargo uno usa la acumulación del giro hacia los pisos superiores y el otro (el más utilizado por las oficinas de cálculo canadienses) calcula el desplazamiento lateral considerando solo el giro propio del muro¹⁰.

En el artículo analizado, se propone una estructura simple y es analizada bajo ambos métodos propuestos, donde se puede apreciar la diferencia de los resultados de ambos, en la que el segundo método, al tener consideraciones más conservadoras, entrega desplazamientos mayores.

4.2 CONFIGURACIÓN DEL EDIFICIO A ANALIZAR

A continuación se describe la configuración de la planta simple utilizada en el artículo de Chen et al. [12] para realizar los análisis comparativos.

¹⁰ Esto es detallado en la Sección 3.4.4

La estructura a analizar corresponde a una planta cuadrada de 12.2 m x 12.2 m de muros de marco plataforma, los 6 pisos del edificio, de 14,6 m. Como se puede ver en la Figura 4-4, la planta posee tres tipos de muro (m1, m2 y m3).

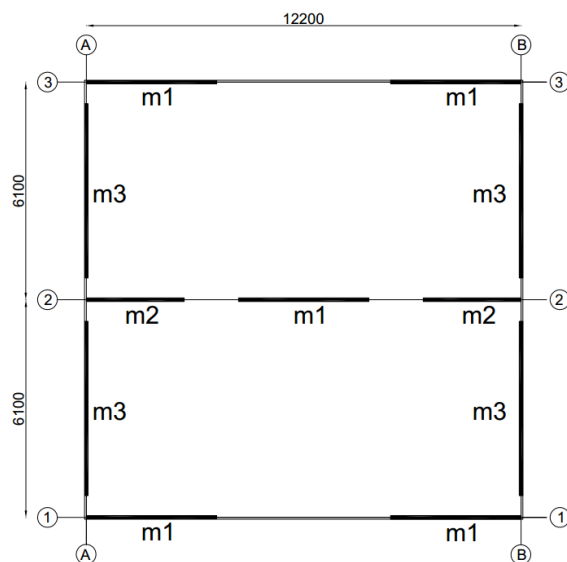


Figura 4-4, Planta del edificio propuesto por Chen

Las configuraciones de los muros fueron definidas por el autor, quien propone los siguientes valores. Todos los muros están conformados por pies derechos de 89x38 mm espaciados cada 400 mm, arriostrados por una sola plancha de OSB de espesor 11,1 mm y el mismo anclaje. En la Figura 4-5 se detalla la configuración y el largo de cada muro.

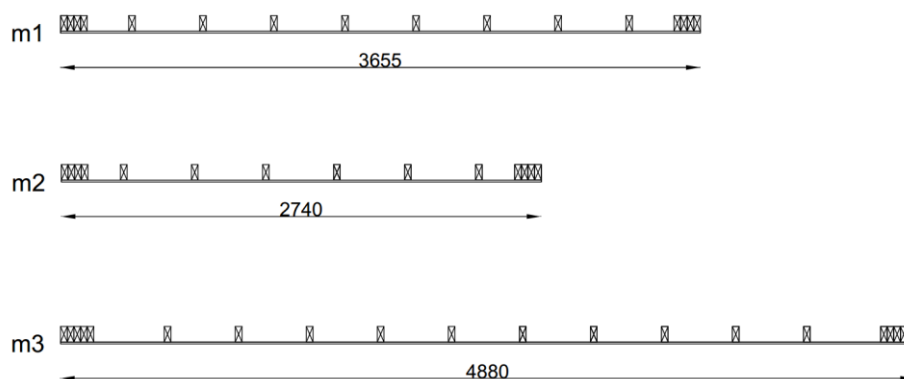


Figura 4-5, Configuración y largo de los muros utilizados en el edificio analizado

Pese a que la configuración general del edificio es uniforme, el espaciamiento de clavos varía según el piso, esta decisión se tomó para estudiar la variabilidad de la rigidez a lo largo del edificio. El espaciamiento de clavos para cada piso se encuentra detallado en la Tabla

4-1, Espaciamiento de clavos, utilizados en el edificio analizado, a lo largo de los diferentes pisos.

Tabla 4-1, Espaciamiento de clavos, utilizados en el edificio analizado, a lo largo de los diferentes pisos

Piso	Espaciamiento de clavos [mm]
6	150
5	150
4	100
3	75
2	75
1	75

Finalmente, el último valor necesario para realizar el diseño corresponde a la rigidez del anclaje. Esta es una variable no fácil de definir, debido a que los catálogos de los proveedores no entregan valores de rigidez. Chen en su artículo propone utilizar un anclaje analizado en laboratorio para conocer de manera precisa su rigidez, la que equivale a 19,5 [kN/mm] a tracción.

4.3 CALCULO DE DEFORMACIONES A PARTIR DEL MODELO POR ELEMENTOS ÁREA:

Una vez establecidos todos los valores de diseño, es decir: configuración del edificio y configuración de muros, es posible modelar la planta simplificada propuesta a través de elementos área mediante un programa de elementos finitos.

4.3.1 DEFINICIÓN DE LOS ELEMENTOS NECESARIOS: MATERIALES Y SECCIONES:

Como se mencionó en el capítulo anterior, para el correcto modelamiento de un edificio de marco plataforma mediante el método de elementos área, es necesario definir un material y una sección diferente para cada muro. En este caso es necesario definir 9 materiales y 9 secciones diferentes para poder modelar el edificio analizado, esto se debe a que, pese a tener solo 3 geometrías en el edificio, el espaciamiento de clavos varía según el piso, por lo que los muros tendrán distintas propiedades.

En la Tabla 4-2 se muestra un resumen de las propiedades calculadas para los muros. Estas propiedades fueron calculadas a partir de las ecuaciones (14) y (15), considerando los valores señalados en la misma tabla. En la Tabla 4-2 se señala que el espesor definido para el elemento área corresponde a 14 [cm], lo que ha sido definido arbitrariamente pero debe ser tomado en cuenta para definir las secciones en el programa de elementos finitos.

Tabla 4-2, Tabla con los valores de diseño a utilizar para modelar el edificio mediante elementos área

MURO MARCO PLATAFORMA										ELEMENTO ÁREA						
Dimensiones			Escuadria			Pies Derechos de Borde			Propiedades Físicas							
h	L	h	b	E	h	b	E	h	e	E'	G'	ρ				
cm	cm	mm	mm	kgf/cm2	#	cm	mm	kg/cm	cm	kg/cm2	kg/cm2	kg/m3				
Piso Muro																
1	1	244	365.5	89	38	105460	4	40	1	28	19884	4.63	14	22305	244	135
	2	244	274	89	38	105460	4	40	1	28	19884	3.01	14	26034	213	143
	3	244	488	89	38	105460	4	40	1	28	19884	6.96	14	19838	274	129
2	1	244	365.5	89	38	105460	4	40	1	28	19884	4.63	14	22305	244	135
	2	244	274	89	38	105460	4	40	1	28	19884	3.01	14	26034	213	143
	3	244	488	89	38	105460	4	40	1	28	19884	6.96	14	19838	274	129
3	1	244	365.5	89	38	105460	4	40	1	28	19884	4.63	14	22305	244	135
	2	244	274	89	38	105460	4	40	1	28	19884	3.01	14	26034	213	143
	3	244	488	89	38	105460	4	40	1	28	19884	6.96	14	19838	274	129
4	1	244	365.5	89	38	105460	4	40	1	22	19884	4.01	14	22305	211	135
	2	244	274	89	38	105460	4	40	1	22	19884	2.66	14	26034	188	143
	3	244	488	89	38	105460	4	40	1	22	19884	5.94	14	19838	233	129
5	1	244	365.5	89	38	105460	4	40	1	15	19884	3.11	14	22305	163	135
	2	244	274	89	38	105460	4	40	1	15	19884	2.12	14	26034	149	143
	3	244	488	89	38	105460	4	40	1	15	19884	4.50	14	19838	176	129
6	1	244	365.5	89	38	105460	4	40	1	15	19884	3.11	14	22305	163	135
	2	244	274	89	38	105460	4	40	1	15	19884	2.12	14	26034	149	143
	3	244	488	89	38	105460	4	40	1	15	19884	4.50	14	19838	176	129

Rigidez Lateral	kn/mm
4.63	4.63
3.01	3.01
6.96	6.96
4.63	4.63
3.01	3.01
6.96	6.96
4.01	4.01
2.66	2.66
5.94	5.94
3.11	3.11
2.12	2.12
4.50	4.50
3.11	3.11
2.12	2.12
4.50	4.50

A partir de los valores señalados en la Tabla 4-2 se deben definir los 9 materiales y las 9 secciones, las cuales deben tener un espesor de 14 [cm] y tener el material asignado a cada muro.

4.3.2 DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LOS ELEMENTOS DEL EDIFICIO

Para modelar el edificio es necesario definir, en primera instancia, una grilla de la planta para poder posicionar los muros con sus largos adecuados y en su posición correcta. Una vez establecida la grilla sobre la cual trabajar se debe definir la posición y el largo de cada muro. Es relevante recordar que las propiedades de los muros (E' y G') han sido calculadas a partir de su largo, por lo cual el modelo de elementos finitos generados debe ser fiel a este largo definido en la Tabla 4-2. En la Figura 4-6 se puede apreciar la grilla con los muros del primer piso (identificable por el "1" entre paréntesis).

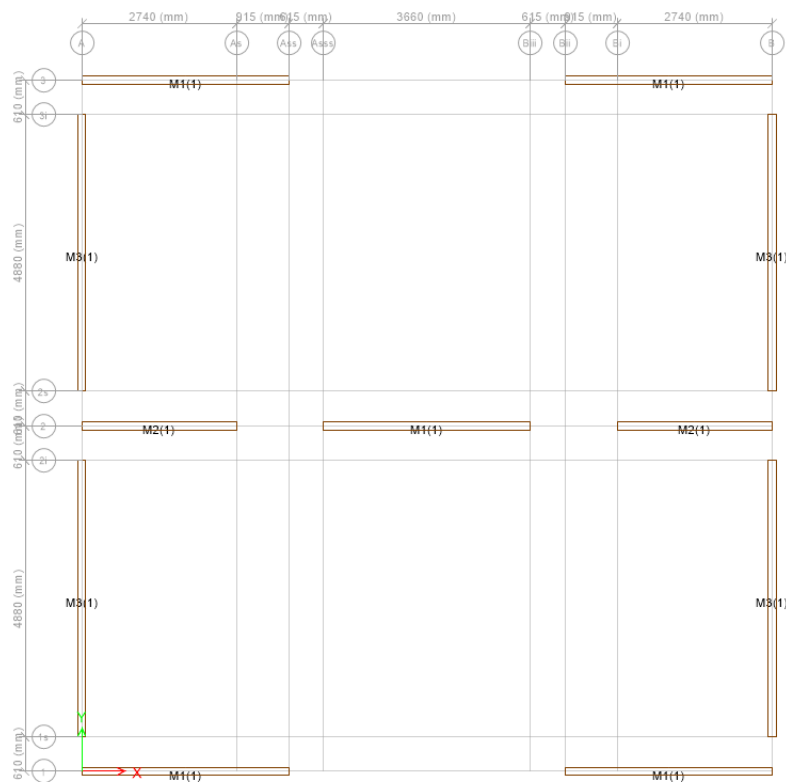


Figura 4-6, Distribución de los muros en planta en el programa de elementos finitos

Una vez definida la grilla y los largos de los muros, es necesario asignar el material y la sección correcta por piso. En la Figura 4-7 se puede apreciar una vista completa del edificio, donde los diferentes colores representan los diferentes espaciamientos de clavos asignados por piso.

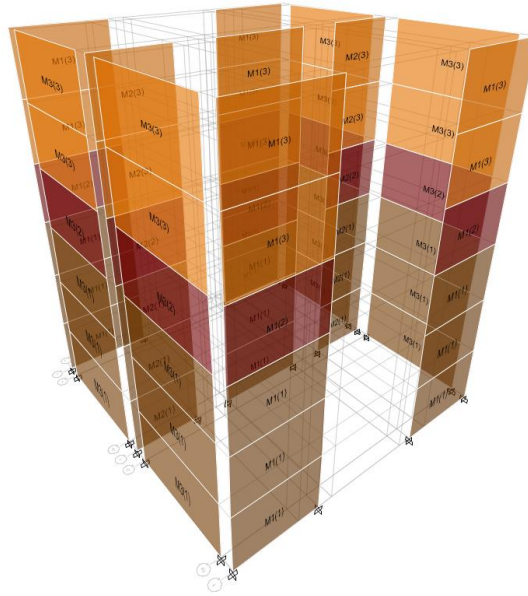


Figura 4-7, Muros utilizados para modelar el edificio, donde los diferentes colores han sido utilizados para demostrar los diferentes espaciamientos de clavos

Una vez definidas la geometría y característica de los muro es necesario definir el sistema de transferencia de cargas y las solicitaciones que lo afectan.

4.3.3 SISTEMA DE TRANSFERENCIA Y DEFINICIÓN DEL DIAFRAGMA.

Debido a que los muros serán los elementos resistentes, es necesario definir cómo será el sistema de transferencia de cargas y luego aplicar las solicitaciones pertinentes. Cómo repartir el corte correspondiente a cada piso entre los muros resistentes es un tema que ha planteado un debate dentro de los investigadores dedicados al tema. Los diseñadores estadounidenses utilizan un método simplificado de acuerdo a áreas tributarias entre muros consecutivos, pero de acuerdo a Kasal et al. [20], el método para repartir la carga de piso entre muros que entrega resultados más fidedignos corresponde a la distribución mediante un diafragma rígido en un programa de elementos finitos.

Por lo anterior, se define un material isotrópico para modelar el entrepiso, y posteriormente se asigna un diafragma a todas las losas de entrepiso para transferir la carga a los muros, como se puede ver en la Figura 4-8.

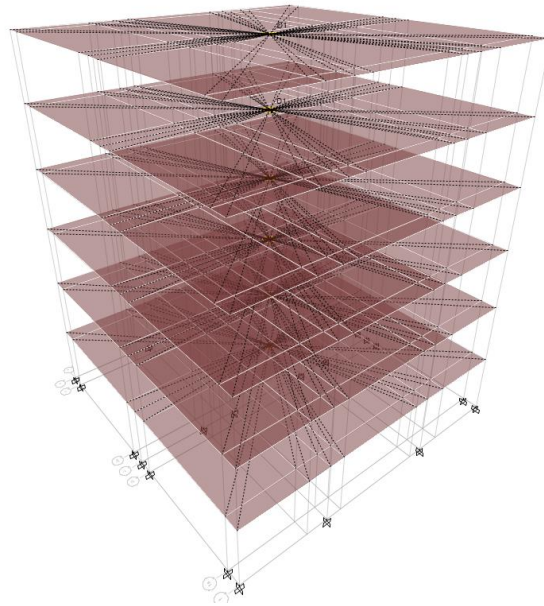


Figura 4-8, Los entrepisos son modelados mediante un elemento área y se le asigna un diafragma para modelar su comportamiento

Para caracterizar de manera correcta el entrepiso mediante un elemento isotrópico, se tomaron los valores propuestos por Chen et al. [21]. Aquí estudian la influencia de la rigidez del diafragma sobre la misma planta que fue analizada por [21] y que es analizada en este capítulo. Se definieron diferentes rigideces para el material isotrópico de manera de asegurar un comportamiento: flexible, semi rígido y rígido para modelar el entrepiso. Este criterio se definió según la ASCE 2010[22], donde se utiliza como referencia el cociente entre el desplazamiento máximo observado por el diafragma y el desplazamiento horizontal promedio de los muros que lo sostienen. Si este cociente es menor a 0,5 el diafragma se considera rígido, si se encuentra entre 0,5 y 2 es Semi Rígido, y finalmente, si es superior a 2 el diafragma se considera flexible.

El artículo propone utilizar un elemento área de espesor 235 [mm] y establece que, para asegurar un diafragma rígido, semi rígido y flexible se le debe asignar, a dicho material isotrópico, un módulo de elasticidad de 10000 MPa, 39,8 MPa y 0,01 MPa respectivamente. Chen, para el cálculo de los desplazamientos utiliza un modelo área que entrega un comportamiento Semi Rígido al diafragma, por lo que en el presente estudio se utiliza el mismo valor para ingresar el entrepiso en el modelo mediante elementos área.

Para modelar el entrepiso en el modelo mediante elementos área, se utilizará un material isotrópico de 235 mm de espesor y módulo de elasticidad 39,8 MPa.

4.3.4 SOLICITACIONES SÍSMICAS.

Una vez definido el sistema de transferencia de carga, hace falta aplicar las cargas de diseño. Las cargas aplicadas sobre el edificio son las propuestas por Chen et al. [12], esto con el fin de poder establecer un análisis comparativo entre los resultados del modelo de elementos áreas y los dos métodos analizados en el artículo estudiado. Estas cargas fueron determinadas a partir del código canadiense *National Building Code of Canada* (NBCC)[23].

El edificio está pensado para ser construido en Vancouver, por lo que de acuerdo al NBCC [23] le corresponde a una zona sísmica con aceleración equivalente a 0,46g. Se supuso un suelo rígido (clasificación "D" de acuerdo al NBCC) y las sobrecargas de uso corresponden a 1,8 kPa para piso y 1,36 kPa para techo, lo que entrega un corte basal de 160 [kN]. Se usa el periodo natural asociado al primer modo, determinado mediante la fórmula aproximada propuesta por la CSA [5] que en este caso entrega un valor de 0,75 [s].

La distribución del corte basal es detallada en Chen et al. [12]. En la Tabla 4-3 se señalan las fuerzas por piso y en la Figura 4-9 se han graficado dichas fuerzas según su piso correspondiente.

Tabla 4-3, Fuerzas por piso aplicadas sobre el edificio analizado

Piso	Fk [kN]
6	45
5	40
4	32
3	24
2	16
1	8
0	0

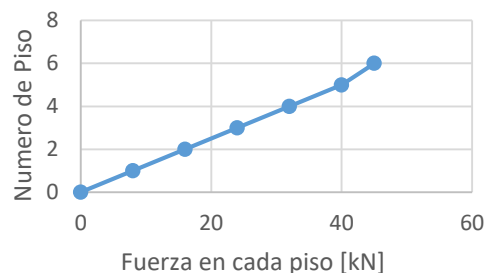


Figura 4-9, Distribución en altura de las solicitaciones sísmicas aplicadas sobre el edificio analizado

Ya determinados el sistema de traspaso de carga y la magnitud de las solicitaciones por piso, se aplica una carga distribuida por piso con una magnitud total equivalente a la fuerza correspondiente a cada piso, como se puede apreciar en la Figura 4-10.

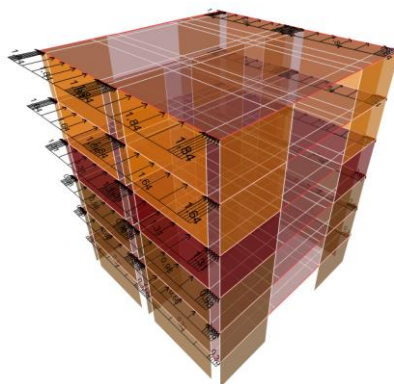


Figura 4-10, Aplicación de las solicitaciones sísmicas a través del diafragma utilizado mediante una carga distribuida

Este procedimiento fue realizado en ambas direcciones, obteniendo así un sistema representativo para calcular los desplazamientos de diseño que presenta el edificio analizado.

4.3.5 DEFINICIÓN DEL MALLADO.

De acuerdo al análisis de sensibilidad realizado en el capítulo anterior, el elemento área es capaz de calcular los desplazamientos laterales con un error porcentual menor al 10% si poseía más de 8 divisiones. Se decidió dividir cada muro del edificio en 16 divisiones, como se puede ver en la Figura 4-11.

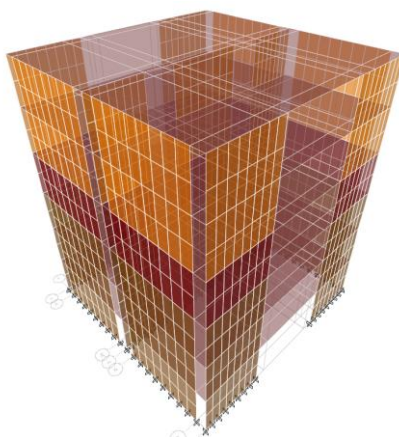


Figura 4-11, El edificio es sometido a un mallado más fino para obtener resultados más cercanos

4.3.6 DESPLAZAMIENTOS

De acuerdo a las consideraciones tomadas para el modelamiento del edificio, es posible realizar un análisis mediante el programa de elementos finitos ETABS [18] para poder determinar los desplazamientos de diseño del edificio. Chen et al. [12] analiza exclusivamente los resultados en dirección X debido a que la densidad de muros en ambas direcciones y los periodos naturales obtenidos en su investigación son muy similares, por lo que a continuación se detallan los desplazamientos observados en la dirección X obtenidos con el modelo generado.

Como se mencionó anteriormente, el edificio fue modelado con un entrepiso caracterizado por un elemento isotrópico de manera de modelar un diafragma Semi Rígido, como lo hizo Chen et al. [12] en el artículo utilizado para comparar los desplazamientos. Sin embargo, se presentan dos resultados: los desplazamientos con un diafragma rígido en su dirección vertical modelado mediante un elemento "Shell Thick" [18], que le entrega un aporte de rigidez en todas sus direcciones al elemento modelado y con un elemento "Membrane" asociado al elemento isotrópico, el cual hace completamente flexible al entrepiso en la dirección perpendicular al plano [18].

Una vez modelado el edificio, establecido correctamente las propiedades y las secciones de cada muro, definida la geometría, definido el sistema de transferencia de cargas y definidas las solicitaciones laterales, se pueden obtener los desplazamientos buscados. La Figura 4-12 muestra la forma de la deformación del edificio ante las cargas descritas en la dirección X. Aquí también se puede apreciar que el desplazamiento de uno de sus nodos en el último piso, el cual es cercano a los 36 [mm].

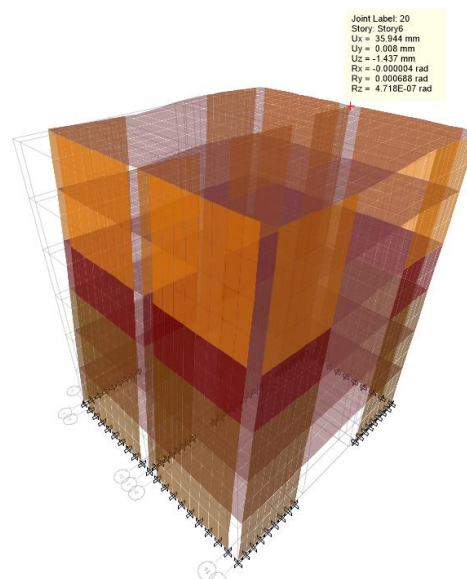


Figura 4-12, Desplazamientos observados en el modelo

En la Tabla 4-4 se resumen los desplazamientos calculados en el modelo, tanto para el entrepiso modelado mediante *Shell Thick* como para el entrepiso modelado mediante *Membrane*.

Tabla 4-4, Desplazamientos obtenidos asignándole al entrepiso modelado un elemento tipo “*Shell Thick*” o modelándolo mediante un elemento “*Membrane*”

Piso	Desplazamientos [mm]	
	<i>Shell Thick</i>	<i>Membrane</i>
6	36	38
5	32	33
4	25	26
3	18	19
2	12	12
1	5	5
Base	0	0

En la Figura 4-13 se puede apreciar de manera gráfica los desplazamientos observados para ambos tipos de entrepiso.

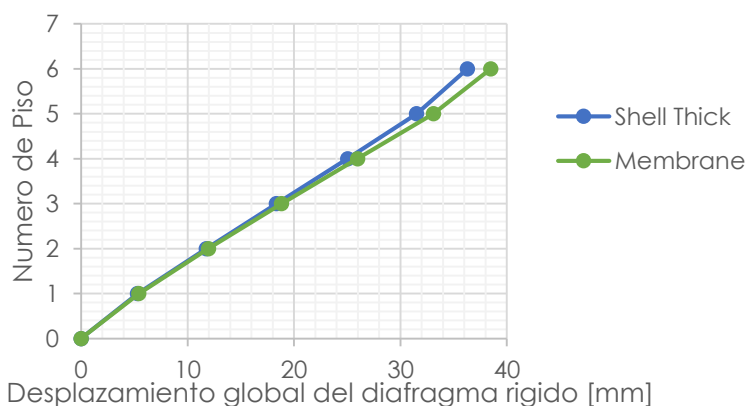


Figura 4-13, Distribución de los desplazamientos observados en el modelo mediante elementos área en altura

Es posible apreciar, que el tipo de elemento (*Shell Thick* o *Membrane*) tiene poca influencia en los desplazamientos obtenidos. Pese a que son muy cercanos, se puede observar que al desprestigiar la rigidez del entrepiso en el levantamiento de los muros el desplazamiento horizontal empieza a aumentar más notoriamente desde el 3 piso.

4.3.7 ESFUERZOS INTERNOS.

El programa utilizado para modelar el edificio analizado permite obtener los esfuerzos asociados a cada muro. En la Figura 4-14 se pueden ver los esfuerzos internos de los muros, del eje 1, ante las cargas sísmicas definidas en dirección X. Aquí se puede ver que la distribución de esfuerzos obtenidas con el programa tiene la distribución típica mencionada en la Figura 4-1.

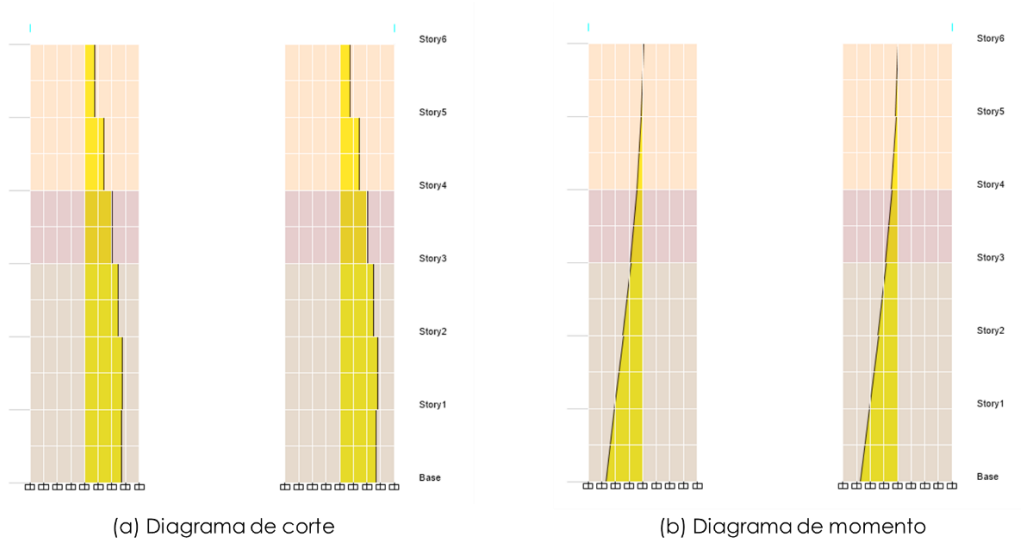


Figura 4-14, (a) Distribución del corte en los muros del eje 1 entregada por el programa de elementos finitos. (b) Distribución del momento en los muros del eje 1 entregada por el programa de elementos finitos

En la Tabla 4-5 se aprecian los esfuerzos internos presentados en la Figura 4-14 de manera numérica:

Tabla 4-5, Corte y momento acumulado en ambos muros del eje 1 de acuerdo al programa de elementos finitos

Piso	Corte [kN]	Momento [kN-m]
6	7	13
5	13	41
4	18	81
3	23	132
2	25	190
1	24	248

4.3.8 ANÁLISIS MODAL.

Es posible obtener los periodos naturales asociados al edificio mediante el modelo de elementos finitos utilizado. En la Figura 4-15 se presentan los modos de vibrar obtenidos con sus respectivos periodos naturales, se puede apreciar que los tres primeros modos están asociados a la traslación en X, a la traslación en Y y a la torsión de la planta, siendo 0.671 [s] el periodo de mayor masa modal.

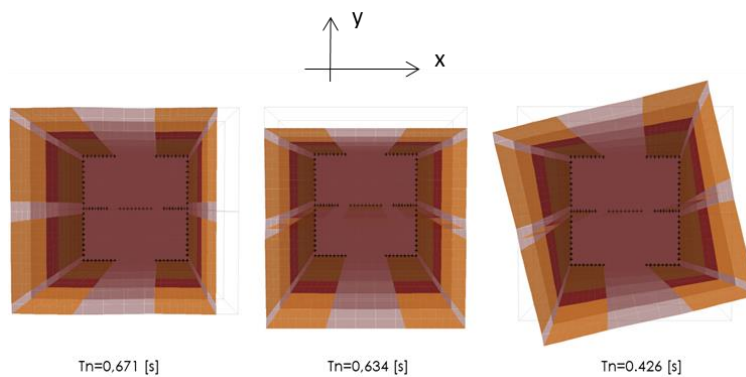


Figura 4-15, Modos de vibrar y periodos naturales obtenidos en el programa de elementos finitos utilizando el modelo mediante elementos área

4.4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

A continuación se compararan los resultados obtenidos en el modelo mediante elementos área y los resultados publicados por Chen et al. [12].

4.4.1 DESPLAZAMIENTOS

Para validar los desplazamientos obtenidos en el modelo generado se ha utilizado como referencia el artículo de Chen[12], donde se propone un edificio simplificado con 6 pisos de altura. Los resultados publicados por Chen corresponden a los desplazamientos obtenidos en dicho edificio mediante dos metodologías: La propuesta por la CSA: *Engineering design in Wood, Canadian Standards Association*[5] y por la APEGBC *Technical and Practice Bulletin*[19]. En la Figura 4-16 se pueden apreciar los desplazamientos obtenidos por ambos métodos utilizados por Chen y los desplazamientos obtenidos utilizando el modelo propuesto, esta información es representada de manera numérica en la Tabla 4-6.

Tabla 4-6, Desplazamientos obtenidos por los métodos propuestos por la CSA, la SDPWS y los resultados obtenidos a través del modelo mediante elementos área utilizando "Shell Thick" o "Membrane"

Piso	Desplazamientos [mm]			
	Shell Thick	Membrane	CSA	APEGBC
6	36	38	39	121
5	32	33	36	96
4	25	26	29	69
3	18	19	22	45
2	12	12	16	26
1	5	5	8	10
Base	0	0	0	0

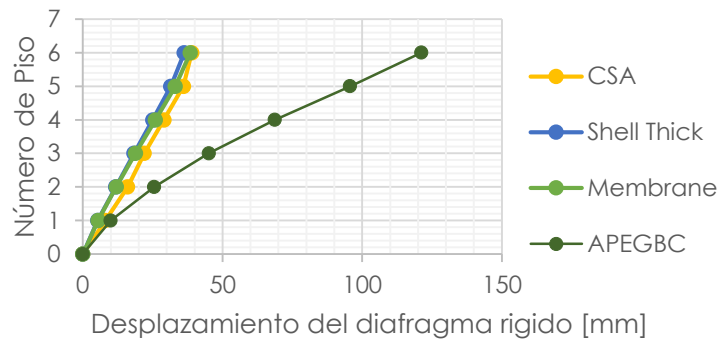


Figura 4-16, Desplazamientos obtenidos por los métodos propuestos por la CSA, la APEGBC y los resultados obtenidos a través del modelo mediante elementos área en altura

En la Figura 4-16 se puede ver como el método mediante elementos áreas aproxima de manera muy cercana los desplazamientos obtenidos con el método analítico propuesto por la CSA[5], siendo levemente menores. Por otra parte se puede apreciar como el método propuesto por el APEGBC [19] entrega desplazamientos mayores. Esto último es de esperarse, debido a que el método de la APEGBC propone acumular el giro de los pisos inferiores para calcular los desplazamientos horizontales.

Finalmente es posible concluir que los desplazamientos obtenidos por el modelo propuesto caracterizan de buena manera a los desplazamientos obtenidos por la metodología propuesta por la CSA y la SDPWS.

4.4.2 ESFUERZOS INTERNOS

Pese a que no se encuentran detallados los esfuerzos internos que reciben los muros en el artículo propuesto por Chen et al. [12], para estudiar la veracidad de los esfuerzos entregados por el modelo propuesto, se compararan con los resultados que entrega el método de análisis estáticos de la norma NCh 433.Of1996 "Diseño sísmico de edificios", detallado en la sección 6.2.5 de dicha norma. Aquí se propone distribuir el corte que recibe cada piso proporcionalmente a la rigidez lateral en sus elementos soportantes. Para establecer la rigidez lateral de los muros del edificio analizado, se utiliza la rigidez propuesta en la ecuación (10).

Para estudiar los esfuerzos internos entregados por el modelo propuesto se analizara el Eje 1, donde los dos muros presentes en este eje corresponden a la configuración "m1" señalada en la Figura 4-5. De acuerdo a las rigideces que poseen la totalidad de los muros a lo largo del edificio (señaladas en la Tabla 4-2) y al método propuesto por la NCh 433, se obtienen los cortes de ambos muros del eje 1, a partir de los cuales, se calculan adicionalmente los momentos asociados. Estos resultados son señalados, junto con los valores obtenidos utilizando el programa de elementos finitos, en la Tabla 4-7.

Tabla 4-7, Comparación de los esfuerzos internos obtenidos por la metodología propuesta por la NCh 433 y los obtenidos por el programa de elementos finitos

Piso	Corte [kN]		Momento [kN-m]	
	NCh 433	ETABS	NCh 433	ETABS
6	5	7	13	13
5	10	13	38	41
4	14	18	72	81
3	17	23	113	132
2	19	25	159	190
1	20	24	207	248

En la Figura 4-17 y en Figura 4-18 se ilustra gráficamente la distribución de esfuerzos internos calculado por ambos métodos estudiados.

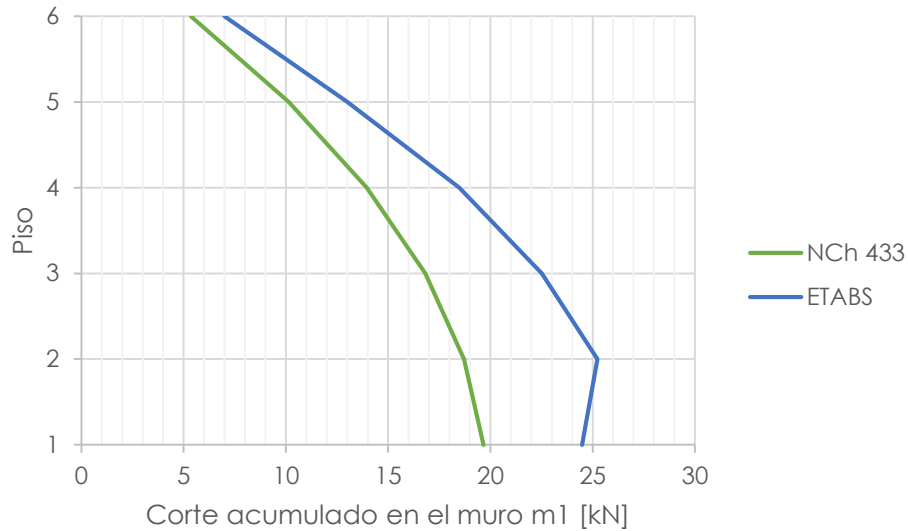


Figura 4-17, Distribución del corte acumulado en uno de los muros del eje 1

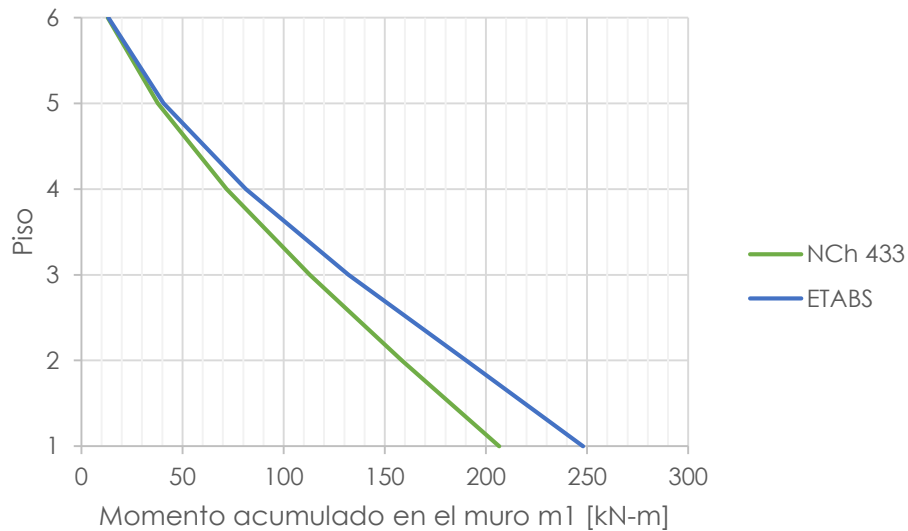


Figura 4-18, Distribución del momento acumulado en uno de los muros del eje 1

Se puede apreciar que los esfuerzos internos estimados por el programa de elementos finitos son levemente mayores que los obtenidos a partir de la metodología propuesta por la NCh433. Sin embargo, en base a lo expuesto por Kasal et al. [20], al comparar la distribución de corte obtenida en mediciones experimentales con diferentes metodologías para distribuir el corte, el traspaso a través de diafragmas (rígidos o semirrígidos) posee un error porcentual menor que la metodología propuesta por la NCh 433. Lo que corrobora que los esfuerzos internos entregados por el modelo propuesto en esta investigación son característicos del sistema marco plataforma.

4.4.3 RESPUESTA MODAL

Respecto al análisis modal, existen varios métodos aproximados para calcular los periodos naturales del edificio. Sin embargo, en este estudio se utilizan dos métodos aproximados para comparar los resultados obtenidos en el modelo desarrollado. El primer método es el propuesto por la *National Building Code of Canada (NBCC)* [23], el cual determina el periodo natural de una estructura de acuerdo a la ecuación (29).

$$T_a = 0.05 * H_n^{\frac{3}{4}} \quad (29)$$

Donde:

T_a : Periodo natural asociado al modo de vibrar de mayor masa modal [s].

H_n : Altura del edificio [m]

En la investigación realizada por Hafeez[24], donde se realizó una comparación entre la formula estimada por la NBCC y diferentes métodos para estimar el periodo natural de una estructura, se puede apreciar que las formulas propuestas tienden a lo propuesto por la NBCC. En la Figura 4-19 se ilustra el resultado de la investigación de Hafeez, donde se grafica la dispersión de varias fórmulas propuestas para determinar el periodo natural con respecto a la expresión de la NBCC (graficada con la línea negra continua).

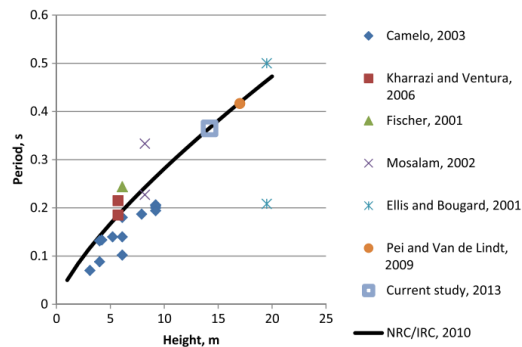


Figura 4-19, Comparación del valor obtenido para calcular el periodo natural según la fórmula propuesta por la NBCC (NRC/IRC, 2010) versus diferentes métodos aproximados para estimar el periodo natural. Fuente: Hafeez et al. [24].

Pese a que las investigaciones presentes en Figura 4-19 tienden a converger hacia la ecuación propuesta por la NBCC, esta expresión debe ser utilizada con cuidado, debido a que fue calibrada para edificios de hormigón armado y la veracidad de la aproximación dependerá de la densidad de muros y el tipo de anclajes que utilice el edificio. Tomando esto en cuenta, y al revisar la planta estructural del edificio analizado (adjunta en el Anexo B) es de esperar que el periodo natural quede sobredimensionado al utilizarla en el edificio estudiado. Al calcular el periodo natural del edificio analizado con la ecuación (29) se obtiene un periodo de 0,374 [s].

El segundo método es el propuesto por la *Assosiation of Proffesional Engineers and Geoscientists of British Columbia* (APEGBC)[19], el cual se determina utilizando la fórmula de Rayleigh, detallada en la ecuación (30)

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_1^n W_i \Delta_i^2}{g[\sum_1^n F \Delta_i + (F_t + F_n)]}} \quad (30)$$

Donde:

T_a : Periodo natural asociado al modo de vibrar de mayor masa modal [s].

W_j : Peso sísmico del j-esimo piso

Δ_j : Desplazamientos elásticos del j-esimo piso

Δ_n : Desplazamiento adicional a la altura del techo

F_j : Fuerza sísmica aplicada en el j-esimo piso

F_n : Fuerza sísmica adicional a la altura del techo

n : Número de Pisos

La fórmula propuesta por la APEGBC está basada en un proceso iterativo, donde se deben calcular las deformaciones y las fuerzas hasta que converja el periodo natural propuesto con el obtenido. Esto lo hace un proceso extenso y no necesariamente preciso al considerar desplazamientos conservadores. El periodo natural convergente de acuerdo a la APEGBC para el edificio estudiado es entregado por Chen en su artículo, el cual corresponde a 1,45 [s].

En la Figura 4-20 se grafican los periodos naturales obtenidos mediante lo propuesto por la NBCC, por la APEGBC y los periodos naturales obtenidos en el modelo mediante elementos área.

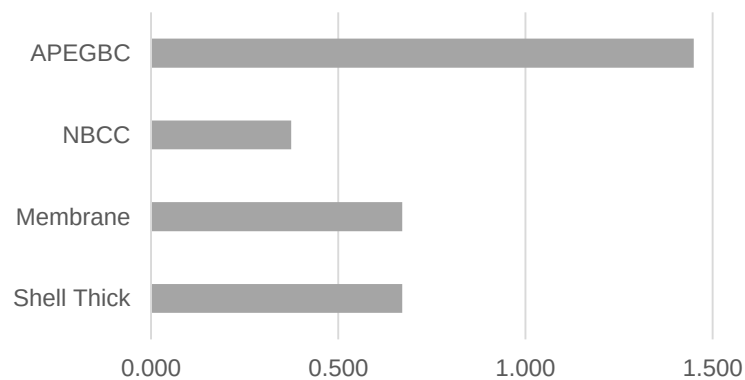


Figura 4-20, Periodos naturales para la mayor masa modal, obtenidos por las formulas propuestas por la NBCC, la APEGBC y el modelo mediante elemento área

Como se puede apreciar en la Figura 4-20, el método para calcular los periodos naturales propuesto por el APEGBC y el propuesta por la NBCC difieren bastante. Pese a que los estudios indican que la NBCC entrega buenos resultados, se deben utilizar estos valores con discreción, ya que el corte basal dependerá de este valor, una mala estimación puede

disminuir el corte basal de diseño. Esto se puede solucionar de manera conservadora utilizando el coeficiente sísmico máximo. Sin embargo, si se requiere hacer un estudio de frecuencia de suelos versus la frecuencia del edificio, análisis más detallados como el propuesto por Dolan[7] en la Sección 2.2.2.1 pueden ser necesarios.

Respecto a los periodos naturales entregados por el modelo mediante elementos área, se puede ver que los resultados obtenidos varían entre ambos métodos utilizados por Chen. Como se explicó anteriormente, esta diferencia se debe a que ambos métodos utilizan formulas aproximadas para determinar los periodos naturales. La poca densidad de muros del edificio estudiado podría hacer que la fórmula propuesta por la NBCC entregue un periodo muy bajo y los desplazamientos conservadores propuestos por la APEGBC entregan un periodo muy alto.

4.5 OBTENCIÓN DE LA RESPUESTA MODAL DE LA TORRE PEÑUELAS MEDIANTE UN MODELO UTILIZANDO ELEMENTOS ÁREA.

Debido a que los periodos naturales estudiados por Chen podrían no caracterizar de manera efectiva el edificio propuesto, en este apartado se presenta un modelo generado con elementos área para caracterizar la Torre Peñuelas Figura 4-21, proyecto que a la fecha el Centro UC de Innovación en Madera se encuentra desarrollando. La Torre funcionará como un laboratorio vivo, en la cual diferentes tipos de sensores permitirán registrar su desempeño energético y sísmico, entre otras variables. Esta información será registrada por un período de tiempo que permitirá entender el comportamiento de las variables analizadas durante las diferentes estaciones del año. A su vez, serán analizados los tiempos de construcción y los costos asociados, permitiendo así estimar una medida del desempeño general las construcciones en madera en Chile.. Este proyecto sería la primera edificación en base a madera de más de 5 pisos construida en Chile desde el campamento minero de Sewell.



Figura 4-21, Imagen objetivo de la Torre Peñuelas

Para su diseño estructural, el equipo de ingeniería del Centro UC de Innovación en Madera ha realizado un modelo mediante el programa SAPWood[25]. Este programa permite predecir la respuesta de carga-desplazamiento y disipación de energía características de

muros de corte de madera bajo cargas cíclicas. Este modelo de muros de corte tiene en cuenta la interacción de 3 componentes estructurales: los elementos del marco de madera o pies derechos, tableros de revestimiento elástico lineales y conectores no lineales entre el marco y el tablero de revestimiento, en base a lo desarrollado por Dolan [7]. De acuerdo al modelo no lineal generado para su diseño estructural, el periodo natural de mayor masa modal corresponde a 0.492 s.

De acuerdo a las plantas estructurales detalladas en el Anexo C, se desarrolló un modelo mediante elementos área, considerando el mismo procedimiento descrito para el edificio propuesto por Chen. El modelo generado se muestra en la Figura 4-22, a partir del cual se obtuvo un periodo de 0.441 s.

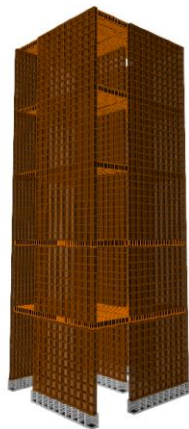


Figura 4-22, Modelo mediante elementos área de la Torre Peñuelas

Como se puede apreciar en la Figura 4-23 los periodos naturales obtenidos mediante el programa SAPWood (0.492 s.) y el modelo mediante elementos área (0.441 s) poseen valores cercanos.

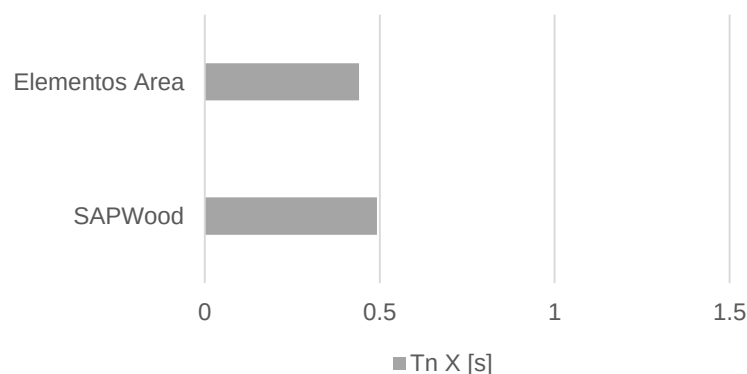


Figura 4-23, Periodos naturales obtenidos a través del programa SAPWood y a través de elemento área para la Torre Peñuelas

Los resultados de los periodos naturales analizados para la Torre Peñuelas señalan que el análisis modal generado a partir de los elementos área propuestos, entregan un valor

cercano a él entregado por programas especializados que incluyen elementos no lineales en sus modelos.

En este capítulo se ha tomado como referente un edificio de 6 pisos con una planta simplificada, cuyas solicitaciones sísmicas son definidas por el autor, quien a la vez calcula los desplazamientos en los que incurre el edificio mediante dos metodologías diferentes (CSA y APEGBC), adicionalmente se ha comparado el resultado del análisis modal generado mediante el programa SAPWood y mediante elementos área para la Torre Peñuelas. Al comparar los resultados obtenidos es posible concluir lo siguiente:

- Los desplazamientos observados en el modelo realizado concuerdan con los resultados al utilizar la metodología propuesta por la CSA, misma metodología propuesta por la SDPWS. Sin embargo, la metodología propuesta por la APEGBC entrega desplazamientos muchos mayores, esto depende en gran medida de la rigidez del diafragma y de los anclajes. Dado a que lo propuesto por la APEGBC es una recomendación, y que las oficinas de cálculo tanto en Canadá como en Estados Unidos requieren utilizar la metodología SDPWS/CSA para realizar los diseños, se puede concluir que los desplazamientos entregados por el modelo mediante elementos área de un edificio modelan de manera correcta los desplazamientos de diseño por los códigos canadiense y estadounidense.
- Los desplazamientos publicados por Chen fueron calculados con un diafragma Semi Rígido, por lo cual el modelo realizado utilizó el mismo diafragma. Pese a esto se le asignaron diferentes rigideces verticales al diafragma del modelo, presentando diferencias despreciables. Por lo que se concluye que la influencia de la rigidez vertical en el diafragma, lo que podría permitir acumular el giro de los pisos inferiores, no tiene mayor influencia en el modelo.
- Se puede apreciar que en los resultados para el edificio propuesto por Chen, los periodos naturales, tanto el calculado mediante la fórmula propuesta por la NBCC como por la propuesta por la APEGBC, difieren sustancialmente de los periodos naturales obtenidos por los elementos área. Sin embargo, ante la gran variabilidad que presentan ambas fórmulas se realizó un análisis a una segunda estructura, la cual contaba con un análisis no lineal mediante el programa SAPWood, estableciendo que los periodos naturales entre los elementos área y el programa SAPWood no difieren mayormente.

5. CONCLUSIONES

Esta investigación ha abordado el comportamiento de los muros marco plataforma desde diferentes perspectivas para generar un modelo capaz de entregar los esfuerzos y desplazamientos de diseño que experimentan los muros de una estructura de mediana altura. Este proceso fue validado a través de ensayos, pruebas en programas de elementos finitos y utilizando artículos de referencia para validar los datos obtenidos.

El primer proceso fue el de generar una rigidez equivalente para poder modelar un muro de material isotrópico que pudiese ser caracterizado de manera sencilla en un programa de elementos finitos. A partir de esto se pudo concluir que:

- La rigidez teórica propuesta para los muros marco plataforma entrega un valor conservador en el rango de desplazamientos de diseño (entregando una menor rigidez que la observada en laboratorio) y una rigidez representativa en el rango de grandes desplazamientos.
- Para muros con más de una placa de OSB en su largo, la rigidez teórica propuesta pierde la representatividad para grandes desplazamientos en los muros ensayados.
- Es posible caracterizar un muro marco plataforma mediante un muro compuesto por un material isotrópico, modificando sus parámetros físicos, mediante las equivalencias de rigideces propuesta.
- Es posible caracterizar de manera representativa, en un programa de elementos finitos, un elemento área con las características físicas de un muro marco plataforma, de manera de obtener los desplazamientos de diseño de dicho muro.

Posteriormente se utilizaron los resultados de Chen et al. [12] donde se analizan los desplazamientos de diseño de un edificio simplificado para poder comparar los desplazamientos del modelo mediante elementos área. De esto se concluyó que:

- Los desplazamientos en estructuras de mediana altura, obtenidos al utilizar la metodología analítica propuesta en las normativas canadiense y estadounidense (CSA y SPDWS respectivamente), son representados de manera certera por el modelo mediante elementos área desarrollado en esta investigación. Sin embargo, difieren del método propuesto por la APEGBC, al ser un método más conservador.
- La rigidez vertical del diafragma tiene un pequeño efecto en los desplazamientos verticales, pero no representa una variabilidad significativa.
- Utilizando el cálculo generado para la Torre Peñuelas, fue posible establecer que el modelo mediante elementos área caracteriza de manera cercana la respuesta modal de estructuras de mediana altura.

Pese a que el objetivo principal de caracterizar los desplazamientos es logrado por esta investigación, se han planteado incógnitas para ser desarrolladas en investigaciones futuras, dentro de las principales se encuentran:

- Un estudio más profundo del comportamiento de muros largos respecto a la rigidez teórica propuesta. De acuerdo a lo planteado por Durham [26], la interacción de dos placas de OSB consecutivas en un muro es sobredimensionada por los códigos tomados como referencia para desarrollar la rigidez equivalente propuesta. Por lo que sería de interés evaluar como la influencia de esto en los desplazamientos de diseño.
- Un estudio sobre el comportamiento del diafragma de piso en el modelo, para ver la influencia de este en los desplazamientos. En las normativas analizadas se encuentran metodologías similares para determinar los desplazamientos de diseño de los diafragmas.
- Incluir el efecto del giro acumulado, señalado por la APEGBC, de los pisos inferiores al modelo, lo que permitiría analizar casos más drásticos y por lo tanto obtener diseños más robustos.
- El desarrollo de una plataforma que permita importar los materiales y secciones utilizadas de manera sencilla al programa de elementos finitos, ya que al complejizarse la planta del edificio la cantidad de materiales y secciones que se debe ingresar al programa de elementos finitos aumenta considerablemente.

Por todo lo anteriormente señalado, se puede establecer que el modelo mediante elementos área es capaz de entregar desplazamientos de diseño representativos y de manera eficiente sin la necesidad de utilizar análisis no lineales ni procesos iterativos complejos.

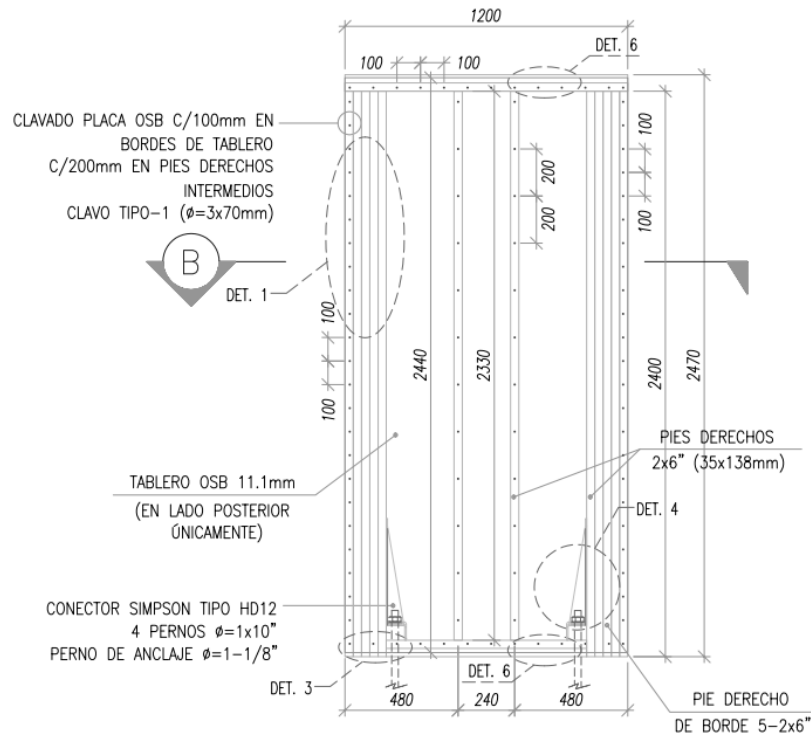
6. BIBLIOGRAFÍA

- [1] B. Ostman and B. Kallsner, "National building regulations in relation to multi-storey wooden buildings in Europe," 2015.
- [2] C. Alarcon, M. A. Hube, R. Jünemann, and J. C. de la Llera, "Characteristics and displacement capacity of reinforced concrete walls in damaged buildings during 2010 Chile earthquake," *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 13, no. 4, pp. 1119–1139, 2015.
- [3] R. Jünemann, J. C. de la Llera, M. A. Hube, L. A. Cifuentes, and E. Kausel, "A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake," *Eng. Struct.*, vol. 82, pp. 168–185, 2015.
- [4] American Forest & Paper Association, "Special Design Provisions for Wind and Seismic," Change. 2008.
- [5] CSA, *Engineering design in wood*, Canadian Standards Association (CSA). Toronto, 2009.
- [6] B. Folz and A. Filiatrault, "Cyclic analysis of wood shear walls," *J. Struct. Eng.*, vol. 127, pp. 433–441, 2001.
- [7] J. D. Dolan, "The dynamic response of timber shear walls," The University of British Columbia, 1989.
- [8] J. P. Judd and F. S. Fonseca, "Analytical Model for Sheathing-to-Framing Connections in Wood Shear Walls and Diaphragms," *J. Struct. Eng.*, vol. 131, no. 2, pp. 345–352, 2005.
- [9] W. Y. Loo, P. Quenneville, and N. Chouw, "A numerical study of the seismic behaviour of timber shear walls with slip-friction connectors," *Eng. Struct.*, vol. 34, no. November 2016, pp. 233–243, 2012.
- [10] S. Rossi, D. Casagrande, R. Tomasi, and M. Piazza, "Seismic elastic analysis of light timber-frame multi-storey buildings: Proposal of an iterative approach," *Constr. Build. Mater.*, vol. 102, pp. 1154–1167, 2016.
- [11] T. Leung, A. Asiz, Y. H. Chui, L. Hu, and M. Mohammad, "Predicting Lateral Deflection and Fundamental Natural Period of Multi-Storey Wood Frame Buildings," *World Conf. Timber Eng.*, 2010.
- [12] Z. Chen, Y. H. Chui, G. Doudak, and C. Ni, "Simulation of the lateral drift of multi-storey light wood frame buildings based on a modified macro-element model," *World Conf. Timber Eng.*, 2014.
- [13] J. Xu and J. D. Dolan, "Development of a Wood-Frame Shear Wall Model in ABAQUS," *J. Struct. Eng.*, vol. 135, no. August, pp. 977–984, 2009.
- [14] B. Folz and A. Filiatrault, "CASHEW - A Computer Program For Cyclic Analysis Of Wood Shear Walls," San Diego, California, 2000.

- [15] W. Pang and David Rosowsky, "Direct Displacement Procedure For Performance-Based Seismic Design Of Multistory Woodframe Structures," 2010.
- [16] Simpson Strong Tie, "Wood Construction Connectors," 2017.
- [17] A. Neuenhofer, "Lateral Stiffness of Shear Walls with Openings," J. Struct. Eng., vol. 132, no. 11, pp. 1846–1851, 2006.
- [18] Computers and Structures Inc., "CSI Analysis Reference Manual." p. 496, 2015.
- [19] Professional Engineers and Geoscientists of BC, "Technical and Practice Bulletin Structural , Fire Protection and Building Envelope Professional Engineering Services for 5- and 6-Storey," no. April 2009. 2015.
- [20] B. Kasal, M. Collins, and G. Foliente, "Design Models of Light Frame Wood Buildings under Lateral Loads," J. Struct. Eng., vol. 130, no. 10, pp. 1475–1486, 2004.
- [21] Z. Chen, Y. H. Chui, C. Ni, and J. Xu, "Seismic Response of Midrise Light Wood-Frame Buildings with Portal Frames," ASCE Struct. Congr., vol. 140, no. 8, 2014.
- [22] ASCE, "Minimum design loads for buildings and other structures," ASCE Stand., p. 608, 2010.
- [23] NRC, National Building Code of Canada. Canadian Commission on Building and Fire Codes and National Research Council of Canada (NRC). Ottawa, 2010.
- [24] G. Hafeez, A. Mustafa, G. Doudak, and G. McClure, "Predicting the Fundamental Period of Light-Frame Wood Buildings," J. Perform. Constr. Facil., no. 6, 2014.
- [25] S. Pei and J. W. van de Lindt, "SAPWOOD." Colorado State University, EEUU, p. 2007, 2007.
- [26] J. P. Durham, "Seismic Response of Wood Shearwalls with Oversized Oriented Strand Board Panels," The University of British Columbia, 1998.

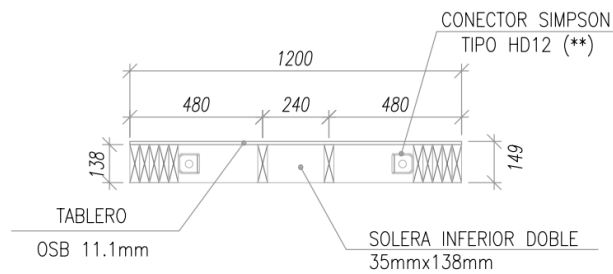
ANEXO A: DETALLE DE LOS MUROS ENSAYADOS ANTE CARGAS MONOTÓNICAS.

Muro Largo 120 [cm] con clavos cada 100 [mm]:



ELEVACIÓN (MURO L=1200mm) – CLAVOS @100mm

ESC 1:25

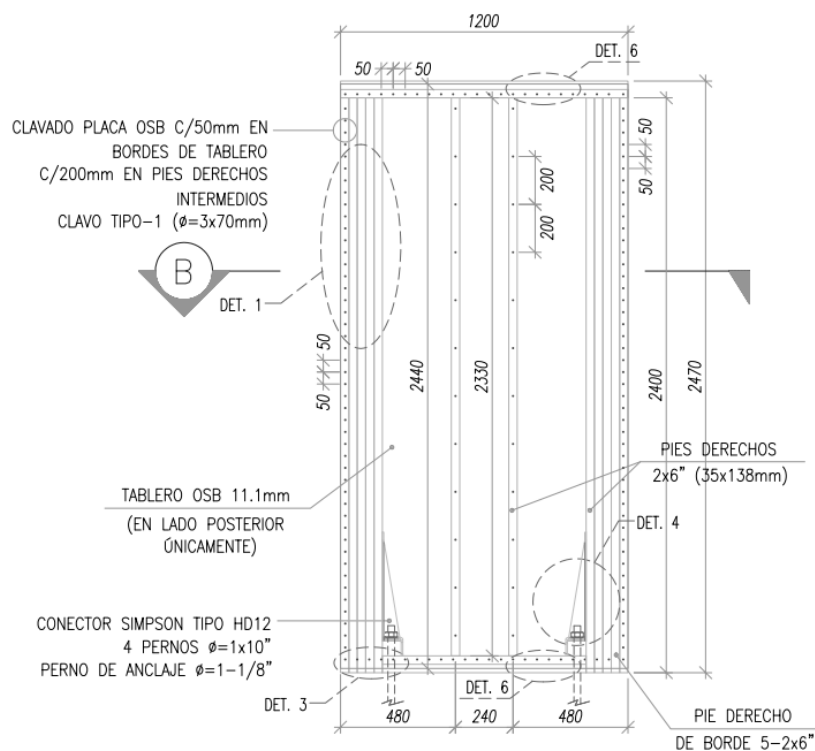


CORTE B-B (MURO L=1200mm)

ESC 1:25

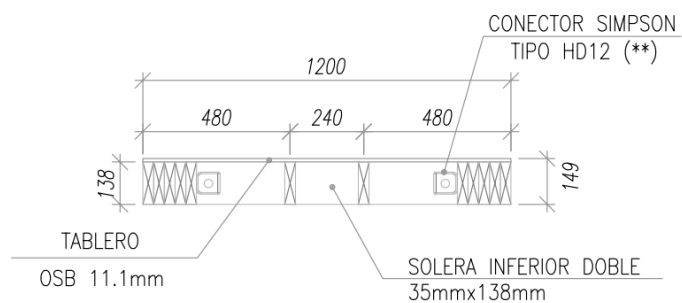
(**) PARA LOS ENSAYOS MONOTÓNICOS COLOCAR EL HOLDOWN EN ESTA POSICIÓN, LADO IZQUIERDO.

Muro Largo 120 [cm] con clavos cada 50 [mm]:



ELEVACIÓN (MURO L=1200mm) - CLAVOS @50mm

ESC 1:25

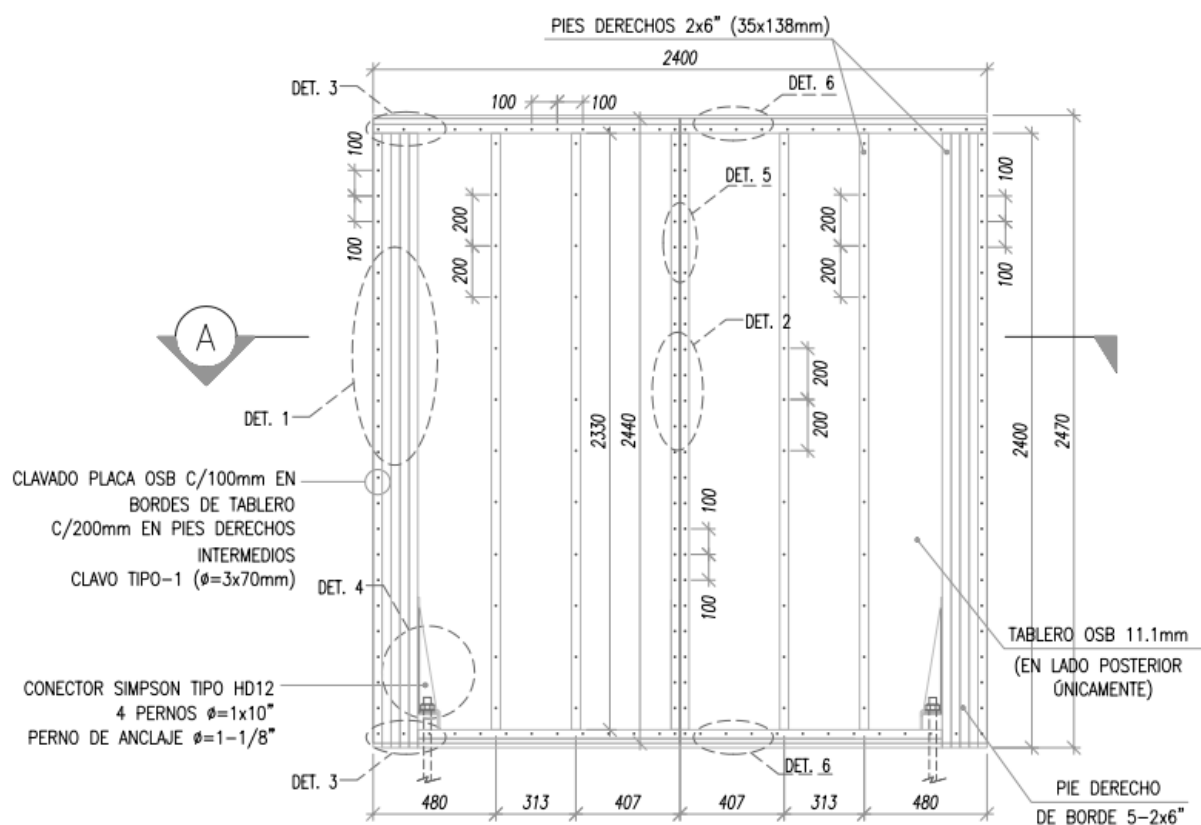


CORTE B-B (MURO L=1200mm)

ESC 1:25

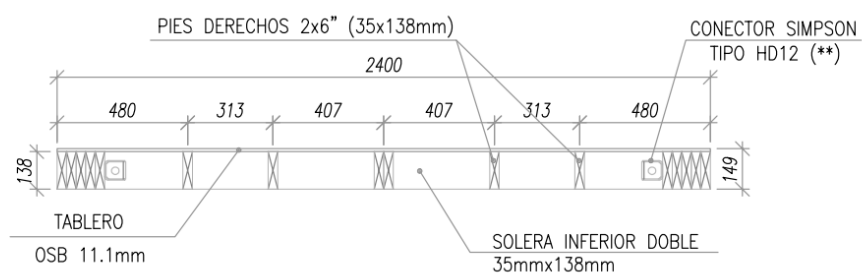
(**) PARA LOS ENSAYOS MONOTÓNICOS COLOCAR EL HOLDOWN EN ESTA POSICIÓN, LADO IZQUIERDO.

Muro Largo 240 [cm] con clavos cada 100 [mm]:



ELEVACIÓN (MURO L=2400mm) - CLAVOS @100mm

ESC 1:25

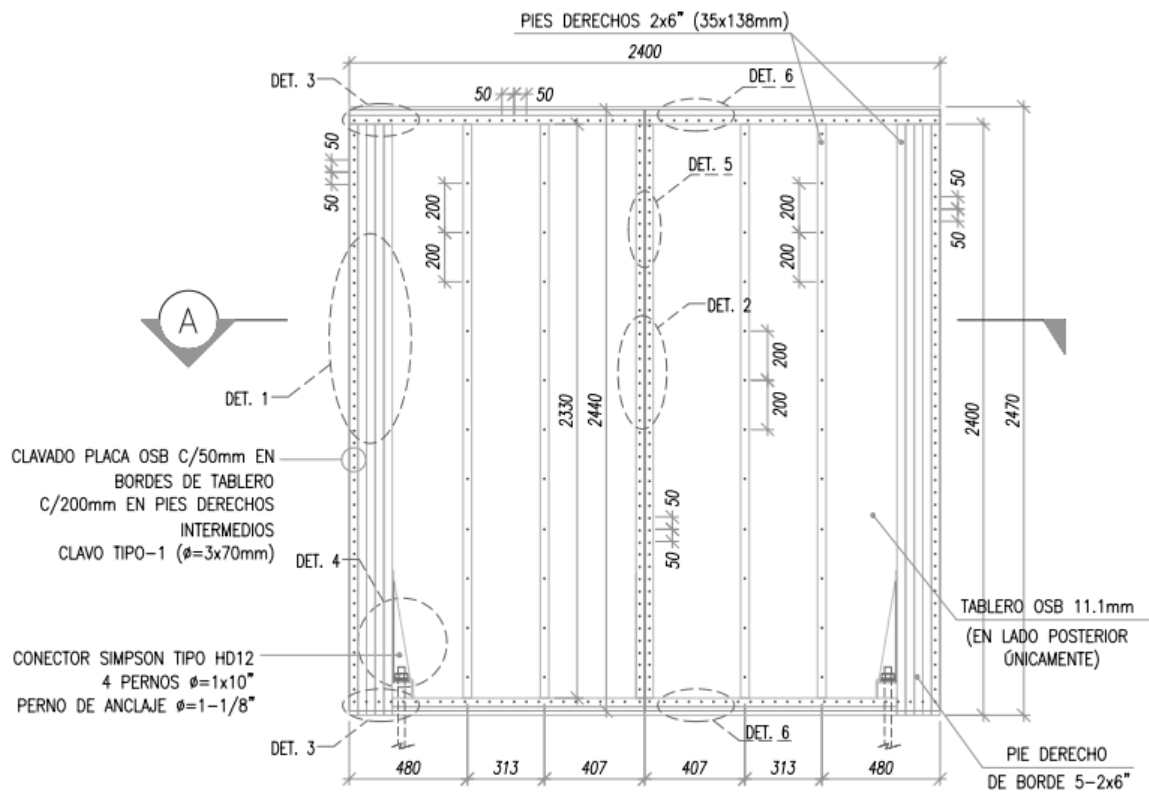


CORTE A-A (MURO L=2400mm)

ESC 1:25

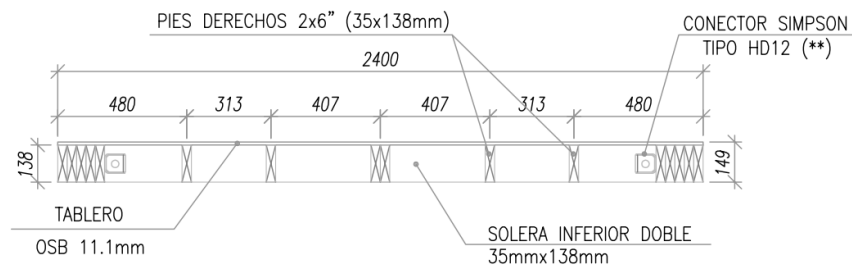
(**) PARA LOS ENSAYOS MONOTÓNICOS COLOCAR EL HOLDOWN EN ESTA POSICIÓN, LADO IZQUIERDO.

Muro Largo 240 [cm] con clavos cada 50 [mm]:



ELEVACIÓN (MURO L=2400mm) – CLAVOS @50mm

ESC 1:25

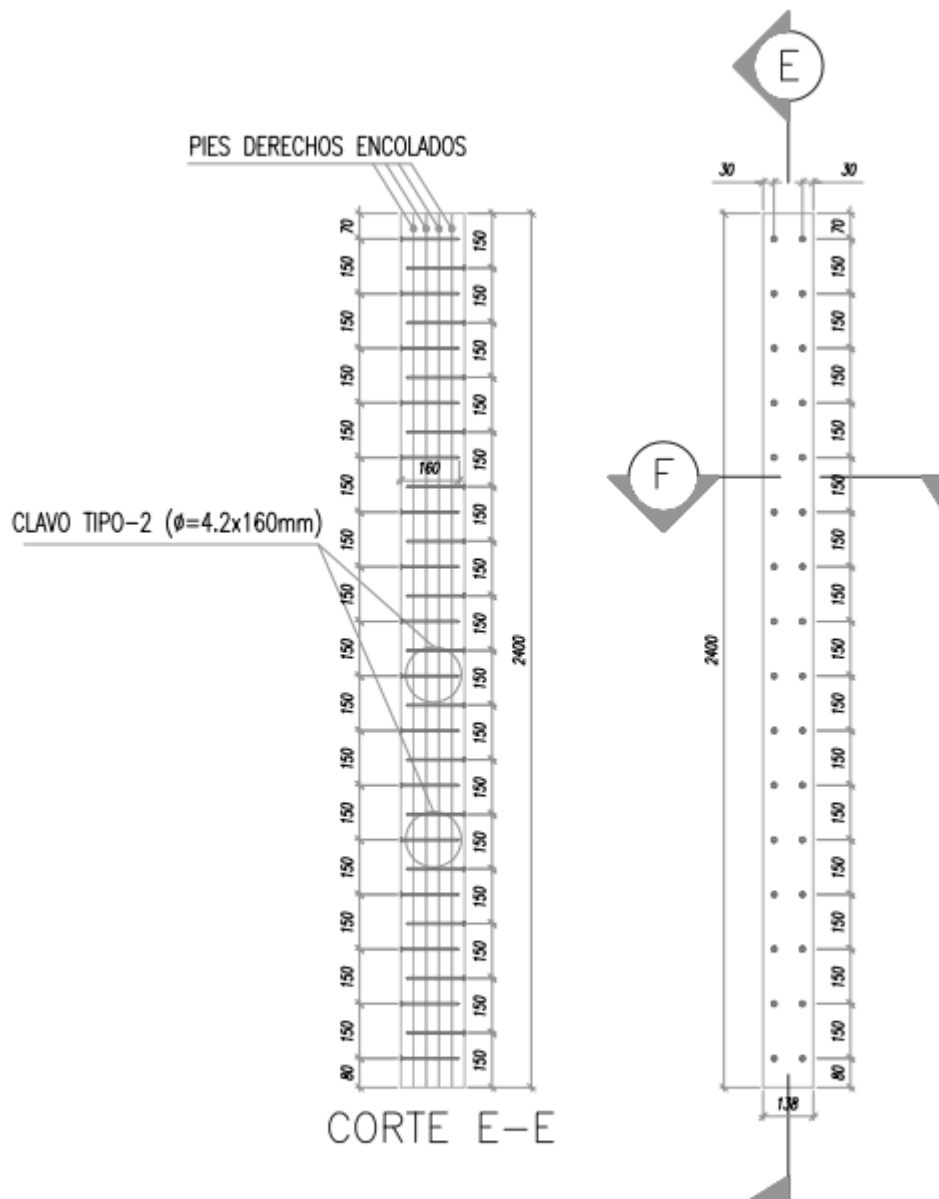


CORTE A-A (MURO L=2400mm)

ESC 1:25

(**) PARA LOS ENSAYOS MONOTÓNICOS COLOCAR EL HOLDOWN EN ESTA POSICIÓN, LADO IZQUIERDO.

Detalle 1:

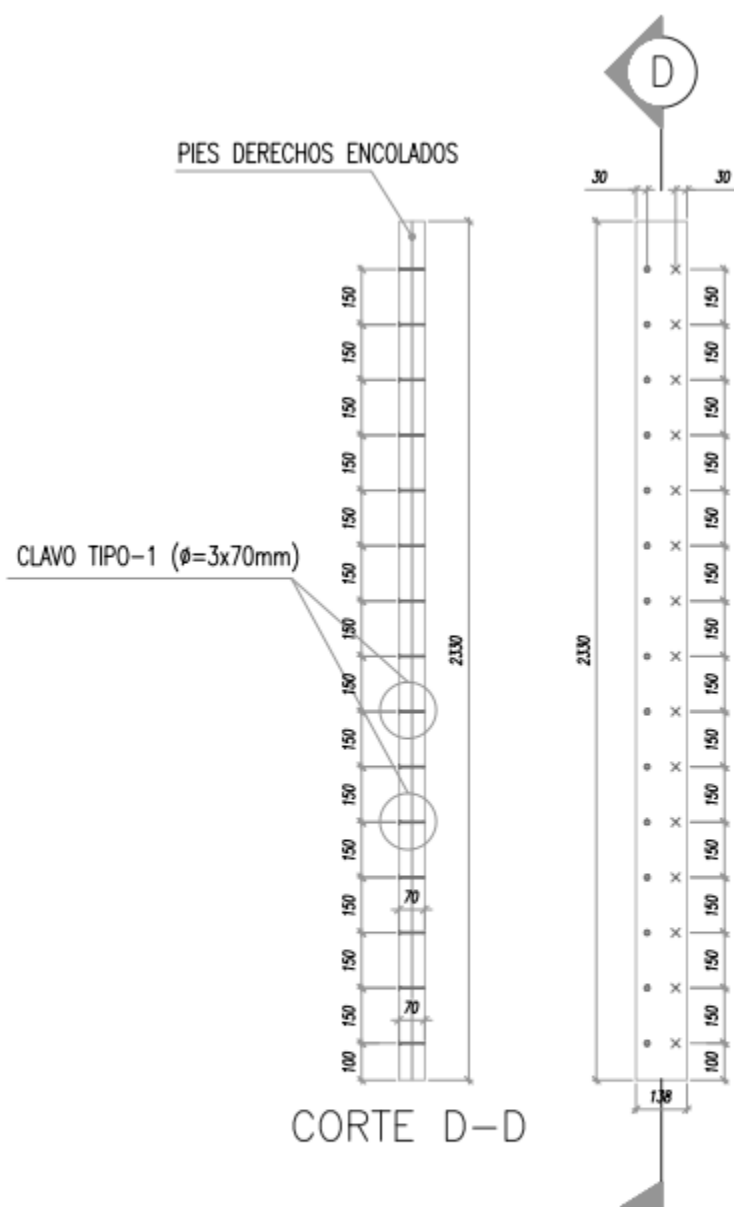


DETALLE 1

CONEXIÓN CLAVADA EN PIE DERECHO DE BORDE (CLAVO TIPO-2 $\phi=4.2 \times 160\text{mm}$)

ESCALA 1 : 20

Detalle 2:

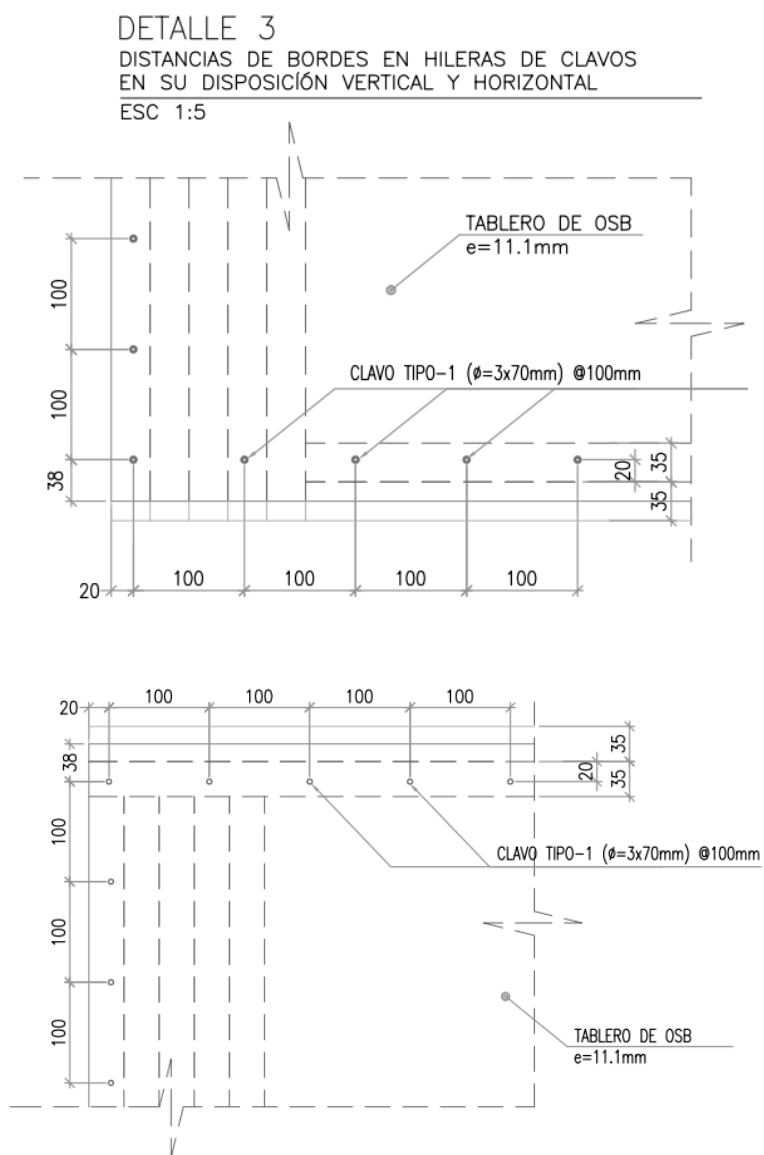


- SIMBOLO PARA INDICAR CABEZA DE CLAVO TIPO-1
- × SIMBOLO PARA INDICAR PUNTA DE CLAVO TIPO-1

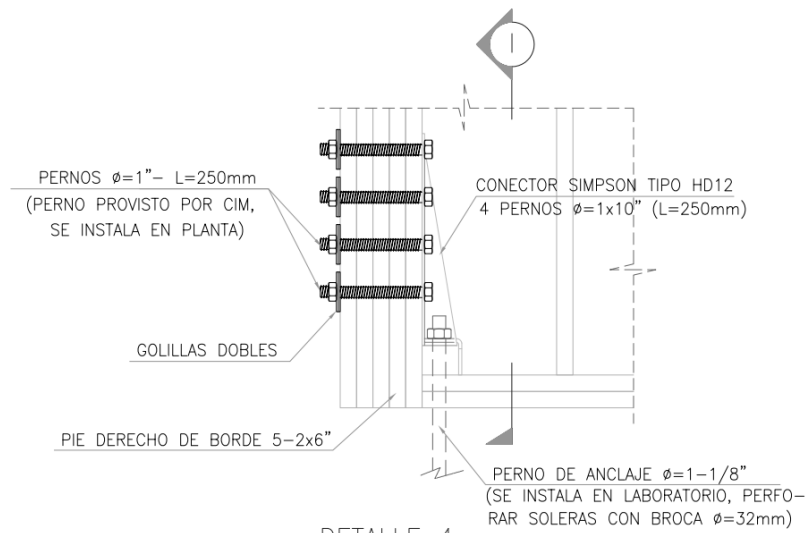
DETALLE 2

CONEXIÓN CLAVADA EN PIE DERECHO DOBLE INTERMEDIO (CLAVO TIPO-1 $\phi=3 \times 70 \text{ mm}$)

Detalle 3:



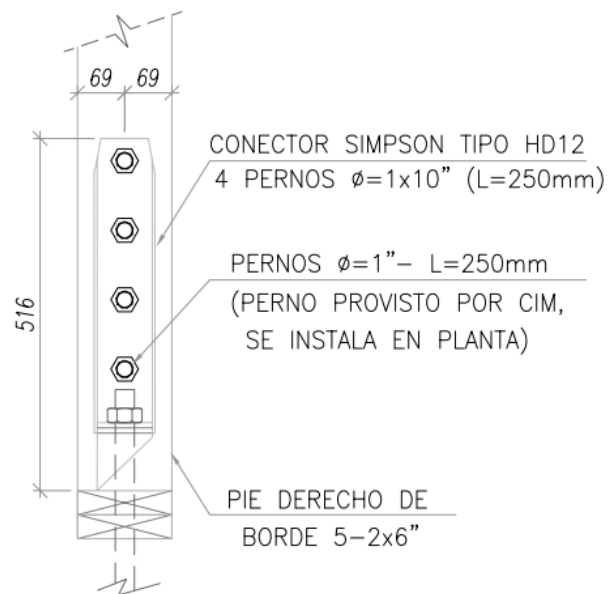
Detalle 4:



DETALLE 4

DETALLE DE INSTALACIÓN DE
DISPOSITIVO HOLDOWN TIPO HD12

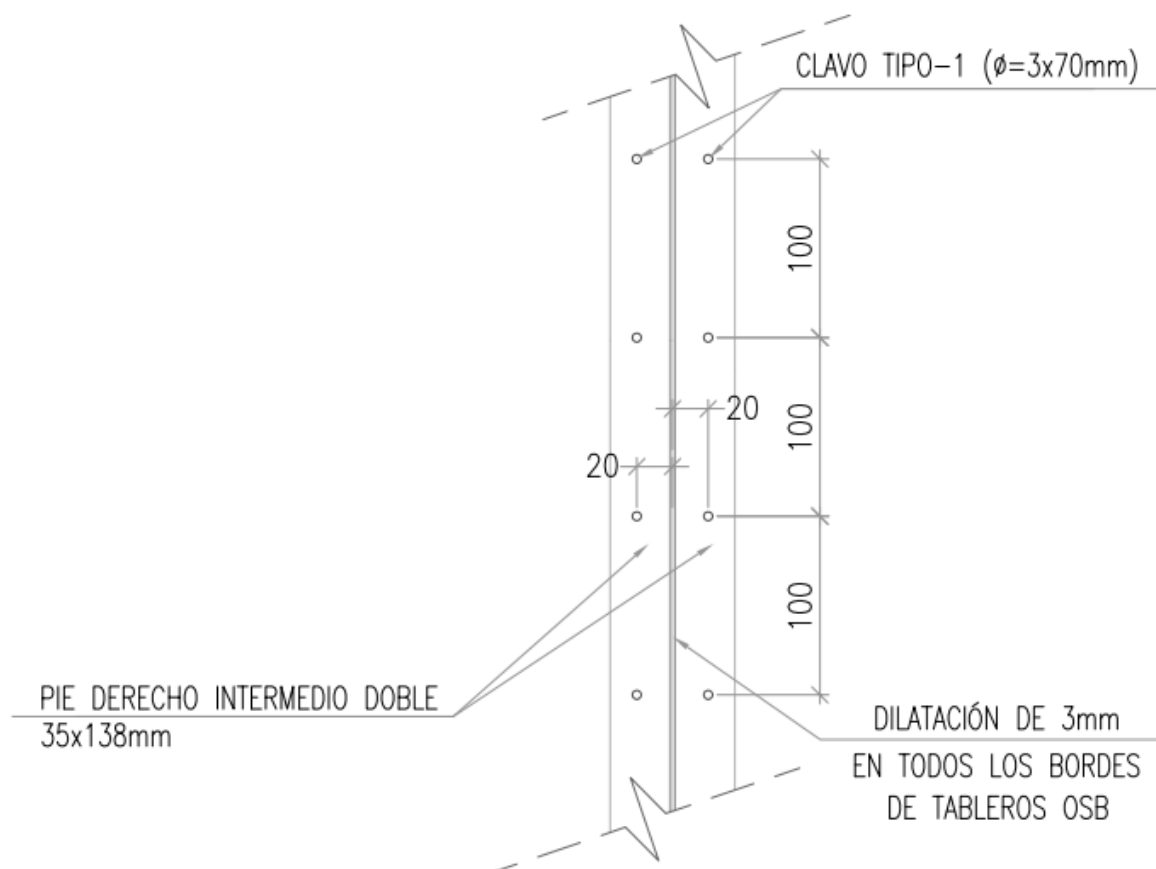
ESC. 1:10



CORTE I-I

ESC. 1:10

Detalle 5:

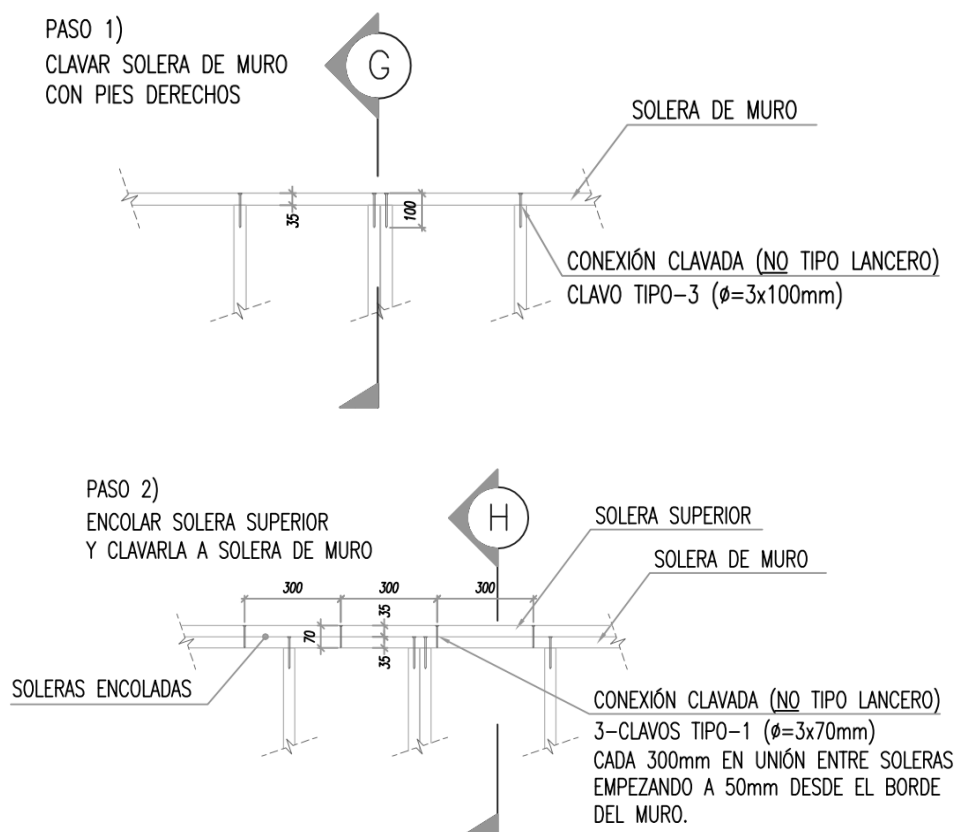


DETALLE 5

JUNTA DILATACIÓN Y DISTANCIAS AL BORDE DE CLAVOS
EN UNIÓN DOS TABLEROS VERTICALES DE OSB

ESC 1:5

Detalle 6:

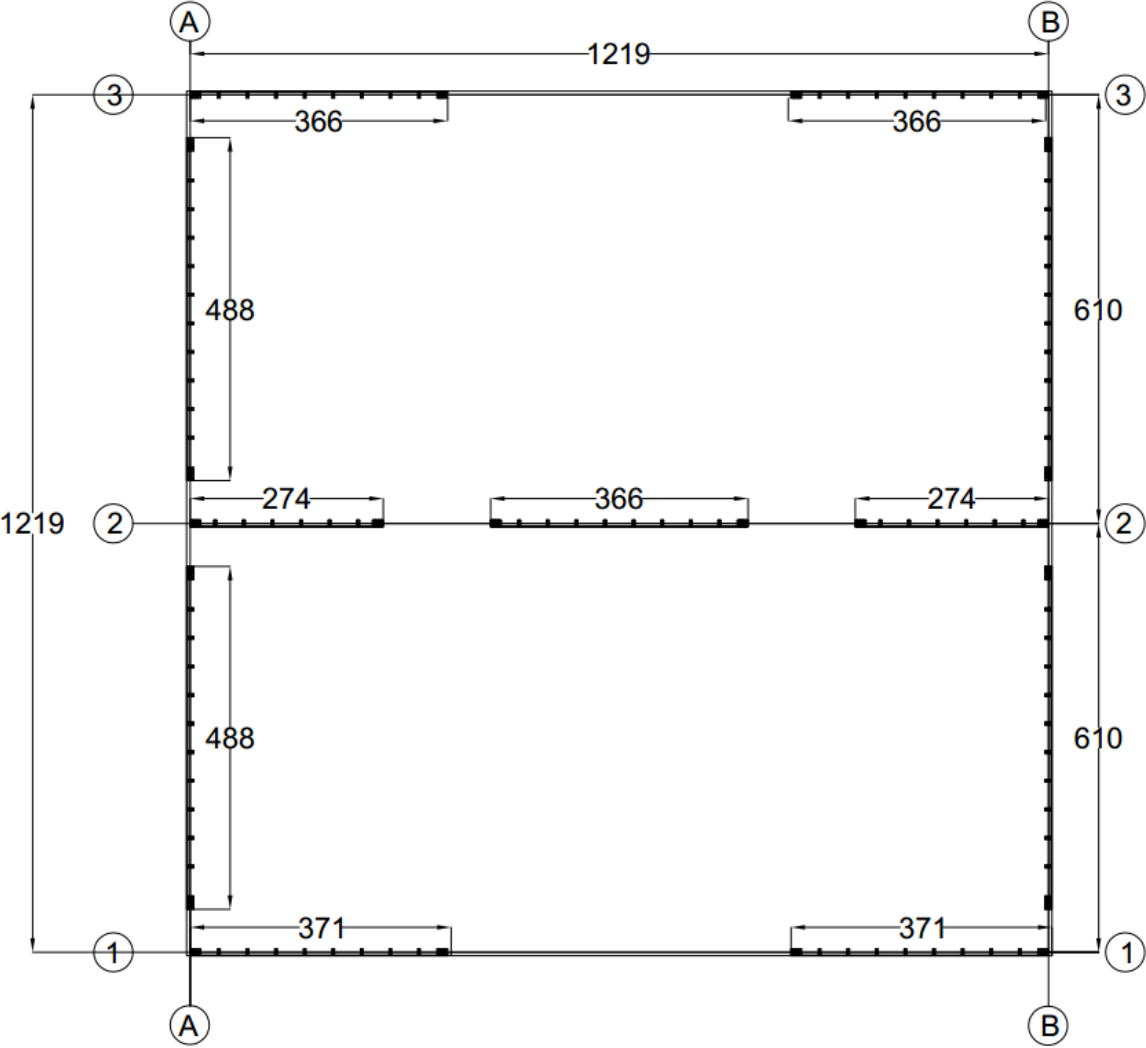


DETALLE 6

SECUENCIA DE ARMADO Y CONEXIÓN SOLERAS CON PIES DERECHOS (*)

Activate Windows

ANEXO B: PLANTA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO ANALIZADO POR CHEN.



ANEXO C: PLANTA ESTRUCTURAL DE LA TORRE PEÑUELAS

