



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL PROTOTIPO DE VIVIENDA
DE EMERGENCIA**

MEMORIA PARA OPTAR A TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

CLAUDIO ALEJANDRO MEJÍAS MEDINA

PROFESOR GUÍA:

RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

MAURICIO TOLEDO VILLEGAS

ROSE MARIE GARAY MOENA

SANTIAGO DE CHILE

2014

RESUMEN

El presente trabajo estudia el comportamiento estructural de un prototipo de vivienda modular, que tiene como objetivo ser una solución habitacional de emergencia ante desastres naturales como la ocurrencia de terremotos y tsunamis.

Los prototipos de vivienda de emergencia se componen de paneles SIP prefabricados, los que son paneles térmicos, contruidos con un núcleo de poliestireno expandido de 45mm y dos placas de madera OSB de 9,5mm, ofreciendo resistencia estructural, aislación térmica y acústica.

Se estudió el comportamiento estructural de los prototipos generados para 5 zonas del país: Las Cardas en la IV Región, Santiago en la Región Metropolitana, las Balsas en la VI, Pantanillos en la VII y Frutillar en la X Región.

Finalmente por tratarse de una vivienda de emergencia, el prototipo no necesariamente debe cumplir con toda la normativa aplicable a una vivienda definitiva. Los estudios realizados indicaron que algunas estructuras como techos, pisos, y paneles que forman parte de los prototipos de emergencia no cumplen con algunos requerimientos dependiendo de la zona térmica donde se encuentren:

- Techo: Las localidades de Las Cardas, Santiago y Las Balas presentaron problemas de resistencia para la estructura de techo, los cuales pueden ser omitidos, debido a que constituyen exigencias que indica la normativa que no se presentan en el uso diario de los prototipos.
- Piso: Los pisos cumplen con lo que exige la normativa nacional, salvo en el caso de la localidad de Frutillar que cumple con el 97.5% de la carga de uso que exige la normativa (200kgf/m²). Por el carácter de vivienda de emergencia el valor obtenido se considera suficiente.
- Paneles: A partir de resultados de ensayos de laboratorio realizados en carga lateral y fuera del plano en los paneles que componen el prototipo de vivienda de emergencia, se logró concluir que el prototipo tolera el sismo de diseño y las máximas cargas de viento establecidas en la normativa nacional.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi familia, principalmente a mis padres por todos estos años de esfuerzo para que nunca me faltase nada y poder ser un profesional, entregándome su apoyo y cariño incondicional, e incluso aguantar mi mal humor durante este proceso.

A mi hermano, que aunque este lejos ha estado presente siempre.

A la Javita, a la Cosa, a la Pequeñita, a la Fernanda de los Ángeles, por aguantarme durante todo este último año, apoyarme e incluso amarrarme a la silla para trabajar, por su valioso apoyo incondicional y amor infinito.

A mis amigos: el Pollo, la Roci, la Nini, la Luci y al Fany por los buenos momentos que hemos compartido juntos, los viajes inolvidables a la playa, esperando que perdure nuestra amistad.

A mis amigos Rafa y Alan por ser mis partners, por apoyarme, por darme ánimo y por creer en mí siempre. Y por mantener vivo al “Crack” que llevo dentro.

A los papas de la cosa por aguantarme de allegado por varias semanas, por creer en mí y darme apoyo.

A la Cony, a Janito y a Benito por entregarme un momento de relax cuando estaba más estresado.

Y a todas esas personas importantes que pasaron por mi camino aportándome algo para ser quien soy, para culminar esta etapa de las muchas que vendrán.

Gracias!!!

Tabla de Contenido

CAPITULO 1. INTRODUCCION.....	6
1.1 Motivación.....	6
1.2 Objetivos.....	7
1.2.1 Objetivos Generales.....	7
1.2.2 Objetivos Específicos	7
1.3 Alcances por capítulos.....	8
CAPITULO 2. ANTECEDENTES	9
2.1 Introducción.....	9
2.2 Características de la vivienda.....	10
2.3 Panel sometido a carga lateral.....	16
2.4 Normas de diseño.....	18
2.5 Materiales: Propiedades físicas y mecánicas	19
2.5.1 Madera en piezas simples	19
2.5.2 Madera Laminada Encolada	25
2.5.3 Factores de Modificación	31
2.5.4 OSB, Contrachapado y Poliestireno expandido	35
2.5.5 Deformaciones	36
CAPITULO 3 VERIFICACION ESTRUCTURAL.....	38
3.1 INTRODUCCIÓN	38
3.2 Cargas.....	38
3.2.1 Tipos de Cargas	38
3.2.2 Combinaciones de Cargas	43

3.3 Análisis de estructura de techo.....	43
3.3.1 Bases de Diseño.....	43
3.3.2 Materiales	44
3.3.3 Combinaciones de Cargas	44
3.3.4 Solicitaciones.....	44
3.3.5 Modelos	46
3.3.6 Resultados.....	48
3.3.7 Cargas máximas toleradas por los techos para las distintas localidades.	57
3.3.8 Deformaciones.....	57
3.4 Análisis de estructura de piso.....	59
3.4.1 Objetivo	59
3.4.2 Bases de Diseño.....	60
3.4.3 Materiales	60
3.4.4 Combinaciones de Cargas	60
3.4.5 Solicitaciones.....	61
3.4.6 Modelo Vigas de Piso.....	61
3.4.7 Resultados modelo Vigas de Piso.....	65
3.4.8 Contrachapado	68
3.5. Comportamiento de los paneles	73
3.5.1 Panel de Corte.....	73
3.5.2 Capacidad a Flexión en paneles OSB.....	102
CAPITULO 4. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES.....	120
4.1 Resumen	120
4.2 Comportamiento estructural.....	120
4.3 Recomendaciones de trabajo futuro	123
BIBLIOGRAFIA	124
ANEXO 1 PLANOS DEL PROTOTIPO VIVIENDA	127

ANEXO 2 MEMORIAS DE CÁLCULO, CAPACIDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES	133
ANEXO 3 CALCULO TEORICO DE ELEMENTOS CONECTORES DEL PANEL	149
ANEXO 4 RESULTADOS, ENSAYOS DE LOS CONECTORES	152
ANEXO 5 MODOS DE FALLA PARA LOS PANELES ENSAYOS EN LABOTATORIO	156

CAPITULO 1. INTRODUCCION

1.1 Motivación

Existen diversas situaciones donde familias quedan sin hogar o no cuentan con un techo firme donde cobijarse, recurriendo como solución inmediata a la implementación de una vivienda de emergencia o mediagua, con la finalidad de dar solución en un corto plazo y a bajo costo.

En la actualidad la vivienda de emergencia empleada es la “Mediagua”, la que corresponde a una vivienda prefabricada de 18.3 m² de superficie. La estructura, que no cuenta con un sistema de aislación térmica, frente a condiciones climáticas adversas y fuertes lluvias, presentando problemas de filtraciones y de humedad, como los registrados en Chile con las mediaguas instaladas post-terremoto del Maule del 2010, según reconoció el mismo gobierno.

En Chile existe la aceptación social de entregar este tipo de viviendas, ya que son consideradas como una solución provisoria, sin embargo se carece de una normativa en la ordenanza nacional de urbanismo y construcción (OGUC) en su diseño e implementación, dejando de lado los requisitos mínimos de calidad o estándares mínimos de habitabilidad, seguridad y protección. Sin embargo al ver la realidad vemos que a nivel nacional existen campamentos que perduran en el tiempo con este tipo de vivienda, no solo meses, sino años, manteniendo condiciones precarias para sus ocupantes.

Es por eso que el 2009 fue presentado el proyecto FONDEF D09I1058 (Fondo de Fomento al Desarrollo Científico y Tecnológico) “Desarrollo de las bases técnicas y normativas para prototipos de vivienda modular, con énfasis en soluciones de emergencia, bajo criterios técnicos, geográficos y económicos que mejoren su eficiencia y funcionalidad”, proyecto que pretende establecer y proponer un estándar mínimo de habitabilidad en las viviendas de emergencia por zonas geográficas, incorporando las tecnologías constructivas, pero priorizando la relación costo/beneficio [1].

El prototipo de vivienda de emergencia se compone de paneles SIP prefabricados, los cuales son paneles térmicos estructurales, contruidos con un núcleo de poliestireno de 45mm y dos placas

de madera OSB de 9,5mm, ofreciendo ventajas como materiales de construcción, renovables, con propiedades de resistencia estructural, aislación térmica, acústica y antisísmica, ofreciendo una solución de vivienda de emergencia que garantice durabilidad y habitabilidad [1].

Se diseñaron, fabricaron y validaron prototipos de vivienda de emergencia ampliables para cuatro zonas climáticas del país, bajo criterios de eficiencia térmica, diseño, habitabilidad y bajo costo. En los que se privilegia el uso de madera y tableros estructurales, sistemas industrializados y un sistema de embalaje y transporte, que permitió obtener como resultados una matriz de sugerencias técnicas y normativas legales que garanticen calidad para las viviendas de emergencia, de modo que se integren a soluciones de viviendas más eficientes, aunque deban conservar su carácter provisorio, debido a que no están reconocidas como viviendas sociales por parte del MINVU.

Este trabajo de título se enmarca dentro de este proyecto FONDEF. Su principal objetivo es estudiar el comportamiento estructural de un prototipo de vivienda modular ubicado en cinco localidades del país, cuantificando el nivel de cumplimiento de la normativa vigente, y sugiriendo posibles mejoras al diseño actual.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos Generales

Analizar la respuesta estructural del prototipo de vivienda de emergencia ante-solicitaciones de diversa índole (cargas permanentes, cargas de uso, nieve y sismos).

1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar un modelo que permita predecir el comportamiento de los tabiques estructurales ante solicitaciones laterales, verticales y fuera del plano.
- Analizar resultados de los ensayos realizados en paneles de OSB.
- Realizar un modelo del prototipo de vivienda de emergencia mediante un programa de análisis estructural.

- Analizar la respuesta del modelo ante diversas solicitaciones como cargas permanentes, de nieve, viento y sismo.
- Identificar qué porcentaje de la solicitación máxima tolera el prototipo en caso que no cumpla con la normativa vigente.
- Establecer recomendaciones pertinentes para optimizar el diseño en caso que existan elementos sobre-dimensionados o sub-dimensionados.

1.3 Alcances por capítulos

En el Capítulo 1 fueron expuestos los antecedentes generales que motivaron la realización del presente trabajo, además de indicar el alcance y objetivos específicos del mismo.

En el Capítulo 2 se presenta el prototipo de vivienda de emergencia a estudiar. Se indican además cuales son los antecedentes con los que se cuenta para estudiar el comportamiento del prototipo de vivienda y cuál es la normativa aplicable.

En el Capítulo 3 se presentan las consideraciones que se tienen para determinar las solicitaciones a las que son expuestos los prototipos de vivienda de emergencia. Se presentan los modelos empleados y los análisis de resultados obtenidos para las estructuras de techo, piso y paredes que componen el prototipo. Se indica el nivel de cumplimiento de los elementos estructurales según la normativa chilena vigente y en caso de no cumplir con la normativa se propone soluciones para el cumplimiento de esta.

En el Capítulo 4 se discuten y comentan los resultados del capítulo 3.

CAPITULO 2. ANTECEDENTES

2.1 Introducción

Las viviendas de emergencia en teoría son una solución habitacional provisoria y rápida ante catástrofes o desastres naturales, cuya finalidad es albergar una familia mientras se busque una solución definitiva. Muchas veces esta solución no llega en un corto plazo y es por ello que estas viviendas se mantienen por meses e incluso años.

En Chile no existe una normativa para estas viviendas, ya que poseen carácter provisorio, es por ello que el 2009 con el objetivo de proponer una norma para las viviendas de emergencias y mejorar la habitabilidad implementando un sistema de fácil montaje y que además fuera transportable, fue presentado el proyecto FONDEF D09I1058 “Desarrollo de las bases técnicas y normativas para prototipos de vivienda modular, con énfasis en soluciones de emergencia, bajo criterios técnicos, geográficos y económicos que mejoren su eficiencia y funcionalidad”, proyecto que pretendía establecer y proponer un estándar mínimo de habitabilidad en las viviendas de emergencia por zonas geográficas, incorporando las tecnologías constructivas pero priorizando la relación costo/beneficio.

Este prototipo es fabricado en módulos estandarizados para entregar listos para armar, Ready to Assemble (RTA), bajo el sistema Structural Insulated Panel (SIP), los cuales son paneles térmicos estructurales, contruidos con un núcleo de poliestireno expandido y dos placas de madera OSB, la cual es un panel estructural de astillas o virutas de madera, orientadas en forma de capas cruzadas para aumentar su resistencia y rigidez. Las placas de OSB y el núcleo de poliestireno se unen entre sí mediante adhesivos químicos aplicados bajo alta presión, combinando así la rigidez de la madera con la ligereza y aislación térmica y acústica del poliestireno expandido (EPS), logrando gran durabilidad, ventilación, iluminación y habitabilidad de acuerdo a la normativa vigente en el país. La Figura 2.1 permite visualizar en que consiste un panel SIP.



Figura 2.1: Panel SIP

2.2 Características de la vivienda

La superficie de la vivienda es de 24m^2 , que puede ser ampliable dependiendo de los requerimientos de las personas. La dimensión de los paneles SIP es de $1,22\text{ m} \times 2,44\text{ m} \times 64\text{ mm}$ de espesor en muro, los que se van instalando secuencialmente uno al lado del otro. Se ha probado en obra que el armado completo del inmueble demora cuatro días, contando con 3 operarios. La Figura 2.2 permite observar el prototipo de vivienda de emergencia.

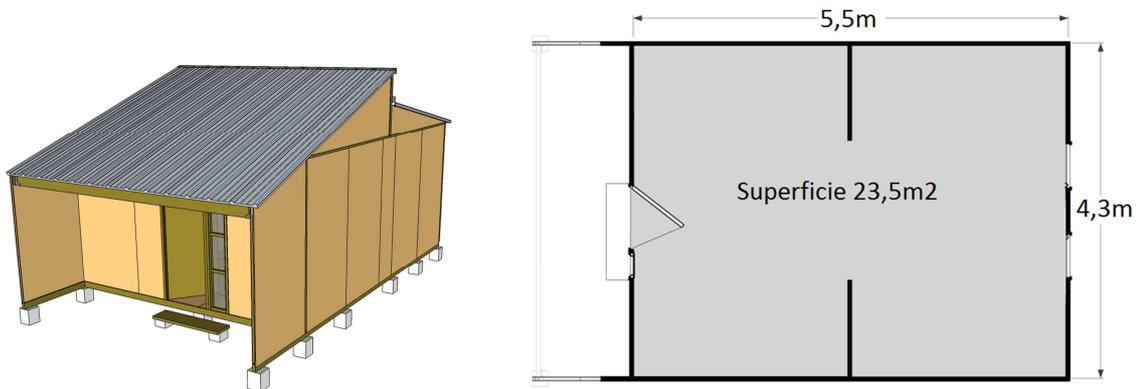


Figura 2.2: Prototipo de vivienda de emergencia

El prototipo anteriormente descrito fue instalado en distintas zonas climáticas del país, en forma especial en las regiones IV, VI, VII, X y Metropolitana. La Tabla 2.1 y la Figura 2.3 indican en qué localidad de las regiones ya mencionadas se ubican los prototipos.

Tabla 2.1: Datos geográficos de las zonas climáticas consideradas

Prototipo	Región	Latitud [°]	Longitud [°]	Altitud [msnm]
Las Cardas	IV	-30,28	-71,26	1620
Santiago	Metropolitana	-33,45	70,66	567
Las Balsas	VI	-34,20	-71,46	223
Pantaniillo	VIII	-36,83	-72,55	534
Frutillar	X	-41,13	-73,00	62

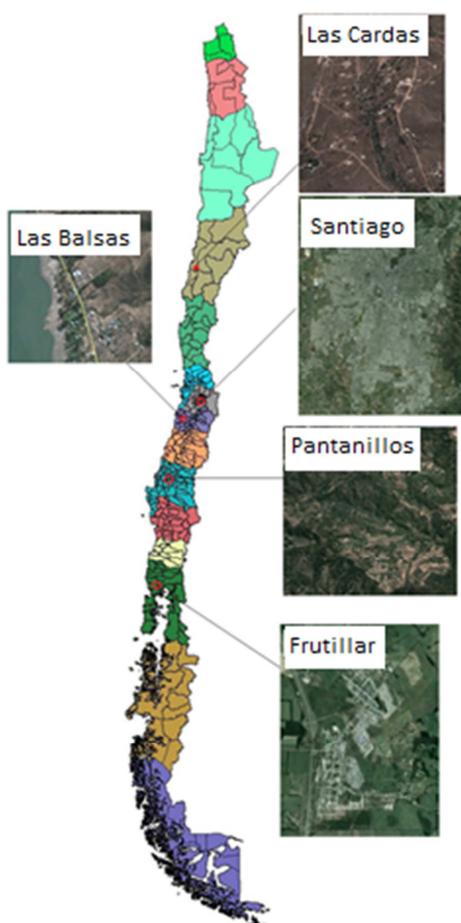


Figura 2.3: Zonas climáticas consideradas

Por tratarse de cinco zonas del país en las cuales las condiciones climáticas son muy distintas. Los techos presentan diferencias en su espesor, con el fin de mejorar las condiciones térmicas, como lo indica la Tabla 2.2 y donde se puede visualizar en la Figura 2.4.

Tabla 2.2: Diferencias del espesor de los techos según las zonas climáticas

Localización	Espesor Poliestireno expandido[mm]	Espesor Panel SIP[mm]
Las Cardas	45	64
Santiago	80	99
Las Balsas	80	99
Pantaniillos	100	119
Frutillar	140	159

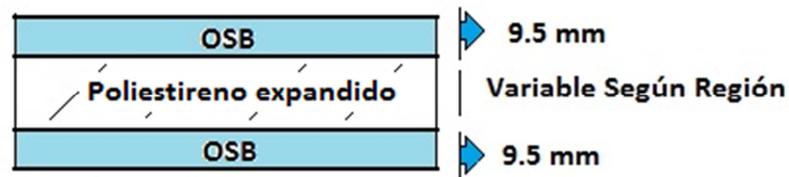


Figura 2.4: Variación del espesor del poliestireno expandido en Panel SIP según zona climática

Por otro lado el techo tiene la particularidad de tener vigas simples de pino radiata y vigas de madera laminada encolada (MLE) de laminación vertical y horizontal. La Figura 2.5 indica dos tipos de vigas, las llamadas vigas representadas de color negro corresponden a vigas simples de pino radiata, mientras que las vigas representadas de color rojo corresponden a las vigas de MLE de orientación vertical, que fueron traslapadas para dar con el largo que requerían (4,06m). A su vez se hace referencia al lado izquierdo del techo como “Techo 1”, el cual tiene un ángulo de 9.31° y al lado derecho como “Techo 2” con un ángulo de 23.09° .

Las vigas de madera laminada encolada de laminación horizontal corresponden a aquellas que quedan por debajo del panel y son perpendiculares a las vigas del “Techo 1” y “Techo 2”.

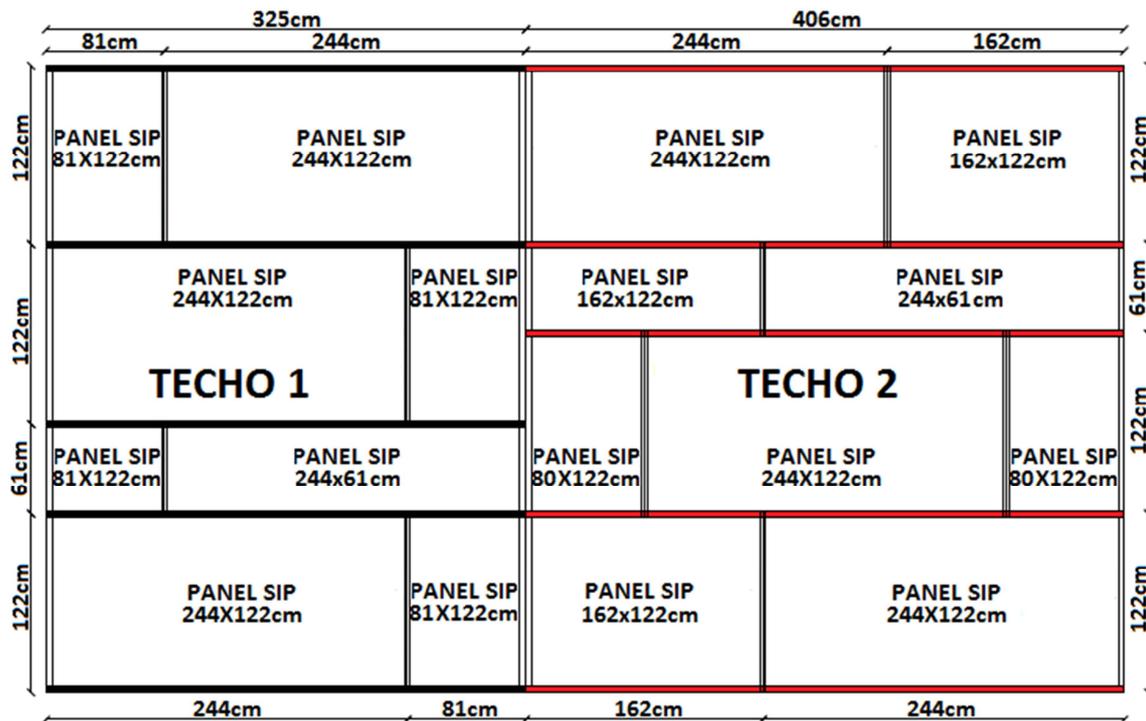


Figura 2.5: Vista en planta de la estructura de techo

Respecto a la estructura de piso, es importante destacar que el entramado es el mismo para todas las zonas, compuesto por madera impregnada seca de pino radiata en 2"x6" en la periferia y en vigas de 2"x4" en las vigas interiores. En cuanto al apoyo al suelo, se empleó apoyos de hormigón en zonas climáticas más lluviosas (6) y rollizos impregnados de 5 a 6" de diámetro anclados al suelo con mezcla de arena, ripio y cemento en las otras zonas climáticas (2, 3 y 4). Otra modificación fue el aislante, se incluyó fibra sintética FISITERM de 50 mm de espesor y se agregó una membrana impermeable de tafetta por la parte posterior de este sistema de piso en las zonas climáticas 2, 3 y 4; para la zona climática 6 se empleó poliestireno expandido de alta densidad (30 kg/m^3). Estas conformaciones se realizaron con el propósito de dar cumplimiento a la normativa de confort térmico. La parte superior del piso fue resuelta con contrachapado estructural de pino radiata en 18mm de espesor. El sistema estructural de piso se puede visualizar en la Figura 2.6.

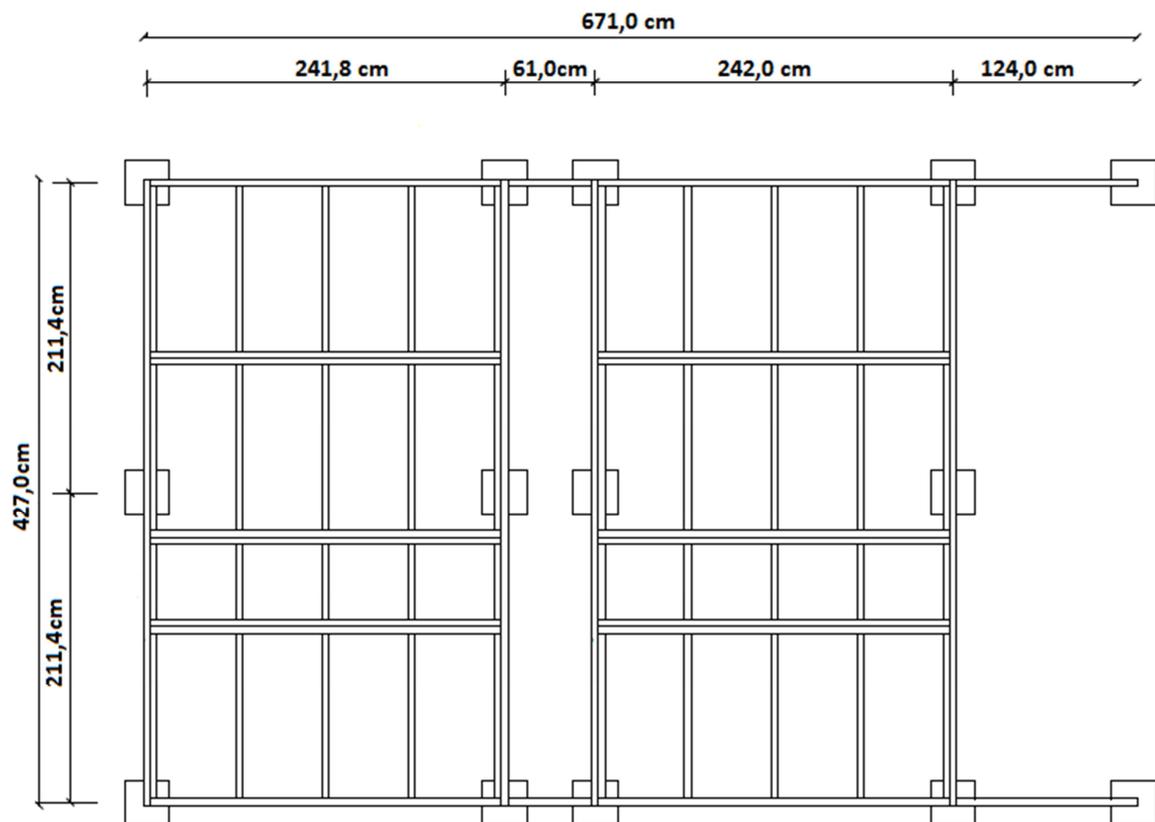


Figura 2.6: Vista en planta vigas de piso (Vigas periféricas en 2x6" y Vigas interiores en 2x4")

Finalmente respecto a los paneles de muros tipo SIP de 64 mm de espesor, formado por dos capas externas de OSB estructural tipo 2 de 9,5mm y un núcleo de poliestireno expandido de 45mm y 15 kg/m³ de densidad, tal como se puede visualizar en la Figura 2.7. El OSB se une al Poliestireno expandido mediante adhesivo poliuretano de 2 componentes. En los costados del panel se inserta un pie derecho de 45mm x 45mm y se pega a media madera, y la mitad restante une al panel contiguo mediante tornillos spack de 1" ¼. Además los paneles se amarran en el borde superior e inferior mediante soleras de 45mm x 45mm, las cuales se atornillan al OSB con spack de 1" ¼.

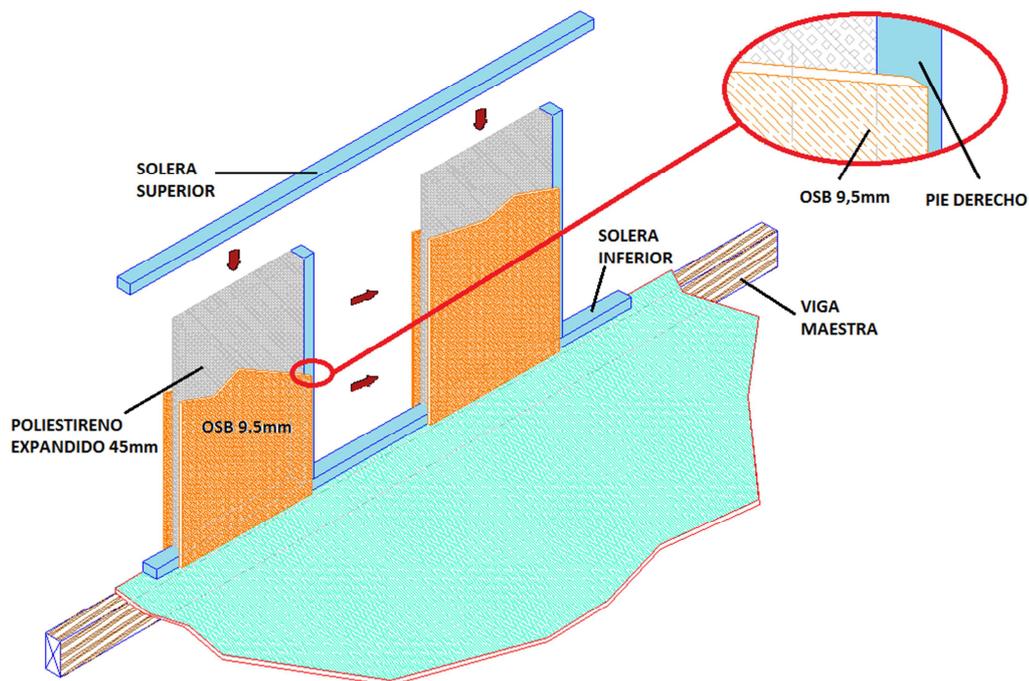


Figura 2.7: Isométrica Paneles OSB

El detalle de la unión entre el panel y las vigas maestras se observar en la Figura 2.8. El entramado de piso consta de la viga maestra 2x6" y el contrachapado de 18mm sobre el cual se ancla la solera inferior mediante tornillo de 3" espaciados cada 50cm. Se monta el panel sobre la solera y se atornilla con Drywall rosca gruesa de 6 x 1 ¼ espaciados cada 20cm. La unión entre paneles se efectúa mediante pie derecho y el amarre perimetral se realiza con solera superior de 45x90 mm atornillada con Drywall de 8 x 1 ¼".

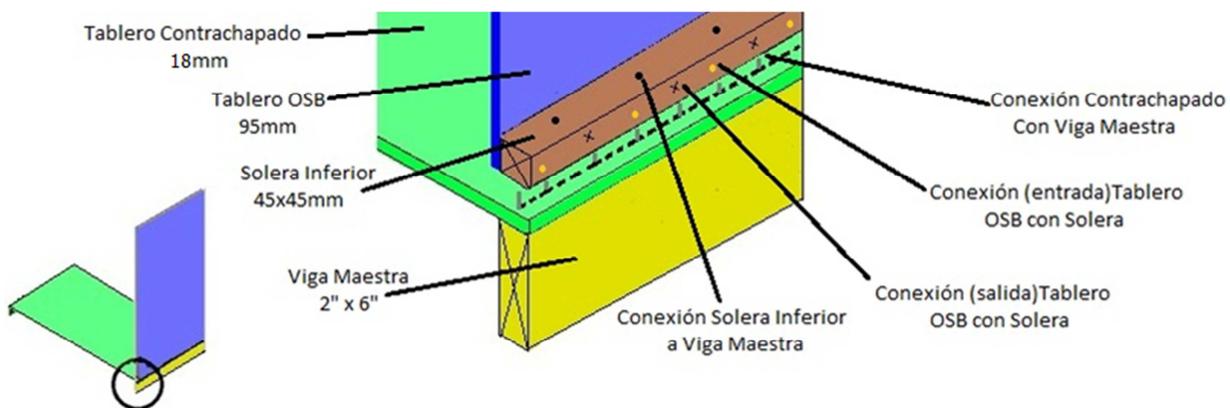


Figura 2.8: Detalle conexión entre el panel, viga y contrachapado

2.3 Panel sometido a carga lateral

El problema de determinar la capacidad de un panel sometido a carga lateral ha sido ampliamente estudiado por diversos autores.

Toumi and McCutcheon [2] modelaron un panel con la hipótesis de la distorsión de un paralelogramo, utilizando el principio de la conservación de la energía. Se propuso que cuando un muro es sometido a carga lateral, los elementos conectores son deformados, mientras que el tablero tiende a distorsionarse como un paralelogramo, como se observa en la Figura 2.9. La carga lateral, es resistida gracias a los conectores, ya que son ellos los que absorben toda la energía. La relación carga-deformación del elemento conector se supone lineal. En este modelo se cree que la resistencia lateral de los elementos conectores es el parámetro más importante que se necesita conocer para poder predecir el comportamiento del panel. Como el material utilizado es madera contrachapada, la que tiene una alta resistencia al desplazamiento lateral de un clavo, los autores descubrieron que pueden ocurrir fallas en la unión en la madera en lugar del revestimiento. El modelo supone que los elementos conectores se distorsionan linealmente siguiendo una cierta relación carga deformación y que la energía total absorbida por todos los conectores, no es más que la suma individual de la energía absorbida por cada uno de ellos.

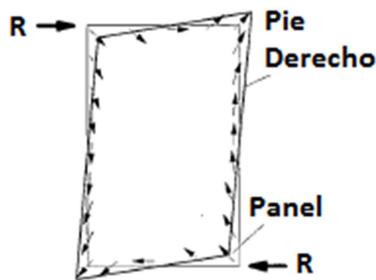


Figura 2.9: Distorsión de panel sometido a carga lateral, modelo de Toumi and McCutcheon 1985

Otro modelo que permite estudiar un panel sometido a corte fue presentado por Easley et al.[3] en 1982. Éste asumía que no solo el marco se deformaba, sino que también considera la deformación del revestimiento como paralelogramo. Ambos bordes verticales del paralelogramo giran en igual medida, mientras que el borde horizontal se mantiene en su posición, como lo muestra la Figura 2.10. Las paredes funcionan como apoyos para los pies-derecho y las fuerzas de sujeción en el

panel consisten en componentes horizontales y verticales. Por lo tanto definidos los desplazamientos relativos de los elementos conectores, se puede calcular por medio de sumatoria de fuerzas o equilibrio momento, cual es la fuerza “P” que tolera el panel. El modelo supone que la componente de la fuerza vertical del conector es proporcional a la distancia desde la línea central vertical del panel, generando una relación de fuerza- desplazamiento del conector que es lineal, pero la proporcionalidad de la fuerza vertical y el desplazamiento es inconsistente cuando la relación fuerza deslizamiento es no lineal.

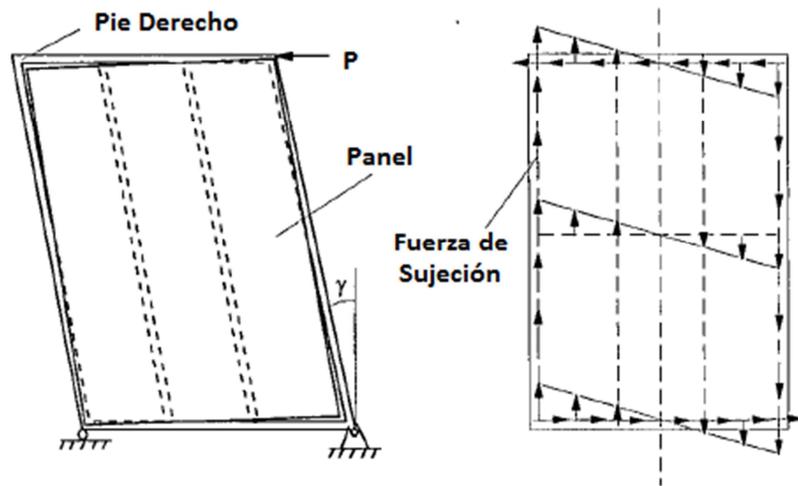


Figura 2.10: Distorsión panel sometido a carga lateral, modelo de Easley et al. 1982.

En 1985 Gupta y Kuo [4] usaron un método de energía de deformación para modelar el panel de corte similar al utilizado por Easley et al. [3]. En este modelo para un panel sometido a una fuerza horizontal, el marco se deforma en un paralelogramo, con un ángulo de distorsión “ γ ” respecto a la vertical. El revestimiento resiste esta deformación y como resultado los bordes horizontales y verticales forman los ángulos “ α ” y “ β ”, con relación al marco, como se observa en la Figura 2.11. Comparando este modelo con el de Easley et al.1982 quien asumió $\beta=0$ y Toumi and McCutcheon [2] quien limita α y β de tal forma que el desplazamiento relativo de las esquinas es a lo largo de la diagonal. En este modelo los ángulos “ α ” y “ β ” son diferentes de cero e independientes entre sí y los esfuerzos que se generan en los conectores se deben a los desplazamientos relativos entre el marco y el revestimiento.

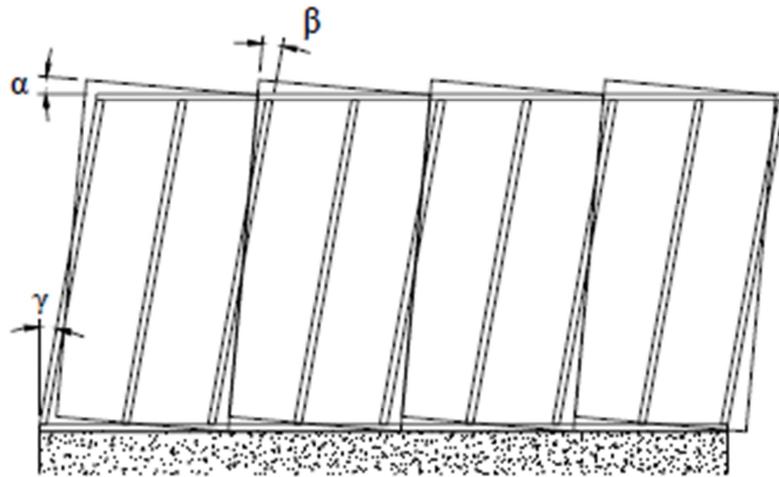


Figura 2.11: Deformación panel de corte, donde “ α ”, “ β ” y “ γ ” corresponde a la deformación angular de los elemento de fijación

2.4 Normas de diseño

Las normas utilizadas para determinar las solicitaciones a las que se ven expuestos los prototipos de vivienda de emergencia corresponden a:

1. NCh 431 Of. 71, Construcción-Sobrecargas de Nieve [5].
2. NCh 432 Of. 2010, Diseño estructural- Cargas de viento [6].
3. NCh 433 Of. 1996 Diseño sísmico de edificios [7]. (incluye DS61[8])
4. NCh 1537 Of. 2009, Diseño estructural- Cargas permanentes y cargas de uso [9].
5. NCh 3171 Of. 2010, Diseño Estructural-Disposiciones generales y combinaciones de cargas [10].

Por otro parte la normativa utilizada para determinar las capacidades mecánicas de las piezas de madera empleadas en la elaboración del prototipo de emergencia corresponden a:

6. NCh 1198 Of. 2006, Madera-Construcciones en Madera-Cálculo [11].
7. NCh 2165 Of. 1991, Tensiones admisibles para la madera laminada encolada estructural de Pino radiata [12].

2.5 Materiales: Propiedades físicas y mecánicas

2.5.1 Madera en piezas simples

En la norma NCh 1198 Of. 2006 las propiedades físicas y mecánicas en piezas de pino radiata se clasifican en tres grados visuales (GS, G1 y G2) y dos mecánicos (C16 y C24). Para el presente trabajo se consideró que se utilizó madera de grado G2, cuyas propiedades se visualizan en la Tabla 2.3. Para el valor de la Flexión y Tracción paralela, los valores son aplicables para piezas de altura de sección transversal menor o igual que 90mm. En el caso del módulo de elasticidad en flexión estos valores son aplicables para piezas de sección transversal mayores o igual a 180mm.

Tabla 2.3: Tensiones admisibles y módulo de elasticidad en flexión (en MPa) para madera aserrada pino radiata seco: $H=12\%$, clasificación visual, según NCh 1198 Of. 2006

Grado estructural	Tensiones admisibles de					Módulo de elasticidad en flexión E_f	Índice de aplastamiento en compresión normal $E_{cn,h}$ [MPa/mm]
	Flexión	Compresión paralela	Tracción paralela	Compresión normal	Cizall e		
	F_f	F_{cp}	F_{tp}	F_{cn}	F_{cz}		
G2	5,4	6,5	4,0	2,5	1,1	8900	5,65

Para determinar la capacidad a Flexión, tracción, compresión, cizalle y esfuerzos combinados en vigas simples de pino radiata se utiliza lo que indica NCh 1198 Of. 2006. Las secciones 2.5.1.1 a 2.5.1.4 corresponden un extracto de lo que indica dicha norma.

2.5.1.1 Flexión uniaxial en vigas simples

a) La tensión de trabajo de la fibra extrema se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$f_f = \frac{M_{m\acute{a}x.}}{W_n} \cdot 10^{-4} (MPa) \quad (1)$$

en que:

- f_f : tensión de trabajo de flexión en la fibra extrema, en MPa.
- $M_{m\acute{a}x.}$: momento máximo de flexión, kgf m.
- W_n : módulo de flexión de la sección transversal neta, determinado con respecto a un eje normal al plano de flexión (eje neutro), en mm^3 .

b) En la zona flexo-traccionada de piezas flexionadas, se calcula según la expresión

$$F_{ft,dis} = F_f \cdot K_H \cdot K_D \cdot K_C \cdot K_{hf} \text{ (MPa)} \quad (2)$$

en que:

- $F_{ft,dis}$: tensión de diseño en flexión en el borde traccionado, en MPa.
- F_f : tensión admisible en flexión según Tabla 2.3, en MPa
- K_H : factores de modificación por contenido de humedad, ver sección 2.5.3.1.
- K_D : factor de modificación por duración de la carga, ver sección 2.5.3.2.
- K_{hf} : factor de modificación por altura, ver sección 2.5.3.3.
- K_C : factor de modificación por trabajo conjunto, ver sección 2.5.3.4.

c) En la zona flexo-comprimida de piezas flexionadas, se calcula según la expresión

$$F_{fv,dis} = F_f \cdot K_H \cdot K_D \cdot K_C \cdot K_{\lambda V} \text{ (MPa)} \quad (3)$$

en que:

- $F_{fv,dis}$: tensión de diseño en flexión en el borde traccionado, en MPa.
- F_f : tensión admisible en flexión según Tabla 2.3, en MPa.
- K_H : factores de modificación por contenido de humedad., ver sección 2.5.3.1.
- K_D : factor de modificación por duración de la carga, ver sección 2.5.3.2.
- K_C : factor de modificación por trabajo conjunto, ver sección 2.5.3.4.
- $K_{\lambda V}$: factor de modificación por volcamiento, ver sección 2.5.3.7.

d) En consecuencia el momento máximo, normalizado por la duración de la carga se determina a partir de:

$$\frac{M_{dis}}{K_D} = \frac{F_{f,dis} \cdot W_n}{K_D} \cdot 10^4 \text{ (kgf} \cdot \text{m)} \quad (4)$$

en que:

- $\frac{M_{dis}}{K_D}$: momento máximo de diseño normalizado por la duración de la carga, en kgf·m.
- $F_{f,dis}$: tensión admisible en flexión ya sea para zona flexo-traccionada o flexo-comprimida en piezas flexionadas, en MPa.

- W_n : módulo de flexión de la sección transversal neta, determinado con respecto a un eje normal al plano de flexión (eje neutro), en mm^3 .
- K_D : factor de modificación por duración de la carga, ver sección 2.5.3.2.

2.5.1.2 Esfuerzos Axiales

Compresión

- a) Tensión de trabajo para elemento sometido a compresión paralela:

$$f_{cp} = \frac{N}{A} \cdot 10^{-1} (\text{MPa}) \quad (5)$$

en que:

- f_{cp} : tensión de trabajo por compresión paralela, en MPa.
- N : carga axial aplicada, en kgf.
- A : área de la sección transversal, en mm^2 .

- b) Para las piezas que no presentan problemas de inestabilidad lateral ($\lambda < 10$), la tensión de diseño se determina mediante la siguiente expresión:

$$F_{cp,dis} = F_{cp} \cdot K_H \cdot K_D (\text{MPa}) \quad (6)$$

en que:

- $F_{cp,dis}$: tensión de diseño en compresión paralela, en MPa.
- F_{cp} : tensión admisible en compresión paralela según Tabla 2.3, en MPa.
- K_H : factores de modificación por contenido de humedad, ver sección 2.5.3.1.
- K_D : factor de modificación por duración de la carga, ver sección 2.5.3.2.

- c) Si el elemento presenta problemas de inestabilidad lateral, $\lambda \geq 10$, la tensión de diseño se calcula mediante:

$$F_{cp,\lambda,dis} = F_{cp,dis} \cdot k_\lambda (\text{MPa}) \quad (7)$$

en que:

- $F_{cp,\lambda,dis}$: tensión de diseño en compresión paralela considerando inestabilidad lateral, en MPa.
- $F_{cp,dis}$: tensión de diseño calculada según la ecuación (6), en MPa.
- k_λ : factor de modificación por esbeltez, ver sección 2.5.3.6.

d) En consecuencia la compresión máxima, normalizada por la duración de la carga se determina:

$$\frac{C_{dis}}{K_D} = \frac{F_{cp,\lambda,dis} \cdot A}{K_D} \cdot 10 \text{ (kgf)} \quad (8)$$

en que:

$\frac{C_{dis}}{K_D}$: compresión máxima de diseño normalizado por la duración de la carga, en kgf.

$F_{cp,\lambda,dis}$: tensión de diseño en compresión paralela considerando inestabilidad lateral calculada según la ecuación (7), en MPa.

A : área de la sección transversal, en mm².

K_D : factor de modificación por duración de la carga, ver sección 2.5.3.2

Tracción

e) Tensión de trabajo en tracción paralela a la fibra se obtiene

$$f_{tp} = \frac{T}{A_n} \cdot 10^{-1} \text{ (MPa)} \quad (9)$$

en que:

f_{tp} : tensión de diseño en tracción paralela según Tabla 2.3, en MPa.

T : sollicitación axial, en kgf.

A_n : área neta de la sección transversal, en mm².

f) La tensión de diseño a tracción paralela a la fibra se obtiene a través;

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \cdot K_H \cdot K_D \cdot K_{hf} \cdot K_{ct} \text{ (MPa)} \quad (10)$$

en que:

$F_{tp,dis}$: tensión de diseño en tracción paralela a la fibra, en MPa.

F_{tp} : tensión admisible en tracción paralela, según Tabla 2.3, en MPa.

K_H : factores de modificación por contenido de humedad, ver sección 2.5.3.1.

K_D : factor de modificación por duración de la carga, ver sección 2.5.3.2.

K_{hf} : factor de modificación por altura, ver sección 2.5.3.3.

K_{ct} : factor de modificación por concentración de tensiones, ver sección 2.5.3.5.

g) En consecuencia la tracción máxima, normalizada por la duración de la carga se determina:

$$\frac{T_{dis}}{K_D} = \frac{F_{tp,dis} \cdot A_n}{K_D} \cdot 10 \text{ (kgf)} \quad (11)$$

en que:

$\frac{T_{dis}}{K_D}$: tracción máxima de diseño normalizado por la duración de la carga, en kgf.

$F_{tp,dis}$: tensión de diseño en tracción paralela a la fibra, en MPa.

A_n : área neta de la sección transversal, en mm².

K_D : factor de modificación por duración de la carga, ver sección 2.5.3.2.

2.5.1.3 Cizalle en vigas simples

a) Tensión de diseño de cizalle longitudinal se determina de la expresión:

$$f_{cz} = \frac{1,5 \cdot Q}{b \cdot h} \cdot 10^{-1} \text{ (MPa)} \quad (12)$$

en que:

f_{cz} : tensión de trabajo de cizalle longitudinal según Tabla 2.3, en MPa.

Q : esfuerzo de corte máximo, en kgf.

B : Dimensión nominal de la sección transversal, normal a la dirección de la carga aplicada, en mm.

H : Dimensión nominal de la sección transversal, paralela a la dirección de la carga aplicada, en mm.

b) Tensión de diseño de cizalle longitudinal se determina de la expresión:

$$F_{cz,dis} = F_{cz} \cdot K_H \cdot K_D \cdot K_r \text{ (MPa)} \quad (13)$$

en que:

$F_{cz,dis}$: tensión de trabajo de cizalle longitudinal, en MPa.

F_{cz} : tensión admisible de cizalle longitudinal según Tabla 2.3, en MPa.

K_H : factor de modificación por contenido de humedad, ver sección 2.5.3.1.

K_D : factor de modificación por duración de la carga, ver sección 2.5.3.2.

K_r : factor de modificación por rebaje (inferior o superior), ver sección 7.2.3.5 NCh1198 Of.2006.

c) En consecuencia el corte máximo, normalizado por la duración de la carga se determina

$$\frac{Q_{dis}}{K_D} = \left(\frac{F_{cz,dis}}{K_D} \right) \cdot \frac{b \cdot h}{1,5} \cdot 10 \text{ (kgf)} \quad (14)$$

en que:

- Q_{dis} : esfuerzo de corte de diseño, en kgf.
- $F_{cz,dis}$: tensión de diseño de cizalle longitudinal, en MPa.
- B : Dimensión nominal de la sección transversal, normal a la dirección de la carga aplicada, en mm.
- H : Dimensión nominal de la sección transversal, paralela a la dirección de la carga aplicada, en mm.
- K_D : Factor de modificación por duración de la carga, ver sección 2.5.3.2.

2.5.1.4 Esfuerzos combinados

2.5.1.4.1 Flexión y tracción axial

Lo siguiente aplica para piezas sometidas simultáneamente de flexión y tracción, debiéndose verificar para

a) Zona traccionada:

$$\frac{f_{tp}}{F_{tp,dis}} + \frac{f_f}{F_{ft,dis}} \leq 1,0 \quad (15)$$

y para

b) Zona comprimida:

$$\frac{f_f + f_{tp}}{F_{fv,dis}} \leq 1,0 \quad (16)$$

en que:

- f_{tp} : tensión de trabajo por tracción paralela según Tabla 2.3.
- f_f : tensión de trabajo por flexión ver Tabla 2.3.
- $F_{tp,dis}$: tensión de diseño para tracción paralela según la ecuación (10).
- $F_{ft,dis}$: Tensión de diseño en flexión, en el borde traccionado, según la ecuación (2).
- $F_{fv,dis}$: Tensión de diseño en flexión considerando los efectos de inestabilidad, según ecuación (3).

2.5.1.4.2 Flexión y compresión paralela

$$\left(\frac{f_c}{F_{c\lambda,dis}}\right)^2 + \frac{f_{fx}}{\left(1 - \frac{f_c}{F_{cEx}}\right) \cdot F_{fx,dis}} \leq 1,0 \quad (17)$$

donde:

$$f_c \leq F_{cEx} = \frac{3,6 \cdot E_{x,dis}}{\lambda_x^2}$$

$$f_{fx} \leq F_{fE} = \frac{0,44 \cdot E_{y,dis}}{\lambda_v^2}$$

en que:

- f_c : tensión efectiva de compresión paralela a la fibra.
- f_{fx} : tensión efectiva de flexión de canto.
- $F_{c\lambda,dis}$: área de la sección transversal, en mm².
- $F_{fx,dis}$: tensión de diseño admisible en flexión para cargas aplicadas sobre el canto.
- $E_{x,dis}$: Módulo de elasticidad de diseño a flexión con respecto al eje x-x.
- λ_x : L_{Px}/i_x esbeltez condicionada por los puntos de apoyo que restringen el pandeo en el plano de flexión inducida por actuantes sobre el canto.
- λ_v : $\sqrt{l_v/b^2}$ esbeltez de volcamiento.

2.5.2 Madera Laminada Encolada

Como se mencionó en la sección 2.2 en la construcción del techo se emplearon vigas laminadas encoladas. Se distinguen dos tipos de configuraciones, según la disposición de los elementos frente a la sollicitación, como lo muestra la Figura 2.12.

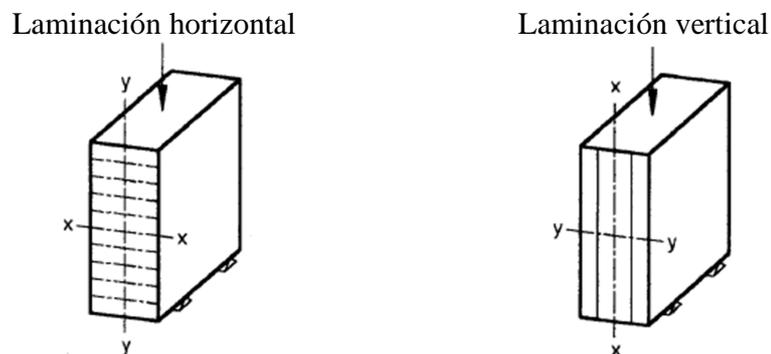


Figura 2.12: Tipo de laminación

Para determinar la capacidad a Flexión, tracción, compresión, cizalle en vigas laminadas encoladas se utiliza lo que indica NCh 2165 Of. 1991. Las sección es 2.5.2.1 a 2.5.2.2 corresponden un extracto de lo que indica dicha norma.

2.5.2.1 Laminación horizontal

Las tensiones básicas y módulos de elasticidad asignados al grado estructural B (que es el tipo de madera utilizado para este trabajo) se pueden visualizar en la Tabla 2.4:

Tabla 2.4 Propiedades Mecánicas en [MPa], para laminación horizontal en Pino radiata, según NCh 2165 Of. 1991.

Tensiones básicas de laminación horizontal							Módulo de Elasticidad
Grado	Flexión	Compresión paralela	Tracción paralela	Cizalle	Compresión normal	Tracción normal	
	$F_{b,f}$	$F_{b,cp}$	$F_{b,tp}$	$F_{b,cz}$	$F_{b,cn}$	$F_{b,tn}$	$E_{b,f}$
B	19	13	6,3	1,3	2,8	0,43	9000

a) Flexión para piezas con laminación horizontal

Para piezas flexionadas consistentes en un solo grado de láminas se tiene la siguiente expresión para calcular la tensión admisible:

$$F_f = RR_f \cdot k \cdot F_{b,f} \quad (18)$$

donde

$$RR_f = (1 + 3R_i) \cdot (1 - R_i)^3 \cdot \left(1 - \frac{R_i}{2}\right) \quad R_i = \bar{x}_i + d_i \cdot \frac{\sqrt{\sum_0^n z^2}}{\sum_0^n z}$$

en que:

- F_f : Tensión básica de flexión según Tabla 2.4, en MPa.
- RR_f : razón de resistencia en flexión, según Tablas 2.5 al 2.7.
- k : factor de ajuste empírico, 0,85 para vigas de altura menor a 375mm y 0,75 para mayores alturas.

Tabla 2.5: Razones de resistencia RR_f para las desviaciones de fibra correspondientes a los diferentes grados a considerar en el diseño por flexión de vigas de madera laminada.

Grado	Tracción paralela a la fibra (para zona flexo- traccionada)	Compresión paralela a la fibra (para zona flexo- comprimida)
B	0,53	0,66

Tabla 2.6: Parámetros estadísticos de nudos

Grado de lámina	Vigas		Columnas	
	\bar{x}_i	d_i	m_i	s_i
B	0,145	0,695	0,213	0,164

Tabla 2.7: Factores de ponderación de láminas

Número de laminas	$\sum Z$	$\sum Z^2$	$\frac{\sqrt{\sum Z^2}}{\sum Z}$
2	2,00	2,000	0,7071
3	6,75	21,188	0,6819
4	16	100,00	0,6250

Tabla 2.8: Razones de resistencia RR_{cp} para las tensiones básicas de flexión y compresión paralela de elementos fabricados con madera aserrada clasificada mecánicamente

Grado	Tensión básica de flexión Laminación horizontal	Tensión básica de compresión paralela a la fibra
B	0,50	0,50

b) Compresión paralela vigas con laminación horizontal

La tensión admisible para piezas sometidas a tracción paralela se obtiene por:

$$F_{cp} = RR_{cp} \cdot F_{b,cp} \quad (19)$$

donde:

$$RR_{cp} = \frac{Y_1^3}{4} - Y_1^2 - \frac{Y_1}{4} + 1 \quad (19a) \quad Y_1 = \bar{m}_i + 2,576s_i \quad (19b)$$

en que:

- F_{cp} : tensión admisible en compresión paralela, en MPa.
- $F_{b,cp}$: tensión básica en compresión paralela según Tabla 2.4, en MPa
- RR_{cp} : razón de resistencia en compresión, según Tabla 2.8 calculado como el menor valor entre el obtenido de la ecuación (19a) y la Tabla 2.8.

c) Tracción paralela vigas con laminación horizontal

La tensión admisible para piezas sometidas a tracción paralela se obtiene por:

$$F_{tp} = RR_{tp} \cdot F_{b,tp} \quad (20)$$

en que:

- F_{tp} : tensión admisible en tracción paralela, en MPa.
- $F_{b,tp}$: tensión básica en tracción paralela, según Tabla 2.4.
- RR_{tp} : Razón de resistencia en compresión paralela para laminación vertical según tabla 2.8.

d) Cizalle en vigas con laminación horizontal

Es igual a la definida en la Tabla 2.4.

e) Modulo de elasticidad

$$E_f = 0.95 \cdot E_{bf,lv} \quad (21)$$

en que:

- E_f : Módulo de elasticidad.
- $E_{bf,lv}$: Módulo de elasticidad medio, según Tabla 2.4.

2.5.2.2 Laminación vertical

Las tensiones básicas y módulos de elasticidad asignados a los dos grados estructurales se pueden visualizar en la Tabla 2.9.

Tabla 2.9: Propiedades Mecánicas en [MPa], para laminación vertical en Pino radiata, según NCh 2165 Of. 1991.

Tensiones básicas de laminación horizontal							Módulo de Elasticidad
Grado	Flexión	Comp. Par.	Tracción paralela.	Cizalle	Compresión normal.	Tracción. Normal	
	$F_{bv,f}$	$F_{bv,cp}$	$F_{bv,tp}$	$F_{bv,cz}$	$F_{bv,cn}$	$F_{bv,tn}$	$E_{bv,f}$
B	14	13	6,3	1,08	2,8	0,36	8000

a) Piezas Flexionadas en vigas con laminación vertical

Para piezas flexionadas consistentes en un solo grado de láminas se tiene la siguiente expresión para calcular la tensión admisible.

$$F_f = RR_{f,lv} \cdot F_{bf,lv} \quad (22)$$

en que:

- F_f : tensión máxima de flexión
- $F_{bf,lv}$: tensión básica de flexión, según tabla 2.9
- $RR_{f,lv}$: razón de resistencia en flexión, según tablas 2.10

b) Compresión paralela en vigas con laminación vertical

La tensión admisible para piezas sometidas a compresión paralela se obtiene por:

$$F_{cp} = RR_{cp,lv} \cdot F_{bcp,lv} \quad (23)$$

en que:

- F_{cp} : tensión admisible de compresión paralela según Tabla 2.9.
- $RR_{cp,lv}$: razón de resistencia en compresión paralela, calculada como el menor valor entre la tabla 2.8 y valores de flexo- compresión en la tabla 2.5.
- $F_{bcp,lv}$: tensión básica de compresión paralela, según tabla 2.10.

Tabla 2.10: Razones de resistencia en flexión y compresión paralela, para elementos laminados verticalmente con un grado de calidad, considerando el efecto de los nudos.

Grado	Número de láminas	Flexión $RR_{f,lv}$	Compresión paralela $RR_{cp,lv}$
B	2	0,333	0,498
	3	0,415	0,529
	4	0,476	0,542
	5	0,524	0,555
	6	0,524	0,564
	7	0,524	0,568
	8 o más	0,524	0,577

c) Tracción paralela en vigas con laminación vertical

Aplica el mismo criterio descrito para las vigas con laminación horizontal

d) Cizalle en vigas con laminación vertical

La tensión de cizalle se obtiene a partir de la expresión:

$$F_{cz,lv} = RR_{cz,lv} \cdot F_{bv,cz} \quad (24)$$

en que:

$F_{cz,lv}$: tensión admisible de cizalle.

$F_{bv,cz}$: tensión básica de cizalle, según Tabla 2.9.

$RR_{cz,lv}$: razón de resistencia obtenida de la Tabla 2.11.

Tabla 2.11: Razones de resistencia en cizalle

número de láminas	$RR_{cz,lv}$
2	0,750
3	0,833
4	0,875
5	0,875
6	0,875

e) Modulo de elasticidad

Se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$E_f = 0.95 \cdot E_{bf,lv} \quad (25)$$

en que:

E_f : Módulo de elasticidad.

$E_{bf,lv}$: Módulo de elasticidad medio, según Tabla 2.9.

2.5.3 Factores de Modificación

Los factores de modificación que se indican en la sección 2.5.3.1 a 2.5.3.7 son un extracto de la norma NCh 1198 Of. 2006.

2.5.3.1 Factores de modificación por contenido de humedad, KH

$$K_H = (1 - \Delta H \cdot \Delta R) \quad (26)$$

en que:

ΔK_H : factor de modificación por humedad, aplicable a las tensiones admisibles y módulo elástico, definidos para una humedad de 12%.

ΔH : diferencia entre el valor de contenido de humedad de servicio (H_s) y 12%.

ΔR : variación de la resistencia por cada 1% de variación del contenido de humedad (ver tabla 2.12).

Tabla 2.12 Variación de las propiedades resistentes para una variación del contenido de humedad igual a 1%

Tensión admisible o módulo elástico	Variación de la resistencia para $\Delta H - 1\% \Delta R$
	Pino radiata
Flexión	0,025
Compresión paralela	0,048
Tracción paralela	0,025
Compresión normal	0,033

Continuación Tabla 2.12

Cizalle	0,015
Módulo de elasticidad en flexión	0,017
Índice de aplastamiento en compresión normal $E_{cn,h}$	0,029

2.5.3.2 Factores de Modificación por duración de la carga, K_D

Queda determinado por la siguiente expresión:

$$K_D = \frac{1.747}{t^{0.0464}} + 0.295 \quad (27)$$

en que:

t : duración de la carga, en segundos.

Para el caso en el que intervengan combinaciones de carga con diferente duración, se recomienda dividir la carga total resultante por el factor de modificación correspondiente a la carga de menor duración que interviene. De esta forma el mayor valor de la razón resultante, determina la combinación de carga más crítica. Alternativamente la norma recomienda los siguientes factores de modificación, como se observa en la Tabla 2.13:

Tabla 2.13 Factores de modificación por duración de la carga

-carga permanente	0,90
-carga normal	1,00
-dos meses	1,15
-siete días	1,25
-viento o sismo	1,60
-impacto	2,00

Además, para el caso de cargas por concepto de mantención de techos se utiliza un factor de modificación por duración de la carga de 1,4 que corresponde a una carga de duración de 6 horas.

2.5.3.3 Factor de modificación por altura, K_{hf}

En vigas simples de pino radiata se corrige por altura para aquellas piezas de pino radiata de altura mayor a 90mm por la expresión:

$$K_{hf} = \left(\frac{90}{h}\right)^{1/5} \leq 1 \quad (28)$$

en que:

- K_{hf} : factor de modificación por altura.
- h : ancho de la pieza tracción o altura de la viga, en mm.

En vigas simples de pino radiata el módulo de elasticidad se corrige por altura, a partir de la ecuación 29.

$$K_{hfE} = \left(\frac{h}{180}\right)^{1/4} \leq 1 \quad (29)$$

en que:

- K_{hfE} : factor de modificación por altura.
- h : ancho de la pieza tracción o altura de la viga, en mm.

2.5.3.4 Factor de modificación por trabajo conjunto en flexión, K_C

Para aquellos elementos estructurales paralelos, consistentes en tres o más distanciados en no más de 610mm, donde el conjuntos pueda soportar la carga aplicada, se puede utilizar el factor de modificación $K_C = 1.15$.

2.5.3.5 Factor de modificación por concentraciones de tensiones, K_{hf}

Los factores de modificación por concepto de concentraciones de tensiones están contenidos en la Tabla 2.14.

Tabla 2.14 Valores del factor de modificación por concentración de tensiones, K_{hf}

Tipo de debilitamiento	Madera aserrada	Madera laminada encalada
Perforaciones pequeñas y uniformemente distribuidas (clavos)	0,80	0,90

2.5.3.6 Factor de modificación esbeltez, K_{λ}

El factor de modificación por esbeltez se evalúa con la expresión:

$$K_{\lambda} = A - \sqrt{A^2 - B} \quad (30)$$

con:

$$A = \frac{\frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}} \left(1 + \frac{\lambda}{200}\right) + 1}{2 \cdot c} \quad B = \frac{F_{cE}}{c \cdot F_{cp,dis}}$$

en que:

- c : coeficiente de proporcionalidad, para maderas G2 es igual a 0,80.
- E_{dis} : tensión de tracción axial, en kgf.
- $F_{cp,dis}$: tensión de diseño en compresión paralela.
- F_{cE} : $\frac{3,6 \cdot E_{dis}}{\lambda^2}$
- λ : esbeltez reguladora del diseño, $\lambda = lp / i$, donde i es el radio de giro que condiciona el diseño.

2.5.3.7 Factor de modificación por volcamiento, $K_{\lambda V}$

Se obtiene según indica la sección 7.2.2.4 de la norma NCh 1198 Of. 2006. En el presente trabajo los elementos sometidos a flexión tienen impedido el giro o desplazamiento debido a fijaciones por medio clavo o apernado, por lo que el factor de modificación por volcamiento es igual a la unidad.

2.5.4 OSB, Contrachapado y Poliestireno expandido

Las propiedades de interés del polietileno expandido se observan en la Tabla 2.15.

Tabla 2.15: Propiedades Físicas del Poliestireno expandido.

Poliestireno expandido	
Densidad	15 kg/m ³
Módulo de Elasticidad	10,2-40,8 kg/cm ²

Las propiedades del OSB se obtienen a partir de catálogos de la empresa LP, publicados en su página web [13]. En la Tabla 2.16 se indican las propiedades mecánicas que son de interés, mientras que en el caso del contrachapado las propiedades se exponen en la Tabla 2.17.

Tabla 2.16: Propiedades Físicas y Mecánicas OSB.

OSB 9.5 mm	
Densidad	700 kg/m ³
Flexión Estática	
MOE Paralela	37332 kg/cm ²
MOE Normal	14666 kg/cm ²
MOR Paralela	222 kg/cm ²
MOR Normal	115 kg/cm ²
Compresión	
Paralela	102,0 kg/cm ²
Normal	112,0 kg/cm ²
Tracción	
Paralela	81,0 kg/cm ²
Normal	44,0 kg/cm ²
Cizalle a través del espesor	
Paralela	70,0 kg/cm ²
Normal	82,0 kg/cm ²

Tabla 2.17: Propiedades Físicas y Mecánicas Contrachapado S-2 seco [14].

Densidad		700,00	kg/m ³
Flexión de la fibra externa F _t	F _t	130,00	kg/cm ²
Tracción (Fibra de la cara paralela o perpendicular a la luz)	F _t	80,00	kg/cm ²
Compresión en el plano de las chapas	F _c	130,00	kg/cm ²
Cizalle	F _{CZ}	120,00	kg/cm ²
Cizalle rodante	F _{CZ,r}	35,00	kg/cm ²
Módulo de Corte	G	62,50	kg/cm ²
Módulo de Elasticidad en flexión (Fibra de cara paralela o perpendicular a la luz)	E	9000,00	kg/cm ²

2.5.5 Deformaciones

Para las vigas sometidas a flexión cuando la naturaleza permanente de la carga exceda un 50% de la carga total, se debe considerar la deformación por creep. La expresión para la deformación total corresponde a la siguiente:

$$\delta_{tot} = \delta_e \cdot \left(1 + \rho \cdot \frac{g}{q}\right) \quad (31)$$

en que:

$$\rho = \frac{1}{k_\delta} - 1$$

donde:

$$k_\delta = \frac{3}{2} - \frac{g}{q} \quad ,\text{si contenido de humedad} < 15\%$$

$$\rho = \frac{5}{3} - \frac{4}{3} \cdot \frac{g}{q} \quad ,\text{si contenido de humedad} \geq 15\%$$

en que:

- δ_{tot} : deformación total
- δ_e : deformación elástica instantánea determinada por la totalidad de las cargas que solicitan la pieza, en mm;
- P : factor de creep
- G : componente de carga de naturaleza permanente
- Q : carga total de diseño

CAPITULO 3 VERIFICACION ESTRUCTURAL

3.1 Introducción

El presente capítulo tiene como objeto determinar el nivel de demanda a los que son sometidos los distintos elementos que forman parte el techo, el piso y los paneles.

3.2 Cargas

3.2.1 Tipos de Cargas

A continuación se exponen como se consideraron los valores de los distintos tipos de cargas para las distintas zonas donde se emplazan los prototipos de vivienda de emergencia. Es importante señalar que el prototipo es una estructura destinada a uso habitacional privado. Este tipo de estructura según NCh 3171 Of. 2010, tiene categoría de ocupación II, por corresponder a edificios destinados a la habitación privada.

3.2.1.1 Cargas vivas

Para determinar dichas cargas se utiliza lo descrito en NCh 1537 Of. 2009. Además para las cargas de techo, se aplican los criterios de reducción de cargas descritos en por la misma norma en la sección 8.2, por tratarse de techos accesibles sólo para mantención.

3.2.1.2 Cargas de viento

Para determinar las cargas de viento se utiliza NCh 432 Of. 2010. Para determinar las presiones de viento se toman las siguientes consideraciones:

- a) Factor de exposición B
- b) Factor de importancia $I = 1$
- c) Factor topográfico $K_{zt} = 1$

Las presiones básicas de viento se obtienen a partir de la Tabla 1 de NCh 432 Of. 2010, de la velocidad básica de viento (Tabla 6 de NCh432.Of.2010) y del ángulo de techo.

La siguiente tabla es un extracto de la Tabla 1 de NCh 432 Of. 2010, donde se calculan las presiones de viento, interpolando linealmente, para los ángulos de techo (9,3° y 23,1°) que se requieren para el análisis del prototipo de vivienda de emergencia. Estos valores se encuentran destacados en gris en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Presiones básica de viento, en kN/m².

Velocidad básica de viento 35m/s								
Angulo	Presiones horizontales				Presiones verticales			
	A	B	C	D	E	F	G	H
5,0	0,470	-0,240	0,310	-0,140	-0,560	-0,320	-0,390	-0,250
9,3	0,513	-0,223	0,344	-0,131	-0,560	-0,340	-0,390	-0,260
10,0	0,520	-0,220	0,350	-0,130	-0,560	-0,340	-0,390	-0,260
15,0	0,580	-0,200	0,370	-0,110	-0,560	-0,360	-0,390	-0,280
20,0	0,640	-0,170	0,430	-0,090	-0,560	-0,390	-0,390	-0,300
23,1	0,603	-0,009	0,424	0,028	-0,374	-0,365	-0,266	-0,306
25,0	0,580	0,090	0,420	0,100	-0,260	-0,350	-0,190	-0,310
Velocidad básica de viento 40 m/s								
Angulo	Presiones horizontales				Presiones verticales			
	A	B	C	D	E	F	G	H
5,0	0,610	-0,310	0,400	-0,190	-0,730	-0,410	-0,510	-0,320
9,3	0,670	-0,293	0,452	-0,173	-0,730	-0,450	-0,510	-0,340
10,0	0,680	-0,290	0,460	-0,170	-0,730	-0,450	-0,510	-0,340
15,0	0,760	-0,260	0,480	-0,140	-0,730	-0,480	-0,510	-0,360
20,0	0,840	-0,220	0,560	-0,120	-0,730	-0,510	-0,510	-0,390
23,1	0,790	-0,010	0,554	0,035	-0,489	-0,479	-0,349	-0,402
25,0	0,760	0,120	0,550	0,130	-0,340	-0,460	-0,250	-0,410

Las zonas de aplicación de las presiones de viento se indican en la Figura 3.1 .Además la norma NCh432.Of.2010 establece que la presión mínima positiva no debe ser menor que 480N/m².

Mientras que la presión mínima negativa no debe ser menor que -480N/m^2 . Esto aplica para las zonas A, B, C y D, mientras que para las zonas E, F, G y H se asume una presión de 0N/m^2 .

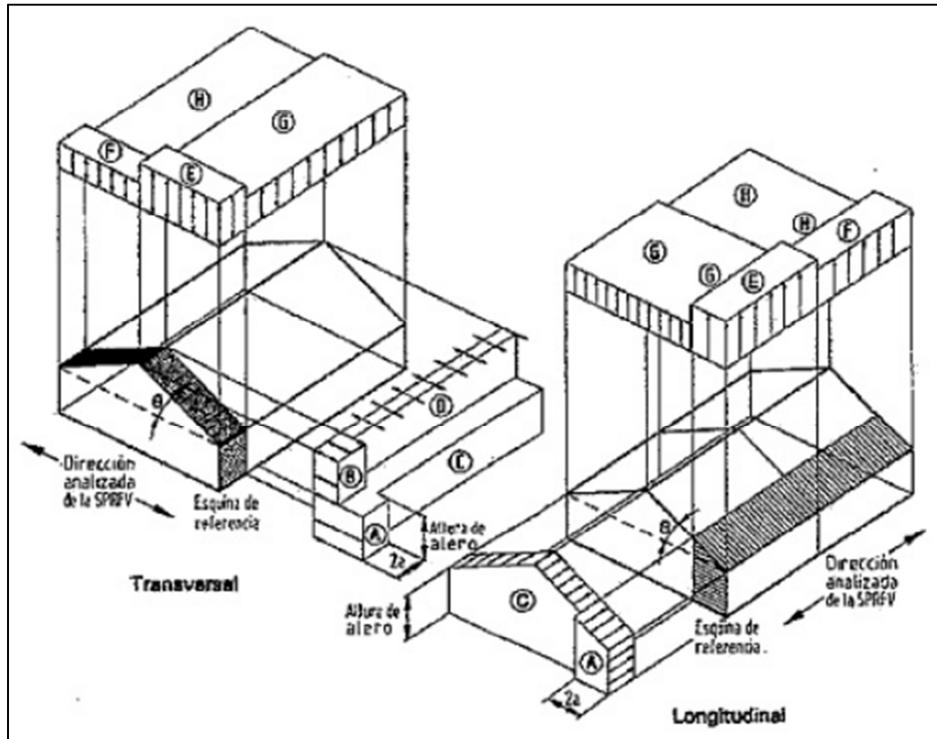


Figura 3.1: Zonas de aplicación de las presiones de viento. (NCh 432 Of. 2010)

3.3.1.3 Cargas de nieve

Basándose en NCh 431 Of. 2010 se toman las siguientes consideraciones:

- Factor térmico $C_t = 1$
- Factor de importancia $I = 1$
- Se considerara exposición de techos (NCh 431 Of. 2010 Tabla 4) parcialmente expuestos para categorías de terreno B. Bajo este hecho el factor de exposición $C_e = 1$.

3.3.1.3.1 Cargas de nieve en techos de pendiente baja

Para el caso de techos de baja pendiente (menores de 15°) el cálculo se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$p_f = I \cdot p_g \quad (32)$$

en que:

- p_f : valores mínimos para techos de pendiente baja
- I : factor de importancia;
- p_g : carga básica de nieve (ver tabla 1, NCh 431 Of. 2010), en kgf/m^2 .

3.3.1.3.2 Cargas de nieve en techos inclinados

Para techos inclinados se aplica la siguiente expresión:

$$p_s = C_s \cdot p_f \quad (33)$$

donde;

$$p_f = 0,7 \cdot C_e \cdot C_t \cdot I \cdot p_g$$

en que:

- p_s : carga de nieve de techo inclinado
- C_s : Factor de pendiente de techo
- p_f : carga de nieve en techos planos
- C_e : factor de exposición
- C_t : factor térmico
- I : factor de importancia;
- p_g : carga básica de nieve (ver tabla 1, NCh 431 Of. 2010), en kgf/m^2 .

Factor de pendiente $C_s = 0.722$, se obtiene a través de la Figura 1a) de NCh 431 Of. 2010.

3.3.1.4 Cargas de lluvia

A partir de la NCh 431 Of. 2010 para cuando la carga de nieve sea menor que $0,96 \text{ kN/m}^2$, se aplica una sobrecarga de 25 kgf/m^2 por la acción de la lluvia sobre de la nieve, para aquellos techos con pendientes menores de $W/12,5$ o 4.5° , por lo que para este trabajo la sobrecarga por carga de lluvia no aplica.

3.3.1.5 Sismos

Para ello se empleará un análisis utilizando el método estático. Se considerará para este análisis la NCh 433 Of. 1996, (modificación DS61). La estructura es catalogada según su categoría de ocupación como tipo II (Tabla 4.1 NCh 433 Of. 1996). El factor de modificación de respuesta a

adoptar corresponde a $R=1$, ya que el material estructural que conforma el prototipo no puede ser clasificado en alguno de las categorías descritas en la Tabla 5.1 de NCh 433 Of. 1996. El esfuerzo de corte basal, se obtiene de la expresión:

$$Q_0 = CIP \quad (\text{Ver 6.2.3 NCh433of.96}) \quad (34)$$

en que:

- C : coeficiente sísmico que se define en 6.2.3.1 y 6.2.7 en NCh 433 Of. 1996.
- I : coeficiente relativo al tipo de edificio.
- P : peso total del edificio, sobre el nivel basal.

El coeficiente sísmico C, tiene como valor máximo la siguiente expresión:

$$C_{max} = \frac{0.90 S A_0}{g} \quad (\text{Ver 6.2.3.1 NCh 433 Of. 1996}) \quad (35)$$

Los parámetros dependientes del tipo de suelo, A_0 y S con los indicados en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Parámetros dependientes del tipo de suelo.

A_0	Zona Sísmica		
	I	=	0,20g
	II	=	0,30g
	III	=	0,40g
S	Tipo de Suelo		
	A	=	0,90
	B	=	1,00
	C	=	1,05
	D	=	1,20
	E	=	1,30

3.2.2 Combinaciones de Cargas

Se utilizan las combinaciones del método de diseño por tensiones admisibles descritas por NCh 3171 Of. 2010.

C1	D
C2	D + L
C3	D + (L _r o S o R)
C4	D + 0.75L + 0.75(L _r o S o R)
C5.a	D + W
C5.b	D + E
C6.a	D + 0.75W + 0.75 L + 0.75 (L _r o S o R)
C6.b	D + 0.75W + 0.75 L + 0.75 S
C7	0.6D + W
C8	0.6D + E

en donde:

D:	carga permanente
L:	carga de uso
L _r :	carga de uso de techo
S:	carga de nieve
R:	carga de lluvia
W:	carga de viento
S:	carga sísmica

3.3 Análisis de estructura de techo

3.3.1 Bases de Diseño

La normativa que aplica para el análisis de techo corresponde a NCh 431 Of. 2010, NCh 432 Of. 2010, NCh 1537 Of. 2009, NCh 3171 Of. 2010, NCh 1198 Of. 2006, NCh2165 Of. 1989 (ver sección 2.4 para más detalles).

3.3.2 Materiales

1. OSB 9.5mm.
2. Madera laminada encolada grado estructural (Grado B).
3. Viga simple de pino radiata de Grado estructural G2.
4. Poliestireno expandido (15kgf/m^3).

3.3.3 Combinaciones de Cargas

Las combinaciones de cargas descritas en la sección 3.2.2 que aplican para el análisis del techo son las siguientes:

C1	D			
C2.a	D	+	L_{r_d}	
C2.b	D	+	L_{r_p}	
C3	D	+	S	
C4	D	+	W	
C5.a	D	+	$0,75 W$	+ $0,75 L_{r_d}$
C5.b	D	+	$0,75 W$	+ $0,75 S$
C5.c	D	+	$0,75 W$	+ $0,75 L_{r_p}$

en donde:

D: carga permanente.

L_{r_d} : carga de uso de techo (uniformemente distribuida).

L_{r_p} : carga de uso de techo (puntual en la posición más desfavorable).

S: carga de nieve.

W: carga de viento.

3.3.4 Solicitaciones

Las solicitaciones a las que se ve expuesto el prototipo de emergencia, corresponden a cargas muertas (peso propio), cargas vivas de techo (por concepto de mantención), cargas de nieve y viento; las que se presentan en las Tablas 3.3, 3.4, 3.5 y 3.7 respectivamente.

Tabla 3.3: Cargas Muerta, en kgf/m^2 .

Localidades	Las Cardas	Santiago	Las Balsas	Pantanillos	Frutillar
Panel OSB	13,3	13,3	13,3	13,3	13,3
Poliestireno expandido	0,7	1,2	1,2	1,5	2,1
Plancha 5V	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
Total	17,9	18,4	18,4	18,7	19,3

Tabla 3.4: Cargas de uso de techo.

L_{rd} (Techo 9.31°)	60,5	[kgf/m^2]
L_{rd} (Techo 23.09°)	30,0	[kgf/m^2]
L_{rp}	100,0	[kgf]

Tabla 3.5: Cargas de nieve, en kgf/m^2 .

Localidades	Las Cardas	Santiago	Las Balsas	Pantanillos	Frutillar
$p_f = I \cdot p_g$	0,00	50,00	25,00	25,00	25,00
p_s (techo 9.31)	0,00	50,00	25,00	25,00	25,00
p_s (techo 23.09)	0,00	25,27	12,64	12,64	12,64

En el caso de las cargas de viento (Tabla 3.7) estas dependen de la velocidad básica de viento (ver Tabla 3.6) característica para cada zona.

Tabla 3.6: Velocidad básica de viento por localidad por localidad, en [m/s].

Localidad	Velocidad básica de viento
Las Cardas	35
Santiago	35
Las Balsas	35
Pantanillos	40
Frutillar	40

Tabla 3.7: Cargas de viento en kgf/m^2 , según pendiente, zona de exposición (ver Figura 3.1) y velocidad básica de viento.

Pendiente de techo	Zona de exposición	Velocidad básica de viento	
		35,00 m/s	40,00 m/s
9.31°	A	51,31	67,03
	B	-22,28	-29,28
	C	34,45	45,17
	D	-13,14	-17,28
	E	-56,00	-73,00
	F	-34,00	-45,00
	G	-39,00	-51,00
	H	-26,00	-34,00
23.09°	A	60,29	79,05
	B	-0,91	-0,96
	C	42,38	55,38
	D	2,76	3,47
	E	-37,44	-48,87
	F	-36,52	-47,91
	G	-26,62	-34,91
	H	-30,62	-40,24

3.3.5 Modelos

Para modelar el techo se utiliza Sap2000. Por tratarse de 5 tipos de prototipos de emergencia se realizan 5 modelos. Las diferencias son básicamente del tipo de cargas involucradas y del espesor del poliestireno expandido (utilizado como aislante) y de las vigas de igual altura que este último. La Tabla 3.8 muestra el espesor del aislante y la altura de las vigas, según la localización del prototipo de vivienda de emergencia. Las diferencias expuestas se generan para dar respuesta a las diferentes zonas climáticas en las que se encuentran emplazados los prototipos.

Tabla 3.8: Variación del espesor del poliestireno expandido y alturas de vigas por localidad.

Localización	Espesor Poliestireno[mm]	Altura de las viga[mm]
Las Cardas	45	45
Santiago	80	80
Las Balsas	80	80
Pantaniillos	100	100
Frutillar	140	140

Como se mencionó en la sección 2.2 el techo tiene la particularidad de tener vigas simples de pino radiata y vigas de madera laminada encolada (MLE) de laminación vertical y horizontal. La Figura 2.5 indica dos tipos de vigas, las vigas representadas de color negro corresponden a vigas simples de pino radiata, mientras que las vigas representadas de color rojo corresponden a las vigas de MLE de orientación vertical. A su vez se hará referencia al lado izquierdo del techo como “Techo 1” y al lado derecho como “Techo 2”. Las vigas de madera laminada encolada de laminación horizontal corresponden a aquellas que quedan por debajo del panel y son perpendiculares a las vigas del “Techo 1” y “Techo 2”, estas vigas se observan en la Figura 3.2 representada de color rojo.

Las consideraciones del modelo que permite modelar el techo son las siguientes:

- a) Las vigas se modelan como “Frame”.
- b) Los encuentros de vigas se rotulan.
- c) Las vigas son malladas en las intersecciones con otras vigas. Además se subdividen en un mínimo de 10 segmentos.
- d) Para asignar las cargas se realiza la descarga del área que tributa sobre cada viga.
- e) La madera se considera un material ortótropo. Las propiedades se calculan según lo que indica el Anexo B de la norma NCh 1198 Of. 2006.
- f) Las vigas no sufren volcamiento debido a que este queda impedido por los conectores entre la pieza de madera y el OSB.
- g) Para compatibilizar las deformaciones verticales entre las vigas de techo que forman parte del sándwich de panel, y las vigas perpendiculares a estas, se usan elementos “LINK” de tipo lineal con la propiedad direccional U1 “Fixed”.

La Figura 3.2 permite visualizar los modelos utilizados. Para el caso del techo de Frutillar, el espaciamiento de las vigas de techo es menor (61cm). La figura de la izquierda representa la geometría del modelo utilizado para Las Cardas, Santiago, Las Balsas y Pantanillos, mientras que el modelo de la derecha es el utilizado para Frutillar. Notar que en el caso de Frutillar la viga de color rojo que corresponde a una viga de madera laminada encolada de laminación horizontal no está presente, ya que esta no se requiere.

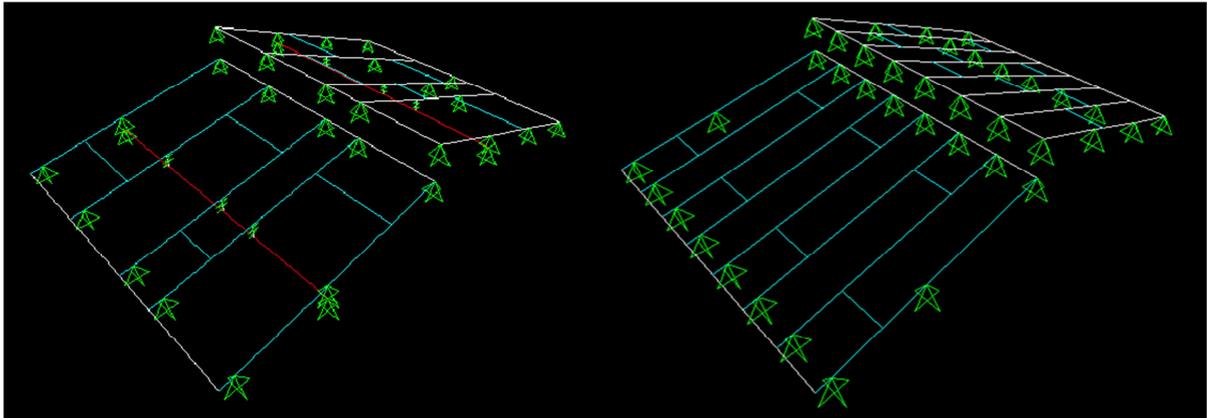


Figura 3.2: Geometría de techo de los modelos utilizados en SAP2000

3.3.6 Resultados

Para facilitar la presentación de los resultados obtenidos para cada prototipo se agruparán los resultados por cada localidad. Los resultados indican la resistencia del tipo de viga estudiada, la máxima demanda por cada combinación de cargas y el factor de utilización, este último corresponde al cociente entre la carga y la capacidad del elemento. Utilizando la siguiente nomenclatura:

- T : Tracción
- C : Compresión
- Q : Corte
- M : Momento
- M^* : Momento (el esfuerzo de diseño se obtiene considerando el aporte del OSB)
- FU : Factor de utilización (cociente entre el esfuerzo del elemento y el esfuerzo de diseño)
- kD : Factor de duración de la carga descrito en la sección 2.5.3.2.

Por otro lado las combinaciones de carga (C1, C2a, C2b, C3, C4, C5a, C5b, C5c) se describen en la sección 3.3.3. Los distintos tipos de esfuerzos (tracción, corte, momento) son normalizados por la duración de la carga, por lo explicado en la sección 2.5.3.2 cuando se tienen cargas de diferentes naturalezas.

3.3.6.1 Las Cardas

Las Tablas 3.9, 3.10, 3.11 y 3.12 indican los resultados de los análisis realizados a las vigas de techo para el prototipo de vivienda emplazado en Las Cardas.

Tabla 3.9: Resultados vigas para “Techo 1”, Las Cardas.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b	C4	C5.a	C5.b	C5.c
		Unidad \ kD	1,00	1,40	1,40	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	661,22	Kgf	2,92	8,72	1,92	8,88	10,22	7,01	7,06
FU		-	0,00	0,01	0,00	0,01	0,02	0,01	0,01
C / kD	1343,11	Kgf	3,64	10,87	2,52	9,11	8,88	7,03	7,14
FU		-	0,00	0,01	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01
V / kD	1485,00	Kgf	23,19	69,19	15,98	28,58	48,31	17,81	18,19
FU		-	0,02	0,05	0,01	0,02	0,03	0,01	0,01
M / kD	8,20	Kgf · m	7,29	21,11	5,68	8,46	14,77	5,21	4,98
FU		-	0,89	2,57	0,69	1,03	1,80	0,63	0,61
M* / kD	9,90	Kgf · m	7,29	21,11	5,68	8,46	14,77	5,21	4,98
FU		-	0,74	2,13	0,57	0,85	1,49	0,53	0,50

Tabla 3.10: Resultados vigas para “Techo 2”, Las Cardas.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b	C4	C5.a	C5.b	C5.c
		Unidad \ kD	1,00	1,40	1,40	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	585,80	Kgf	13,25	23,60	9,46	26,51	31,23	21,95	21,95
FU		-	0,02	0,04	0,02	0,05	0,05	0,04	0,04
C / kD	1337,74	Kgf	6,65	12,04	5,50	23,21	23,23	18,45	18,94
FU		-	0,00	0,01	0,00	0,02	0,02	0,01	0,01
V / kD	546,75	Kgf	18,37	33,14	15,02	10,47	21,11	7,98	9,23
FU		-	0,03	0,06	0,03	0,02	0,04	0,01	0,02
M / kD	7,08	Kgf · m	6,25	11,03	5,66	3,29	7,06	2,76	3,54
FU		-	0,88	1,56	0,80	0,46	1,00	0,39	0,50
M* / kD	8,51	Kgf · m	6,25	11,03	5,66	3,29	7,06	2,76	3,54
FU		-	0,73	1,30	0,66	0,39	0,83	0,32	0,42

Tabla 3.11: Viga de madera laminada encolada de laminación horizontal del "Techo 1",
Las Cardas.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación Unidad \ kD	C1	C2.a	C2.b	C4	C5.a	C5.b	C5.c
			1,00	1,40	1,40	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	2800,29	Kgf	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C / kD	6439,31	Kgf	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V / kD	8389,33	Kgf	62,48	159,54	82,74	59,31	112,86	37,46	62,47
FU		-	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01	0,00	0,01
M/ kD	229,29	Kgf · m	86,56	229,95	132,54	83,49	162,11	51,78	98,18
FU		-	0,38	1,00	0,58	0,36	0,71	0,23	0,43

Tabla 3.12: Viga de madera laminada encolada de laminación horizontal del "Techo 2",
Las Cardas.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación Unidad \ kD	C1	C2.a	C2.b	C4	C5.a	C5.b	C5.c
			1,00	1,40	1,40	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	2800,29	Kgf	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C / kD	6439,31	Kgf	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V / kD	8389,33	Kgf	45,96	72,20	66,02	19,54	47,67	21,83	43,63
FU		-	0,01	0,01	0,01	0,00	0,01	0,00	0,01
M/ kD	229,29	Kgf · m	61,46	100,45	108,26	25,21	65,62	28,51	70,74
FU		-	0,27	0,44	0,47	0,11	0,29	0,12	0,31

Los valores que se encuentran marcados en rojo indican que el factor de utilización (FU) es mayor que uno, esto quiere decir que los esfuerzos a los que es solicitado el material son superiores a su capacidad. Por ejemplo en la Tabla 3.9, para la combinación "C2.a" el esfuerzo de momento corregido por la duración de la carga (M/kD) es 21.11kgf·m, mientras que el esfuerzo de diseño corregido por la duración de la carga es de 8.2kgf·m. El factor de utilización para los esfuerzo de momento es 2.57 (21.11/8.2) por lo que el material está expuesto a esfuerzos superiores a su capacidad para esta combinación de cargas en particular.

Dado lo anterior se desprende que la combinación "C2.a" genera problemas en el "Techo 1" del prototipo, en donde dicha combinación considera que el techo tiene una carga de uso de 100kgf/m². A dicha carga se le aplicó la reducción por pendiente y área tributaria que permite la norma NCh 1537 Of. 2009. Sin embargo, el factor de utilización es mayor que uno por lo que para esta situación el techo del prototipo no cumple con la normativa vigente. Por otro lado la

combinación “C2.b” estudia el comportamiento del techo del prototipo para una carga puntual de 100kgf en la posición más desfavorable, lo que en la práctica equivale a que una persona se sube al techo a realizar reparaciones, en dicho caso el prototipo cumple con la normativa vigente.

Además es necesario indicar que la combinación “C3” no aplica ya que en Las Cardas no hay carga de nieve.

3.3.6.2 Santiago

Las Tablas 3.13, 3.14, 3.15 y 3.16 indican los resultados de los análisis realizados a las vigas de techo para el prototipo de vivienda emplazado en Santiago.

Tabla 3.13: Resultados vigas para “Techo 1”, Santiago.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación Unidad \ kD	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
			1,00	1,40	1,40	1,15	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	1175,51	Kgf	3,74	9,85	3,94	10,24	9,18	11,39	8,76	7,51
FU		-	0,00	0,01	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
C / kD	2387,76	Kgf	3,82	10,66	4,69	11,02	9,58	11,83	8,97	8,36
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V / kD	2640,00	Kgf	21,05	62,06	16,76	64,10	24,11	43,39	24,87	16,63
FU		-	0,01	0,02	0,01	0,02	0,01	0,02	0,01	0,01
M / kD	25,92	Kgf · m	11,12	30,31	12,29	31,45	10,78	21,33	12,53	9,41
FU		-	0,43	1,17	0,47	1,21	0,42	0,82	0,48	0,36
M* / kD	28,02	Kgf · m	11,12	30,31	12,29	31,45	10,78	21,33	12,53	9,41
FU		-	0,40	1,08	0,44	1,12	0,38	0,76	0,45	0,34

Tabla 3.14: Resultados vigas para “Techo 2”, Santiago.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación Unidad \ kD	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
			1,00	1,40	1,40	1,15	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	1041,43	Kgf	11,53	19,46	9,94	21,54	26,11	28,75	27,59	21,84
FU		-	0,01	0,02	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,02
C / kD	2378,20	Kgf	9,95	16,74	10,74	18,54	24,71	26,41	25,42	21,48
FU		-	0,00	0,01	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
V / kD	546,75	Kgf	26,11	44,02	26,68	48,72	11,51	28,52	25,89	17,31
FU		-	0,05	0,08	0,05	0,09	0,02	0,05	0,05	0,03
M / kD	22,38	Kgf · m	10,52	17,24	12,97	19,11	4,30	11,25	10,24	8,64
FU		-	0,47	0,77	0,58	0,85	0,19	0,50	0,46	0,39
M* / kD	24,44	Kgf · m	10,52	17,24	12,97	19,11	4,30	11,25	10,24	8,64
FU		-	0,43	0,71	0,53	0,78	0,18	0,46	0,42	0,35

Tabla 3.15: Viga de madera laminada encolada de laminación horizontal del "Techo 1",
Santiago.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
		Unidad \ kD	1,00	1,40	1,40	1,15	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	2800,29	Kgf	1,30	3,36	1,74	3,50	0,97	2,38	1,42	1,31
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C / kD	6439,31	Kgf	1,14	2,94	1,56	3,06	1,11	2,08	1,24	1,18
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V / kD	8389,33	Kgf	51,26	127,21	63,33	132,81	43,81	90,28	54,61	48,19
FU		-	0,01	0,02	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01
M / kD	229,29	Kgf · m	67,89	175,60	103,79	181,77	58,27	124,15	74,10	77,02
FU		-	0,30	0,77	0,45	0,79	0,25	0,54	0,32	0,34

Tabla 3.16: Viga de madera laminada encolada de laminación horizontal del "Techo 2",
Santiago.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
		Unidad \ kD	1,00	1,40	1,40	1,15	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	2800,29	Kgf	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C / kD	6439,31	Kgf	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V / kD	8389,33	Kgf	30,57	45,49	39,25	50,84	13,59	30,50	28,05	26,09
FU		-	0,00	0,01	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
M / kD	229,29	Kgf · m	36,14	56,83	66,85	63,22	15,48	37,50	34,29	44,08
FU		-	0,16	0,25	0,29	0,28	0,07	0,16	0,15	0,19

Para la combinación "C2.a" el problema es análogo al presentado en Las Cardas, los valores marcados en rojo indican un factor de utilización mayor que uno, para las vigas simples del "Techo 1", como indica la Tabla 3.13.

Por otro lado existen problemas en el caso de tener acumulaciones de nieve, reflejado por la combinación "C3" en la Tabla 3.13, donde el factor de utilización es mayor que 1 para los esfuerzos de momento. La acumulación de nieve considerada es de 50 kgf/m². Esto aplica para los sectores de Santiago con cotas superiores a 600msnm y menores de 900 msnm. Para las zonas con una altitud menor que 600 msnm no hay problemas por acumulación de nieve, ya que para estas zonas se considera una carga por acumulación de nieve de 25 kgf/m². Como dato la carga máxima por acumulación de nieve tolerada por el "Techo 1" es 42kgf/m², como se indica en la sección 3.3.7.

3.3.6.3 Las Balsas

Las Tablas 3.17, 3.18, 3.19 y 3.20 indican los resultados de los análisis realizados a las vigas de techo para el prototipo de vivienda emplazado en Las Balsas.

Tabla 3.17: Resultados vigas para "Techo 1", Las Balsas.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
		Unidad \ kD	1,00	1,40	1,40	1,15	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	1175,51	Kgf	3,74	9,85	3,94	6,75	9,18	11,39	8,76	7,51
FU		-	0,00	0,01	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
C / kD	2387,76	Kgf	3,82	10,66	4,69	7,10	9,58	11,83	8,97	8,36
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V / kD	2640,00	Kgf	21,05	62,06	16,76	41,20	24,11	43,39	24,87	16,63
FU		-	0,01	0,02	0,01	0,02	0,01	0,02	0,01	0,01
M / kD	25,92	Kgf · m	11,12	30,31	12,29	20,57	10,78	21,33	12,53	9,41
FU		-	0,43	1,17	0,47	0,79	0,42	0,82	0,48	0,36
M* / kD	28,02	Kgf · m	11,12	30,31	12,29	20,57	10,78	21,33	12,53	9,41
FU		-	0,40	1,08	0,44	0,73	0,38	0,76	0,45	0,34

Tabla 3.18: Resultados vigas para "Techo 2", Las Balsas.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
		Unidad \ kD	1,00	1,40	1,40	1,15	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	1041,43	Kgf	11,53	19,46	9,94	15,78	26,11	28,75	24,49	21,84
FU		-	0,01	0,02	0,01	0,02	0,03	0,03	0,02	0,02
C / kD	2378,20	Kgf	9,95	16,74	10,74	13,59	24,71	26,41	22,75	21,48
FU		-	0,00	0,01	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
V / kD	546,75	Kgf	26,11	44,02	26,68	35,71	11,51	28,52	18,88	17,31
FU		-	0,05	0,08	0,05	0,07	0,02	0,05	0,03	0,03
M / kD	22,38	Kgf · m	10,52	17,24	12,97	14,13	4,30	11,25	7,56	8,64
FU		-	0,47	0,77	0,58	0,63	0,19	0,50	0,34	0,39
M* / kD	24,44	Kgf · m	10,52	17,24	12,97	14,13	4,30	11,25	7,56	8,64
FU		-	0,43	0,71	0,53	0,58	0,18	0,46	0,31	0,35

Tabla 3.19: Viga de madera laminada encolada de laminación horizontal del "Techo 1", Las Balsas.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
		Unidad \ kD	1,00	1,40	1,40	1,15	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	2800,29	Kgf	1,30	3,36	1,74	2,31	0,97	2,38	1,42	1,31
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C / kD	6439,31	Kgf	1,14	2,94	1,56	2,03	1,11	2,08	1,24	1,18
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V / kD	8389,33	Kgf	51,26	127,21	63,33	88,69	43,81	90,28	54,61	48,19
FU		-	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
M / kD	229,29	Kgf · m	67,89	175,60	103,79	120,93	58,27	124,15	74,10	77,02
FU		-	0,30	0,77	0,45	0,53	0,25	0,54	0,32	0,34

Tabla 3.20: Viga de madera laminada encolada de laminación horizontal del "Techo 2", Las Balsas.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
		Unidad \ kD	1,00	1,40	1,40	1,15	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	2800,29	Kgf	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C / kD	6439,31	Kgf	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V / kD	8389,33	Kgf	30,57	45,49	39,25	38,71	13,59	30,50	21,51	26,09
FU		-	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M / kD	229,29	Kgf · m	36,14	56,83	66,85	47,30	15,48	37,50	25,71	44,08
FU		-	0,16	0,25	0,29	0,21	0,07	0,16	0,11	0,19

La altura de las vigas de techo (ver Tabla 3.8) y las solicitaciones de las Balsas son las mismas que en caso de Santiago, exceptuando la carga por acumulación de nieve que corresponde a 25kgf/m². Dado lo anterior, el análisis para la combinación C2.a es análogo al de Santiago, en cambio para la combinación que involucra cargas de nieve (combinación C3), el factor de utilización es siempre menor que 1.

3.3.6.4 Pantanillos

Las Tablas 3.21, 3.22, 3.23 y 3.24 indican los resultados de los análisis realizados a las vigas de techo para el prototipo de vivienda emplazado en Pantanillos.

Tabla 3.21: Resultados vigas para "Techo 1", Pantanillos.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
		Unidad \ kD	1,00	1,40	1,40	1,15	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	1469,39	Kgf	3,82	9,71	3,83	6,83	9,82	12,54	9,85	8,39
FU		-	0,00	0,01	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01
C / kD	2922,46	Kgf	3,65	9,06	4,49	6,42	10,49	12,66	10,18	9,11
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V / kD	3300,00	Kgf	21,66	55,20	24,28	38,82	31,40	39,06	23,76	23,33
FU		-	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
M / kD	39,66	Kgf · m	15,11	37,33	19,59	26,49	18,98	26,49	16,28	14,65
FU		-	0,38	0,94	0,49	0,67	0,48	0,67	0,41	0,37
M* / kD	41,95	Kgf · m	15,11	37,33	19,59	26,49	18,98	26,49	16,28	14,65
FU		-	0,36	0,89	0,47	0,63	0,45	0,63	0,39	0,35

Tabla 3.22: Resultados vigas para "Techo 2", Pantanillos.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
		Unidad \ kD	1,00	1,40	1,40	1,15	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	1274,64	Kgf	11,87	19,48	13,00	15,97	26,38	28,86	24,68	22,32
FU		-	0,01	0,02	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,02
C / kD	2910,77	Kgf	11,50	18,43	13,80	15,24	25,12	27,08	23,28	22,13
FU		-	0,00	0,01	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
V / kD	546,75	Kgf	30,52	49,90	33,27	40,95	21,12	32,59	21,92	21,85
FU		-	0,06	0,09	0,06	0,07	0,04	0,06	0,04	0,04
M / kD	34,24	Kgf · m	12,72	20,21	17,66	16,77	7,96	13,29	9,07	11,81
FU		-	0,37	0,59	0,52	0,49	0,23	0,39	0,26	0,34
M* / kD	36,63	Kgf · m	12,72	20,21	17,66	16,77	7,96	13,29	9,07	11,81
FU		-	0,35	0,55	0,48	0,46	0,22	0,36	0,25	0,32

Tabla 3.23: Viga de madera laminada encolada de laminación horizontal del "Techo 1", Pantanillos.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
		Unidad \ kD	1,00	1,40	1,40	1,15	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	2800,29	Kgf	1,35	3,31	1,79	2,36	2,05	2,35	1,44	1,35
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C / kD	6439,31	Kgf	1,67	4,09	2,11	2,91	1,66	2,91	1,79	1,61
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V / kD	8389,33	Kgf	42,00	98,46	48,59	70,96	50,86	70,23	43,87	37,19
FU		-	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00
M / kD	229,29	Kgf · m	52,00	127,92	81,25	90,89	64,36	90,83	55,88	60,20
FU		-	0,23	0,56	0,35	0,40	0,28	0,40	0,24	0,26

Tabla 3.24: Viga de madera laminada encolada de laminación horizontal del "Techo 2", Pantanillos.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
		Unidad \ kD	1,00	1,40	1,40	1,15	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	2800,29	Kgf	2,05	3,17	3,86	2,65	0,73	1,81	1,16	2,26
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C / kD	6439,31	Kgf	1,32	2,02	2,13	1,70	1,17	1,26	0,85	1,33
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V / kD	8389,33	Kgf	23,65	34,01	33,20	29,35	13,78	23,01	16,51	22,11
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M / kD	229,29	Kgf · m	25,14	38,66	48,03	32,35	14,33	25,60	17,77	31,77
FU		-	0,11	0,17	0,21	0,14	0,06	0,11	0,08	0,14

En las Tablas 3.21 a la 3.24 los factores de utilización para cualquier combinación de carga es siempre menor que 1, por lo que los esfuerzos a los que están sometidos las vigas de techo son menores a su capacidad.

3.3.6.5 Frutillar

Las Tablas 3.25 y 3.26 indican los resultados de los análisis realizados a las vigas de techo para el prototipo de vivienda emplazado en Frutillar. Es importante recordar que para el caso de Frutillar las vigas de laminación horizontal no se emplearon por no ser necesarias, por esta razón en este caso no se presentan resultados sobre esas vigas.

Tabla 3.25: Resultados vigas para “Techo 1”, Frutillar.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación Unidad \ kD	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
			1,00	1,40	1,40	1,15	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	2057,14	Kgf	3,89	9,21	10,70	6,62	6,91	10,02	7,54	9,56
FU		-	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C / kD	3825,17	Kgf	4,10	9,69	9,10	6,97	7,04	10,36	7,76	9,69
FU		-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V / kD	4620,00	Kgf	25,32	59,64	78,06	42,92	28,51	42,52	26,52	54,07
FU		-	0,01	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
M / kD	83,57	Kgf · m	18,46	44,07	60,29	31,58	21,42	31,38	19,48	42,02
FU		-	0,22	0,53	0,72	0,38	0,26	0,38	0,23	0,50
M* / kD	95,74	Kgf · m	18,46	44,07	60,29	31,58	21,42	31,38	19,48	42,02
FU		-	0,19	0,46	0,63	0,33	0,22	0,33	0,20	0,44

Tabla 3.26: Resultados vigas para “Techo 2”, Frutillar.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación Unidad \ kD	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
			1,00	1,40	1,40	1,15	1,60	1,60	1,60	1,60
T/kD	1668,36	Kgf	8,56	13,06	20,10	11,01	14,31	16,63	13,99	21,24
FU		-	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
C / kD	3809,87	Kgf	8,73	13,18	20,04	11,15	14,41	16,73	14,09	21,19
FU		-	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
V / kD	546,75	Kgf	24,34	36,76	57,71	31,10	12,83	24,54	17,18	38,19
FU		-	0,04	0,07	0,11	0,06	0,02	0,04	0,03	0,07
M / kD	62,74	Kgf · m	10,59	15,89	40,07	13,48	5,43	10,63	7,46	26,44
FU		-	0,17	0,25	0,64	0,21	0,09	0,17	0,12	0,42
M* / kD	65,69	Kgf · m	10,59	15,89	40,07	13,48	5,43	10,63	7,46	26,44
FU		-	0,16	0,24	0,61	0,21	0,08	0,16	0,11	0,40

En las Tablas 3.25 y 3.26 los factores de utilización para cualquier combinación de carga es siempre menor que 1, por lo que los esfuerzos a los que están sometidos las vigas de techo son menores a su capacidad.

3.3.7 Cargas máximas toleradas por los techos para las distintas localidades.

En la sección 3.3.6 se determinó que había combinaciones de carga para las cuales se superaba la capacidad de las vigas de techo, dado lo anterior es de interés determinar cuáles son las solicitaciones máximas que toleran los techos para los diferentes prototipos de emergencia. A continuación se puede observar cuales son las solicitaciones máximas a las que pueden ser expuesto el techo (para las cargas de uso de techo se deben reducir por área tributaria y por pendiente). La Tabla 3.27 indica cuales son las cargas máximas toleradas por lo techos de los prototipos de vivienda de emergencia. La sigla C.N. significa cumple con la norma y no es de interés calcular cual es la carga máxima que toleran.

Tabla 3.27: Cargas máximas toleradas por los techo de los prototipos de vivienda de emergencia.

Localidad	L dist		L puntual		Nieve	
	“Techo 1”	“Techo 2”	“Techo 1”	“Techo 2”	“Techo 1”	“Techo 2”
Las Cardas	30 kgf/m ²	62 kgf/m ²	237kgf	288 kgf	No Aplica	No Aplica
Santiago	92 kgf/m ²	C.N.	328 kgf	C.N.	42kgf/m ²	C.N.
Las Balsas	92 kgf/m ²	C.N.	328 kg	C.N.	C.N.	C.N.
Pantanillos	C.N.	C.N.	C.N.	C.N.	C.N.	C.N.
Frutillar	C.N.	C.N.	C.N.	C.N.	C.N.	C.N.

3.3.8 Deformaciones

Para analizar las deformaciones, estas se evalúan en el punto más desfavorable, el cual corresponde al punto rojo señalado en la Figura 3.3 en el caso del “Techo 1” y la Figura 3.4 en el caso del “Techo 2”. Las deformaciones admisibles para estructuras de techos corresponden a L/300 (con peso propio más sobrecarga, según indica la norma NCh 1198 Of. 2006), donde L es la luz. Para este análisis se considera que la carga distribuida por concepto de uso de techo fue la determinada en el la sección 3.3.7.

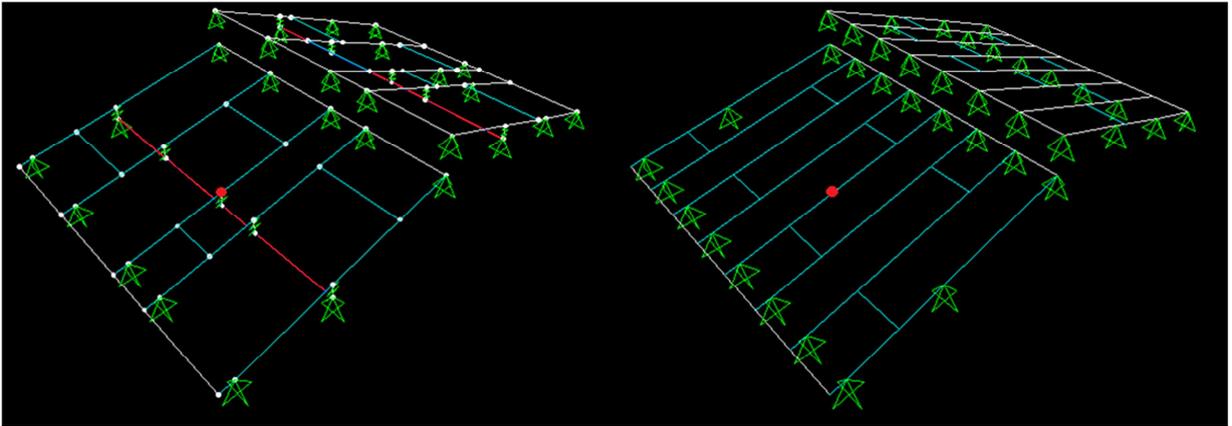


Figura 3.3: Punto donde se analizan las deformaciones, en el “Techo 1”.

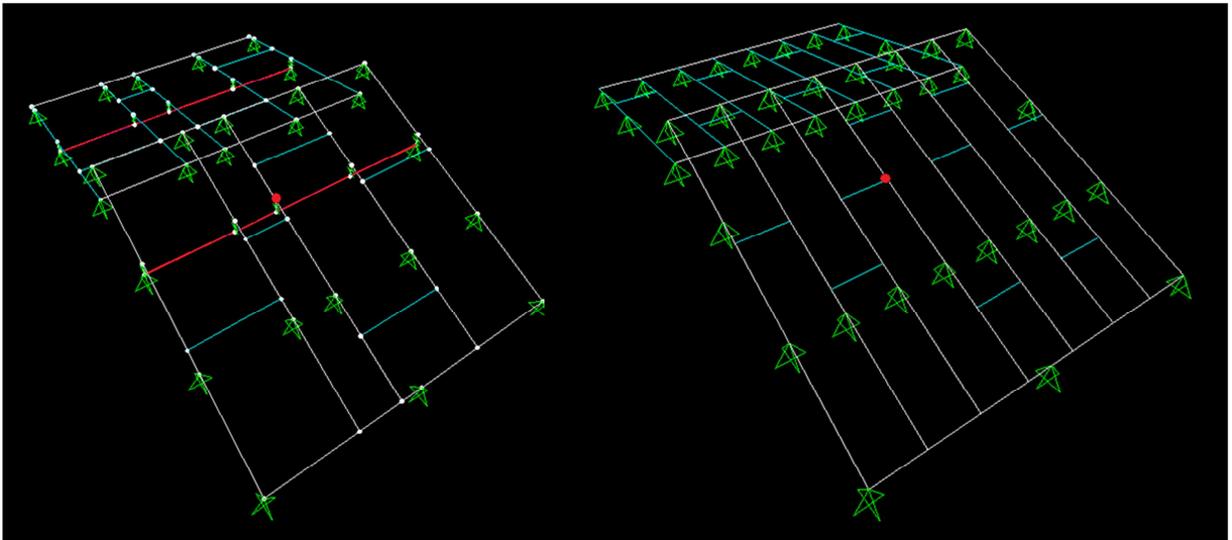


Figura 3.4 Punto donde se analizan las deformaciones, en el “Techo 2”.

Para el caso del “Techo1”, cuya luz es 325cm, la deformación admisible es 1,08cm. La Tabla 3.28 indica las deformaciones correspondientes al punto señalado en la Figura 3.3.

Tabla 3.28: Deformaciones instantáneas en el punto señalado en la Figura 3.3, en centímetros.

Localidad	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5a	C5b	C5c
Las Cardas	-0,74	-1,33	-1,43	No aplica	1,12	-1,15	-0,70	-1,22
Santiago	-0,59	-1,97	-1,11	-1,63	0,80	-1,60	-1,34	-0,96
Las Balsas	-0,59	-1,97	-1,11	-1,21	0,80	-1,60	-1,03	-0,96
Pantanillos	-0,46	-1,58	-0,86	-0,92	0,90	-1,28	-0,79	-0,74
Frutillar	-0,21	-0,70	-0,78	-0,41	0,39	-0,57	-0,36	-0,63

Los valores marcados en rojo son superiores a la deformación admisible. Cabe destacar que la combinación “C1” corresponde a la situación de servicio que se va a tener la mayor parte del tiempo, cumple con la norma. Mientras que para los demás casos corresponden a situaciones con cargas eventuales como lo son cargas de uso de techo (para reparación), nieve y viento. Es importante señalar que en el caso de Frutillar siempre se cumple con la restricción de flecha máxima.

Mientras que para el “Techo 2”, cuya luz corresponde a 270cm, la deformación admisible es 0,9cm. La Tabla 3.29 indica las deformaciones en el punto de color rojo en la Figura 3.4.

Tabla 3.29: Deformaciones instantáneas en el punto rojo señalado en la Figura 3.4, en centímetros.

Localidad	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5a	C5b	C5c
Las Cardas	-0,53	-0,94	-1,15	-0,53	-0,35	-0,70	-0,39	-0,86
Santiago	-0,32	-0,71	-0,69	-0,65	-0,22	-0,54	-0,49	-0,52
Las Balsas	-0,32	-0,71	-0,69	-0,49	-0,22	-0,54	-0,37	-0,52
Pantanillos	-0,23	-0,48	-0,48	-0,34	0,20	-0,37	-0,26	-0,36
Frutillar	-0,06	-0,12	-0,30	-0,09	0,05	-0,09	-0,07	-0,23

En la Tabla 3.29 los valores marcados en rojo son superiores a la deformación admisible, observándose que solo para el prototipo ubicado en Las Cardas sobrepasan los valores admisibles, para combinaciones que por concepto de mantención de techos corresponden a situaciones eventuales.

3.4 Análisis de estructura de piso

3.4.1 Objetivo

El presente capítulo tiene como objeto determinar el nivel de demanda a los que son sometidos los distintos elementos que forman parte del envigado de piso, en donde la capacidad de las vigas varía levemente debido a condiciones ambientales, en particular la humedad (ver sección 3.3.3.1.) que para el caso de Frutillar es del 17%, en Pantanillos un 16%, en Las Balsas un 15% y, para Santiago y Las Cardas 14%.

3.4.2 Bases de Diseño

La normativa que aplica para el análisis de piso corresponde a NCh 1537 Of. 2009, NCh 3171 Of. 2010 y NCh2165 Of. 1989 (ver sección 2.4 para más detalles).

3.4.3 Materiales

1. Contrachapado 18mm, pino radiata S-2 seco.
2. Viga simple de pino radiata de Grado estructural G2.
3. Poliestireno expandido corriente (15kgf/m³).
4. Poliestireno expandido de alta densidad (30kgf/m³).

3.4.4 Combinaciones de Cargas

Las combinaciones de cargas descritas en la sección 3.2.2 que se utilizaran para el análisis del piso son las siguientes:

C1	D	+	$L_{r_{d_piso}}$				
C2.a	D	+	L_{r_d}	+	$L_{r_{d_piso}}$		
C2.b	D	+	L_{r_p}	+	$L_{r_{d_piso}}$		
C3	D	+	S	+	$L_{r_{d_piso}}$		
C4	D	+	W	+	$L_{r_{d_piso}}$		
C5.a	D	+	0,75 W	+	0,75 L_{r_d}	+	$L_{r_{d_piso}}$
C5.b	D	+	0,75 W	+	0,75 S	+	$L_{r_{d_piso}}$
C5.c	D	+	0,75 W	+	0,75 L_{r_p}	+	$L_{r_{d_piso}}$

D:	Carga permanente
$L_{r_{d_piso}}$:	Carga de uso de piso (uniformemente distribuida)
L_{r_d} :	Carga de uso de techo (uniformemente distribuida)
L_{r_p} :	Carga de uso de techo (puntual en la posición más desfavorable)
S:	Carga de nieve
W:	Carga de viento

3.4.5 Solicitaciones

Aplican las cargas descritas en la sección 3.3.4 y además las solicitaciones a las que se ve expuesto el piso del prototipo de emergencia, estas corresponden a cargas muertas (peso propio) y cargas de uso de piso, las que se pueden observar en las Tablas 3.30 y 3.31 respectivamente.

Tablas 3.30: Cargas Muerta de piso por localidad.

Cargas [kgf/m ²]	Las Cardas	Santiago	Las Balsas	Pantanillos	Frutillar
Contrachapado	9,9	9,9	9,9	9,9	9,9
Poliestireno expandido	1,2	1,2	1,2	1,2	2,4
Total	11,1	11,1	11,1	11,1	12,3

Tabla 3.31: Carga de uso de piso

L _{r,d_piso}	200,0	[kgf/m ²]
-----------------------	-------	-----------------------

3.4.6 Modelo Vigas de Piso

Para modelar el comportamiento de las vigas de piso se trabaja con Sap2000. Por tratarse de 5 tipos de prototipos de emergencia se realizan 5 modelos, ya que las solicitaciones y las propiedades de la madera varían según la zona geográfica. Por otro lado, las dimensiones de las vigas de piso son las mismas para las 5 localidades de estudio, las que se pueden observar en la Figura 2.6.

El modelo realizado en Sap2000 considero lo siguiente:

- Para la zona del techo se sigue lo descrito en la sección 3.3.5.
- El OSB se modela como elemento tipo Shell.
- El mallado del panel OSB se hace cada 15cm aproximadamente.
- Los pies-derechos y las vigas son mallados en las intersecciones de los elementos tipo Shell.
- Se realiza la descarga del área que tributa sobre cada viga de piso.
- Las vigas de piso no sufren volcamiento, ya que las vigas están fijas a los contrachapados mediante clavos.

La Figura 3.5 permite visualizar los modelos utilizados, la figura de la izquierda es el modelo utilizado para Las Cardas, Santiago, Las Balsas y Pantanillos, mientras que el modelo de la derecha es el utilizado para Frutillar. Recordar que para el caso del techo de frutillar, el espaciamiento de las vigas de techo es menor (61cm).

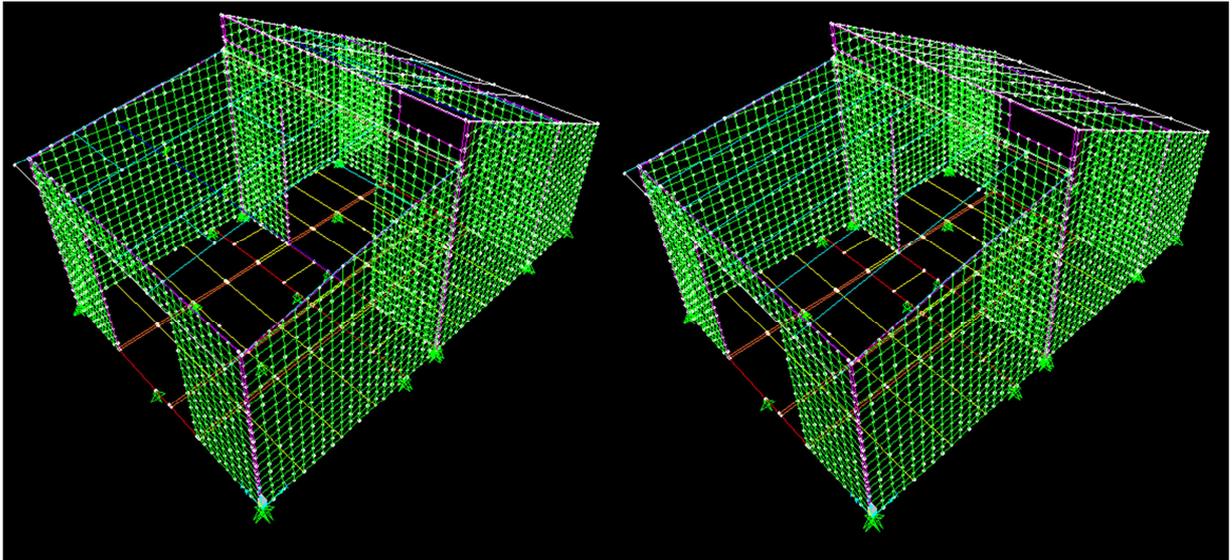


Figura 3.5: Vista isométrica del prototipo de vivienda de emergencia, a la izquierda el modelo empleado para Las Cardas, Santiago, Las Balsas y Pantanillos, a la derecha el de Frutillar

En las distintas zonas geográficas estudiadas, existen diversas condiciones climáticas, es por ello que se estudiara el comportamiento en Frutillar, ya que para en esta zona las condiciones ambientales son más adversas y si el piso del prototipo de vivienda de emergencia cumple con la normativa en esta localidad, se puede asegurar que cumplirá en las zonas climáticas restantes.

En caso de no cumplir con la normativa en la localidad de Frutillar se analiza sucesivamente Pantanillos, Las Balsas, Santiago y Las Cardas por la razón explicada anteriormente. El esquema de la Figura 3.6 resume lo anterior:

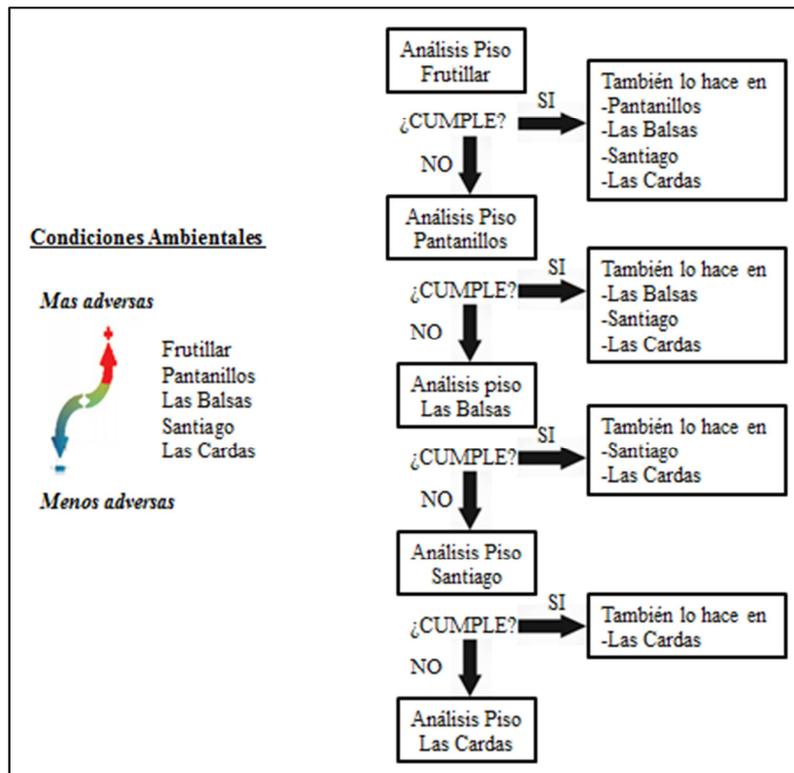


Figura 3.6: Esquema procedimiento análisis estructura de piso, a partir de las condiciones ambientales.

En la Figura 3.7, se puede visualizar las distintas vigas de piso y los ejes en las que se encuentran, las vigas de color rojo son aquellas que además de recibir cargas de piso, reciben las descargas del techo, mientras que las vigas de color azul, verde, blanco y negro solo reciben cargas por uso de piso. Por otro lado la escuadría de cada viga, según su color puede visualizar en la Tabla 3.32.

Tabla 3.32: Vigas de piso, de la Figura 3.7.

Color	Escuadría[mm]
Roja	45x142
Azul	45x142
Verde	2 vigas de 45x142
Blanca	45x142
Negra	2 vigas de 45x142

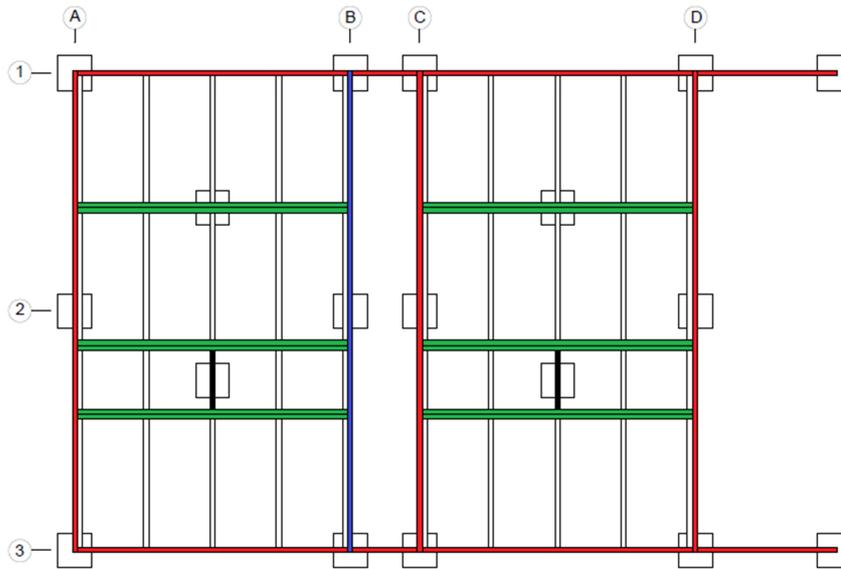


Figura 3.7: Vigas de piso, configuración 1.

Para consideraciones del modelo en Sap2000, las vigas representadas de color verde en la Figura 3.7 se modelaron como una viga 90x142 mm. Por otro lado la viga representada de color negro en la Figura 3.7 es de 45/94 (según planos de la sección ANEXO 1), se modelo como una de 90/142, ya que se encuentra sobre-demandada. Alternativamente se puede optar por una segunda configuración en donde la viga representada por color negro de la Figura 3.7 mantiene su sección original de 45/94, pero cambia la configuración de los apoyos como lo indica la Figura 3.8.

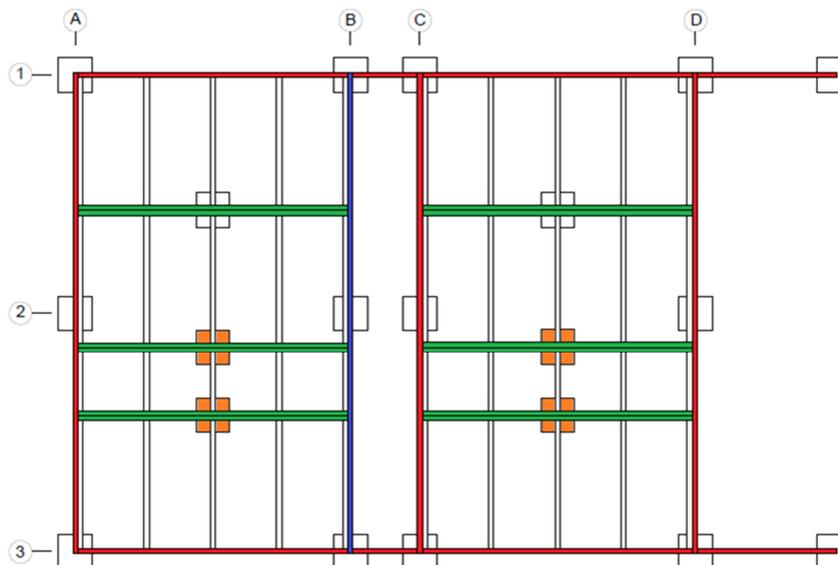


Figura 3.8: Vigas de piso, configuración 2, los apoyos en naranja son la variación respecto a la configuración 1 de la Figura 3.7.

3.4.7 Resultados modelo Vigas de Piso

A continuación se presentan los resultados para las vigas de piso agrupados por localidades. Si bien se habló de dos configuraciones para las vigas de pisos, los esfuerzos son los mismos para ambas (salvo para la viga representada por color negro en la Figura 3.7). La nomenclatura utilizada es la misma que se describió en la sección 3.3.6 y las combinaciones de carga que aplican son las descritas en la sección 3.4.4.

3.4.7.1 Frutillar

Como lo indica la Tabla 3.33 los esfuerzos que experimentan las vigas de piso, que reciben las cargas del techo (vigas representadas de color rojo en la Figura 3.7), son bajos debido a la gran rigidez que brinda el panel de OSB. La viga más demandada no trabaja a más de un 23% de su capacidad, como lo indica el factor de utilización para los esfuerzos de momento en la combinación C2.a.

Tabla 3.33: Esfuerzos en las vigas de los ejes A-C-D-1-3 (45x142mm) representadas de color rojo en la Figura 3.7, para la localidad de Frutillar.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b	C3	C4	C5.a	C5.b	C5.c
		Unidad \ kD	1.00	1.00	1.00	1.15	1.60	1.60	1.60	1.60
T/kD	2041.55	Kgf	8.10	35.23	8.17	35.33	14.60	17.99	24.76	17.99
FU		-	0.00	0.02	0.00	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01
C / kD	2881.50	Kgf	31.63	125.09	31.60	125.29	52.27	64.64	88.15	64.64
FU		-	0.01	0.04	0.01	0.04	0.02	0.02	0.03	0.02
V / kD	4334.55	Kgf	14.03	53.55	13.99	49.62	30.97	26.67	35.18	31.59
FU		-	0.00	0.01	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
M / kD	65.23	Kgf · m	3.13	15.15	3.53	13.99	8.64	7.61	10.00	8.84
FU		-	0.05	0.23	0.05	0.21	0.13	0.12	0.15	0.14

Las demás vigas del sistema de piso están sometidas a cargas por concepto de peso propio y por uso de piso, los esfuerzos que experimentan dichas vigas se observan en las Tablas 3.34 a la 3.37.

Tabla 3.34: Esfuerzos en las vigas (45x142mm) del eje "B" representadas de color azul en la Figura 3.7, para la localidad de Frutillar.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b
		Unidad \ kD	1,00	1,00	1,00
T / kD	1633,24	Kgf	0,01	0,10	0,01
FU		-	0,00	0,00	0,00
C / kD	2881,50	Kgf	0,02	0,18	0,06
FU		-	0,00	0,00	0,00
V / kD	4334,55	Kgf	14,41	136,62	18,12
FU		-	0,00	0,03	0,00
M / kD	65,23	Kgf · m	6,90	66,71	15,80
FU		-	0,11	1,02	0,24

Tabla 3.35: Esfuerzos en el par de vigas (45/142) representadas de color verde en la Figura 3.7, para la localidad de Frutillar.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b
		Unidad \ kD	1,00	1,00	1,00
T / kD	3266,48	Kgf	0,12	0,54	0,16
FU		-	0,00	0,00	0,00
C / kD	5763,00	Kgf	0,34	1,57	0,06
FU		-	0,00	0,00	0,00
V / kD	8669,10	Kgf	20,88	189,65	19,50
FU		-	0,00	0,02	0,00
M / kD	130,45	Kgf · m	12,17	109,02	35,08
FU		-	0,09	0,84	0,27

Tabla 3.36: Esfuerzos en el par de vigas (45x142mm) representadas de color negro en la Figura 3.7, para la localidad de Frutillar.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b
		Unidad \ kD	1,00	1,00	1,00
T / kD	3266,48	Kgf	0,00	0,00	0,00
FU		-	0,00	0,00	0,00
C / kD	5763,00	Kgf	0,20	1,10	0,40
FU		-	0,00	0,00	0,00
V / kD	8669,10	Kgf	39,81	355,53	105,80
FU		-	0,00	0,04	0,01
M / kD	130,45	Kgf · m	9,95	89,22	22,50
FU		-	0,08	0,68	0,17

Tabla 3.37: Esfuerzos en las vigas 45x94mm representadas de color blanco en la Figura 3.7, para la localidad de Frutillar.

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b
		Unidad \ kD	1,00	1,00	1,00
T / kD	1174,14	Kgf	0,27	1,01	0,27
FU		-	0,00	0,00	0,00
C / kD	2071,53	Kgf	0,71	7,19	0,70
FU		-	0,00	0,00	0,00
V / kD	2869,35	Kgf	4,68	61,16	55,55
FU		-	0,00	0,02	0,02
M / kD	36,01	Kgf · m	1,70	23,49	33,88
FU		-	0,05	0,65	0,94

Las vigas de escuadría 45x94mm (color blanco en la Figura 3.7) y el par de vigas 45x142mm (color verde y negro en la Figura 3.7) cumplen con la normativa vigente para todas las combinaciones de carga, el factor de utilización para tracción, compresión corte y momento son menores que uno, como lo indican las Tablas 3.35, 3.36 y 3.37. En cambio las vigas del eje B (color azul en la Figura 3.7) tienen esfuerzos que sobrepasan su capacidad, como lo indica el factor de utilización de la Tabla 3.34 para la combinación “C2.a” que es igual a 1,02 para esfuerzos de momento. Sin embargo, un factor de utilización de 1.02 quiere decir que los esfuerzos de la viga son un 2% más alto que la capacidad del elemento, lo que no influye en el comportamiento estructural del piso de la vivienda.

Para las demás localidades se analizan los esfuerzos solo para aquellas vigas sobre-exigidas en la localidad de Frutillar (vigas del eje “B”, color azul en la Figura 3.7), ya que las otras localidades poseen mejores condiciones ambientales y por lo mismo las capacidades de las vigas son mayores que las de Frutillar.

3.4.7.2 Pantanillos

La Tabla 3.38 muestra que las vigas no tienen factores de utilización mayores que uno, por lo que las vigas cumplen con la normativa vigente.

Tabla 3.38: Esfuerzos en las vigas (45x142mm) representadas de color verde en la Figura 3.7, para la localidad de Pantanillos

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño / kD	Combinación	C1	C2.a	C2.b
		Unidad \ kD	1,00	1,00	1,00
T / kD	1679,90	Kgf	0,01	0,10	0,01
FU		-	0,00	0,00	0,00
C / kD	3063,49	Kgf	0,02	0,18	0,06
FU		-	0,00	0,00	0,00
V / kD	4404,84	Kgf	14,41	136,62	18,12
FU		-	0,00	0,03	0,00
M / kD	67,09	Kgf · m	6,90	66,71	15,80
FU		-	0,10	0,99	0,24

3.4.7.3 Las Balsas, Santiago y las Cardas

Dado que el prototipo ubicado en Pantanillos cumple con la normativa, los prototipos de Las Balsas, Santiago y las Cardas también lo hacen, ya que las condiciones ambientales son mejores para estas localidades y por lo mismo las capacidades de las vigas son mayores que las de Pantanillos.

3.4.8 Contrachapado

Para modelar el comportamiento del contrachapado de 18mm se realiza un modelo en el software “SAFE”, el cual tiene las siguientes consideraciones:

- Las vigas de piso se modelan como elementos tipo “Frame”.
- El contrachapado se modela como elemento tipo Shell.
- El mallado del panel contrachapado se hace cada 10cm.
- Se apoyan las vigas de piso en las zonas donde están los paneles de OSB, ya que del modelo descrito en la sección 3.4.6 se observó que la deformación en esas zonas es mínima, debida a la rigidez que aporta el panel.
- Las cargas de piso se aplican sobre el contrachapado.
- Se rotulan los encuentros de vigas perpendiculares.

La Figura 3.9 ilustra el modelo realizado en “SAFE”

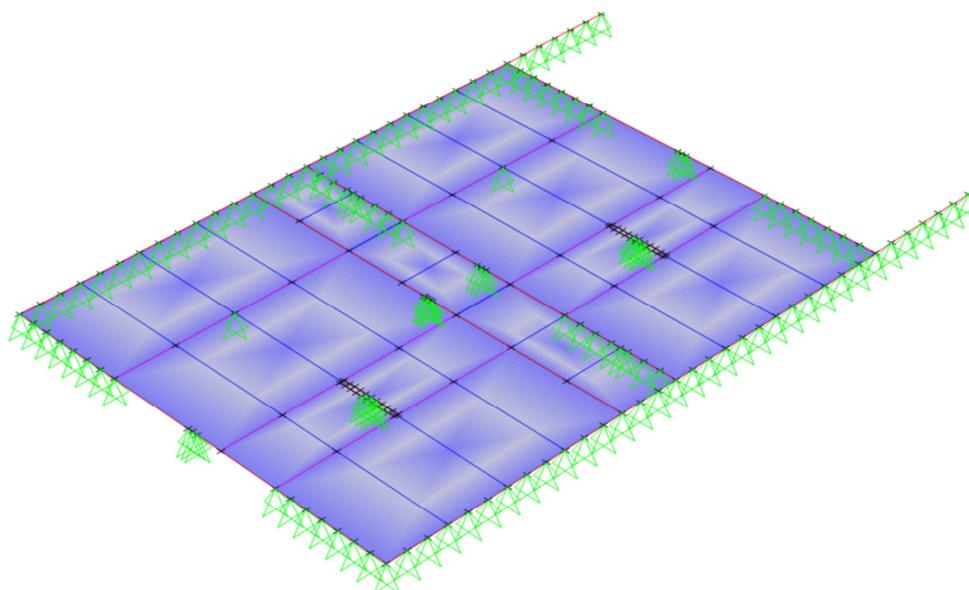


Figura 3.9: Modelo de estructura de piso, modelada en “SAFE”, correspondiente a la configuración 1 (ver Figura 3.7).

Para saber si los esfuerzos que alcanza el contrachapado están dentro de los valores admisibles, se procede a calcular su capacidad a flexión, para ello se utiliza la información mecánica disponible en la Tabla 3.39.

Tabla 3.39: Propiedades mecánicas contrachapado 18mm [14]

Espesor nominal	Solicitación paralela a la fibra de la cara				Solicitación normal a la fibra de la cara			
	A	I	KW	Ib/Q	A	I	KW	Ib/Q
	Sección	Momento de Inercia	Módulo resistente eficaz	Constante de cizalle rodante	Sección	Momento de Inercia	Módulo resistente eficaz	Constante de cizalle rodante
mm	mm ² /m	mm ⁴ /m	mm ³ /m	mm ² /m	mm ² /m	mm ⁴ /m	mm ³ /m	mm ² /m
18	8.800	348.638	32.927	12.000	5.000	74.078	7.901	6.267

Según la información de la Tabla 3.39 se calcula la capacidad a Flexión del contrachapado como se muestra a continuación:

- Flexión de la Fibra Externa

$$F_f = 11MPa$$

- Módulo resistente eficaz (por metro de ancho)

$$KW_{paralela\ a\ la\ fibra} = 32927\ mm^3$$

$$KW_{perpendicular\ a\ la\ fibra} = 7901\ mm^3$$

- Capacidad a Flexión

$$F_f \cdot KW_{paralela \ a \ la \ fibra} = 36,934 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$F_f \cdot KW_{perpendicular \ a \ la \ fibra} = 8,862 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Calculada la capacidad a flexión para el contrachapado, se procede a visualizar los esfuerzos que experimenta en “SAFE” acotando entre el rangos que va desde los -8 kgf·m a los +8 kgf·m. Las Figuras 3.10 y 3.11 indican los esfuerzos en el contrachapado para la configuración 1 (ver Figura 3.7). No se incluyen figuras con los esfuerzos y deformaciones en el contrachapado para la configuración 2 (ver Figura 3.8) ya que son prácticamente iguales a los de la configuración 1.

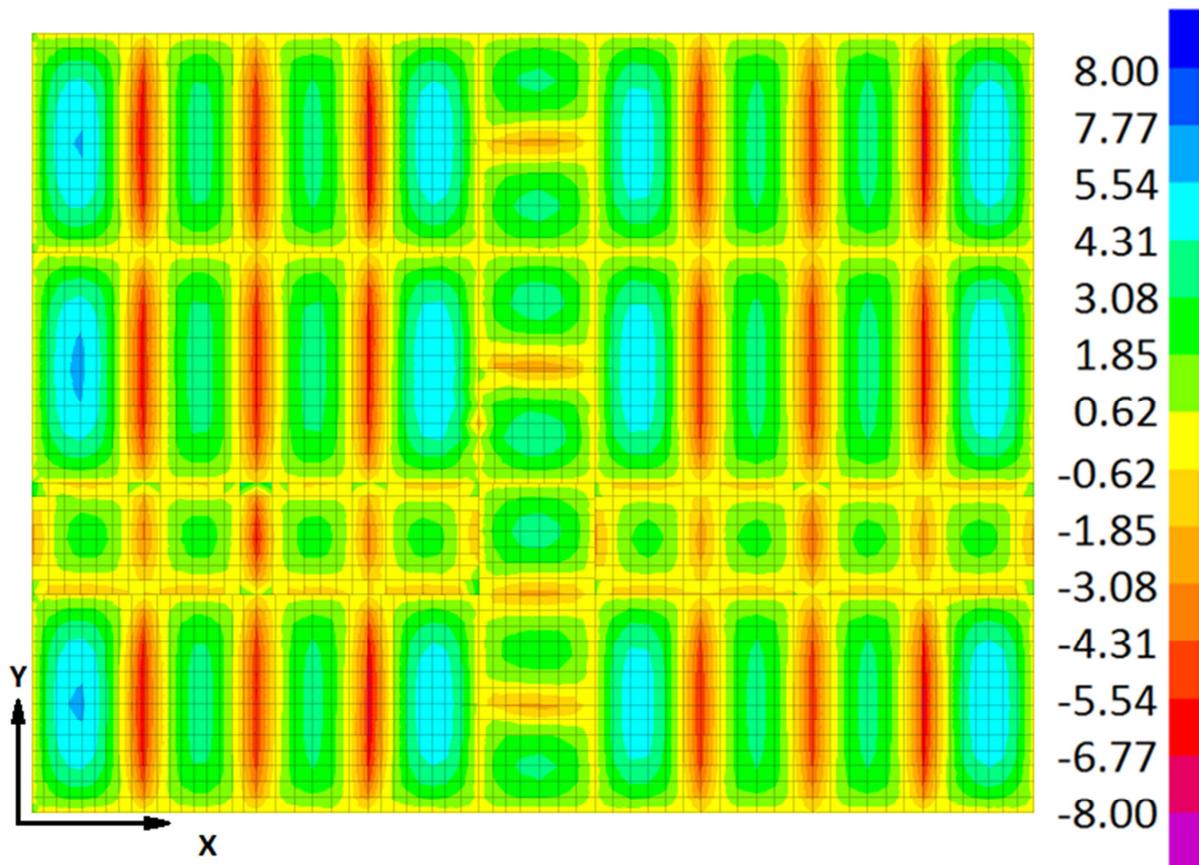


Figura 3.10: Esfuerzos de momento en la dirección “y”, para el Contrachapado de 18mm, en kgf·m.

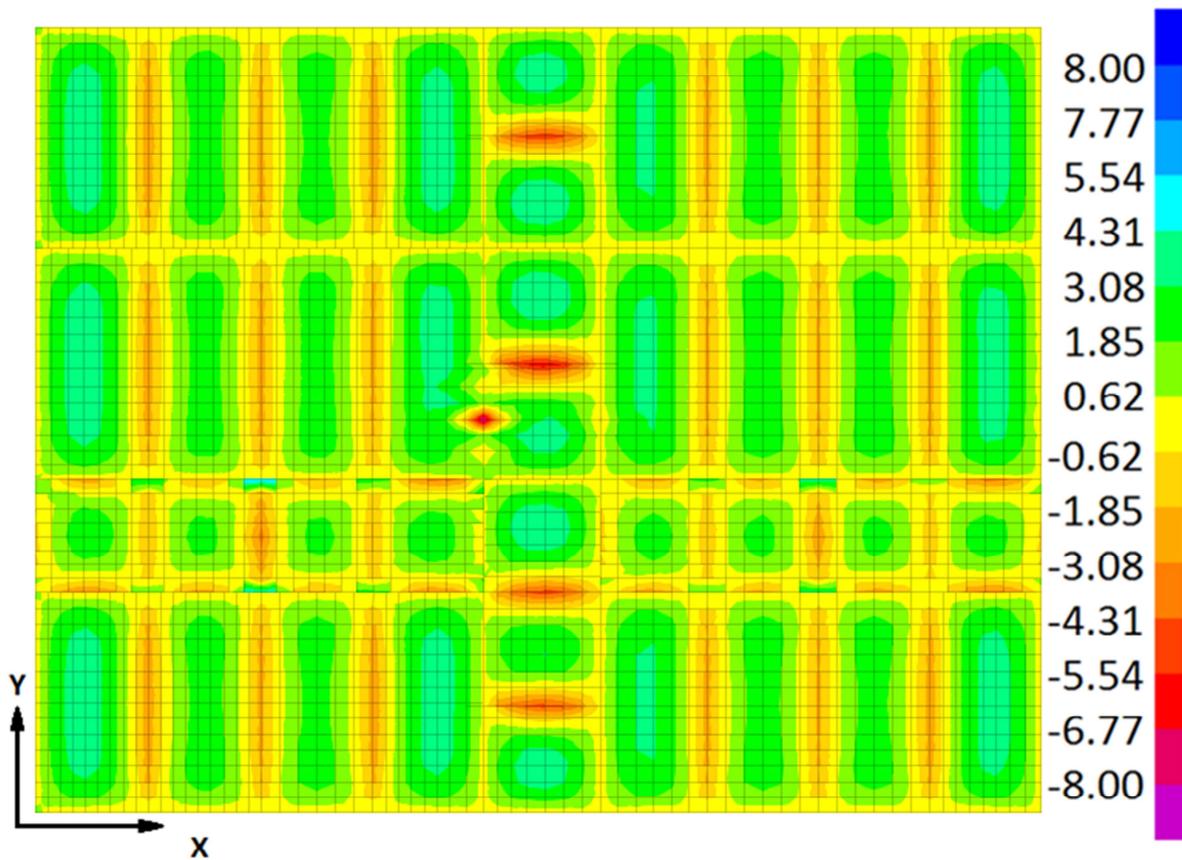


Figura 3.11: Esfuerzos de momento en la dirección “x” para el Contrachapado de 18mm, en kgf·m.

En las Figuras 3.10 y 3.11 se observan que los esfuerzos de momento son menores a la capacidad del contrachapado, por lo que el contrachapado es capaz de tolerar los 200kgf/m^2 por concepto de uso de piso.

Por otro lado las deformaciones que experimenta el piso del prototipo de vivienda de emergencia se pueden visualizar en la Figura 3.12, en donde se observan que están al límite de lo que indica la norma NCh 1198 Of. 2006.

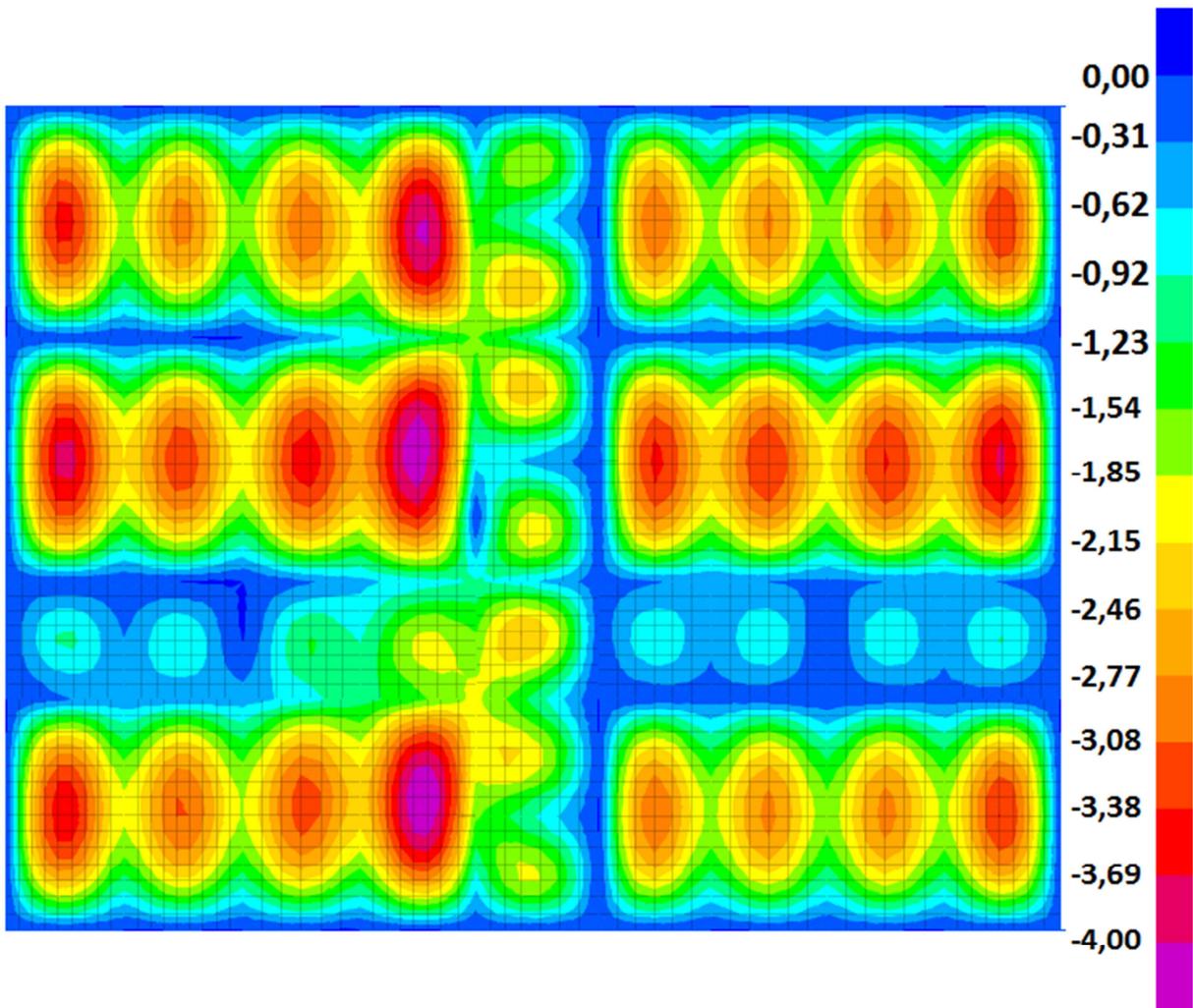


Figura 3.12: Deformaciones sistema de piso, en milímetros.

3.5. Comportamiento de los paneles

3.5.1 Panel de Corte

Los paneles utilizados en el prototipo de vivienda de emergencia, consisten en un esqueleto de madera de escuadría 2x2'' (45 x45mm) de pino radiata, los cuales mediante tornillos se unen dos placas de madera OSB. En el núcleo del panel se utiliza poliestireno expandido, el cual es adherido al OSB mediante un adhesivo poliuretano de 2 componentes.

3.5.1.1 Modelo desarrollado en SAP2000

El modelo de muros de corte que se desarrolla en este trabajo, ha sido validado a través del trabajo realizado por Silva y Gesualdo [15], estos autores exponen los resultados que obtienen al modelar un panel de corte usando el software "ANSYS". En dicho trabajo, la validación del modelo que desarrollan se logra al comparar los resultados generados analíticamente con resultados experimentales, obtenidos de ensayos realizados por Veloso [16]. El modelo que a continuación se presenta (hecho en SAP2000), fue contrastado con el modelo desarrollado por Silva y Gesualdo, y los resultados que se obtienen son prácticamente idénticos.

Las consideraciones que se adoptaron para realizar el modelo en SAP2000 se basan en el trabajo desarrollado por Silva y Gesualdo, las cuales se exponen a continuación:

- a) Los pies-derechos y las soleras superior e inferior se modelan como elementos tipo "Frame".
- b) Los tornillos se modelan como elemento "Link" de tipo "Multi Linear Elastic". La curva que define este comportamiento, se obtiene a partir de un ensayo de carga-corrimento entre el tornillo y los medios de unión, que en este caso son pino radiata y OSB (ver sección 3.5.1.1.1).
- c) El punto de encuentro entre los pies-derecho y las soleras se consideran rotulados.
- d) El adhesivo utilizado no se considera en este modelo, ya que la opción de considerarlo como un pegamento que produce una conexión perfecta, es decir no se produce deformación entre el OSB-Pie derecho y OSB-solera, genera que los niveles de cargas que se obtienen son demasiado grandes y no representarían la realidad (esto se produce por la nula desangulación que se genera entre el OSB y los pies-derecho), por lo que una

de las limitaciones de este modelo es la no consideración del adhesivo, por otro lado al no considerarlo se obtiene un resultado conservador.

- e) Se considera que los pies-derechos están apoyados en la parte inferior, mientras que en la parte superior tienen restringido el movimiento en la dirección fuera del plano del panel.
- f) Para determinar la capacidad de corte se realiza un análisis de tipo “Push-Over”, el cual consiste en cargas de manera monotónica incremental hasta originar el colapso de la estructura, o al menos identificar el mecanismo de colapso. El análisis permite controlar el nivel de incremento de la carga, como también controlar el desplazamiento a medida que se incrementa la carga. Para el caso del presente trabajo se opta por hacer un Push Over controlando el desplazamiento en la parte superior del pie derecho de la izquierda, al aplicar una carga en la misma posición.

La Figura 3.13 ilustra el modelo que se emplea para estudiar la estructura de paneles, descritos anteriormente.

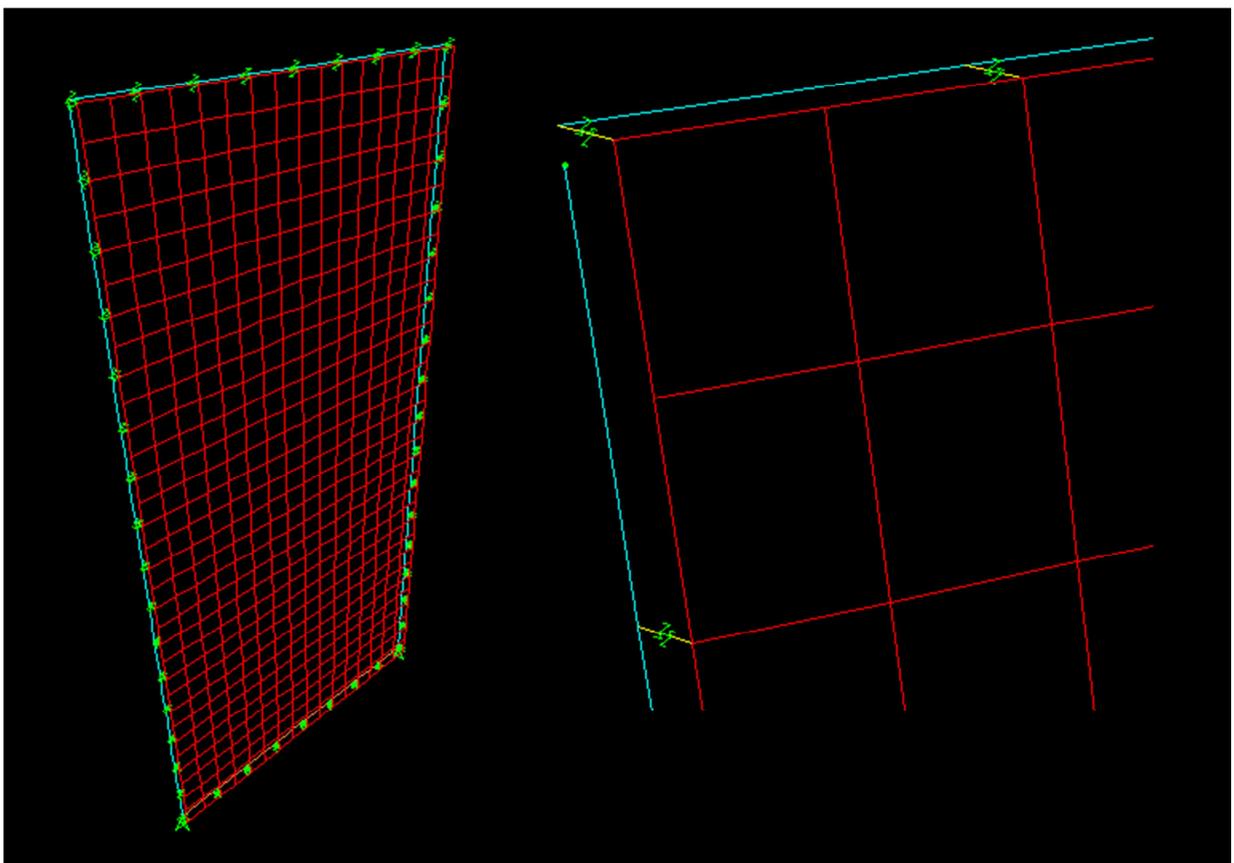


Figura 3.13: Vista isométrica del modelo utilizado (a la izquierda) y detalle del tipo del encuentro de elementos del pie derecho y la solera superior izquierda.

3.5.1.1.1 Comportamiento elemento conector

Para poder construir el modelo que permite predecir el comportamiento del panel de corte es necesario saber el comportamiento del elemento conector que une el panel a los pies-derechos y soleras. Para esto se realizó un ensayo que tiene como objeto determinar el nivel de deformación que experimenta el elemento conector para un determinado nivel de carga. Se elaboró una probeta modificada respecto a lo que indica la norma ASTM D 1761 [17], basándose en la experiencia de Yáñez [18], se modificó la probeta que recomienda dicha norma debido a limitaciones técnicas del equipo disponible para ensayar. En la experiencia de Yáñez se optó por usar una probeta modificada muy parecida a la que se utiliza en el presente trabajo, la cual se puede visualizar en la Figura 3.14.

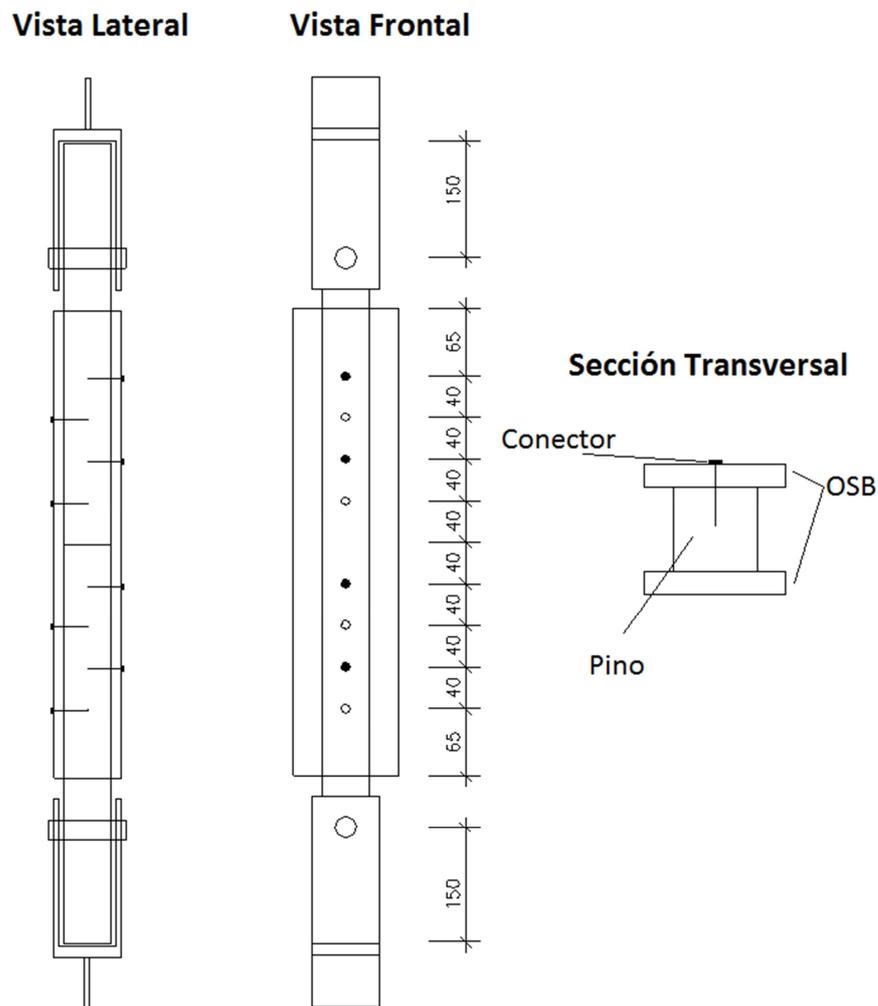


Figura 3.14. Esquema del dispositivo para uniones clavadas simétricas, en [mm].

Se confeccionaron 3 probetas y el ensayo se realizó en el Laboratorio Experimental de Estructuras de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile. El ensayo se realizó controlando la deformación a una tasa de 2 mm/min. En las Figuras 3.15 y 3.16 se puede visualizar el equipo (Maquina universal INSTRON) y la probeta empleada.

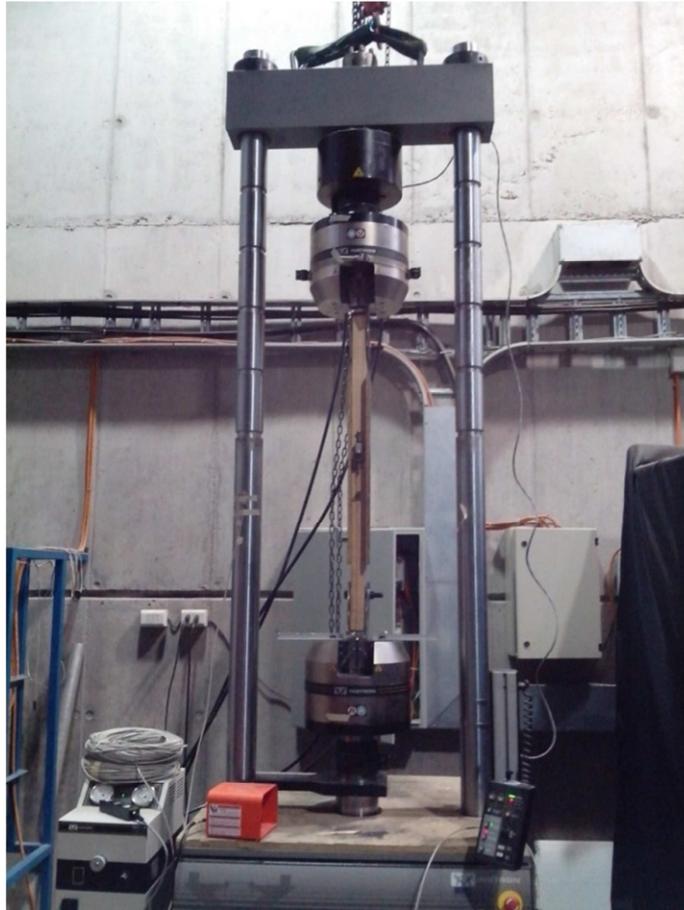


Figura 3.15: Probeta montada en máquina universal INSTRON

El desplazamiento que se genera entre las dos piezas de madera se mide utilizando dos potenciómetros lineales, como el que se ve en la Figura 3.16. En la sección de anexos A4 se muestra el detalle de las 3 probetas ensayadas.

Para poder generar la curva carga-corrimento para un solo elemento conector se debe dividir la carga aplicada por el número de conectores, que para este caso es igual a cuatro. Mientras que la deformación que registran los potenciómetros se debe dividir por dos ya que los potenciómetros miden la separación de las dos piezas de pino, la que corresponde a dos veces el corrimiento que se desea conocer.



Figura 3.16: Potenciómetro en probeta montada en máquina universal INSTRON

A continuación, en Figura 3.17 se pueden observar las curvas carga-corrimento para un tornillo obtenida de las tres probetas ensayadas. Para las dos primeras probetas las curvas tienen máximos prácticamente iguales, mientras que para la tercera probeta la carga máxima fue bastante menor. Además la deformación experimentada por la tercera probeta antes de alcanzar el máximo es muy superior a las dos primeras probetas. Es de suponer que dichas diferencias entre las tres probetas se debe a las diferencias mismas de la madera empleada, ya que no todas las piezas son idénticas entre sí en términos de densidad, en el tamaño y forma de los diversos nudos que normalmente presentan las piezas.

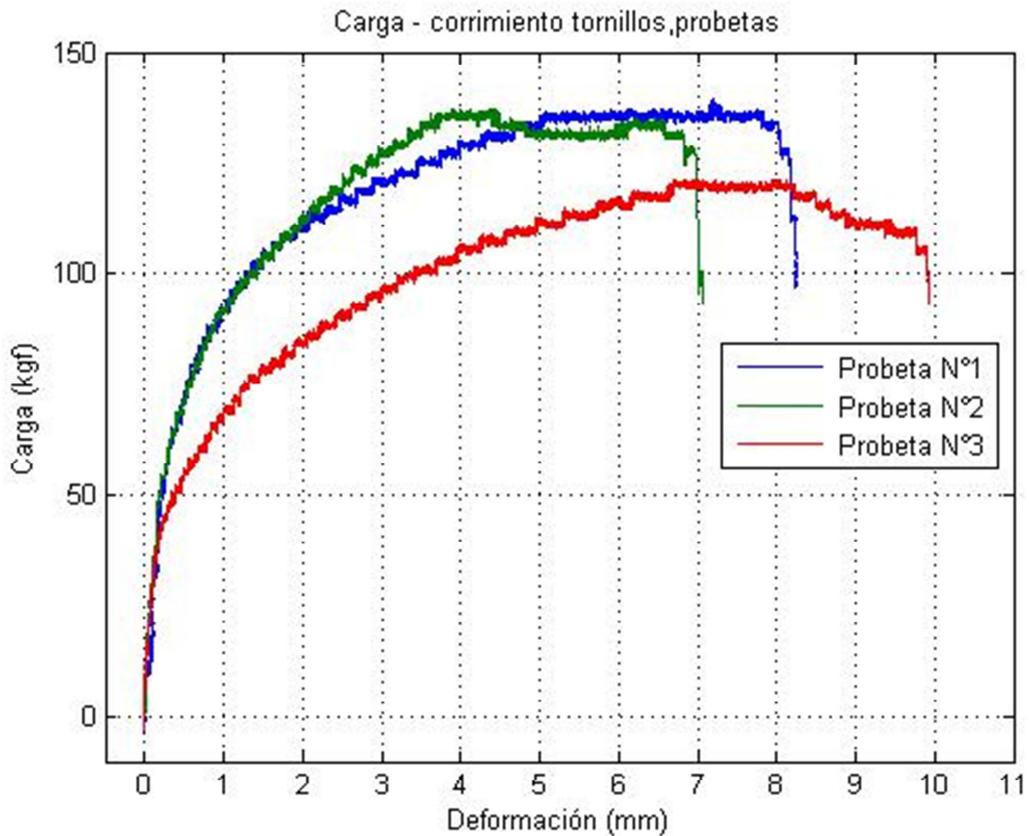


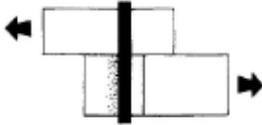
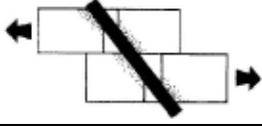
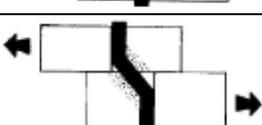
Figura 3.17: Carga – Corrimiento, tornillos

Dicho resultado es coherente con los cálculos que recomienda la norma NCh 1198 Of. 2006, en donde la resistencia entre los medios de unión depende de la densidad del material, las características del elemento conector utilizado y del largo de penetración del conector en los elementos a unir. La Tabla 3.40 muestra la carga con la que se obtienen los distintos modos de falla que indica la norma NCh 1198 Of. 2006. En ella se aprecia que el modo de falla que controla es el “modo II” con una carga de 39,43kgf, donde el elemento conector aplasta la madera y tiende a rotar, este modo de falla es el mismo que el observado en el ensayo, como se ve en la Figura 3.18.



Figura 3.18: Modo de falla observado en los tornillos

Tabla 3.40: Modos de falla en uniones de cizalle simple, ver detalles en anexo A3.

Uniones de cizalle simple		Carga [kgf]
	Modo I_c	96.59
	Modo I_1	91.95
	Modo II	39.43
	Modo III_c	47.06
	Modo III_1	41.84
	Modo IV	52.25

3.5.1.1.2 Comportamiento de un panel de corte mediante modelo desarrollado en SAP2000

Con la información disponible se procede a estudiar la resistencia al corte de los paneles y analizar cuan sensible es el modelo al utilizar las distintas curvas presentadas en la sección 3.5.1.1.1.

Con el comportamiento de los elementos conectores del ensayo se pueden generar las curvas carga-deformación para un panel de corte utilizando un modelo en SAP2000. La Figura 3.19 ilustra cómo se deforma el modelo empleado, se puede observar que se produce una desangulación entre el panel y los pies-derechos, lo que es concordante con la bibliografía estudiada.

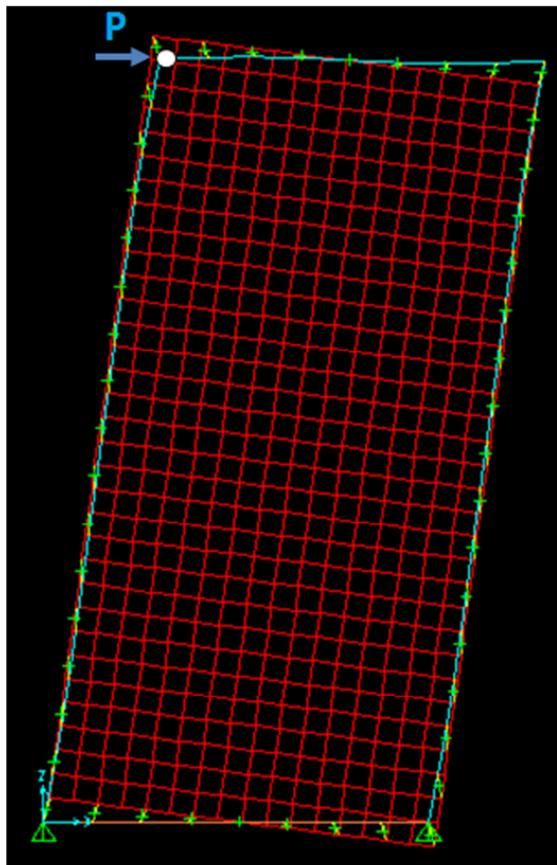


Figura 3.19: Panel deformado y distribución de momentos

La curva carga-deformación que experimenta el punto donde se aplica la carga “P” en el panel de la Figura 3.19, se obtiene al realizar un análisis de “pushover”, curva que se puede observar en la Figura 3.20.

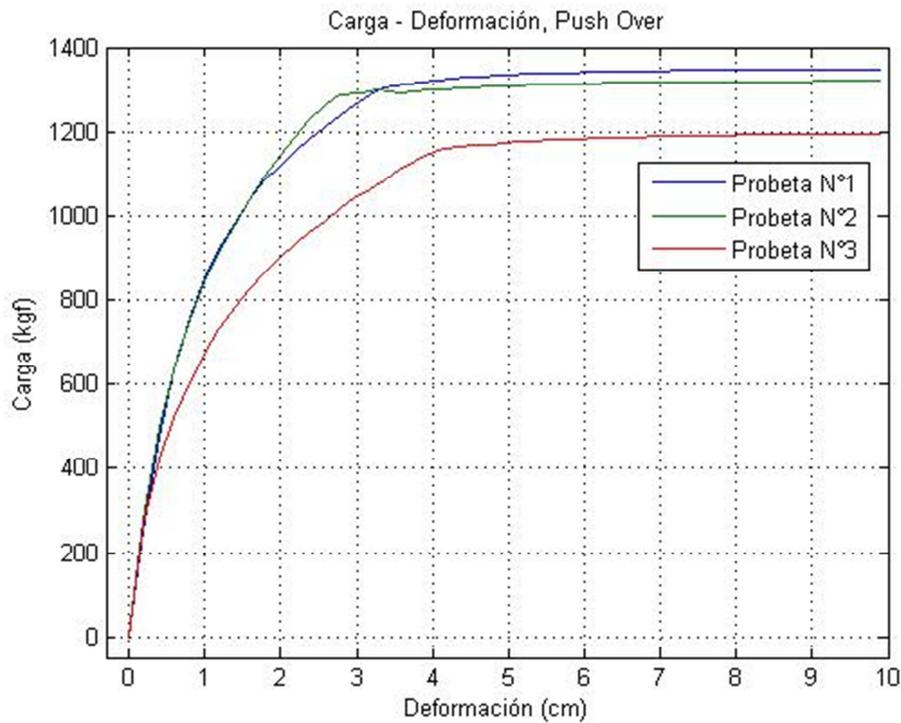


Figura 3.20: Carga deformación en kgf-cm, para panel de corte de 2.44x1.22m.

Se observa que las curvas que se obtienen varían según los datos recogidos de los ensayos realizados a los elementos conectores (ver Figura 3.17). En el panel de corte se obtienen niveles de carga-deformación similares para las probetas N°1 y N°2, mientras que para la probeta N°3 se obtienen niveles de carga inferiores. De esta forma se deduce que a medida que mejora el comportamiento del elemento conector, mejora el comportamiento del panel y viceversa.

3.5.1.1.3 Determinación carga última para un panel de corte, a partir del modelo desarrollado en SAP2000

Para determinar la capacidad a corte del panel, se analiza la deformación para la cual los esfuerzos que se generan en los elementos que componen el panel exceden su capacidad. En la Tabla 3.41 se indica cual es la capacidad de las piezas de pino radiata que componen el panel.

Tabla 3.41: Capacidades Pies-derechos y vigas, para carga sísmica

	Escuadría [mm]	Compresión [kgf]	Tracción [kgf]	Corte [kgf]	Momento [kgf · m]
Pie derecho	45x45	718,00 ^a	1036,80	2376,00	13,12
Viga maestra piso	45x142	4610,40	2613,18	6935,28	104,37 ^b

^a) ver sección 6.7, ^b) momento para el borde flexo-traccionado

La deformación y la forma de los diagramas de esfuerzo corresponden a la que se indica en la Figura 3.21. Respecto a los esfuerzos de momento y corte, estos son mayores en los encuentros pies-derechos y soleras, ya que en esas zonas se producen los mayores corrimientos entre el panel y el marco de madera que conforma el panel. Respecto a los esfuerzos axiales se observa que el pie derecho de la izquierda se tracciona mientras que el de la derecha se comprime, lo que es esperable debido al punto de aplicación de la carga “P” (ver Figura 3.19).

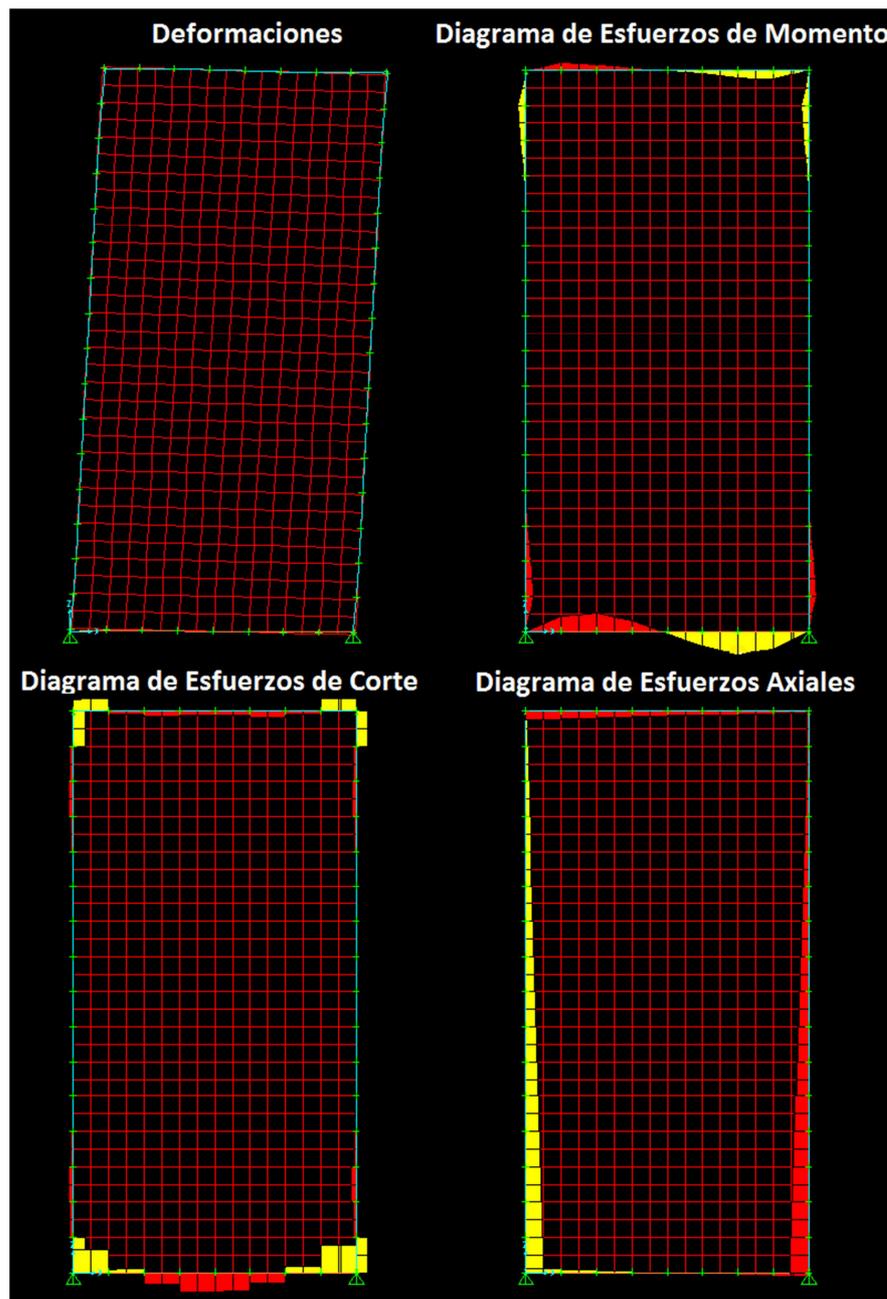


Figura 3.21: Diagramas de esfuerzos de un panel sometido a carga lateral

Las Tablas 3.42 y 3.43 indican la carga máxima lateral que permite que los esfuerzos que se generan en los elementos que componen el panel no excedan su capacidad. Esto se realiza para las tres curvas que describen el comportamiento del elemento conector, obtenidas de los ensayos experimentales (ver sección 3.5.1.1.1). La nomenclatura empleada es la misma que la descrita en la sección 3.3.6, mientras que la sigla “FU T-M” es el factor de utilización para esfuerzos combinados axiales y de momento.

Por ejemplo, en la Tabla 3.42 para la probeta 1, se aplicó una carga lateral de 372kgf, la que generó un factor de utilización para esfuerzos combinados axiales y de momento (FU T-M) en los pies-derechos de 1,00. Mientras que para el mismo ensayo el factor de utilización para esfuerzos combinados axiales y de momento en las vigas de piso es de 0,09, como indica la Tabla 3.43.

En base a los resultados presentados en las Tablas 3.42 y 3.43 se puede observar que la carga lateral-máxima que tolera el panel es similar, al modelar el panel con cualquiera de las curvas obtenidas en la Figura 3.20, en donde las diferencias son menores al 7% por lo que no es un valor significativo.

Tabla 3.42: Esfuerzos en pies-derecho y solera superior para un panel sometido a carga lateral.

Tipo de esfuerzos	Carga máxima por ensayo			Unidad
	Probeta N°1	Probeta N°2	Probeta N°3	
	372 kgf	360 kgf	347 kgf	
T	614,37	574,68	556,52	Kgf
FU	0,59	0,55	0,54	-
V	8,05	9,11	10,28	Kgf
FU	0,00	0,00	0,00	-
M	1,21	1,37	1,54	Kgf · m
FU	0,09	0,10	0,12	-
C	652,00	648,00	632,10	Kgf
FU	0,91	0,90	0,88	-
FU T-M	1,00	1,00	1,00	-

Tabla 3.43: Esfuerzos en viga inferior, para un panel sometido a carga lateral.

Tipo de esfuerzos	Carga máxima por ensayo			Unidad
	Probeta N°1	Probeta N°2	Probeta N°3	
	372 kgf	360 kgf	347 kgf	
T	139,89	134,06	128,85	Kgf
FU	0,05	0,05	0,05	-
V	55,84	61,40	59,77	Kgf
FU	0,01	0,01	0,01	-
M	9,50	10,87	11,10	Kgf · m
FU	0,09	0,10	0,11	-
C	140,65	136,60	130,55	Kgf
FU	0,03	0,03	0,03	-
FU T-M	0,09	0,09	0,09	-

3.5.1.1.4 Comportamiento global de la estructura frente a cargas laterales, mediante modelo desarrollado en SAP2000

Luego de haber estudiado el comportamiento individual de los paneles se procede a estudiar el comportamiento global de la estructura. Para esto se modela la estructura de paneles de la vivienda completa.

El modelo se puede observar en la Figura 3.22 y tiene las siguientes consideraciones:

- Los paneles se modelan de igual forma como se hace con un panel individual.
- Se asigna un diafragma rígido en los puntos superiores de los distintos pies-derechos que forman los distintos paneles.
- Se realiza un análisis de tipo “PushOver”, controlando el desplazamiento en el centro de masa de la estructura, esto se realiza para la dirección “X” e “Y” (ver ejes en la Figura 3.23), con el objeto de estudiar el comportamiento sísmico en ambas direcciones.

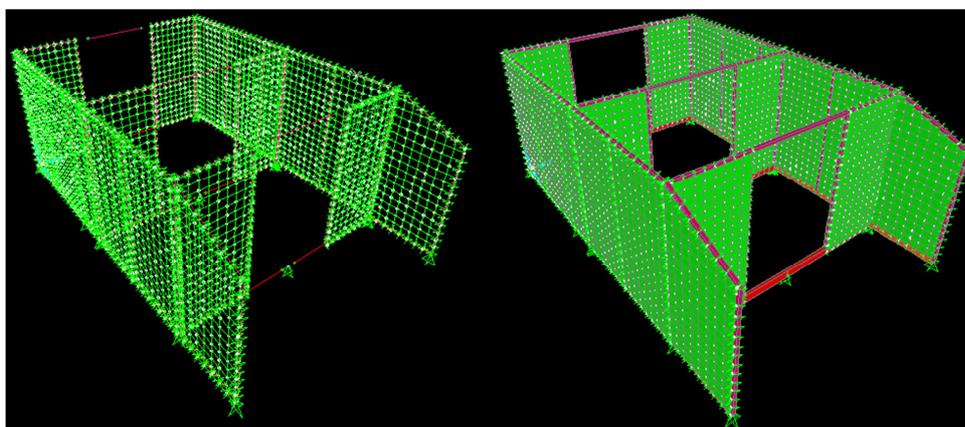


Figura 3.22: Modelo de paneles de corte, prototipo de vivienda de emergencia.

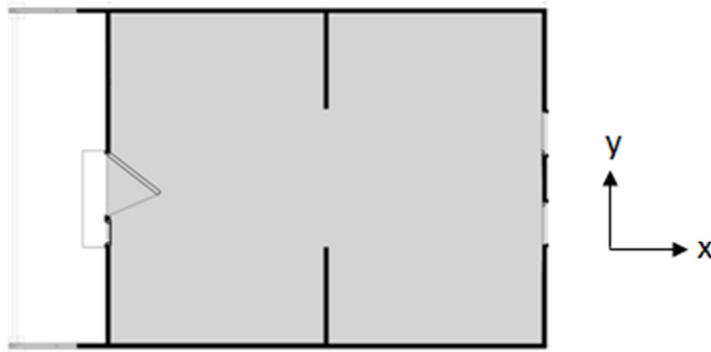


Figura 3.23: Ejes “X” e “Y” del prototipo de vivienda de emergencia (vista en planta).

El resultado que se obtiene luego de aplicar el “PushOver” se puede observar en la Figura 3.24 y 3.25, para un sismo en la dirección “X” e “Y” respectivamente, observándose en ambos casos que el nivel de carga aumenta conforme aumenta el nivel de deformación, hasta alcanzar un máximo. El nivel de carga varía según el comportamiento del elemento conector obtenido de los ensayos de laboratorio (ver Figura 3.20), lográndose niveles de carga similares para las probetas N°1 y N°2 e inferiores para la probeta N°3, concordando con lo observado al estudiar el comportamiento de un panel individual (ver sección 3.5.1.1.1).

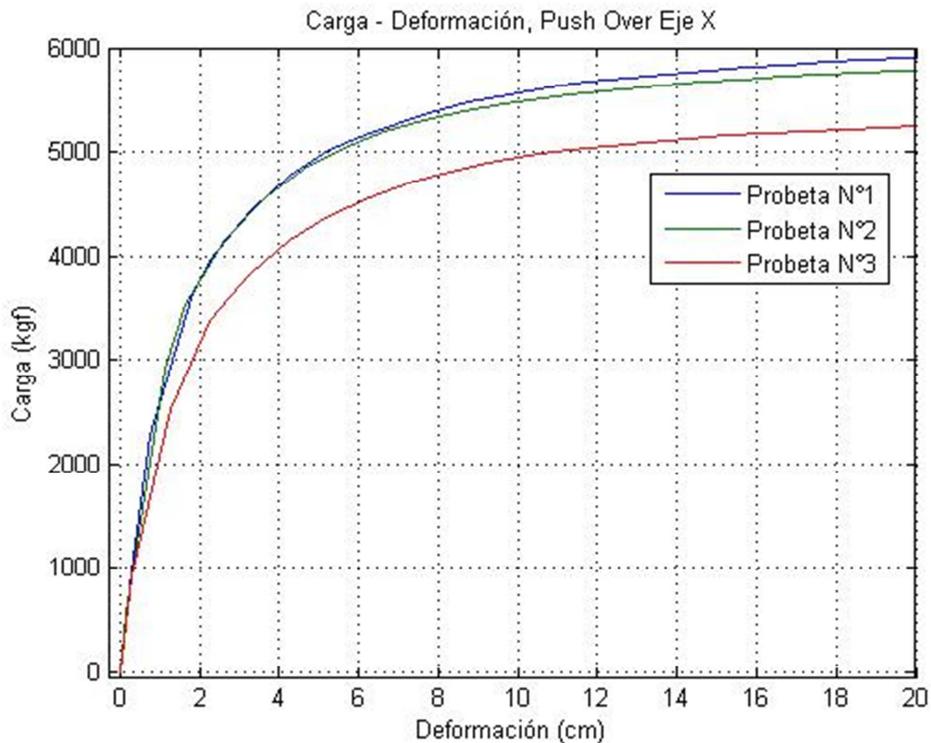


Figura 3.24: Carga-deformación en kgf-cm, para PushOver aplicado en la dirección “X”.

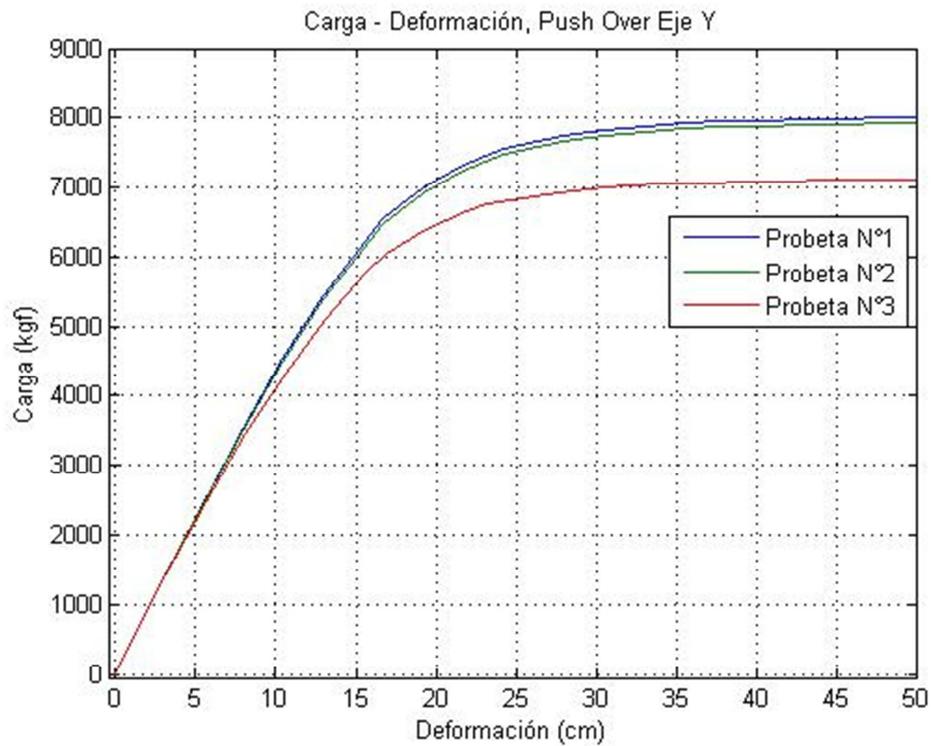


Figura 3.25: Carga-deformación en kgf-cm, para PushOver aplicado en la dirección “Y”.

Por otro lado las deformaciones se observan en las Figuras 3.26 y 3.27, en donde es posible comentar lo siguiente:

- a) Los paneles tienden a rotar, mientras los pies-derechos se deforman, produciéndose una desangulación de los mismos tal como ocurrió al estudiar el comportamiento de un panel individual.
- b) La estructura es más rígida en la dirección “X”. Esto es coherente con el hecho que en dicho eje la densidad de muros es superior a la del eje “Y”. Por otro lado al igual que en el estudio realizado para un panel individual es necesario definir el rango de aplicación de dicha curva, ya que para deformaciones muy grandes, las tensiones que se generan en los pies-derechos sobrepasan su capacidad.

Una vez identificados estos puntos se procede a determinar cuál es el corte máximo que por norma la estructura puede tolerar, en la sección 3.5.3.5.

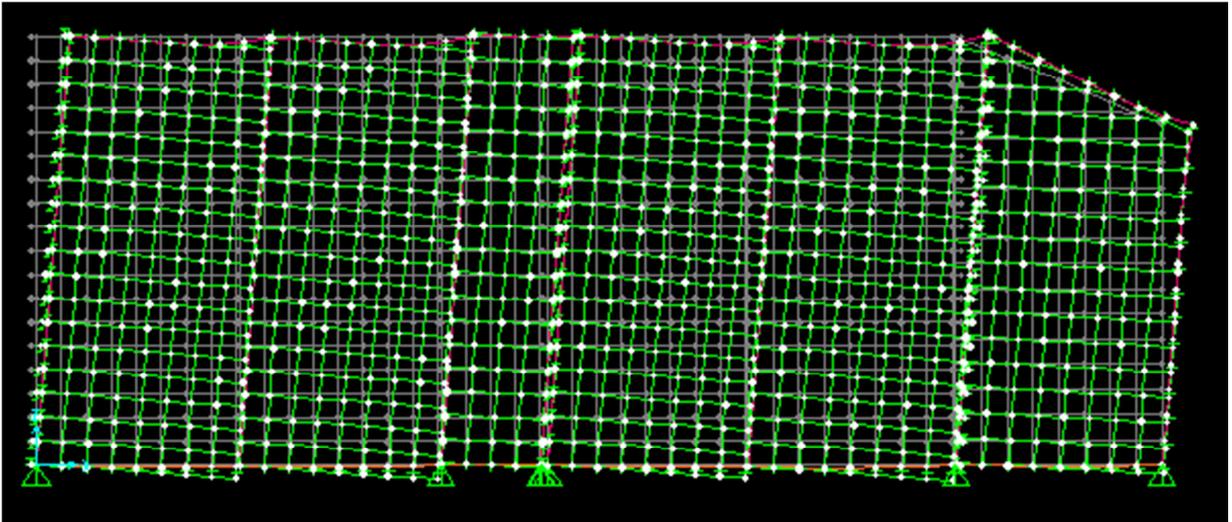


Figura 3.26 Panel deformado y distribución de momentos, para eje “X”.

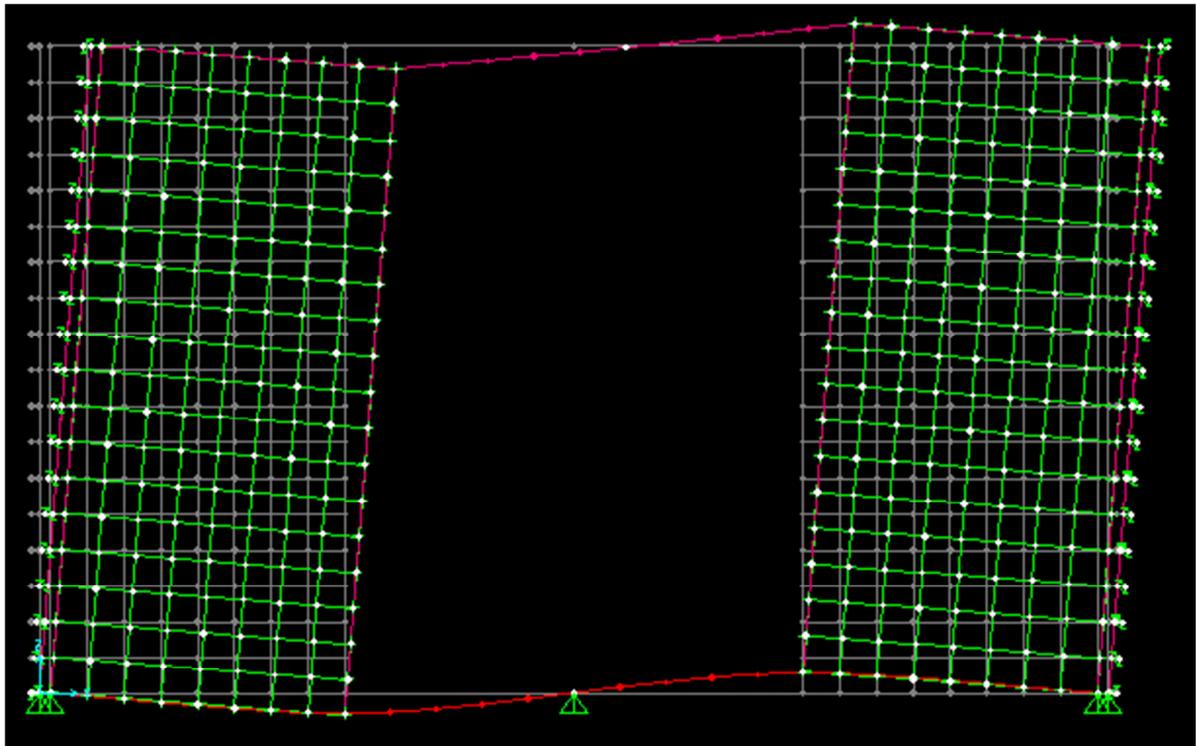


Figura 3.27 Panel deformado y distribución de momentos, para eje “Y”.

3.5.1.1.5 Determinación de corte máximo del prototipo de vivienda de emergencia, a partir de modelo desarrollado en SAP2000

Para ello se procede de manera análoga a lo descrito en 3.5.1.1.3. Los ejes que indican la dirección de análisis corresponden a los de la Figura 3.23.

- Eje “X”

La Tabla 3.44 y 3.45 indican la carga máxima lateral que permite que los esfuerzos que se generan en los elementos estén dentro de su capacidad. En particular en la Tabla 3.47 la carga máxima queda determinada por el factor de utilización para los esfuerzos combinados axiales y de momento que experimentan los pies-derechos del panel (FU T-M = 1,00).

Tabla 3.44: Esfuerzos en pies-derecho y solera superior en prototipo de vivienda de emergencia, frente a una carga lateral en el eje “X”.

Tipo de esfuerzos	Carga máxima por ensayo			Unidad
	Probeta N°1	Probeta N°2	Probeta N°3	
	1525 kgf	1545 kgf	1550 kgf	
T	531,2	530,91	514,79	Kgf
FU	0,59	0,59	0,57	-
V	25,67	26,55	30,95	Kgf
FU	0,01	0,01	0,01	-
M	5,41	5,50	6,07	Kgf · m
FU	0,41	0,42	0,46	-
C	771,04	770,03	746,61	Kgf
FU	1,00	1,00	0,97	-
FU T-M	1,00	1,00	1,00	-

Tabla 3.45: Esfuerzos en viga inferior en prototipo de vivienda de emergencia, frente a una carga lateral en el eje “X”.

Tipo de esfuerzos	Carga máxima por ensayo			Unidad
	Probeta N°1	Probeta N°2	Probeta N°3	
	1525 kgf	1545 kgf	1550 kgf	
T	220,8	220,59	210,98	Kgf
FU	0,06	0,09	0,08	-
V	44,18	44,19	46,76	Kgf
FU	0,01	0,01	0,01	-
M	11,42	11,42	14,56	Kgf · m
FU	0,11	0,11	0,14	-
C	233,76	232,92	222,55	Kgf
FU	0,04	0,04	0,04	-
FU T-M	0,10	0,10	0,12	-

- Eje Y

Las Tablas 3.46 y 3.47 indican la carga máxima lateral que permite que los esfuerzos que se generan en los elementos estén dentro de su capacidad. En particular en la Tabla 3.47 la carga máxima queda determinada por el factor de utilización para los esfuerzos combinados axiales y de momento que experimentan la viga de piso (FU T-M = 1,00).

Tabla 3.46: Esfuerzos en pies-derecho y solera superior en prototipo de vivienda de emergencia, frente a una carga lateral en el eje “Y”.

Tipo de esfuerzos	Carga máxima por ensayo			Unidad
	Probeta N°1	Probeta N°2	Probeta N°3	
	647 kgf	630 kgf	623 kgf	
T	348,66	352,61	349,59	Kgf
FU	0,38	0,39	0,39	-
V	14,73	15,58	14,82	Kgf
FU	0,01	0,01	0,01	-
M	5,05	5,23	5,09	Kgf · m
FU	0,39	0,40	0,39	-
C	483,67	484,73	483,12	Kgf
FU	0,67	0,68	0,67	-
FU T-M	0,46	0,46	0,46	-

Tabla 3.47: Esfuerzos en viga inferior en prototipo de vivienda de emergencia, frente a una carga lateral en el eje “Y”.

Tipo de esfuerzos	Carga máxima por ensayo			Unidad
	Probeta N°1	Probeta N°2	Probeta N°3	
	647 kgf	630 kgf	623 kgf	
T	62,81	61,75	62,22	Kgf
FU	0,02	0,02	0,02	-
V	229,73	228,31	231,24	Kgf
FU	0,04	0,03	0,04	-
M	103,13	103,13	103,64	Kgf · m
FU	0,99	0,99	0,99	-
C	150,98	148,12	149,82	Kgf
FU	0,02	0,02	0,02	-
FU T-M	1,00	1,00	1,00	-

3.5.1.2 Comportamiento de un panel de corte mediante ensayos de Laboratorio

Para determinar la capacidad a corte del panel SIP, se realizó un ensayo de laboratorio en el Centro de Investigación en Tecnologías de la Construcción de la Universidad del Bio Bio (CITEC, UBB) [19], como parte del proyecto FONDEF D09I1058. Como se mencionó en la sección 2.1, los paneles tipo SIP están formados por 2 placas exteriores de OSB de 9,5mm de espesor que son unidas a través de un adhesivo, a un núcleo central de poliestireno expandido de 45mm de espesor, generando un panel de 64mm de espesor final. Se realizaron 3 ensayos, para el panel SIP, en donde se aplicaron incrementos de cargas iguales, con una tolerancia de 10% de la carga. Siempre el número de incrementos de carga fue superior a 5 y después de la aplicación de cada incremento de carga se mantuvo el nivel de carga constante, según lo indica la norma NCh

802.of 71[20]. El montaje del ensayo se puede observar en la sección de Anexos, en la Figura A5.1.

El resultado de los ensayos se observa en la Figura 3.28, donde se muestra la carga aplicada en el panel y la deformación asociada, mientras que el detalle de los datos de la Figura 3.28 se pueden observar en la sección de anexos A5, Figura A5.2.

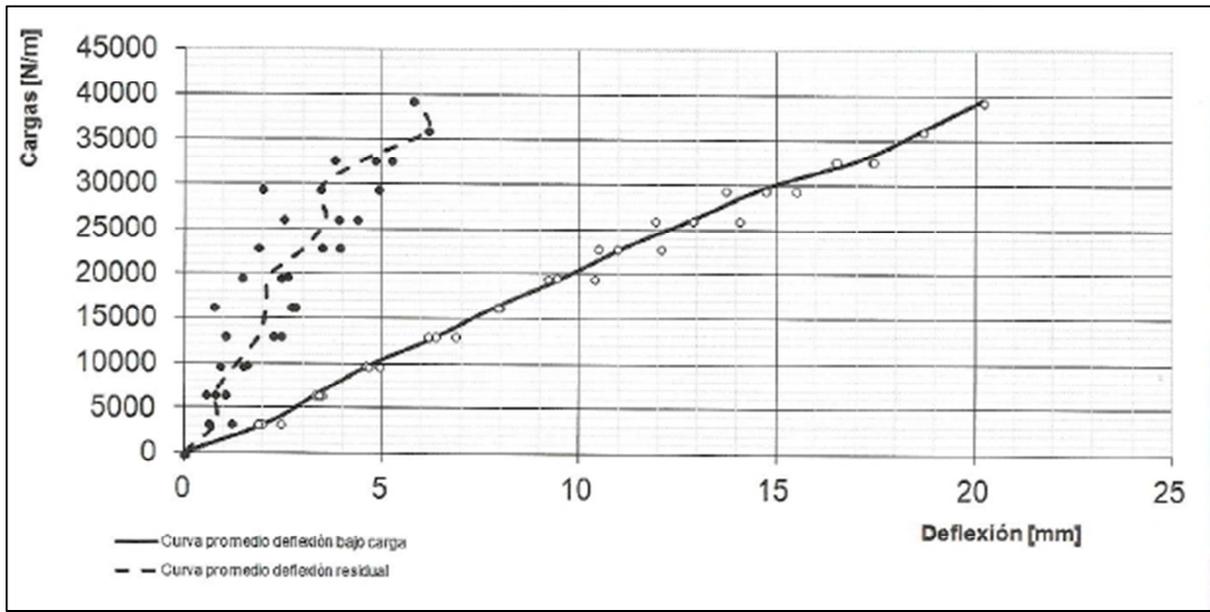


Figura 3.28: Gráficos de ensayos de carga horizontal [19].

Los paneles fallaron por fractura de la madera y pérdida de adherencia OSB-madera-pegamento en las zonas de aplicación y reacción de cargas horizontal, para niveles de carga de 4670kgf. En la sección de anexos, en la Figura A5.3 se puede observar la forma en que fallaron los paneles.

Para determinar las capacidades admisibles de carga se realiza un ajuste estadístico [21], para ello se consideró un nivel de confiabilidad estadística del 75% para la determinación de la resistencia correspondiente al nivel de exclusión del 5%, imponiendo la hipótesis de una distribución normal para las frecuencias de los resultados experimentales y un factor de ajuste de 3,0 [22] (basado en el factor de seguridad utilizado por “TECNO PANEL”). En consecuencia si $P_{f,prom}$ y σ , corresponden al promedio de la resistencia máxima de la carga total aplicada y a la desviación estándar obtenidas del conjunto de ensayos, la carga total admisible aplicada sobre el panel queda determinada por:

$$P_{admisible} = \frac{(P_{f,prom} - z \cdot \sigma)}{FA} \text{ kgf/m}$$

en que:

- $P_{admisible}$: carga total admisible aplicada.
- P_{f_prom} : promedio de la resistencia máxima de la carga total aplicada (4670kgf).
- Z : 3.1860 (para un numero de 3 observaciones para un percentil del 5% y una confiabilidad estadística del 75%).
- σ : desviación estándar, en este caso se supone del 10%.
- FA : factor de ajuste igual a 3,0.

Por lo que la carga total admisible aplicada en el panel es:

$$P_{admisible} = \frac{(4670 - 467 \cdot 3,1860)}{3,0} \text{ kgf}$$

$$P_{admisible} = 1060,71 \text{ kgf}$$

3.5.1.3 Comportamiento del prototipo de vivienda de emergencia frente al sismo de diseño

Para determinar el comportamiento de la vivienda frente al sismo de diseño, se determina cual es la sollicitación según localidad y tipo de suelo, para posteriormente evaluar el comportamiento de la vivienda a partir de los resultados obtenidos en las secciones 3.5.1.1.5 y 3.5.1.2.

3.5.1.3.1 Sismo de diseño

Para determinar la demanda por sismo se utiliza el método estático descrito en la NCh 433 Of. 1996 y el Decreto Supremo 61. En la Tabla 3.48 se puede observar el peso sobre el nivel basal y el corte máximo por localidad y por tipo de suelo. El factor de reducción utilizado es de R=1.

Tabla 3.48: Corte máximo por localidad y por tipo de suelo, en kgf.

Localidad	Peso sobre el nivel basal	Zona Sísmica	Tipo de suelo				
			A	B	C	D	E
Las Cardas	1610	I	782,46	869,40	912,87	1043,28	1130,22
Santiago	1692	II	822,31	913,68	959,36	1096,42	1187,78
Las Balsas	1692	III	1096,42	1218,24	1279,15	1461,89	1583,71
Pantaniillos	1739	III	1126,87	1252,08	1314,68	1502,50	1627,70
Frutillar	1861	III	1205,93	1339,92	1406,92	1607,90	1741,90

Se observa que el prototipo más demandado corresponde al de Frutillar sobre suelo E, mientras que el prototipo menos demandado corresponde al de las Cardas sobre suelo A.

3.5.1.3.2 Comportamiento del prototipo de vivienda de emergencia frente al sismo máximo de diseño, a partir de resultados de ensayos de laboratorio

En la sección 3.5.1.1.5 se determinó la carga lateral máxima que tolera el prototipo en el eje “X” e “Y” (ver Figura 3.23) mediante modelos desarrollados en SAP2000, obteniendo 1540kgf en la dirección “X” y 633kgf en la dirección “Y”. Con los datos de la Tabla 3.48 se puede determinar el factor de utilización para cada localidad y tipo de suelo, a través del cociente entre el corte máximo y la carga lateral tolerada por el prototipo de vivienda de emergencia. La Tabla 3.49 y 3.50 indica el factor de utilización para sismos en las direcciones “X” e “Y” respectivamente.

Tabla 3.49: Factor de utilización, frente a carga de sismo en la dirección “X”.

Sismo dirección X		Tipo de suelo				
Localidad	Zona	A	B	C	D	E
Las Cardas	I	0,51	0,56	0,59	0,68	0,73
Santiago	II	0,53	0,59	0,62	0,71	0,77
Las Balsas	III	0,71	0,79	0,83	0,95	1,03
Pantanillos	III	0,73	0,81	0,85	0,98	1,06
Frutillar	III	0,78	0,87	0,91	1,04	1,13

Tabla 3.59: Factor de utilización, frente a carga de sismo en la dirección “Y”.

Sismo dirección Y		Tipo de suelo				
Localidad	Zona	A	B	C	D	E
Las Cardas	I	1,24	1,37	1,44	1,65	1,78
Santiago	II	1,30	1,44	1,51	1,73	1,88
Las Balsas	III	1,73	1,92	2,02	2,31	2,50
Pantanillos	III	1,78	1,98	2,08	2,37	2,57
Frutillar	III	1,90	2,12	2,22	2,54	2,75

Los valores marcados en rojo indican que el factor de utilización es mayor que 1, por lo que la carga máxima que genera el sismo es mayor que la capacidad del prototipo para resistirlo, haciéndose necesario evaluar la capacidad a carga lateral para los paneles que componen el prototipo de vivienda de emergencia a partir de resultados en ensayos de laboratorio. Los resultados obtenidos en la sección 3.5.1.1.5 son conservadores dado que el modelo desarrollado en SAP2000 no contemplo el aporte del adhesivo en la resistencia del panel por no contar con ensayos que permitieran conocer el comportamiento del mismo.

3.5.1.3.2 Comportamiento del prototipo de vivienda de emergencia frente al sismo máximo de diseño, a partir de resultados de ensayos de laboratorio

Para determinar el comportamiento del prototipo de vivienda de emergencia, se construye un modelo en SAP2000 haciendo uso de los resultados obtenidos del panel al ser sometido a carga lateral (ver sección 3.5.1.2).

Las características del modelo a utilizar son:

- a) Los paneles se modelan como elementos “LINK” de tipo “Multi Linear Elastic”. La curva que define el comportamiento en el plano del panel es la obtenida a partir del ensayo realizado en el laboratorio para un panel sometido a carga lateral (Figura 3.28). Por otra parte se considera que el panel no tiene resistencia en la dirección perpendicular a su plano.
- b) La curva de la Figura 3.28, indica la carga que resiste un panel por metro de largo por lo que es necesario multiplicar la carga por el largo del panel para obtener la curva que describe el comportamiento de los paneles de 1,22m y de 0,61m (son los largos de los paneles que componen el prototipo de vivienda de emergencia, los que se pueden observar en la sección de anexos A1).
- c) El análisis se realiza para un prototipo de vivienda emplazado en la localidad en Frutillar sobre suelo E, ya que este es el escenario más desfavorable.
- d) Para representar la masa del prototipo de vivienda de emergencia se dibuja un punto “Special Joint” en el centro de masa de la estructura que contiene dicha información, la que se indica a continuación:

Peso	1861	[kgf]
Inercia rotacional	12013	[kgf · m ²]

- e) Se asigna un diafragma de puntos, a los puntos superiores de los elemento “Link” y al centro de masa.
- f) Se aplica la carga calculada en la sección 3.5.1.3.1, para la Localidad de Frutillar y un suelo tipo E, en la dirección “X” y en la dirección “Y” de la Figura 3.23 con el fin de estudiar el comportamiento del prototipo en sus dos eje frente a un sismo.

La Figura 3.29 representa el modelo descrito anteriormente.

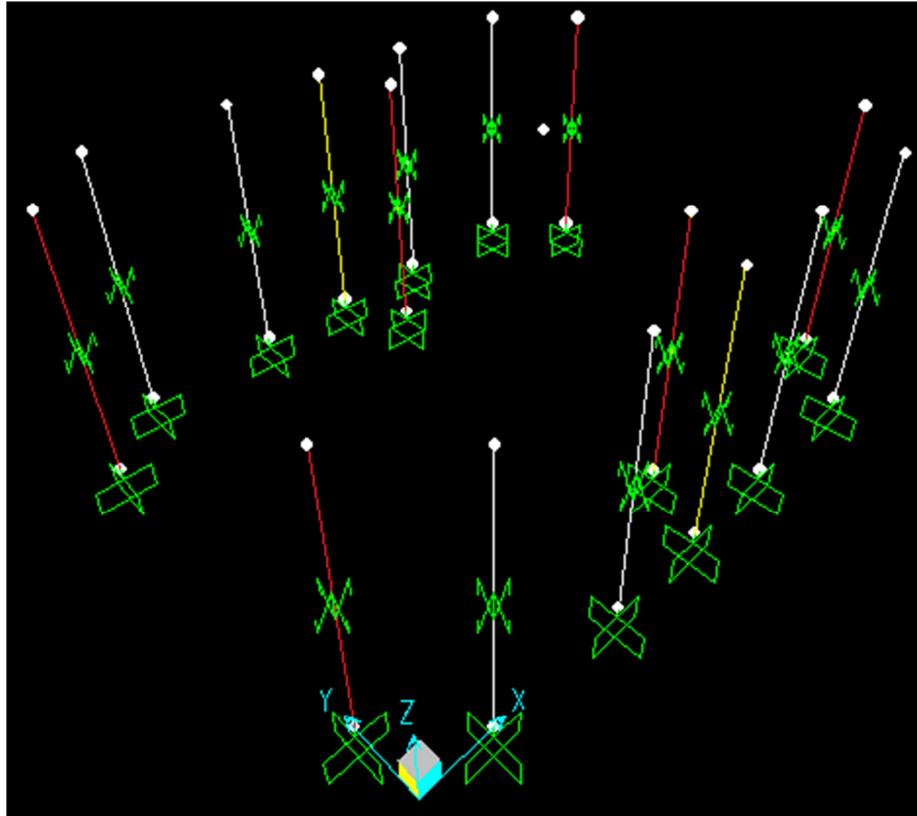


Figura 3.29: Modelo empleado para determinar el comportamiento del prototipo de vivienda de emergencia a partir de los ensayos realizados en los paneles. (Los elementos de color rojo representan paneles de 1,22m cuyo plano está contenido en los ejes YZ. Los elementos de color blanco y amarillo corresponden a los paneles de 1,22m y 0,61m respectivamente, cuyo plano está contenido en el eje XZ).

Los resultados obtenidos se indican a continuación:

Sismo Eje “X”:

- a) Para el sismo de diseño determinado en la Tabla 3.57 aplicado en la dirección “X” de la Figura 3.23, la deformación en el eje “X” es de 1,0mm, mientras que la deformación en el eje “Y” es nula.
- b) Los esfuerzos de corte en la dirección “X” que toma cada panel se pueden observar en la Figura 3.30. No se incluye una figura para ilustrar los esfuerzo de corte en la dirección “Y” ya que son iguales a cero, esto se debe a que el centro de rigidez y el centro de masa coinciden en el eje “Y”.

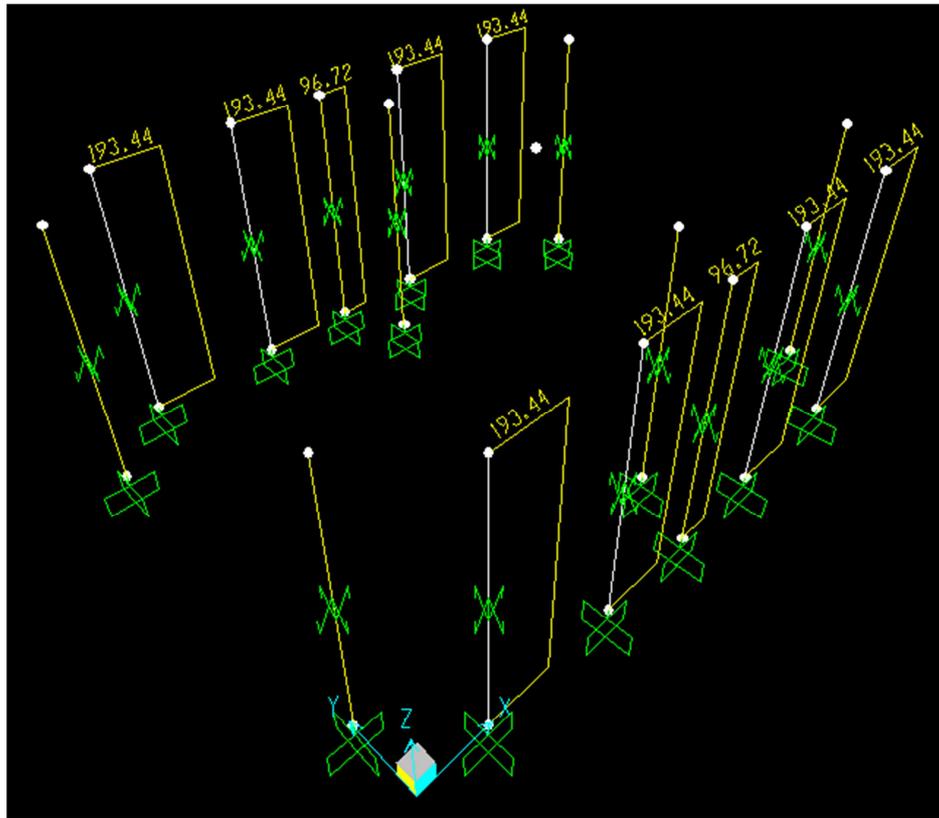


Figura 3.30: Esfuerzos de corte en la dirección “X”, frente al sismo de diseño aplicado en la dirección “X”, en kgf.

De los resultados se observa que los elementos que representan paneles cuyo plano coincide con la dirección del sismo a analizar (eje “X” en este caso) toman esfuerzos de corte, mientras que los elementos que representan paneles cuyo plano es perpendicular a la dirección del sismo no toman esfuerzos. Por otro lado los esfuerzos son los mismos para cada panel de igual longitud, 193,44kgf y 96,72kgf para los paneles de 1,22m y 0,61m de largo respectivamente. Además para los elementos que representan paneles de 0,61m, estos toman la mitad de los esfuerzos que un panel de largo 1,22m, resultado esperable dado que la rigidez de un panel depende del largo del mismo como ya se había mencionado.

Los esfuerzos de corte que experimenta el panel más solicitado (193,44 kgf) son inferiores a la carga de rotura obtenida a partir de los ensayos en laboratorio ($P_{admisible} = 1060,71 \text{ kgf}$), por lo que el factor de utilización del panel más solicitado corresponde a:

$$FU = \frac{193,44}{1060,71} = 0.18$$

El panel más solicitado no está trabajando a más de un 18% de su capacidad por lo que no es necesario analizar el comportamiento sísmico de la estructura para las demás zonas climáticas, ya que según lo mencionado el prototipo de vivienda de emergencia emplazado en Frutillar sobre suelo “E” es el más crítico.

Sismo Eje “Y”:

- a) Para el sismo de diseño determinado en la Tabla 3.48 aplicado en la dirección “Y” de la Figura 3.23, la deformación en la dirección “Y” en el centro de masa es de 1,6mm, mientras que la deformación en el eje “X” es cercana a cero, ya que la estructura tendió a rotar levemente, debido a que el centro de masa y el centro de rigidez no coinciden en el eje “X”.
- b) Los esfuerzos de corte en la dirección “Y” que toma cada panel se puede observar en la Figura 3.31, mientras que los esfuerzos de corte en la dirección “X” se observan en la Figura 3.32.

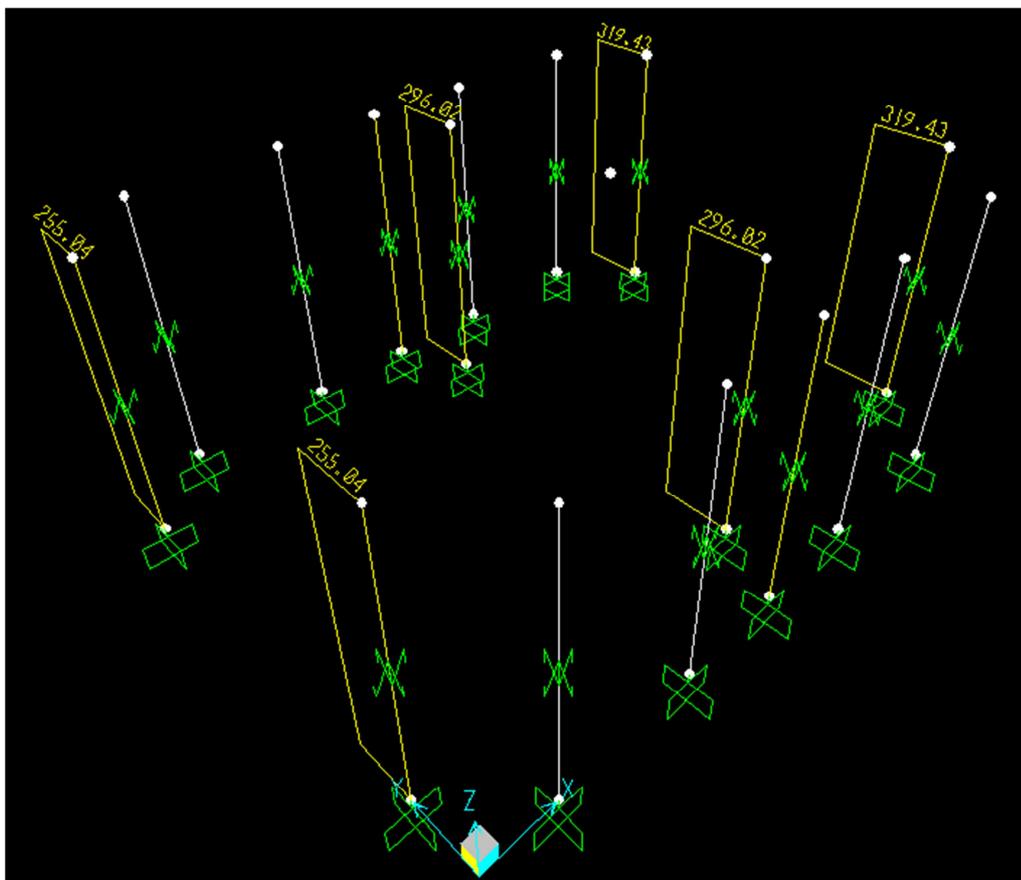


Figura 3.31: Esfuerzo de corte en la dirección “Y”, frente al sismo de diseño aplicado en la dirección “Y”, en kgf.

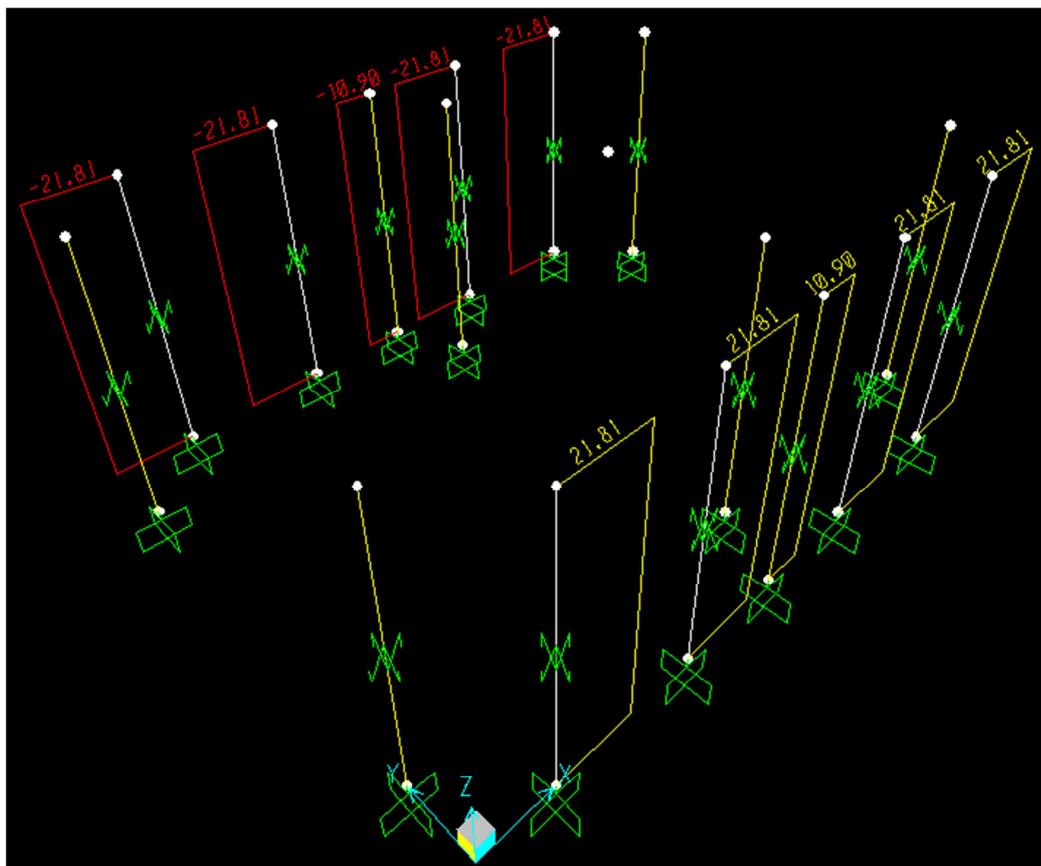


Figura 3.32: Esfuerzo de corte en la dirección "X", frente al sismo de diseño aplicado en la dirección "Y", en kgf.

Se observa que los elementos no toman esfuerzos en el plano perpendicular al panel que representan. Por otro lado los paneles orientados en el plano YZ de la Figura 3.31 a pesar de tener el mismo largo no toman los mismos esfuerzos debido a la torsión que experimenta el prototipo. Los puntos que experimentan los mayores esfuerzos también experimentan las mayores deformaciones y viceversa. Por otro lado los esfuerzos de corte de los paneles orientados en el plano XZ (Figura 3.32) son de 21,81kgf y 10,90kgf para los paneles de 1,22m y 0,61m respectivamente. En este caso los paneles de igual largo toman los mismos esfuerzos, esto se debe a que las deformaciones que experimentan estos paneles en la dirección "X" es aproximadamente el mismo 0,01 cm. Dado que los esfuerzos de corte que experimenta el panel más solicitado (319,43 kgf), al igual que en el caso del sismo en "X", estos son muy inferiores a la carga de rotura obtenida a partir de los ensayos en laboratorio ($P_{admisible} = 1272,86 \text{ kgf}$), por lo que el factor de utilización del panel más solicitado corresponde a:

$$FU = \frac{319,43}{1060,71} = 0.30$$

El panel más solicitado no está trabajando a más de un 30% de su capacidad por lo que no es necesario analizar el comportamiento sísmico de la estructura para las demás zonas climáticas, ya que según lo mencionado el prototipo de vivienda de emergencia emplazado en Frutillar sobre suelo E es el más crítico.

3.5.1.4 Recomendaciones para el prototipo al ser solicitado por el sismo de diseño

Dado que en la realización de los ensayos de laboratorio para un panel sometido a carga lateral, este estaba apoyado, los resultados obtenidos son válidos para una condición de apoyo similar. En la sección 3.5.1.1.5 para un sismo en el eje “Y” (ver Figura 3.26), el modelo teórico mostró que la falla se producía en la viga de piso y no en los pies-derechos del panel, por lo que de llegar a los niveles de cargas obtenidos para los ensayos de laboratorio es necesario asegurar la integridad de la viga de piso. Para asegurar la integridad de la viga de piso es necesario contar con apoyos debajo de los pies-derechos. La Figura 3.33 indica qué configuración de los apoyos se debe utilizar.

Para los paneles del eje “X”, no es necesario agregar más apoyos debido a que el problema que se describió para el eje “Y” no se da, debido que la deformación en la viga de piso que genera la rotación de un panel se compensa con la del panel contiguo, tal como lo muestra la Figura 3.26, donde se observa que la viga de piso no se deforma, a diferencia de lo que ocurre para el caso de un sismo en la dirección “Y” como lo muestra la Figura 3.27.

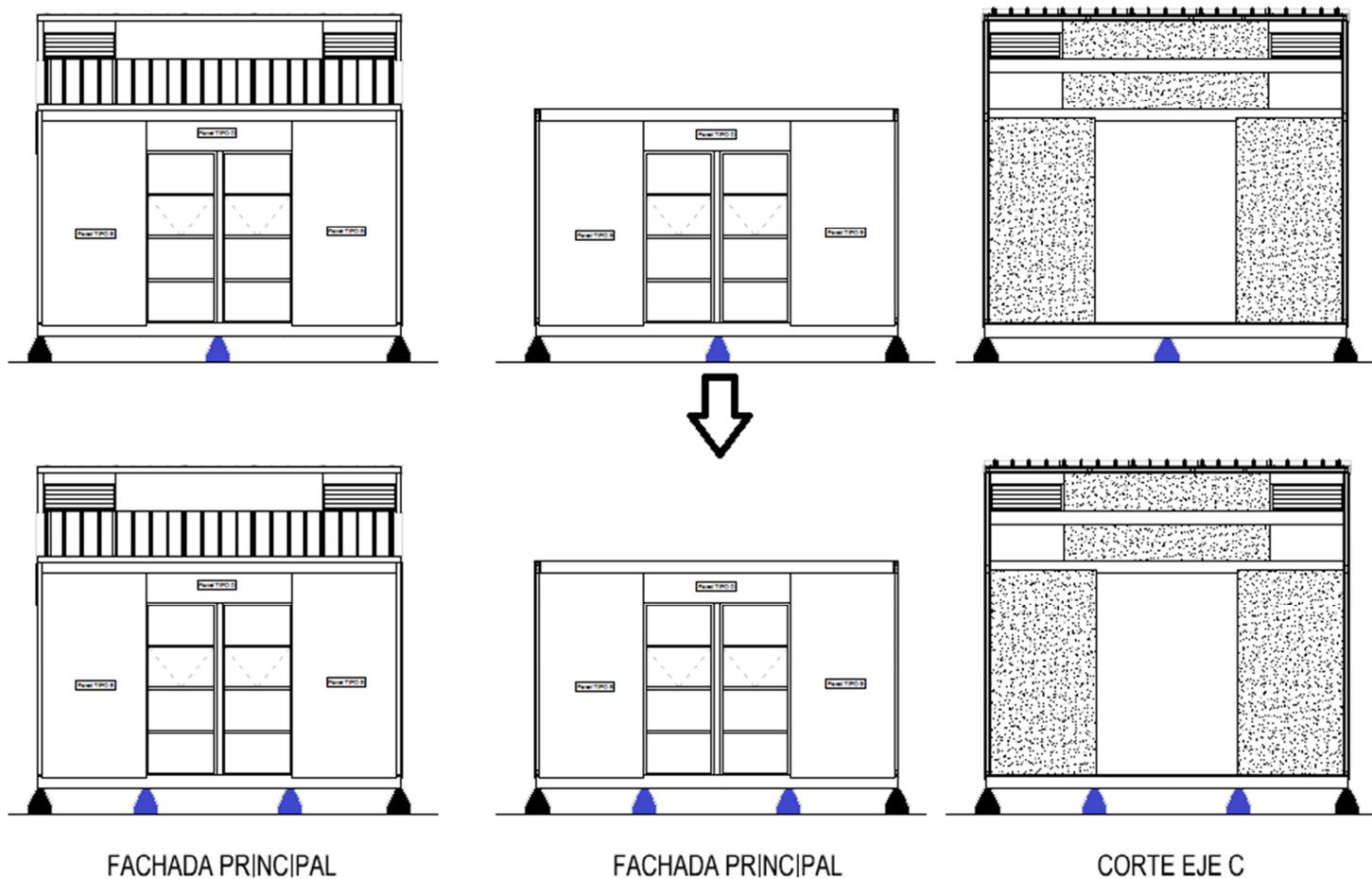


Figura 3.33: Vista de las fachadas principales y del corte del eje C (ver Figura 3,7), del prototipo de vivienda de emergencia. En la parte superior se observan los apoyos propios del prototipo, mientras que en la parte inferior se observa los apoyos que se recomienda utilizar. Los apoyos negros son aquellos que se mantienen, mientras que los de color azul son los que se recomienda cambiar.

3.5.1.5 Capacidad a compresión pie derecho

Según lo observado en la Figura 3.21, la distribución de los esfuerzos axiales de los pies-derechos tiene forma triangular. Para determinar la carga máxima de compresión que toleran los pies-derechos que conforman el panel se considera que:

- Estos pueden sufrir pandeo fuera del plano del panel y no en el mismo, el cual queda impedido por los tornillos que conforman el panel.
- El OSB aporta inercia al pie-derecho. Se hace una analogía a lo que aplica en hormigón y se considera que el aporte del OSB equivale a 6 veces el espesor del mismo. Según la Figura 3.34 , donde $a = 6h_f$

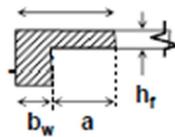


Figura 3.34: Viga T, ancho colaborante o efectivo [23].

- El pie derecho está apoyado en ambos extremos. Tal como lo indica la siguiente Figura 3.35.



Figura 3.35 Condición de apoyos para determinar el largo de pandeo.

Para determinar la capacidad a compresión se realiza un modelo computacional en SAP2000, para ello se dibuja una barra con una excentricidad de 3mm en la zona central, apoyada en la parte inferior y permitiendo el desplazamiento en la parte superior en torno a la vertical. Adicionalmente la barra se carga discretamente, para realizar un análisis Buckling, con el objetivo de identificar para qué nivel de carga el sistema se vuelve inestable, produciéndose la falla. El modelo desarrollado para la barra a compresión se puede observar en la Figura 3.36.

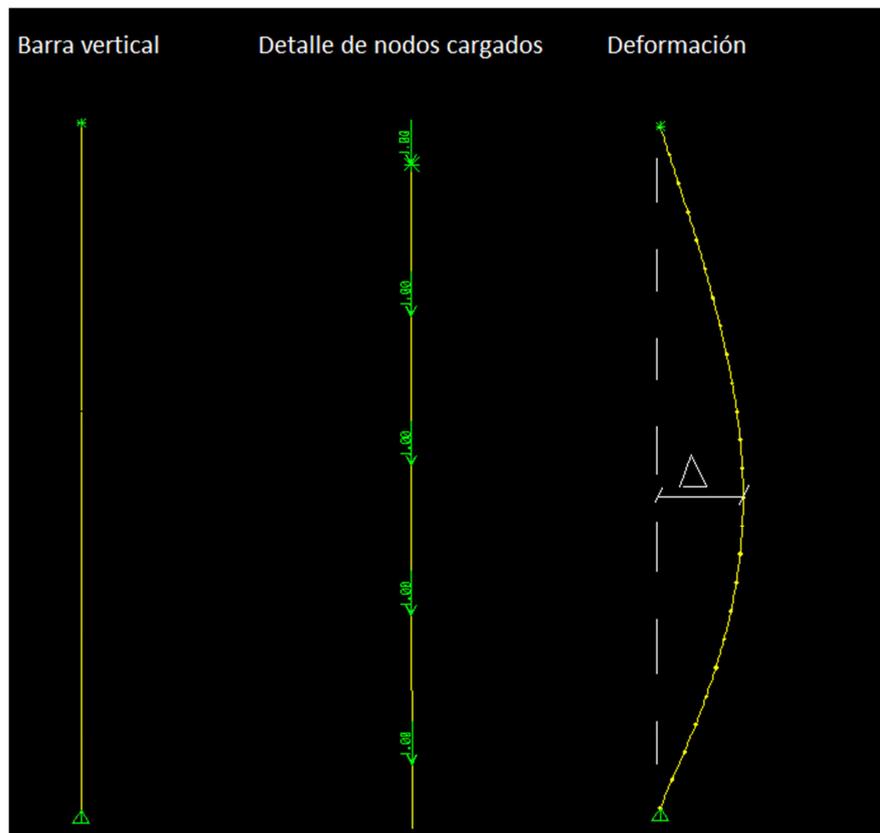


Figura 3.36: Esquema de columna a estudiar en SAP2000

La inercia que aporta el OSB queda determinada por lo indicado en el punto 7.2.5.2 de la norma NCh 1198 Of. 2006, en donde la inercia depende de la separación de los elementos conectores que unen el OSB al pie derecho y de la distancia entre los apoyos. Para este caso, el sistema pie derecho más OSB es 1.18 veces la inercia del pie derecho.

$$I = 1.18 \frac{(45\text{mm})^4}{12} = 403228\text{mm}^4$$

Finalmente el análisis Buckling indica que la carga que provoca inestabilidad en la columna vertical corresponde a **718kgf**.

3.5.2 Capacidad a Flexión en paneles OSB

Para la determinación de la capacidad a flexión de los paneles de OSB, se desarrolló un modelo en Sap2000 y por otro lado se contó con resultados obtenidos a partir de ensayos experimentales.

3.5.2.1 Capacidad a flexión de un panel en base a modelos desarrollado en SAP2000

Determinar la capacidad a flexión de un panel resulta útil para conocer cuál es su comportamiento ante cargas perpendicular a su plano, como lo es por ejemplo la carga de viento. Para ello se elabora un modelo en “SAP2000” el que tiene las siguientes características.

- Los pies-derechos y las soleras superior e inferior se modelan como elementos “Frame”.
- El OSB se modela como elemento “Shell” y es mallado a 15cm.
- El poliestireno expandido se modela como elemento “Link” de tipo “Multi Linear Elastic”. Este elemento permite compatibilizar las deformaciones que se producen en las dos caras del panel. La propiedad axial del elemento “link” queda determinada por la rigidez del poliestireno expandido (k):

$$F = k\Delta L \quad ; \text{ donde } k = AE/L$$

E: modulo de elasticidad del poliestireno expandido (ver tabla 2.16).

L: espesor del poliestireno expandido(45mm).

A: área del poliestireno expandido.

F: Fuerza

ΔL : Desplazamiento

Para el modelo empleado, el panel se encuentra mallado a 15 cm, por lo cual cada elemento “Link” que representa al poliestireno expandido abarca un área de $(15\text{cm})^2$. Por lo que el valor de la rigidez del poliestireno expandido (k) queda determinado por:

$$k = \frac{(15\text{cm})^2 10.2 \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)}{4.5\text{cm}} = 510 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

- d) Los tornillos se modelan como elementos “Link” de tipo “Multi Linear Elastic”. La curva que define este comportamiento, se obtiene a partir del ensayo carga corrimiento realizado en la sección 3.5.1.1.1.
- e) Los pies-derechos se apoyan en cada extremo.

La Figura 3.37 ilustra el modelo descrito anteriormente.

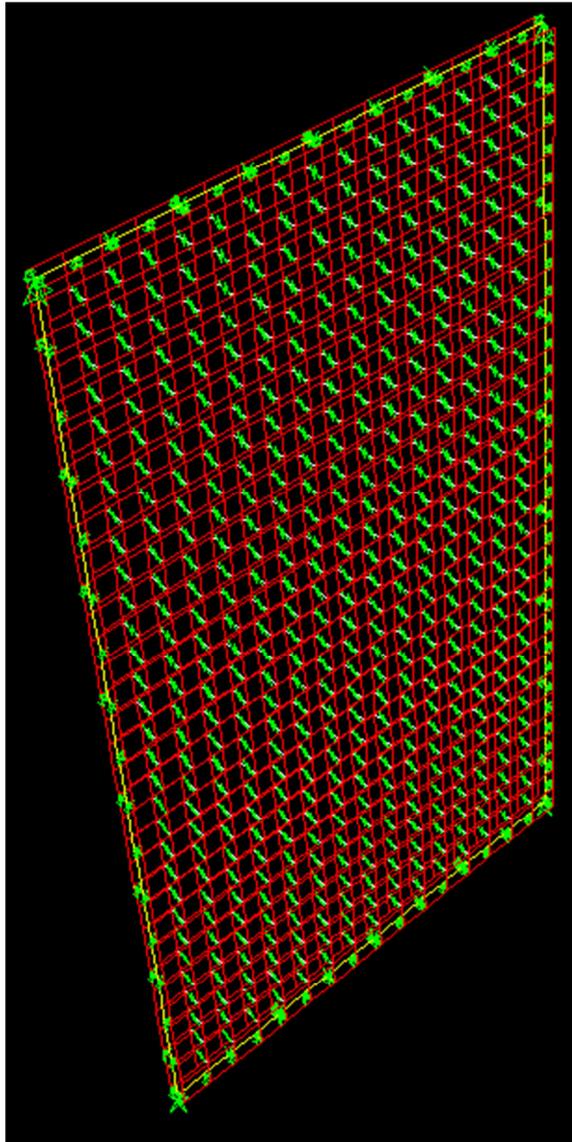


Figura 3.37: Modelo de un panel para estudiar su comportamiento en flexión

Para determinar la carga máxima que tolera el panel se estudian los esfuerzos de momento generados por la carga perpendicular aplicada en una de las caras del OSB. El momento máximo que tolera el pie-derecho considerando el aporte del OSB es de 8.989 [kgf · m] (ver cálculo en la

Tabla A2.2 de la sección de anexos). Dicha capacidad se puede incrementar en 1,6 veces, dado que la naturaleza de la carga aplicada es eventual (ver sección 2.5.3.2), de esta forma el esfuerzo máximo de momento tolerado por el pie-derechos es:

$$M_{max} = 1.6 \cdot 8.989 = 14.38 \text{ [kgf} \cdot \text{m]}$$

Para generar dicho esfuerzo en un pie-derecho es necesario aplicar una carga igual a $76,8 \text{ kgf/m}^2$ distribuidos uniformemente de forma perpendicular a una de las caras del OSB. La Figura 3.38 ilustra la deformación del panel luego de aplicar la carga y los esfuerzos de momento a los que se ve expuesto el pie-derecho. A su vez se puede mencionar que el panel sufre grandes deformaciones, en la parte central el pie derecho experimenta deformaciones de 37milímetros, mientras que el OSB presenta deformaciones de 48milímetros.

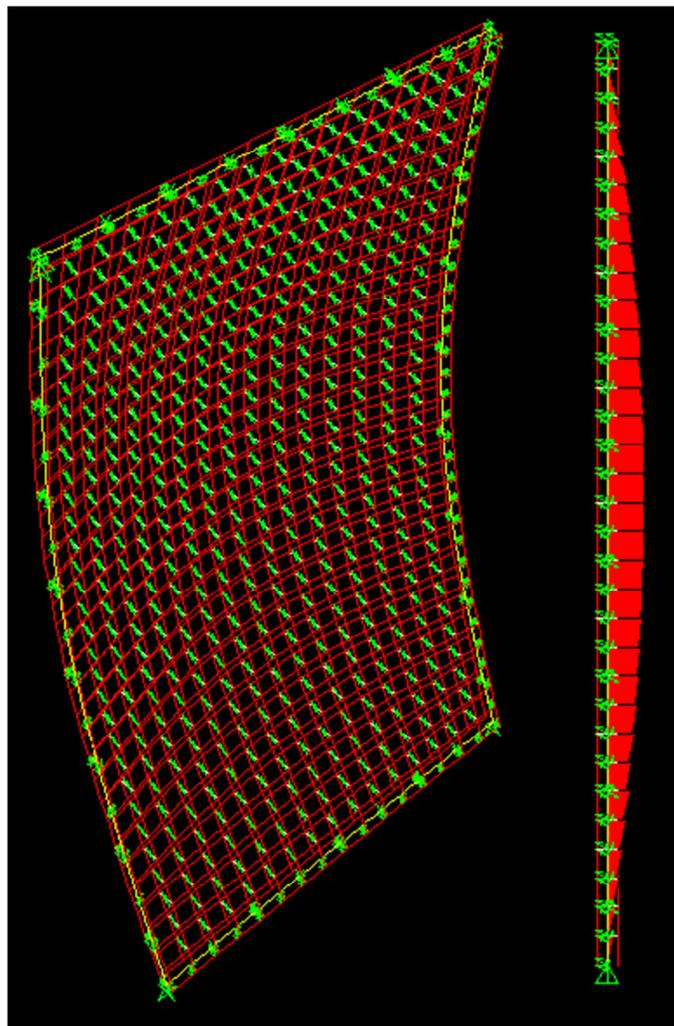


Figura 3.38: Modelo del panel para estudiar comportamiento a flexión

3.5.2.2 Comportamiento a flexión en paneles del prototipo de emergencia al ser solicitados por cargas de viento, mediante SAP2000

Estudiado el comportamiento de un panel se procede a estudiar el comportamiento global del prototipo de vivienda de emergencia. Para ello se elaboraron dos modelos, el primero para estudiar el comportamiento para cargas de viento para el eje “X” y el otro para estudiar el comportamiento en el eje “Y” (ver Figura 3.23).

Los paneles a analizar en los ejes “X” e “Y”, se consideran que están apoyados en los bordes marcados en rojo en la Figura 3.39, la razón es que esas zonas corresponden a encuentros perpendiculares con otros paneles. El modelo se rige por las mismas pautas descritas para un panel individual sometido a esfuerzos perpendiculares a su plano, descrito en la sección 3.5.2.1.

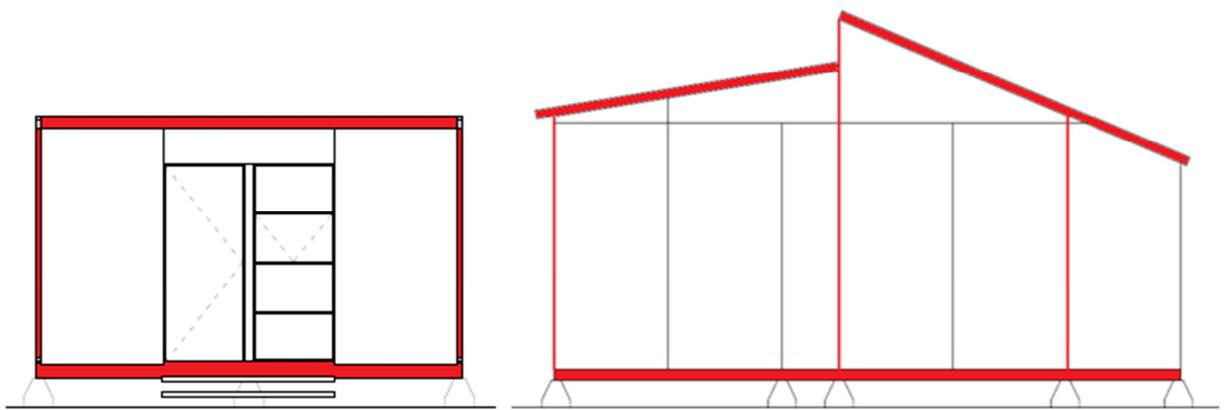


Figura 3.39: Vistas frontales de los ejes “X” (a la derecha) y “Y” (a la izquierda) del prototipo de vivienda de emergencia

La vista frontal del eje “X”, resiste las cargas perpendiculares a su plano, es decir resiste cargas de viento en la dirección del eje “Y”, en cambio, la vista frontal del eje “Y”, resiste las cargas de viento en la dirección del eje “X”. La Figura 3.40 y 3.41 permiten visualizar los modelos ya descrito para los ejes “X” e “Y” respectivamente.

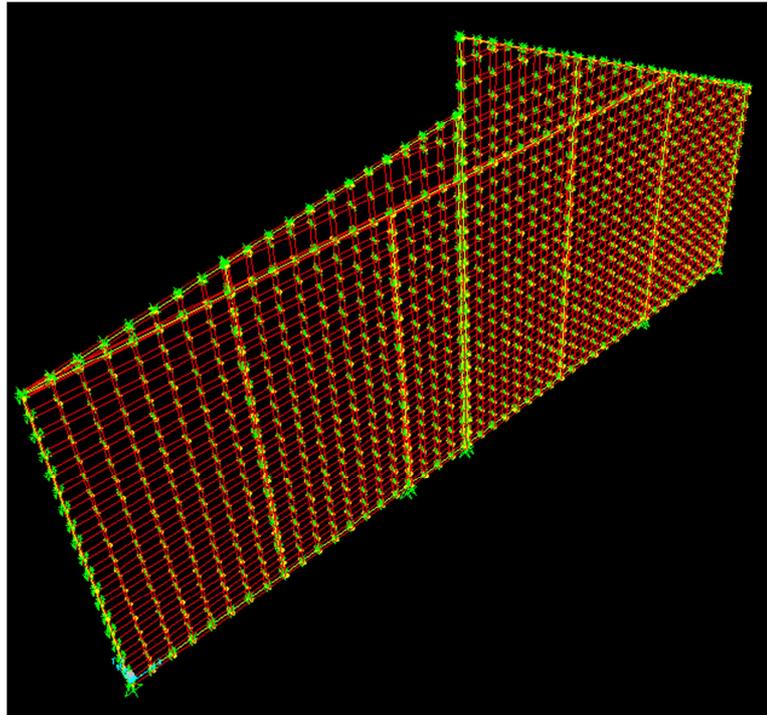


Figura 3.40: Modelo elaborado en SAP, para estudiar el comportamiento de la estructura ante cargas de viento en su eje "Y".

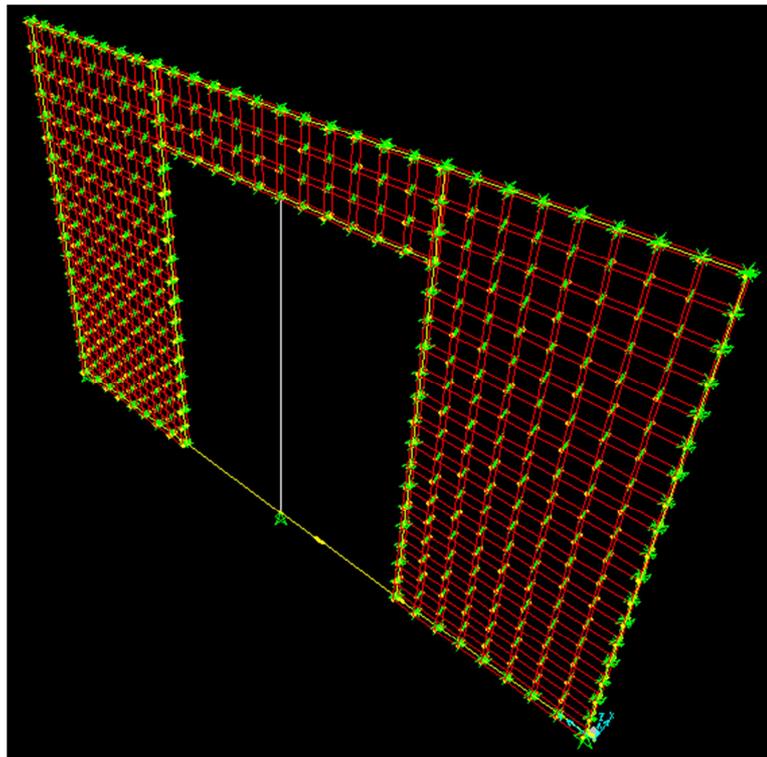


Figura 3.41: Modelo elaborado en SAP, para estudiar el comportamiento de la estructura ante cargas de viento en su eje "X".

Se realizará un análisis para los ejes “X” e “Y” para dos velocidades básicas de viento, indicadas en la Tabla 3.6. Las cargas a considerar se pueden observar en la Tabla 3.7. Adicionalmente la norma NCh 432 Of. 2010 indica que el sistema resistente a las cargas de viento debe tolerar una presión de 48kgf/m² para las zonas A, B, C y D indicadas en la Figura 3.1.

Fuerzas de viento en el Eje “Y”

Los esfuerzos sobre los pie-derechos para las velocidades básicas de viento de 35 m/s (que aplican para Las Cardas, Santiago y las Balsas) y 40m/s (que aplican para Pantanillos y Frutillar) se pueden observar en la Tabla 3.51. Además dicha tabla incluye los esfuerzos en los pies-derechos para una presión mínima de 48kgf/m² que indica la NCh 432 Of. 2010 para el sistema resistente a las cargas de viento. La nomenclatura utilizada es la misma que la descrita en la sección 3.3.6.

Tabla 3.51: Esfuerzos en pies-derechos, sometido a cargas de viento en la dirección “Y”, de velocidad básica de 35 m/s, 40m/s y una presión mínima de 48kgf/m².

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo Diseño	Velocidad básica de viento		Presión mínima	Unidad
		35m/s	40m/s	48kgf/m ²	
T	907,20	190,96	217,46	201,02	Kgf
FU	-	0,21	0,24	0,22	-
V	2376,00	26,26	31,09	4,41	Kgf
FU	-	0,01	0,01	0,00	-
M	15,84	12,44	15,81	14,38	Kgf · m
FU	-	0,79	1,00	0,91	-
C	718,00	286,33	295,43	305,23	Kgf
FU	-	0,40	0,41	0,43	-
FU T-M	-	0,95	1,21	1,10	-

De la Tabla 3.51 se puede observar que los factores de utilización son menores que 1,00 sólo para el caso en que la velocidad básica de viento es 35m/s. Por lo tanto solo en este caso, las solicitaciones que producen las cargas de viento asociadas a esa velocidad básica de viento, son toleradas por los pies-derechos que componen el panel.

En el caso de la velocidad básica de viento de 40m/s y la presión mínima de 48kgf/m², el factor de utilización para esfuerzos combinados axial y de momento (FU T-M) es mayor que 1,00. Por lo que los pies-derechos están sobre-exigidos y es necesario calcular que porcentaje de carga toleran.

En Tabla 3.52. se observan los esfuerzos máximos que toleran los pies-derechos, cuando el panel es sometido a una carga equivalente al 77% de la carga asociada a una velocidad básica de viento de 40m/s y para un 83% de la presión mínima de 48kgf/m² que indica la norma NCh 432 Of. 2010. Se observa que los esfuerzos combinados axial y de momento, el factor de utilización es igual a 1,00 lo que significa que los pie-derechos están trabajando a un 100% de su la capacidad. Por lo que el porcentaje de carga máxima, que toleran los pies-derechos que conforman los paneles, es efectivamente el indicado en la Tabla 3.52.

Dado lo anterior es posible indicar que para una velocidad básica de viento igual a 35m/s (que aplica para Las Cardas, Santiago y las Balsas), se cumple con el 83% de lo que establece la norma NCh 432 Of. 2010, mientras que en el caso de velocidades básicas de viento de 40m/s (que aplica para Pantanillos y Frutillar) se cumple con el 77%.

Tabla 3.52: Esfuerzos en pie-derechos del eje “Y”, sometido a cargas de viento, equivalente al 77% de la carga asociada para una velocidad básica de 40m/s y a un 83% de la presión mínima de 48kgf/m².

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo Diseño	77% de la carga asociada a una velocidad básica de viento de 40m/s	83% de la presión mínima de 48kgf/m ²	Unidad
T	907,20	187,77	184,71	Kgf
FU	-	0,21	0,20	-
V	2376,00	26,29	4,09	Kgf
FU	-	0,01	0,00	-
M	15,84	13,21	13,11	Kgf · m
FU	-	0,83	0,83	-
C	718,00	286,72	294,70	Kgf
FU	-	0,40	0,41	-
FU T-M	-	1,00	1,00	-

Fuerzas de viento en el Eje “X”

Al igual que para el eje “Y” se verifica el nivel de esfuerzos en los pie-derechos para velocidades básica de viento de 35m/s y 40m/s. Adicionalmente se revisa si se cumple con la presión mínima de 48kgf/m² que indica la norma NCh 432 Of. 2010. El nivel de esfuerzos en los pies-derechos se puede apreciar en la Tabla 3.53. La nomenclatura utilizada es la misma que la descrita en la sección 3.3.6.

Tabla 3.53: Esfuerzos en pie-derechos del eje X, sometido a cargas de viento, de velocidad básica de 35 m/s, 40m/s y una presión mínima de 48kgf/m².

Tipo de esfuerzos	Esfuerzo Diseño	Velocidad básica de viento		Presión mínima	Unidad
		35m/s	40m/s	48kgf/m ²	
T	907,20	260,29	353,01	243,72	Kgf
FU	-	0,29	0,39	0,27	-
V	2376,00	48,66	62,86	48,78	Kgf
FU	-	0,02	0,03	0,02	-
M	15,84	16,13	22,71	16,02	Kgf · m
FU	-	1,02	1,43	1,01	-
C	718,00	185,00	193,14	185,00	Kgf
FU	-	0,26	0,27	0,26	-
FUT-M	-	1,23	1,73	1,22	-

De la Tabla 3.53 se puede observar que los factores de utilización son mayores que 1,00 para los esfuerzos de momento y los esfuerzos combinados axiales y de momento. Por lo que los pies-derechos están sobre-exigidos y es necesario calcular que porcentaje de carga toleran.

En Tabla 3.54 se observan los esfuerzos máximos que toleran los pies-derechos, cuando el panel es sometido a una carga equivalente al 81% de la carga asociada a una velocidad básica de viento de 35m/s, al 58% de la carga asociada a una velocidad básica de viento de 40m/s y para un 82% de la presión mínima de 48kgf/m² que indica la norma NCh 432 Of. 2010. Se observa que los esfuerzos combinados (axial y de momento), el factor de utilización es igual a 1,00 lo que significa que los pie-derechos están trabajando a un 100% de su la capacidad.

Tabla 3.54: Esfuerzos en pie-derechos del eje "X", sometido a cargas de viento, equivalente al 81% de la carga asociada para una velocidad básica de 35m/s, 58% de la carga asociada para una velocidad básica de 40m/s y a un 83% de la presión mínima de 48kgf/m².

Tipo de esfuerzos	Esfuerzo Diseño	81% de la carga asociada a una velocidad básica de viento de 35m/s	77% de la carga asociada a una velocidad básica de viento de 40m/s	83% de la presión mínima de 48kgf/m ²	Unidad
T	907,20	212,90	209,32	201,81	Kgf
FU	-	0,23	0,23	0,22	-
V	2376,00	39,42	36,47	40,01	Kgf
FU	-	0,02	0,02	0,02	-
M	15,84	13,06	13,17	13,13	Kgf · m
FU	-	0,82	0,83	0,83	-
C	718,00	185,00	185,00	185,00	Kgf
FU	-	0,26	0,26	0,26	-
FUT-M	-	1,00	1,00	1,00	-

Dado lo anterior es posible indicar que para una velocidad básica de viento igual a 35m/s (que aplica para Las Cardas, Santiago y las Balsas), se cumple con el 81% de lo que indica la norma NCh 432 Of. 2010, mientras que en el caso de velocidades básicas de viento de 40m/s (que aplica para Pantanillos y Frutillar) se cumple con el 58%.

Respecto al pilar de escuadría de 45x64mm, representado de color blanco en la Figura 3.41, los esfuerzos que se generan sobre este al considerar el 100% de la carga de viento, se pueden observar en la Tabla 3.55, que para velocidades básicas de viento de 40m/s, que se aplican para las localidades de Pantanillos y Frutillar, el factor de utilización es mayor que uno por lo que los esfuerzos a los que es sometido son mayores a su capacidad, mientras que para una velocidad básica de viento de 35m/s, que se aplica para Las Cardas, Santiago y Las Balsas, el factor de utilización es menor que uno, por lo que los esfuerzos a los que es sometido son menores a su capacidad. Adicionalmente se revisa si se cumple con la presión mínima de 48kgf/m² que indica la norma NCh 432 Of. 2010, resultando que los esfuerzos que esta produce, generan un factor de utilización menor que uno. Por lo que el pie derecho de escuadría 45x64mm para las Localidades de Las Cardas, Santiago y Las Balsas se cumple con la normativa, mientras que en Pantanillos y Frutillar no se cumple.

Tabla 3.55: Esfuerzos en el pilar representado de color blanco en la Figura 3.41, sometido a cargas de viento, de velocidad básica de 35 m/s, 40m/s y una presión mínima de 48kgf/m².

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño	Velocidad básica de viento		Presión mínima 48kgf/m ²	Unidad
		35m/s	40m/s		
T	1880,82	0,00	0,00	0,00	kgf
FU	-	0,00	0,00	0,00	-
V	3379,20	32,58	42,58	36,91	kgf
FU	-	0,01	0,01	0,01	-
M	18,66	15,69	20,50	17,77	kgf · m
FU	-	0,84	1,10	0,95	-
C	368,38	52,05	52,05	52,05	kgf
FU	-	0,14	0,14	0,14	-
FU T-M	-	0,87	1,13	0,98	-

3.5.2.3 Capacidad a flexión de un panel en base a resultados de ensayo experimental

Para determinar la capacidad a flexión del panel SIP, se realizó un ensayo de laboratorio en el IDIEM de la Universidad de Chile [24] como parte del proyecto FONDEF D09I1058. El panel fue fijado en forma horizontal, dejándolo simplemente apoyado sobre tubos de acero, generando una luz entre apoyos de 2.2 metros. Para aplicar la carga en los cuartos de luz entre apoyos, se utilizan un par de tubos de acero que abarcan todo el largo del panel y una viga de acero para distribuir la carga, tal como muestra la Figura 3.42. La norma utilizada para hacer el ensayo corresponde a la norma NCh 803.of 2003 [25].



Figura 3.42: Esquema Ensayo a Flexión

La carga se aplica en forma incremental, mediante ciclos de carga – descarga, aumentando progresivamente la carga máxima aplicada. El incremento de carga definido para las muestras es de 100kgf hasta los 520kgf, de 200kgf hasta 1521kgf y de 600kgf en adelante. En cada ciclo de carga se mide la deflexión del panel bajo carga máxima y al descargar. El ensayo se inicia con una carga básica de 20kgf.

Los resultados globales obtenidos para el ensayo a flexión fuera del plano, se muestran en la Tabla 3.56, en donde se indican las cargas y las deflexiones asociadas a los estados límites siguientes:

- a) Pérdida de proporcionalidad en el comportamiento de carga- deflexión.
- b) Resistencia máxima a la flexión fuera del plano.

Tabla 3.56: Resultados del ensayo de flexión fuera de plano al panel [24].

Panel (Muestra) (N°)	Pérdida de proporcionalidad ⁽¹⁾			Resistencia máxima	
	Carga total Aplicada (kgf)	Carga normalizada ⁽²⁾ (kgf/ m)	Deflexión Central (mm)	Carga total Aplicada (kgf)	Carga normalizada ⁽²⁾ (kgf/ m)
1	327,32	268,19	5,61	1403,13	1150,24
2	263,08	215,16	4,51	1263,43	1036,03
3	324,27	266,15	5,57	1660,09	1360,30

(1)Corresponde al momento donde la curva carga-deflexión del ensayo de flexión deja de ser lineal.

(2)Corresponde a la carga total aplicada dividida por el largo del panel (1,22m)

Para las tres probetas ensayadas, la falla se produce por rotura del pie derecho por flexo-tracción, en los puntos cercanos a la aplicación de la carga, como se observa en la sección de anexos A5, Figuras A5.4, A5.5 y A5.6.

Para determinar las capacidades admisibles de carga se realiza un ajuste estadístico [21], para ello se considerara un nivel de confiabilidad estadística del 75% para la determinación de la resistencia correspondiente al nivel de exclusión del 5%, imponiendo la hipótesis de una distribución normal para las frecuencias de los resultados experimentales y un factor de ajuste de 3,0 [21] (basado en el factor de seguridad utilizado por “TECNO PANEL”). En consecuencia si $R_{f,prom}$ y σ , corresponden al promedio de la resistencia máxima de la carga total aplicada y a la desviación estándar obtenidas del conjunto de ensayos, la carga total admisible aplicada sobre el panel queda determinada por:

$$F_{admisible} = \frac{(R_{f_prom} - z \cdot \sigma)}{FA} \text{ kgf/m}$$

en que:

$F_{admisible}$: carga total admisible aplicada

R_{f_prom} : promedio de la resistencia máxima de la carga total aplicada (calculado a partir de los resultados de la Tabla 3.56)

- Z : 3.1860 (para un número de 3 observaciones para un percentil del 5% y una confiabilidad estadística del 75%).
- σ : desviación estándar.
- FA : factor de ajuste, igual a 3,0.

A partir de la Tabla 3.56, el promedio de la resistencia máxima de la carga total aplicada y su desviación estándar corresponden a:

$$R_{f_{prom}} = 1442,2 \text{ kgf}$$

$$\sigma = 201,19 \text{ kgf}$$

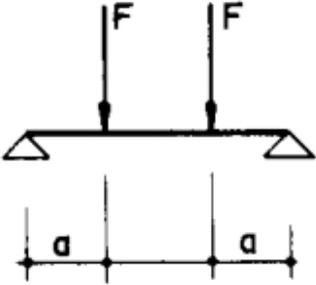
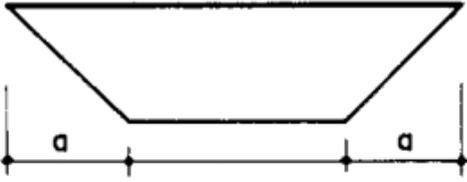
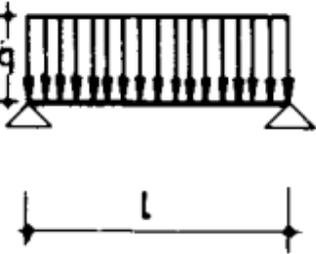
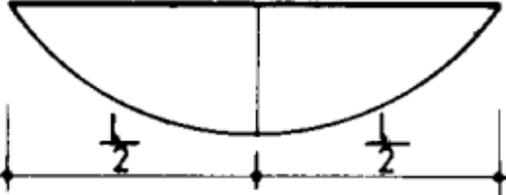
Por lo que la carga total admisible aplicada en el panel es:

$$F_{admisible} = \frac{(1442,2 - 3,1860 \cdot 201,19)}{3} \text{ kgf}$$

$$F_{admisible} = 267,08 \text{ kgf}$$

A partir de la carga total admisible aplicada, también es importante calcular cual es la carga perpendicular uniformemente distribuida que tolera el panel ya que es la forma como actúa una carga de viento en un panel. Para ello se realiza una analogía con una viga simplemente apoyada. La Tabla 3.57 muestra dos modos de carga, el primero corresponde a la forma en que se cargó el panel en los ensayos de laboratorio y la segunda corresponde a una carga uniformemente distribuida.

Tabla 3.57: Diagramas de momento para distintos estados de carga. La carga “F” es una carga puntual aplicada a una distancia “a” del apoyo, mientras que la carga “q” corresponde a una carga uniformemente distribuida en una viga cuya distancia entre apoyos de “L”.

Modos de Carga	Diagrama de Momento	Momento máximo
		$M = F \cdot a \quad (1)$
		$M = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (2)$

La carga total admisible aplicada es igual a dos veces “F”, por lo que su valor queda determinado por:

$$F = \frac{F_{admisible}}{2}$$

$$F = 133,54 \text{kgf}$$

Para determinar la carga uniformemente distribuida que tolera el panel se procede a calcular el momento máximo que tolera la viga a partir de carga total admisible aplicada ($F_{admisible}$). Para ellos se utiliza la ecuación (1) de la Tabla 3.57.

$$M = F \cdot a$$

Donde “a”, corresponde a la distancia al apoyo equivalente al cuarto de la luz (la luz es de 2.2m).

Por lo que el momento admisible queda:

$$M_{admisible} = 133,54 \text{kgf} \cdot \frac{2,2}{4} \text{m}$$

$$M_{admisible} = 73,45 \text{kgf} \cdot \text{m}$$

A partir $M_{admisible}$ se procede a calcular la carga máxima uniformemente distribuida tolerada por la viga, al igualarlo al momento de la ecuación (2) de la tabla 3.56.

$$M_{admisible} = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

Donde “q”, corresponde a una carga uniformemente distribuida y “L” a la distancia entre apoyos (2.2m). Por lo que la carga uniformemente distribuida es:

$$M_{admisible} = \frac{q \cdot (2,2[m])^2}{8}$$

$$73,45 \text{ kgf} \cdot \text{m} = 0,605 q$$

$$q = 121,40 \text{ kgf/m}$$

La carga “q” es la carga uniformemente distribuida que tolera la viga, para determinar la carga uniformemente distribuida que tolera el panel de 1,22m de ancho es necesario dividir la carga “q” por el ancho del panel, resultando:

$$q_{admisible \text{ del panel}} = \frac{q}{1,22m}$$

$$q_{admisible \text{ del panel}} = 92,19 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

3.5.2.4 Comportamiento a flexión en paneles del prototipo de emergencia al ser solicitados por cargas de viento, a partir de resultados experimentales

Para verificar si la carga admisible que tolera el panel (determinada en la sección 3.5.2.3) resiste las presiones de viento establecidas en la Tabla 3.1, se procede a calcular el factor de utilización de la capacidad del panel a partir de la presiones de viento que aplican para las distintas zonas, tanto para la dirección “X” e “Y” de la Figura 3.23. La Tabla 3.58 y la Tabla 3.59 muestra las presiones para las distintas velocidades básicas de viento y la presión mínima que establece la norma NCh 432 Of. 2010 y el factor de utilización (FU) que corresponde al cuociente entre la presión de viento y la capacidad del panel.

Tabla 3.58: Presiones de viento en la dirección “Y” sobre los paneles más solicitados.

	Velocidad básica de viento		Presión Mínima	Unidad
	35m/s	40m/s		
Presión de viento	34,45	79,05	48,00	kgf/m ²
FU	0,37	0,86	0,52	-

Tabla 3.59: Presiones de viento en la dirección “X” sobre los paneles más solicitados.

	Velocidad básica de viento		Presión Mínima	Unidad
	35m/s	40m/s		
Presión de viento	40,31	92,49	56,16	kgf/m ²
FU	0,44	1,00	0,61	-

En la tabla 3.58 se puede observar que para cualquier velocidad básica de viento y para la presión mínima el factor de utilización es menor que uno, lo que indica que la capacidad del panel es superior a la presión que produce el viento en la dirección “Y”.

En el caso de los paneles que resisten las cargas de viento del eje “X”, notar que existe un panel sobre el cual tributa un área mayor que el área del panel (ver a Figura 3.43), por lo que en ese caso dicha área extra se suma a la carga distribuida que genera el viento que se indica en la Tabla 3.1. La presión de viento a considerar que aplica en los paneles para la dirección “X”, se observa en la Tabla 3.59.

De la tabla 3.59, el panel más solicitado (velocidad básica de viento 40m/s) dio un factor de utilización igual a uno, lo que indica que dicho panel está solicitado a un 100% de su capacidad, por lo que el prototipo de vivienda de emergencia cumple con las presiones de viento que establece la norma NCh 432 Of. 2010.

Respecto al pilar de 45x64mm de la Figura 3.43 representado en color rojo sobre el cual tributa el área marcada del mismo color, los esfuerzos que se generan sobre este al considerar el 100% de la carga de viento, se pueden observar en la Tabla 3.60. En ella se observa que para velocidades básicas de viento de 40m/s que aplican para las localidades de Pantanillos y Frutillar el factor de utilización es mayor que uno por lo que los esfuerzos a los que es sometido son mayores a su capacidad, mientras que para una velocidad básica de viento de 35m/s, que aplica para Las Cardas, Santiago y Las Balsas, el factor de utilización es menor que uno. Adicionalmente se revisa si se cumple con la presión mínima de 48kgf/m² que indica la norma

NCh 432 Of. 2010, resultando que los esfuerzos que esta produce, generan un factor de utilización mayor que uno. Por lo que el pilar de 45x64mm para las Localidades de Las Cardas, Santiago, Las Balsas, Pantanillos y Frutillar no cumple con la normativa.

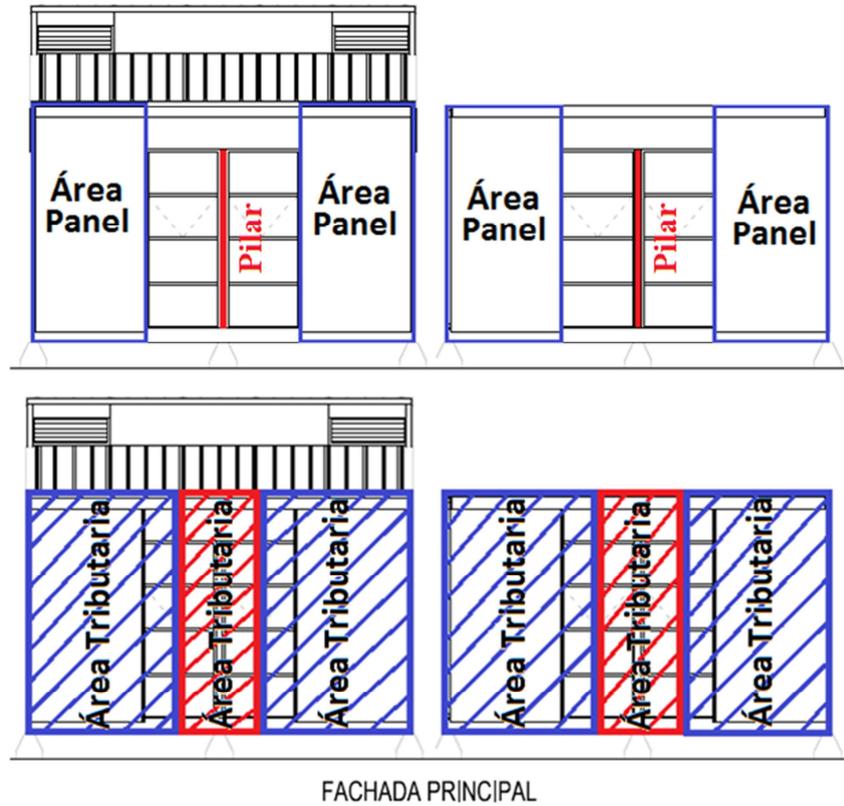


Figura 3.43: En la parte superior se observa el área de cada panel y pilar, mientras que en la parte inferior se puede ver en color azul el área que tributa en cada panel, mientras que en color rojo el área que tributa en el pilar de 45x64m.m

Tabla 3.59: Esfuerzos en el pilar representado de color rojo en la Figura 3.43, sometido a cargas de viento, de velocidad básica de 35 m/s, 40m/s y una presión mínima de 48kgf/m².

Tipo de Esfuerzos	Esfuerzo de Diseño	Velocidad básica de viento		Presión mínima 48kgf/m ²	Unidad
		35m/s	40m/s		
T	1880,82	0,00	0,00	0,00	kgf
FU	-	0,00	0,00	0,00	-
V	3379,20	32,58	42,58	36,91	kgf
FU	-	0,01	0,01	0,01	-
M	18,66	17,63	23,05	19,98	kgf · m
FU	-	0,94	1,24	1,07	-
C	368,38	52,05	52,05	52,05	kgf
FU	-	0,14	0,14	0,14	-
FU T-M	-	0,97	1,26	1,10	-

3.5.2.5 Recomendaciones para los paneles del prototipo de emergencia al ser solicitados por cargas de viento

En caso de no contar con los ensayos experimentales y solo disponer de los análisis numéricos, se plantea como recomendación para cumplir con la norma NCh 432 Of. 2010, reemplazar los pies-derechos más afectados por unos de mayor escuadría. Los pies-derechos que conforman los paneles son de 45x45mm, y en caso de optar por reemplazarlo se recomienda utilizar unos de 45x64mm. No es necesario reemplazarlos todos, ya que bastaría con reemplazar los más solicitados y que corresponden a los marcados de color azul en la Figura 3.44 y 3.45. La recomendación de cambiar los pie derechos por unos de escuadría de 45x64 fue acogida [26], sin embargo en los planos disponible en la sección de anexos A1 no se encuentran actualizados.

Por otra parte para el pilar de escuadría de 45x64mm marcado en rojo en la Figura 3.44 y 3.45 se recomienda cambiarlo por uno de 64x64mm, ya que tanto el análisis realizado en la sección 3.5.2.2 y 3.5.2.4 mostraron que los esfuerzos que este debía tolerar, estaban por sobre de su capacidad.

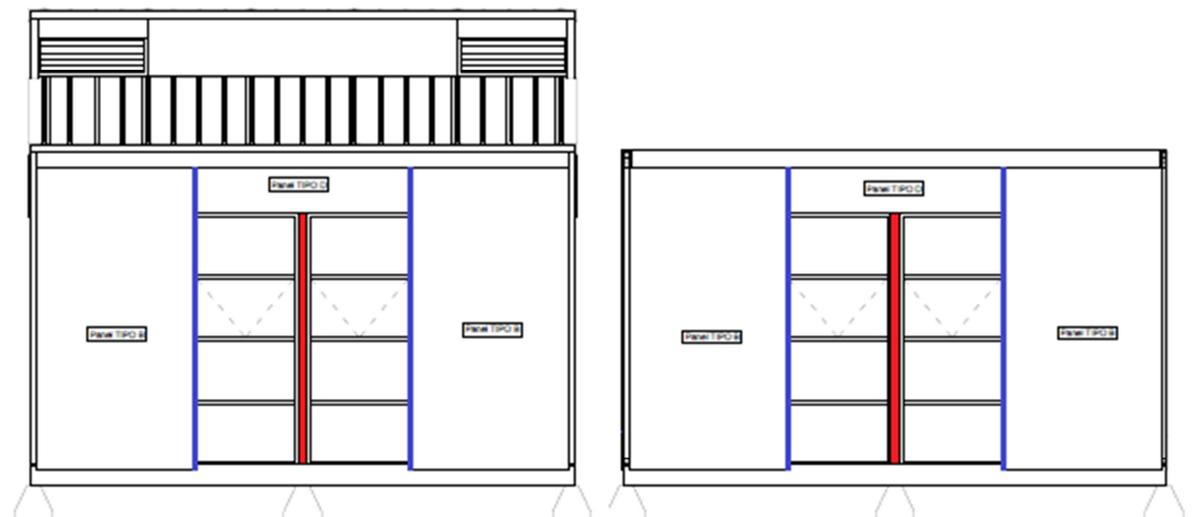


Figura 3.44: Elementos que se recomienda reemplazar, los pies-derechos de color azul por unos de 45x65mm y el pilar de color rojo por uno de 64x64mm, fachada eje "X".

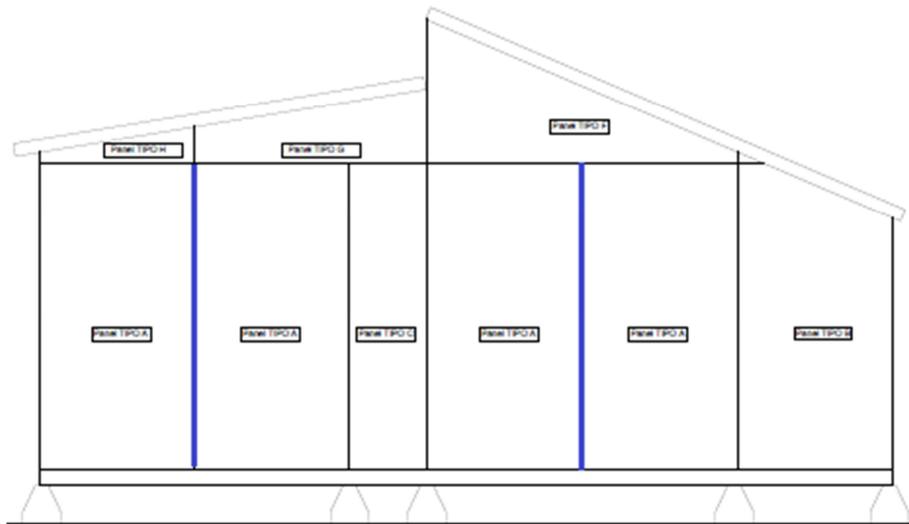


Figura 3.45: Pie-derechos que se recomienda reemplazar, los de color azul por unos de 45x64mm, fachada eje "Y".

CAPITULO 4. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

4.1 Resumen

El presente trabajo estudió el comportamiento estructural de los prototipos de vivienda de emergencia generados para 5 zonas del país. Se analizó la estructura de techo y piso a través de modelos computacionales y se determinó el nivel de solicitaciones a la que son expuestas las distintas vigas de la estructura según la normativa vigente en el país.

Para el caso de los paneles, se realizaron ensayos en laboratorio con el fin de conocer el comportamiento estructural de los elementos conectores que lo conforman y mediante un modelo computacional en SAP2000 se determinó su comportamiento estructural. Además se contó con ensayos de laboratorio, para un panel sometido a carga lateral y carga perpendicular a su plano. Ambos resultados sirvieron para determinar el comportamiento del prototipo de vivienda de emergencia frente a un sismo y a cargas de viento.

Finalmente por tratarse de una vivienda de emergencia, el prototipo no necesariamente debe cumplir con toda la normativa aplicable a una vivienda definitiva, por lo que se determinó el nivel de cumplimiento de las normas aplicables.

4.2 Comportamiento estructural

Respecto a los techos, los prototipos que cumplen con la normativa son los de Pantanillos y Frutillar. Los prototipos restantes presentan dificultades con la combinación de carga que exige una sobrecarga de uso de 100kgf/m^2 para techos con acceso solo para mantención, aun considerando la reducción por pendiente y área que tributa. Sin embargo por tratarse de un prototipo de vivienda de emergencia, se verificó qué carga resiste en la posición más desfavorable con el objeto de determinar cuántas personas pueden acceder simultáneamente a realizar alguna mantención. Los resultados fueron los siguientes:

Las Cardas	→	237/288kgf
Santiago	→	328kgf
Las Balsas	→	328kgf

Con esto es posible afirmar que a lo menos 3 personas de unos 80kilos cada una pueden subirse simultáneamente a realizar labores de mantención al techo sin ningún problema. En Las Cardas se señalan dos valores, los que corresponde al techo de menor y mayor pendiente respectivamente, por otro lado para Santiago y Las Balsas corresponde el techo de menor pendiente, ya que para el segundo sí cumple con la normativa que exige los 100kgf/m^2 .

Otro estado de carga que generó inconvenientes en los techos hace referencia a la sobrecarga de nieve para el caso de Santiago. Para aquellas zonas que se encuentran por sobre los 600 metros sobre el nivel del mar, la norma exige considerar un sobrecarga de nieve de 50kgf/m^2 . El prototipo solo puede tolerar una carga máxima de nieve de 42kgf/m^2 lo que equivale al 84% de la carga máxima que estipula la norma. De todas formas es un valor adecuado considerando que el prototipo de vivienda de emergencia está pensado con un carácter de vivienda temporal.

Respecto al envigado de piso, se recomienda hacer ajustes respecto al diseño original, con el fin de responder a las exigencias de la normativa, la que contempla una carga de uso de 200kgf/m^2 , de no realizar dichos cambios el prototipo de vivienda de emergencia puede tolerar una carga de uso de solo 135kgf/m^2 . Un cambio necesario que permite cumplir con la normativa es cambiar la viga representada por color negro de la Figura 3.7 que originalmente es de 45/94mm, la cual traspasa las cargas de las dos vigas perpendiculares a ella hacia el apoyo, al hacer esto la viga queda sobre exigida por lo que es necesario cambiarla por un par de vigas de 45/142. Alternativamente se puede usar dos apoyos como los indica la Figura 3.8. Respecto al resto de las vigas que conforman el piso solo en el eje B (ver Figura 3.7), el prototipo localizado en Frutillar se encuentra sobre-exigido en un 2%, debido a que las condiciones ambientales son más desfavorables en dicha zona. En consecuencia en Frutillar el prototipo tolera una carga distribuida máxima de 195kgf/m^2 , lo que corresponde a un 97.5% de lo que estipula la norma, valor aceptable por tratarse de una vivienda de emergencia.

Finalmente en caso de un sismo el comportamiento de los paneles, varía según la zona sísmica y el tipo de suelo. El caso más desfavorable corresponde al prototipo ubicado en Frutillar sobre suelo E. La respuesta del prototipo varía según el eje en que actúa el sismo, donde el eje “X” e “Y” se puede observar en la Figura 3.23. Para determinar el comportamiento de la estructura

frente a la acción de un sismo es necesario conocer el comportamiento de los paneles que componen el prototipo de vivienda de emergencia.

Para conocer el comportamiento de un panel de 122x244x6,4cm frente a cargas laterales, se elaboró un modelo en SAP2000 a partir del comportamiento del elemento conector que une el OSB a los pie-derechos que conforman el panel, y en donde la resistencia del adhesivo empleado en la elaboración de los paneles no se consideró. Con estos antecedentes el resultado obtenido para los paneles fue de 360kgf, valor conservador por el hecho de no considerar el aporte del adhesivo a la resistencia del panel. Por otro lado fue posible disponer de ensayos de laboratorio, en donde los paneles ensayados son los que efectivamente se utilizan en la fabricación del prototipo de emergencia, por lo que se emplea adhesivo en su fabricación, resultando tolerar una carga lateral de 1060,71kgf.

Bajo el escenario del sismo máximo de diseño, el comportamiento del prototipo utilizando los resultados de los ensayos de laboratorio de carga lateral sobre un panel, indican que el panel más exigido está trabajando a un 18% de su capacidad para un sismo en la dirección “X”, mientras que para un sismo en la dirección “Y” a un 30% de su capacidad. En caso de utilizar los resultados obtenidos para un panel a partir del modelo realizado en SAP2000, el prototipo está demandado a un 113% y 257% de su capacidad para un sismo en la dirección “X” e “Y” respectivamente. Dado que los resultados obtenidos mediante SAP2000 son conservadores, se considera que el prototipo de vivienda de emergencia cumple con la normativa, dado los resultados experimentales obtenidos para los paneles.

Respecto al comportamiento de los paneles frente a cargas perpendiculares a su plano. Los resultados obtenidos a partir de modelos desarrollados en SAP2000 mostraron ser conservadores a diferencia de los obtenidos mediante ensayos experimentales. En caso de usar los resultados obtenidos en SAP2000, para las Zonas de Frutillar el prototipo tolera el 58% de la carga de viento que indica la norma NCh 432 Of. 2010, mientras que para las zonas de Las Cardas, Santiago y Las Balsas un 82%. En cambio utilizando la capacidad obtenida a partir de los ensayos experimentales el prototipo está solicitado a un 100% de su capacidad a flexión frente a la acción del viento en las zonas de Frutillar y Pantanillos y a un 61% en Las Cardas, Santiago y las Balsas.

4.3 Recomendaciones de trabajo futuro

Para la determinación de la capacidad resistente a flexión y carga lateral de los paneles de OSB, se realizó un ajuste estadísticos a partir de los datos experimentales y se aplicó un factor de seguridad igual a tres. En caso de utilizar un procedimiento distinto para determinar la capacidad admisible de los paneles, se recomienda recalcular el factor de utilización a los que se ven expuestos los paneles, al ser solicitados por sismo y cargas de viento.

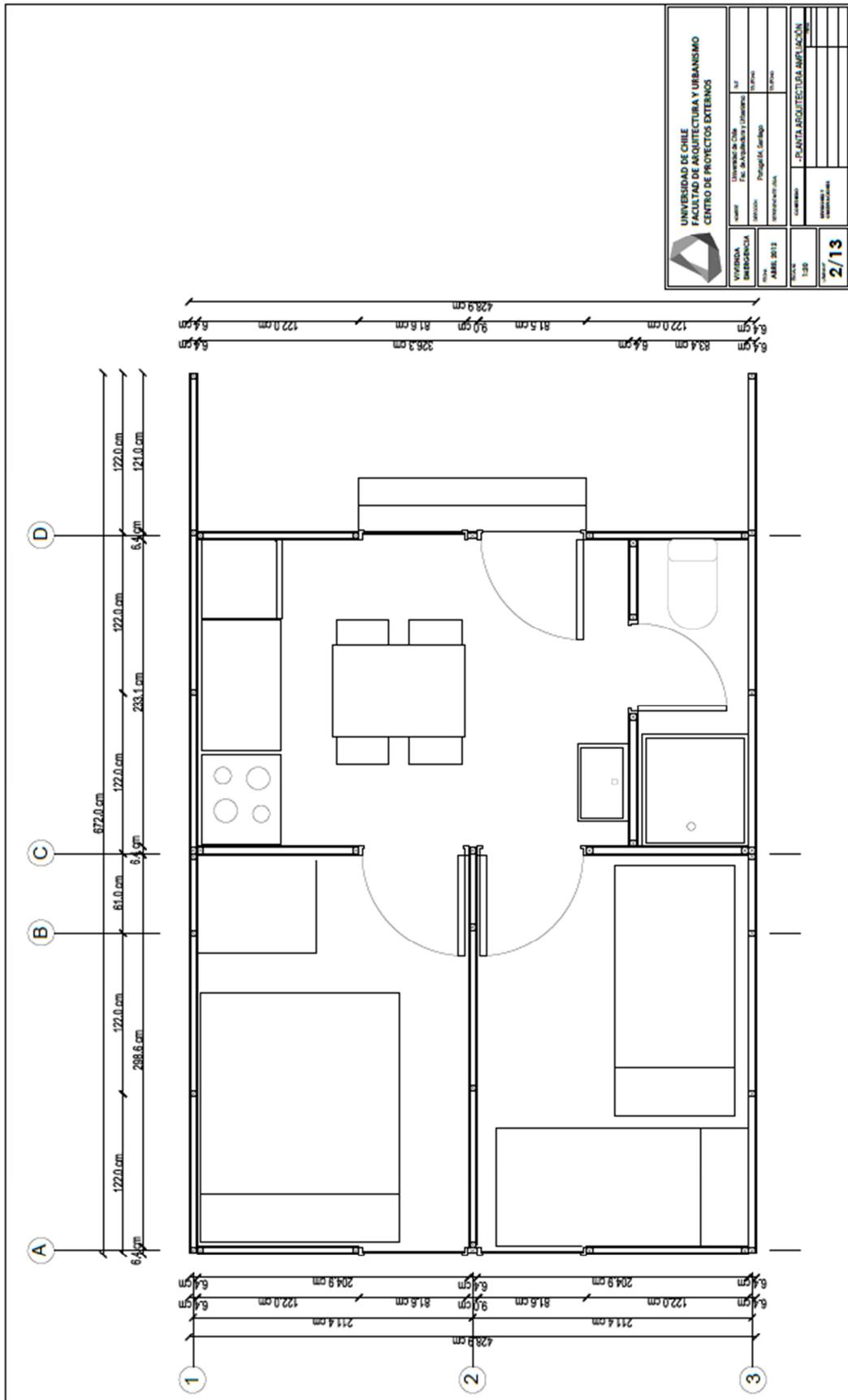
BIBLIOGRAFIA

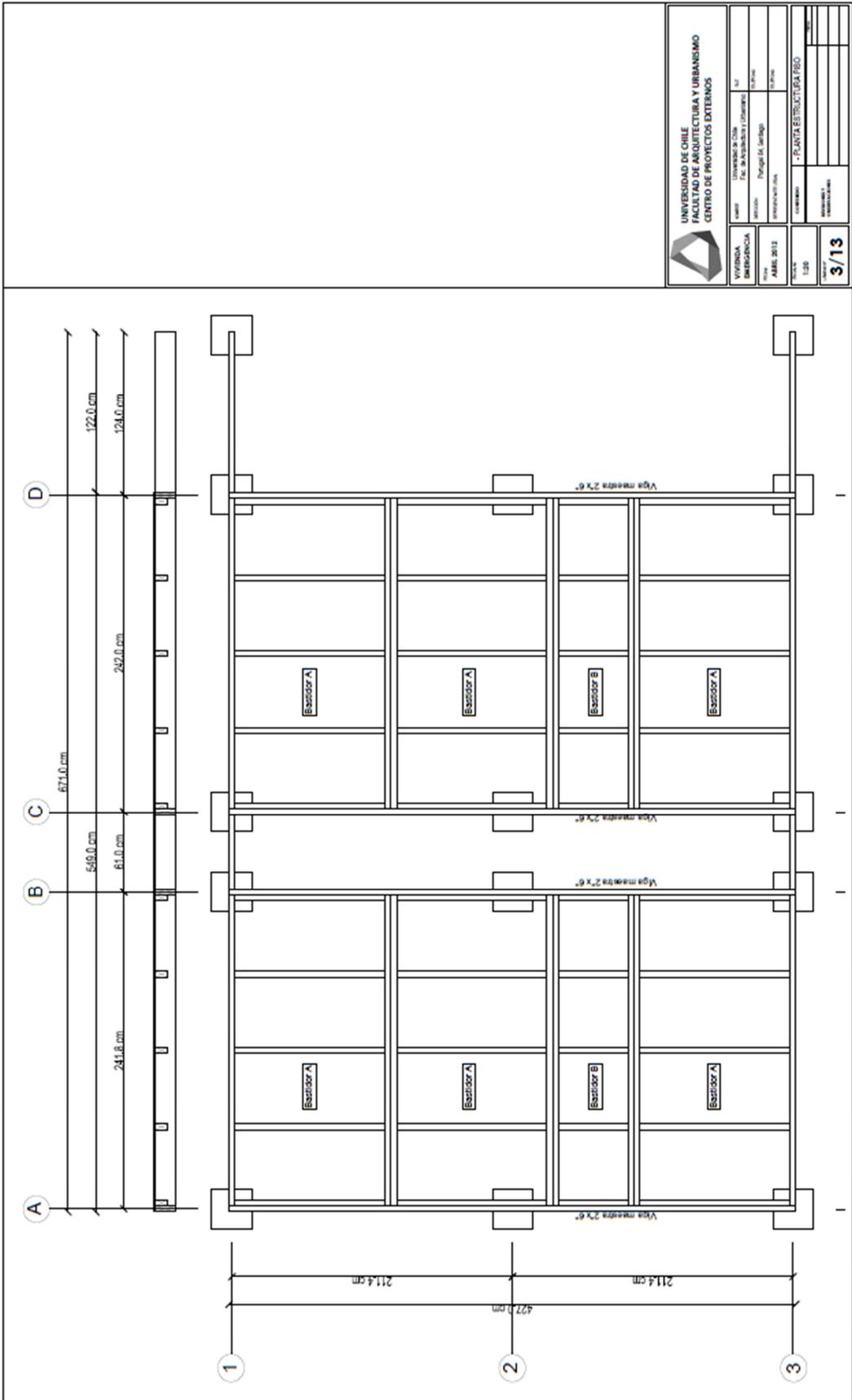
1. **FONDEF**, Fondo de Fomento al Desarrollo Científico y Tecnológico. “Desarrollo de las bases técnicas y normativas para prototipos de vivienda modular, con énfasis en soluciones de emergencia, bajo criterios técnicos, geográficos y económicos que mejoren su eficiencia y funcionalidad”. Santiago de Chile. 2009.
2. **TOUMI**, R.; **McCUTCHEON**, W.J. “Predicting racking strength on light frame walls”. ASCE, Journal of Structures Division. 104(ST7), 1131-1140. 1977.
3. **EASLEY**, J.T, **FOOMANI**, M. and **DODDS**, R.H. “Formulas for wood shear walls”. ASCE, Journal of Structural Engineer, 108(11), 2460-2478, 1982.
4. **GUPTA**, A.K, and **KUO**, G.P. “Behavior of wood-framed shear walls.” ASCE, Journal of Structural Engineer, 111(8), 1722-1733, 1985.
5. **INN**, Instituto Nacional de Normalización. NCh 431 Of. 71 “Construcción-Sobrecargas de Nieve”. 1971.
6. **INN**, Instituto Nacional de Normalización. NCh 432 Of. 2010, “Diseño estructural- Cargas de viento”. 2010.
7. **INN**, Instituto Nacional de Normalización. NCh 433 Of. 2009, “Diseño sísmico de edificios”. 2009.
8. **MINVU**. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. “Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto N°117, de 2010”. DS61. 2011.
9. **INN**, Instituto Nacional de Normalización. NCh1537Of.2009, “Diseño estructural- Cargas permanentes y cargas de uso”. 2009.

10. **INN**, Instituto Nacional de Normalización. NCh 3171 Of. 2010, “Diseño Estructural- Disposiciones generales y combinaciones de cargas”. 2010.
11. **INN**, Instituto Nacional de Normalización. NCh 1198 Of. 2006, “Madera-Construcciones en Madera-Cálculo”. 2006.
12. **INN**, Instituto Nacional de Normalización. NCh 2165 Of. 1989, “Tensiones admisibles para la madera laminada encolada estructural de pino radiata”. 1991.
13. **LP**, BUILDIN PRODUCTS. “Propiedades físicas y mecánicas del OSB”. [Documento en línea]. Disponible en: <<http://lpchile.cl/descargas/tecnicos/propiedades-osb-2009.pdf>> [Consulta: marzo 2014].
14. **WAGNER**, M. “Tensiones admisibles para tableros contrachapado estructurales”. Apunte clase: Diseño y construcción en madera. 2012.
15. **SILVA**, A. and **GESUALDO**, F. “Numerical analysis of the boundary condition of wooden shear walls in the light platform system”. Asian Journal of engineering, 6 (3), 113-126, 2005.
16. **VELOSO**, L.A.C.M. “Paredes diafragmas de madera”. Tesis Ph.D. Brazil. Universidad de Sao Paulo. 2003.
17. **ASTM**, AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. Norma ASTN D1771-12, “Standard Test Methods for Mechanical Fasteners in Wood”.2012.
18. **YÁÑEZ**, M. “Caracterización del comportamiento estructural de tabiquerías tipificadas de madera ante solicitaciones laterales”. Memoria para optar a título de Ingeniero Civil. Chile. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. 1995.
19. **CITEC-UBB**, CENTRO DE INVESTIGACION EN TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION. “Ensayo de carga horizontal”. Universidad del Bio Bio. Informe 1141, 2013

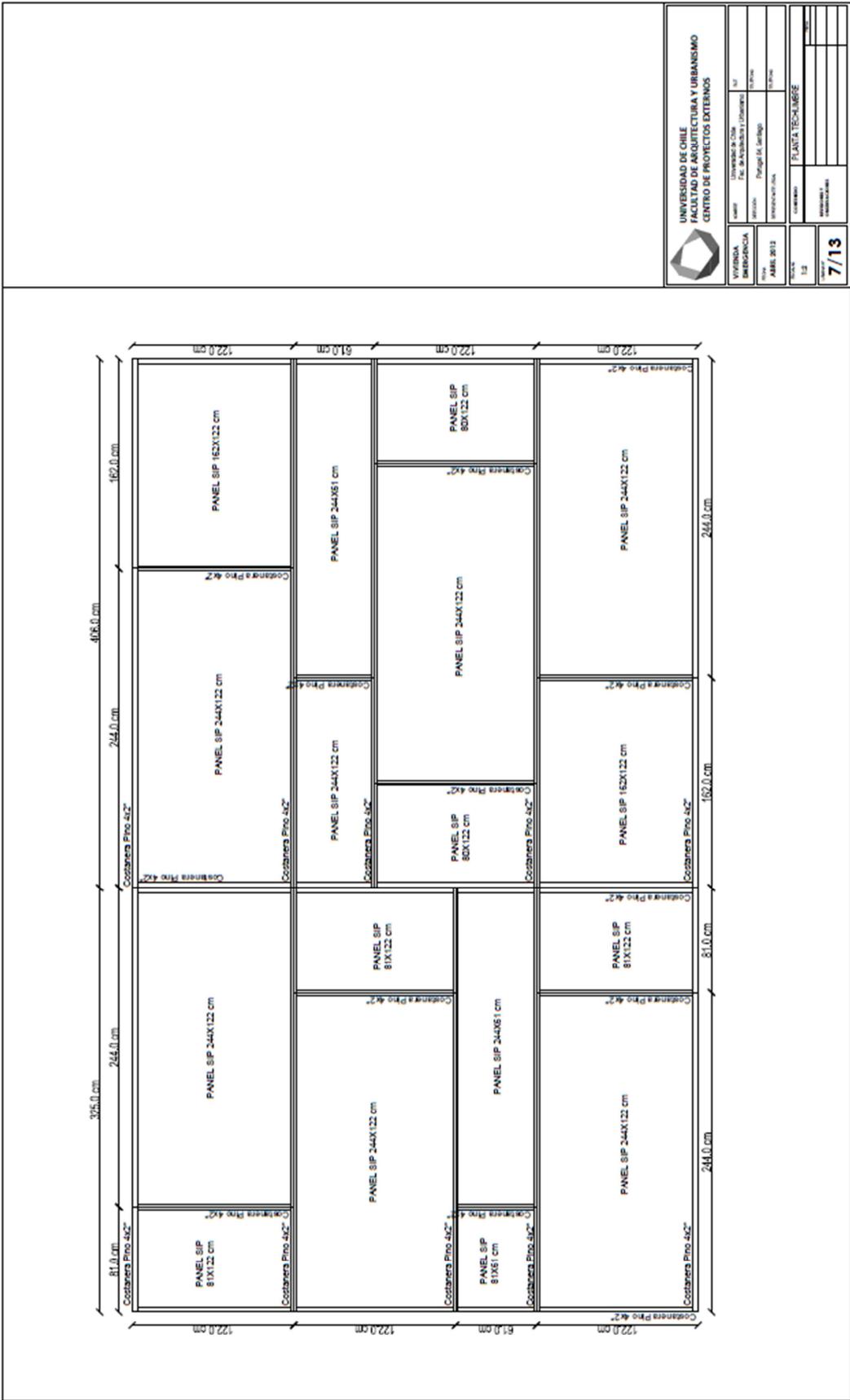
20. **INN**, Instituto Nacional de Normalización. NCh 802 Of. 1971, “Arquitectura y construcción- Paneles prefabricados- Ensayo de carga horizontal”. 1971.
21. **WAGNER**, M. “Comportamiento estructural de tabiquerías de madera aserrada revestida con tableros de materiales de madera, fibro cemento y yeso cartón.”. Apunte clase: Diseño y construcción en madera. 2009.
22. **TECNO PANEL**. “Ficha técnica panel muro”. [Documento en línea]. Disponible en: <<http://www.tecnopanel.cl/img/productos/fichatecnicamuro.pdf>> [Consulta: marzo 2014].
23. **ACI**, American Concrete Institute. “Requisitos de reglamento para concreto estructural”, ACI 318-08. ACI 8(10). 2008.
24. **IDIEM**. INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN Y ENSAYO DE MATERIALES. “Ensayos mecánicos a paneles estructurales termo-aislante (SIP) de 64mm de espesor con núcleo de EPS y revestimientos de OSB de 9.5mm-Ensayo de Flexión”. Universidad de Chile. Informe electrónico de ensayo de autocontrol N°51/042/2013-02,2013
25. **INN**, Instituto Nacional de Normalización. NCh 803 Of. 2003, “Elementos de construcción- Paneles-Ensayo de flexión”. 2003.
26. **GARAY**, ROSE MARIE. Comunicación interna. 23 Marzo 2014.

ANEXO 1
PLANOS DEL PROTOTIPO VIVIENDA





 UNIVERSIDAD DE CHILE FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO CENTRO DE PROYECTOS EXTERNOS		Nombre: Universidad de Chile Carrera: Fac. de Arquitectura y Urbanismo Alumno: Rodrigo M. Sandoz Fecha: Abril 2012 Proyecto: Proyecto Final Materia: Estructuras I Profesor:	
Escala: 1:20	Proyecto: PLANTA ESTRUCTURA PRG0		Hoja: 3/13



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO
CENTRO DE PROYECTOS EXTERNOS

VIVIENDA EMERGENCIA	UNIVERSIDAD DE CHILE	PROYECTO DE ARQUITECTURA Y URBANISMO
ABRIL 2012	PROYECTO	PROYECTO DE ARQUITECTURA Y URBANISMO
13	PROYECTO	PROYECTO DE ARQUITECTURA Y URBANISMO
7/13	PROYECTO	PROYECTO DE ARQUITECTURA Y URBANISMO

ANEXO 2

**MEMORIAS DE CÁLCULO, CAPACIDADES MECANICAS DE LOS
MATERIALES**

Tabla A2.1: Vigas de techo

		Las Cardas	Santiago	Las Balsas	Pantanillos	Frutillar
Altura viga, en mm (h)	[mm]	45	80	80	100	140
Ancho viga, en mm (b)	[mm]	45	45	45	45	45
H.E.	[%]	12	12	12	12	12
K_c		1,00	1,00	1,00	1,00	1,15
K_{hf}		1,00	1,00	1,00	0,98	0,92
$K_{\lambda V}$		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
K_r		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$K_{hf,E}$		0,71	0,82	0,82	0,86	0,94
E_f	[MPa]	8900	8900	8900	8900	8900
K_H		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$K_{hf,E}$		0,71	0,82	0,82	0,86	0,94
$E_f \cdot K_H \cdot K_{hf,E}$	[MPa]	6293	7267	7267	7684	8358
F_f	[MPa]	5,40	5,40	5,40	5,40	5,40
K_H		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$F_{ft,dis} / K_D = F_f \cdot K_H \cdot K_c \cdot K_{hf}$	[MPa]	5,40	5,40	5,40	5,29	5,68
$M_{dis} / K_D = F_{f,dis} \cdot W / K_D$	[kgf·m]	8,20	25,92	25,92	39,66	83,57
$F_{ft,dis} / K_D = F_f \cdot K_H \cdot K_c \cdot K_{\lambda V}$	[MPa]	5,40	5,40	5,40	5,40	6,21
$M_{dis} / K_D = F_{f,dis} \cdot W / K_D$	[kgf·m]	8,20	25,92	25,92	40,50	91,29
F_{cz}	[MPa]	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
K_H		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$F_{cz,dis} / K_D = F_{cz} \cdot K_H \cdot K_r$	[MPa]	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
$Q_{dis} / K_D = (F_{cz,dis} / K_D) \cdot b \cdot h / 1,5$	[kgf]	1485,00	2640,00	2640,00	3300,00	4620,00
F_{tp}	[MPa]	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
K_H		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
K_{ct}		0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
$F_{tp,dis} / K_D = F_{tp} \cdot K_{hf} \cdot K_H \cdot K_{ct}$	[MPa]	3,20	3,20	3,20	3,13	2,93
$T_{tp,dis} / K_D = F_{tp,dis} \cdot A / K_D$	[kgf]	648,00	1152,00	1152,00	1409,97	1845,50
F_{cp}	[MPa]	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50
K_H		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$F_{cp,dis} / K_D = F_{tp} \cdot K_{hf} \cdot K_H$	[MPa]	6,50	6,50	6,50	6,36	5,95
$T_{cp,dis} / K_D = F_{cp,dis} \cdot A / K_D$	[kgf]	1316,25	2340,00	2340,00	2864,01	3748,67

Tabla A2.2: Capacidad a Flexión de vigas simples de pino radiata 45/45mm considerando aporte OSB

Propiedades de los Materiales					
$E_{f,OSB}$	=	14666 [kgf/m ²]	$F_{tp,OSB}$	=	81 [kgf/m ²]
$F_{f,OSB}$	=	115 [kgf/m ²]	$F_{cp,OSB}$	=	112 [kgf/m ²]
E_{dis_MLE}	=	6293 [MPa]	F_{f,dis_MLE}	=	5,40 [MPa]
Propiedades geométricas			L	=	122 [cm]
h_1	=	9,5 [mm]	$b_1=b+16h_1$	=	197 [mm]
h_2	=	45,0 [mm]	$b_2=b$	=	45,0 [mm]
h_3	=	9,5 [mm]	$b_3= b+16h_3$	=	197 [mm]
A_1	=	1871,5 [mm ²]	A_{1n}	=	1871,5 [mm ²]
A_2	=	2025,0 [mm ²]	A_{2n}	=	2025 [mm ²]
A_3	=	1871,5 [mm ²]	A_{3n}	=	1871,5 [mm ²]
$I_1=b_1 \cdot h_1/12$	=	14075,2 [mm ⁴]	I_{1n}	=	14075,2 [mm ⁴]
$I_2=b_2 \cdot h_2/12$	=	341719 [mm ⁴]	I_{2n}	=	341719 [mm ⁴]
$I_3=b_3 \cdot h_3/12$	=	14075,2 [mm ⁴]	I_{3n}	=	14075,2 [mm ⁴]
C_1	=	600 [N/mm]	s'_1	=	300 [mm]
C_2	=	600 [N/mm]	s'_3	=	300 [mm]
$E_1 = E_{f,OSB}$	=	1466,6 [MPa]	$E_3 = E_{f,OSB}$	=	1466,6 [MPa]
$E_2 = E_{fA}$	=	6293,3 [MPa]	E_r	=	6293,3 [MPa]
$k_1=(\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot s'_1)/(L \cdot C_1)$	=	9,100	$k_3=(\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot s'_3)/(L \cdot C_3)$	=	9,100
$\gamma_1 = 1/(1+k_1)$	=	0,099	$n_1 = E_1/E_r$	=	0,233 [MPa]
γ_2	=	1,000	$n_2 = E_2/E_r$	=	1,000 [MPa]
$\gamma_3 = 1/(1+k_3)$	=	0,099	$n_3 = E_3/E_r$	=	0,233 [MPa]
$a_1=(h_2+h_1)/2$	=	27,25 [mm]	I_{ef}	=	4,1E+05 [mm ⁴]
a_2	=	0,00 [mm]	E_{dis_vc}	=	3161 [MPa]
$a_3=(h_2+h_3)/2$	=	27,25 [mm]	G_{dis_vc}	=	211 [MPa]
Tensiones de trabajo			M_{dis}/K_D	=	9,898 [kgf · m]
$f_{f,1}$	=	0,417 [MPa]	$\leq F_{f,OSB}$	=	11,500 [MPa]
$f_{f,2}$	=	5,400 [MPa]	$\leq F_{f,dis}/K_D$	=	5,400 [MPa]
$f_{f,3}$	=	0,417 [MPa]	$\leq F_{f,OSB}$	=	11,500 [MPa]
$f_{g,2}$	=	0,000 [MPa]			
$f_{g,1}$	=	0,151 [MPa]	$\leq F_{tp,OSB}$	=	8,100 [MPa]
$f_{g,3}$	=	0,151 [MPa]	$\leq F_{cp,OSB}$	=	11,200 [MPa]

Tabla A2.3: Capacidad a Flexión de vigas simples de pino radiata 45/80mm considerando aporte OSB

Propiedades de los Materiales					
$E_{f,OSB}$	=	14666 [kgf/m ²]	$F_{tp,OSB}$	=	81 [kgf/m ²]
$F_{f,OSB}$	=	115 [kgf/m ²]	$F_{cp,OSB}$	=	112 [kgf/m ²]
E_{dis_MLE}	=	7267 [MPa]	F_{f,dis_MLE}	=	5,40 [MPa]
Propiedades geométricas			L	=	122 [cm]
h_1	=	9,5 [mm]	$b_1=b+16h_1$	=	197 [mm]
h_2	=	80,0 [mm]	$b_2=b$	=	45,0 [mm]
h_3	=	9,5 [mm]	$b_3= b+16h_3$	=	197 [mm]
A_1	=	1871,5 [mm ²]	A_{1n}	=	1871,5 [mm ²]
A_2	=	3600,0 [mm ²]	A_{2n}	=	3600 [mm ²]
A_3	=	1871,5 [mm ²]	A_{3n}	=	1871,5 [mm ²]
$I_1=b_1 \cdot h_1/12$	=	14075,2 [mm ⁴]	I_{1n}	=	14075,2 [mm ⁴]
$I_2=b_2 \cdot h_2/12$	=	1920000 [mm ⁴]	I_{2n}	=	1920000 [mm ⁴]
$I_3=b_3 \cdot h_3/12$	=	14075,2 [mm ⁴]	I_{3n}	=	14075,2 [mm ⁴]
C_1	=	600 [N/mm]	s'_1	=	300 [mm]
C_2	=	600 [N/mm]	s'_3	=	300 [mm]
$E_1 = E_{f,OSB}$	=	1466,6 [MPa]	$E_3 = E_{f,OSB}$	=	1466,6 [MPa]
$E_2 = E_{fA}$	=	7266,8 [MPa]	E_r	=	7266,8 [MPa]
$k_1=(\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot s'_1)/(L \cdot C_1)$	=	9,100	$k_3=(\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot s'_3)/(L \cdot C_3)$	=	9,100
$\gamma_1 = 1/(1+k_1)$	=	0,099	$n_1 = E_1/E_r$	=	0,202 [MPa]
γ_2	=	1,000	$n_2 = E_2/E_r$	=	1,000 [MPa]
$\gamma_3 = 1/(1+k_3)$	=	0,099	$n_3 = E_3/E_r$	=	0,202 [MPa]
$a_1=(h_2+h_1)/2$	=	44,75 [mm]	I_{ef}	=	2,1E+06 [mm ⁴]
a_2	=	0,00 [mm]	E_{dis_vc}	=	4310 [MPa]
$a_3=(h_2+h_3)/2$	=	44,75 [mm]	G_{dis_vc}	=	287 [MPa]
Tensiones de trabajo			M_{dis}/K_D	=	28,019 [kgf · m]
$f_{f,1}$	=	0,250 [MPa]	$\leq F_{f,OSB}$	=	11,500 [MPa]
$f_{f,2}$	=	5,400 [MPa]	$\leq F_{f,dis}/K_D$	=	5,400 [MPa]
$f_{f,3}$	=	0,250 [MPa]	$\leq F_{f,OSB}$	=	11,500 [MPa]
$f_{g,2}$	=	0,000 [MPa]			
$f_{g,1}$	=	0,121 [MPa]	$\leq F_{tp,OSB}$	=	8,100 [MPa]
$f_{g,3}$	=	0,121 [MPa]	$\leq F_{cp,OSB}$	=	11,200 [MPa]

Tabla A2.4: Capacidad a Flexión de vigas simples de pino radiata 45/100mm considerando aporte OSB

Propiedades de los Materiales			
$E_{f,OSB}$	=	14666 [kgf/cm ²]	$F_{tp,OSB}$ = 81 [kgf/cm ²]
$F_{f,OSB}$	=	115 [kgf/cm ²]	$F_{cp,OSB}$ = 112 [kgf/c.m ²]
E_{dis_MLE}	=	7684 [MPa]	F_{f,dis_MLE} = 5.34 [MPa]
Propiedades geométricas		L	= 122 [cm]
h_1	=	9.5 [mm]	$b_1=b+16h_1$ = 197 [mm]
h_2	=	100.0 [mm]	$b_2=b$ = 45.0 [mm]
h_3	=	9.5 [mm]	$b_3= b+16h_3$ = 197 [mm]
A_1	=	1871.5 [mm ²]	A_{1n} = 1871.5 [mm ²]
A_2	=	4500.0 [mm ²]	A_{2n} = 4500 [mm ²]
A_3	=	1871.5 [mm ²]	A_{3n} = 1871.5 [mm ²]
$I_1=b_1 \cdot h_1/12$	=	14075.2 [mm ⁴]	I_{1n} = 14075.2 [mm ⁴]
$I_2=b_2 \cdot h_2/12$	=	3750000 [mm ⁴]	I_{2n} = 3750000 [mm ⁴]
$I_3=b_3 \cdot h_3/12$	=	14075.2 [mm ⁴]	I_{3n} = 14075.2 [mm ⁴]
C_1	=	600 [N/mm]	s'_1 = 300 [mm]
C_2	=	600 [N/mm]	s'_3 = 300 [mm]
$E_1 = E_{f,OSB}$	=	14666.6 [MPa]	$E_3 = E_{f,OSB}$ = 14666 [MPa]
$E_2 = E_{fA}$	=	7683.7 [MPa]	E_r = 7683.7 [MPa]
$k_1 = (\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot s'_1) / (L \cdot C_1)$	=	9.100	$k_3 = (\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot s'_3) / (L \cdot C_3)$ = 9.100
$\gamma_1 = 1 / (1 + k_1)$	=	0.099	$n_1 = E_1 / E_r$ = 0.191 [MPa]
γ_2	=	1.000	$n_2 = E_2 / E_r$ = 1.000 [MPa]
$\gamma_3 = 1 / (1 + k_3)$	=	0.099	$n_3 = E_3 / E_r$ = 0.191 [MPa]
$a_1 = (h_2 + h_1) / 2$	=	54.75 [mm]	I_{ef} = 4.0E+06 [mm ⁴]
a_2	=	0.00 [mm]	E_{dis_vc} = 4861 [MPa]
$a_3 = (h_2 + h_3) / 2$	=	54.75 [mm]	G_{dis_vc} = 324 [MPa]
Tensiones de trabajo		M_{dis} / K_D	= 42.349 [kgf · m]
$f_{f,1}$	=	0.207 [MPa] ≤ $F_{f,OSB}$	= 11.500 [MPa]
$f_{f,2}$	=	5.337 [MPa] ≤ $F_{f,dis} / K_D$	= 5.337 [MPa]
$f_{f,3}$	=	0.207 [MPa] ≤ $F_{f,OSB}$	= 11.500 [MPa]
$f_{g,2}$	=	0.000 [MPa]	
$f_{g,1}$	=	0.110 [MPa] ≤ $F_{tp,OSB}$	= 8.100 [MPa]
$f_{g,3}$	=	0.110 [MPa] ≤ $F_{cp,OSB}$	= 11.200 [MPa]

Tabla A2.5: Capacidad a Flexión de vigas simples de pino radiata 45/140mm considerando aporte OSB

Propiedades de los Materiales					
$E_{f,OSB}$	=	14666 [kgf/m ²]	$F_{tp,OSB}$	=	81 [kgf/m ²]
$F_{f,OSB}$	=	115 [kgf/m ²]	$F_{cp,OSB}$	=	112 [kgf/m ²]
E_{dis_MLE}	=	8358 [MPa]	F_{f,dis_MLE}	=	5,68 [MPa]
Propiedades geométricas					
			L	=	305 [cm]
h_1	=	9,5 [mm]	$b_1=b+16h_1$	=	197 [mm]
h_2	=	140,0 [mm]	$b_2=b$	=	45,0 [mm]
h_3	=	9,5 [mm]	$b_3= b+16h_3$	=	197 [mm]
A_1	=	1871,5 [mm ²]	A_{1n}	=	1871,5 [mm ²]
A_2	=	6300,0 [mm ²]	A_{2n}	=	6300 [mm ²]
A_3	=	1871,5 [mm ²]	A_{3n}	=	1871,5 [mm ²]
$I_1=b_1 \cdot h_1/12$	=	14075,2 [mm ⁴]	I_{1n}	=	14075,2 [mm ⁴]
$I_2=b_2 \cdot h_2/12$	=	10290000 [mm ⁴]	I_{2n}	=	1E+07 [mm ⁴]
$I_3=b_3 \cdot h_3/12$	=	14075,2 [mm ⁴]	I_{3n}	=	14075,2 [mm ⁴]
C_1	=	600 [N/mm]	s'_1	=	300 [mm]
C_2	=	600 [N/mm]	s'_3	=	300 [mm]
$E_1 = E_{f,OSB}$	=	1466,6 [MPa]	$E_3 = E_{f,OSB}$	=	1466,6 [MPa]
$E_2 = E_{fA}$	=	8358,0 [MPa]	E_r	=	8358,0 [MPa]
$k_1=(\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot s'_1)/(L \cdot C_1)$	=	1,456	$k_3=(\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot s'_3)/(L \cdot C_3)$	=	1,456
$\gamma_1 = 1/(1+k_1)$	=	0,407	$n_1 = E_1/E_r$	=	0,175 [MPa]
γ_2	=	1,000	$n_2 = E_2/E_r$	=	1,000 [MPa]
$\gamma_3 = 1/(1+k_3)$	=	0,407	$n_3 = E_3/E_r$	=	0,175 [MPa]
$a_1=(h_2+h_1)/2$	=	74,75 [mm]	I_{ef}	=	1,2E+07 [mm ⁴]
a_2	=	0,00 [mm]	E_{dis_vc}	=	5790 [MPa]
$a_3=(h_2+h_3)/2$	=	74,75 [mm]	G_{dis_vc}	=	386 [MPa]
Tensiones de trabajo					
			M_{dis}/K_D	=	95,741 [kgf · m]
$f_{f,1}$	=	0,501 [MPa]	$\leq F_{f,OSB}$	=	11,500 [MPa]
$f_{f,2}$	=	5,685 [MPa]	$\leq F_{f,dis}/K_D$	=	5,685 [MPa]
$f_{f,3}$	=	0,501 [MPa]	$\leq F_{f,OSB}$	=	11,500 [MPa]
$f_{g,2}$	=	0,000 [MPa]			
$f_{g,1}$	=	0,434 [MPa]	$\leq F_{tp,OSB}$	=	8,100 [MPa]
$f_{g,3}$	=	0,434 [MPa]	$\leq F_{cp,OSB}$	=	11,200 [MPa]

Tabla A2.6: Vigas de Piso

		Las Cardas		Santiago		Las Balsas		Pantanillos		Frutillar	
Altura viga, en mm (h)	[mm]	94	142	94	142	94	142	94	142	94	142
Ancho viga, en mm (b)	[mm]	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
H.E.	[%]	14	14	14	14	15	15	16	16	17	17
K_c		1,15	1,00	1,15	1,00	1,15	1,00	1,15	1,00	1,15	1,00
K_{hf}		0,99	0,91	0,99	0,91	0,99	0,91	0,99	0,91	0,99	0,91
$K_{\lambda V}$		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
K_r		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$K_{hf,E}$		0,85	0,94	0,85	0,94	0,85	0,94	0,85	0,94	0,85	0,94
E_f	[MPa]	8900	8900	8900	8900	8900	8900	8900	8900	8900	8900
K_H		0,97	0,97	0,97	0,97	0,95	0,95	0,93	0,93	0,92	0,92
$K_{hf,E}$		0,85	0,94	0,85	0,94	0,85	0,94	0,85	0,94	0,85	0,94
$E_f \cdot K_H \cdot K_{hf,E}$	[MPa]	7309	8103	7309	8103	7180	7960	7051	7817	6923	7675
F_f	[MPa]	5,40	5,40	5,40	5,40	5,40	5,40	5,40	5,40	5,40	5,40
K_H		0,95	0,95	0,95	0,95	0,93	0,93	0,90	0,90	0,88	0,88
$F_{ft,dis} / K_D = F_f \cdot K_H \cdot K_c \cdot K_{hf}$	[MPa]	5,85	4,68	5,85	4,68	5,69	4,56	5,54	4,44	5,39	4,31
$M_{dis} / K_D = F_{f,dis} \cdot W / K_D$	[kgf·m]	38,76	70,82	38,76	70,82	37,74	68,95	36,72	67,09	35,70	65,23
$F_{ft,dis} / K_D = F_f \cdot K_H \cdot K_c \cdot K_{\lambda V}$	[MPa]	5,90	5,13	5,90	5,13	5,74	5,00	5,59	4,86	5,43	4,73
$M_{dis} / K_D = F_{f,dis} \cdot W / K_D$	[kgf·m]	39,10	77,58	39,10	77,58	38,07	75,54	37,04	73,50	36,01	71,46
F_{cz}	[MPa]	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
K_H		0,97	0,97	0,97	0,97	0,96	0,96	0,94	0,94	0,93	0,93
$F_{cz,dis} / K_D = F_{cz} \cdot K_H \cdot K_r$	[MPa]	1,07	1,07	1,07	1,07	1,05	1,05	1,03	1,03	1,02	1,02
$Q_{dis} / K_D = (F_{cz,dis} / K_D) \cdot b \cdot h / 1,5$	[kgf]	3008,94	4545,42	3008,94	4545,42	2962,41	4475,13	2915,88	4404,84	2869,35	4334,55
F_{tp}	[MPa]	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
K_H		0,95	0,95	0,95	0,95	0,93	0,93	0,90	0,90	0,88	0,88
K_{ct}		0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
$F_{tp,dis} / K_D = F_{tp} \cdot K_{hf} \cdot K_H \cdot K_{ct}$	[MPa]	3,01	2,78	3,01	2,78	2,93	2,70	2,86	2,63	2,78	2,56
$T_{tp,dis} / K_D = F_{tp,dis} \cdot A / K_D$	[kgf]	1274,78	1773,23	1274,78	1773,23	1241,24	1726,57	1207,69	1679,90	1174,14	1633,24
F_{cp}	[MPa]	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50
K_H		0,90	0,90	0,90	0,90	0,86	0,86	0,81	0,81	0,76	0,76
$F_{cp,dis} / K_D = F_{tp} \cdot K_{hf} \cdot K_H$	[MPa]	5,83	5,36	5,83	5,36	5,52	5,08	5,21	4,79	4,90	4,51
$T_{cp,dis} / K_D = F_{cp,dis} \cdot A / K_D$	[kgf]	2464,02	3427,47	2464,02	3427,47	2333,19	3245,48	2202,36	3063,49	2071,53	2881,50

Tabla A2.7: Viga M.L.E. laminación vertical de 45/45

Madera Laminada Encolada verticalmente			
Grado Estructural	=	B	
Numero de laminas	=	2	$W = bh^2/6 = 15188 \text{ [mm}^3\text{]}$
Altura de cada lamina (h)	=	45,0 [mm]	$A = bh = 2025 \text{ [mm}^2\text{]}$
Ancho lamina	=	22,5 [mm]	$E_{b,f} = 8000 \text{ [MPa]}$
Ancho de viga (b)	=	45,0 [mm]	$E_f = 0.95 E_{b,f} = 7600 \text{ [MPa]}$
Factores de Modificación			
K_H	=	1,00	$K_r = 1,00$
K_C	=	1,00	$K_{hf} = 1,00$
Capacidad a Flexión		Tensión admisible de cizalle	
$RR_{f,lv}$	=	0,333	$RR_{cz,lv} = 0,75$
$F_{bv,f}$	=	14,00 [MPa]	$F_{bv,cz} = 1,080 \text{ [MPa]}$
$F_{f,lv} = RR_{f,lv} \cdot F_{bv,f}$	=	4,66 [MPa]	$F_{cz,lv} = RR_{cz,lv} \cdot F_{bv,cz} = 0,810 \text{ [MPa]}$
$F_{f,dis}/K_D = RR_{f,lv} \cdot F_{bf,i} \cdot K_{hf}$	=	4,66 [MPa]	$F_{cz,dis}/K_D = F_{cz} \cdot K_H \cdot K_C \cdot K_r = 0,810 \text{ [MPa]}$
$M_{dis}/K_D = F_{f,dis} \cdot W / K_D$	=	7,08 [kgf · m]	$Q_{dis}/K_D = (F_{cz,dis}/K_D) \cdot b \cdot h / 1,5 = 546,75 \text{ [kgf]}$
Capacidad a Compresión paralela		Capacidad a Tracción	
$RR_{cp,lv}$	=	0,498	$RR_{cz,lv} = 0,5$
$F_{b,cp}$	=	13,00 [MPa]	$F_{bv,cz} = 6,30 \text{ [MPa]}$
$F_{cp,lv} = RR_{cp,lv} \cdot F_{b,cp}$	=	6,47 [MPa]	$F_{cz,lv} = RR_{cz,lv} \cdot F_{bv,cz} = 3,15 \text{ [MPa]}$
$F_{cp,dis}/K_D = RR_{cp,lv} \cdot F_{bcp,lv} \cdot K_{hf}$	=	6,47 [MPa]	$F_{cp,dis}/K_D = RR_{tp} \cdot F_{b,tp} \cdot K_{hf} = 3,15 \text{ [MPa]}$
$T_{cp,dis}/K_D = F_{cp,dis} \cdot A / K_D$	=	1337,74 [kgf]	$T_{cp,dis}/K_D = F_{cp,dis} \cdot A / k_D = 650,9 \text{ [kgf]}$

Tabla A2.8: Capacidad a Flexión de M.L.E. laminación vertical de pino radiata 45/45mm considerando aporte OSB

Propiedades de los Materiales					
$E_{f,OSB}$	=	14666 [kgf/m ²]	$F_{tp,OSB}$	=	44 [kgf/m ²]
$F_{f,OSB}$	=	115 [kgf/m ²]	$F_{cp,OSB}$	=	112 [kgf/m ²]
E_{dis_MLE}	=	7600 [MPa]	F_{f,dis_MLE}	=	4,66 [MPa]
Propiedades geometricas		L		=	135 [cm]
h_1	=	9,5 [mm]	$b_1=b+16h_1$	=	197 [mm]
h_2	=	45,0 [mm]	$b_2=b$	=	45,0 [mm]
h_3	=	9,5 [mm]	$b_3= b+16h_3$	=	197 [mm]
A_1	=	1871,5 [mm ²]	A_{1n}	=	1871,5 [mm ²]
A_2	=	2025,0 [mm ²]	A_{2n}	=	2025 [mm ²]
A_3	=	1871,5 [mm ²]	A_{3n}	=	1871,5 [mm ²]
$I_1=b_1 \cdot h_1/12$	=	14075,2 [mm ⁴]	I_{1n}	=	14075,2 [mm ⁴]
$I_2=b_2 \cdot h_2/12$	=	3,4E+05 [mm ⁴]	I_{2n}	=	341719 [mm ⁴]
$I_3=b_3 \cdot h_3/12$	=	14075,2 [mm ⁴]	I_{3n}	=	14075,2 [mm ⁴]
C_1	=	600 [N/mm]	s'_1	=	300 [mm]
C_2	=	600 [N/mm]	s'_3	=	300 [mm]
$E_1 = E_{f,OSB}$	=	1466,6 [MPa]	$E_3 = E_{f,OSB}$	=	1466,6 [MPa]
$E_2 = E_{fA}$	=	7600,0 [MPa]	E_r	=	7600,0 [MPa]
$k_1 = (\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot s'_1)/(L \cdot C_1)$	=	7,432	$k_3 = (\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot s'_3)/(L \cdot C_3)$	=	7,432
$\gamma_1 = 1/(1+k_1)$	=	0,119	$n_1 = E_1/E_r$	=	0,19297 [MPa]
γ_2	=	1,000	$n_2 = E_2/E_r$	=	1,0 [MPa]
$\gamma_3 = 1/(1+k_3)$	=	0,119	$n_3 = E_3/E_r$	=	0,19297 [MPa]
$a_1 = (h_2+h_1)/2$	=	27,25 [mm]	I_{ef}	=	410761 [mm ⁴]
a_2	=	0,00 [mm]	E_{dis_vc}	=	3619,88 [MPa]
$a_3 = (h_2+h_3)/2$	=	27,25 [mm]	G_{dis_vc}	=	241,326 [MPa]
Tensiones de trabajo		M_{dis}/K_D		=	8,511 [kgf · m]
$f_{f,1}$	=	0,319 [MPa]	$\leq F_{f,OSB}$	=	11,500 [MPa]
$f_{f,2}$	=	4,662 [MPa]	$\leq F_{f,dis}/K_D$	=	4,662 [MPa]
$f_{f,3}$	=	0,319 [MPa]	$\leq F_{f,OSB}$	=	11,500 [MPa]
$f_{g,2}$	=	0,000 [MPa]			
$f_{g,1}$	=	0,129 [MPa]	$\leq F_{tp,OSB}$	=	4,400 [MPa]
$f_{g,3}$	=	0,129 [MPa]	$\leq F_{cp,OSB}$	=	11,200 [MPa]

Tabla A2.9: Viga M.L.E. laminación vertical de 45/80

Madera Laminada Encolada verticalmente			
Grado Estructural	=	B	
Numero de laminas	=	2	$W = bh^2/6 = 48000 \text{ [mm}^3\text{]}$
Altura de cada lamina (h)	=	80,0 [mm]	$A = bh = 3600 \text{ [mm}^2\text{]}$
Ancho lamina	=	22,5 [mm]	$E_{b,f} = 8000 \text{ [MPa]}$
Ancho de viga (b)	=	45,0 [mm]	$E_f = 0.95 E_{b,f} = 7600 \text{ [MPa]}$
Factores de Modificación			
K_H	=	1,00	$K_r = 1,00$
K_C	=	1,00	$K_{hf} = 1,00$
Capacidad a Flexión		Tensión admisible de cizalle	
$RR_{f,lv}$	=	0,333	$RR_{cz,lv} = 0,75$
$F_{bv,f}$	=	14,00 [MPa]	$F_{bv,cz} = 1,080 \text{ [MPa]}$
$F_{f,lv} = RR_{f,lv} \cdot F_{bv,f}$	=	4,66 [MPa]	$F_{cz,lv} = RR_{cz,lv} \cdot F_{bv,cz} = 0,810 \text{ [MPa]}$
$F_{f,dis}/K_D = RR_{f,lv} \cdot F_{bf,i} \cdot K_{hf}$	=	4,66 [MPa]	$F_{cz,dis}/K_D = F_{cz} \cdot K_H \cdot K_C \cdot K_r = 0,810 \text{ [MPa]}$
$M_{dis}/K_D = F_{f,dis} \cdot W / K_D$	=	22,38 [kgf · m]	$Q_{dis}/K_D = (F_{cz,dis}/K_D) \cdot b \cdot h / 1,5 = 546,75 \text{ [kgf]}$
Capacidad a Compresión paralela		Capacidad a Tracción	
$RR_{cp,lv}$	=	0,498	$RR_{cz,lv} = 0,5$
$F_{b,cp}$	=	13,00 [MPa]	$F_{bv,cz} = 6,30 \text{ [MPa]}$
$F_{cp,lv} = RR_{cp,lv} \cdot F_{b,cp}$	=	6,47 [MPa]	$F_{cz,lv} = RR_{cz,lv} \cdot F_{bv,cz} = 3,15 \text{ [MPa]}$
$F_{cp,dis}/K_D = RR_{cp,lv} \cdot F_{bcp,lv} \cdot K_{hf}$	=	6,47 [MPa]	$F_{cp,dis}/K_D = RR_{tp} \cdot F_{b,tp} \cdot K_{hf} \cdot K_{ct} = 2,84 \text{ [MPa]}$
$T_{cp,dis}/K_D = F_{cp,dis} \cdot A / K_D$	=	2378,2 [kgf]	$T_{cp,dis}/K_D = F_{cp,dis} \cdot A / K_D = 1041,4 \text{ [kgf]}$

Tabla A2.10: Capacidad a Flexión de M.L.E. laminación vertical de pino radiata 45/80mm considerando aporte OSB

Propiedades de los Materiales					
$E_{f,OSB}$	=	14666 [kgf/m ²]	$F_{tp,OSB}$	=	44 [kgf/m ²]
$F_{f,OSB}$	=	115 [kgf/m ²]	$F_{cp,OSB}$	=	112 [kgf/m ²]
E_{dis_MLE}	=	7600 [MPa]	F_{f,dis_MLE}	=	4,66 [MPa]
Propiedades geométricas			L	=	135 [cm]
h_1	=	9,5 [mm]	$b_1=b+16h_1$	=	197 [mm]
h_2	=	80,0 [mm]	$b_2=b$	=	45,0 [mm]
h_3	=	9,5 [mm]	$b_3= b+16h_3$	=	197 [mm]
A_1	=	1871,5 [mm ²]	A_{1n}	=	1871,5 [mm ²]
A_2	=	3600,0 [mm ²]	A_{2n}	=	3600 [mm ²]
A_3	=	1871,5 [mm ²]	A_{3n}	=	1871,5 [mm ²]
$I_1=b_1 \cdot h_1/12$	=	14075,2 [mm ⁴]	I_{1n}	=	14075,2 [mm ⁴]
$I_2=b_2 \cdot h_2/12$	=	1,9E+06 [mm ⁴]	I_{2n}	=	1920000 [mm ⁴]
$I_3=b_3 \cdot h_3/12$	=	14075,2 [mm ⁴]	I_{3n}	=	14075,2 [mm ⁴]
C_1	=	600 [N/mm]	s'_1	=	300 [mm]
C_2	=	600 [N/mm]	s'_3	=	300 [mm]
$E_1 = E_{f,OSB}$	=	1466,6 [MPa]	$E_3 = E_{f,OSB}$	=	1466,6 [MPa]
$E_2 = E_{fA}$	=	7600,0 [MPa]	E_r	=	7600,0 [MPa]
$k_1=(\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot s'_1)/(L \cdot C_1)$	=	7,432	$k_3=(\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot s'_3)/(L \cdot C_3)$	=	7,432
$\gamma_1 = 1/(1+k_1)$	=	0,119	$n_1 = E_1/E_r$	=	0,19297 [MPa]
γ_2	=	1,000	$n_2 = E_2/E_r$	=	1,0 [MPa]
$\gamma_3 = 1/(1+k_3)$	=	0,119	$n_3 = E_3/E_r$	=	0,19297 [MPa]
$a_1 = (h_2+h_1)/2$	=	44,75 [mm]	I_{ef}	=	2096976 [mm ⁴]
a_2	=	0,00 [mm]	E_{dis_vc}	=	4473,58 [MPa]
$a_3 = (h_2+h_3)/2$	=	44,75 [mm]	G_{dis_vc}	=	298,239 [MPa]
Tensiones de trabajo			M_{dis}/ K_D	=	24,440 [kgf · m]
$f_{f,1}$	=	0,226 [MPa]	$\leq F_{f,OSB}$	=	11,500 [MPa]
$f_{f,2}$	=	4,662 [MPa]	$\leq F_{f,dis}/K_D$	=	4,662 [MPa]
$f_{f,3}$	=	0,226 [MPa]	$\leq F_{f,OSB}$	=	11,500 [MPa]
$f_{g,2}$	=	0,000 [MPa]			
$f_{g,1}$	=	0,119 [MPa]	$\leq F_{tp,OSB}$	=	4,400 [MPa]
$f_{g,3}$	=	0,119 [MPa]	$\leq F_{cp,OSB}$	=	11,200 [MPa]

Tabla A2.11: Viga M.L.E. laminación vertical de 45/100

Madera Laminada Encolada verticalmente			
Grado Estructural	=	B	
Numero de laminas	=	2	$W = bh^2/6 = 75000 \text{ [mm}^3\text{]}$
Altura de cada lamina (h)	=	100,0 [mm]	$A = bh = 4500 \text{ [mm}^2\text{]}$
Ancho lamina	=	22,5 [mm]	$E_{b,f} = 8000 \text{ [MPa]}$
Ancho de viga (b)	=	45,0 [mm]	$E_f = 0.95 E_{b,f} = 7600 \text{ [MPa]}$
Factores de Modificación			
K_H	=	1,00	$K_r = 1,00$
K_C	=	1,00	$K_{hf} = 0,98$
Capacidad a Flexión		Tensión admisible de cizalle	
$RR_{f,lv}$	=	0,333	$RR_{cz,lv} = 0,75$
$F_{bv,f}$	=	14,00 [MPa]	$F_{bv,cz} = 1,080 \text{ [MPa]}$
$F_{f,lv} = RR_{f,lv} \cdot F_{bv,f}$	=	4,66 [MPa]	$F_{cz,lv} = RR_{cz,lv} \cdot F_{bv,cz} = 0,810 \text{ [MPa]}$
$F_{f,dis}/K_D = RR_{f,lv} \cdot F_{bf,i} \cdot K_{hf}$	=	4,56 [MPa]	$F_{cz,dis}/K_D = F_{cz} \cdot K_H \cdot K_C \cdot K_r = 0,810 \text{ [MPa]}$
$M_{dis}/K_D = F_{f,dis} \cdot W / K_D$	=	34,24 [kgf · m]	$Q_{dis}/K_D = (F_{cz,dis}/K_D) \cdot b \cdot h / 1,5 = 546,75 \text{ [kgf]}$
Capacidad a Compresión paralela		Capacidad a Tracción	
$RR_{cp,lv}$	=	0,498	$RR_{cz,lv} = 0,5$
$F_{b,cp}$	=	13,00 [MPa]	$F_{bv,cz} = 6,30 \text{ [MPa]}$
$F_{cp,lv} = RR_{cp,lv} \cdot F_{b,cp}$	=	6,47 [MPa]	$F_{cz,lv} = RR_{cz,lv} \cdot F_{bv,cz} = 3,15 \text{ [MPa]}$
$F_{cp,dis}/K_D = RR_{cp,lv} \cdot F_{bcp,lv} \cdot K_{hf}$	=	6,34 [MPa]	$F_{cp,dis}/K_D = RR_{tp} \cdot F_{b,tp} \cdot K_{hf} \cdot K_{ct} = 2,78 \text{ [MPa]}$
$T_{cp,dis}/K_D = F_{cp,dis} \cdot A / K_D$	=	2910,77 [kgf]	$T_{cp,dis}/K_D = F_{cp,dis} \cdot A / K_D = 1274,6 \text{ [kgf]}$

Tabla A2.12: Capacidad a Flexión de M.L.E. laminación vertical de pino radiata 45/100mm considerando aporte OSB

Propiedades de los Materiales					
$E_{f,OSB}$	=	14666 [kgf/m ²]	$F_{tp,OSB}$	=	44 [kgf/m ²]
$F_{f,OSB}$	=	115 [kgf/m ²]	$F_{cp,OSB}$	=	112 [kgf/m ²]
E_{dis_MLE}	=	7600 [MPa]	F_{f,dis_MLE}	=	4,56 [MPa]
Propiedades geométricas			L	=	135 [cm]
h_1	=	9,5 [mm]	$b_1=b+16h_1$	=	197 [mm]
h_2	=	100,0 [mm]	$b_2=b$	=	45,0 [mm]
h_3	=	9,5 [mm]	$b_3= b+16h_3$	=	197 [mm]
A_1	=	1871,5 [mm ²]	A_{1n}	=	1871,5 [mm ²]
A_2	=	4500,0 [mm ²]	A_{2n}	=	4500 [mm ²]
A_3	=	1871,5 [mm ²]	A_{3n}	=	1871,5 [mm ²]
$I_1=b_1 \cdot h_1/12$	=	14075,2 [mm ⁴]	I_{1n}	=	14075,2 [mm ⁴]
$I_2=b_2 \cdot h_2/12$	=	3,8E+06 [mm ⁴]	I_{2n}	=	3750000 [mm ⁴]
$I_3=b_3 \cdot h_3/12$	=	14075,2 [mm ⁴]	I_{3n}	=	14075,2 [mm ⁴]
C_1	=	600 [N/mm]	s'_1	=	300 [mm]
C_2	=	600 [N/mm]	s'_3	=	300 [mm]
$E_1 = E_{f,OSB}$	=	1466,6 [MPa]	$E_3 = E_{f,OSB}$	=	1466,6 [MPa]
$E_2 = E_{fA}$	=	7600,0 [MPa]	E_r	=	7600,0 [MPa]
$k_1=(\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot s'_1)/(L \cdot C_1)$	=	7,432	$k_3=(\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot s'_3)/(L \cdot C_3)$	=	7,432
$\gamma_1 = 1/(1+k_1)$	=	0,119	$n_1 = E_1/E_r$	=	0,19297 [MPa]
γ_2	=	1,000	$n_2 = E_2/E_r$	=	1,0 [MPa]
$\gamma_3 = 1/(1+k_3)$	=	0,119	$n_3 = E_3/E_r$	=	0,19297 [MPa]
$a_1 = (h_2+h_1)/2$	=	54,75 [mm]	I_{ef}	=	4012210 [mm ⁴]
a_2	=	0,00 [mm]	E_{dis_vc}	=	4814,93 [MPa]
$a_3 = (h_2+h_3)/2$	=	54,75 [mm]	G_{dis_vc}	=	320,995 [MPa]
Tensiones de trabajo			M_{dis}/ K_D	=	36,630 [kgf · m]
$f_{f,1}$	=	0,198 [MPa]	$\leq F_{f,OSB}$	=	11,500 [MPa]
$f_{f,2}$	=	4,565 [MPa]	$\leq F_{f,dis}/K_D$	=	4,565 [MPa]
$f_{f,3}$	=	0,198 [MPa]	$\leq F_{f,OSB}$	=	11,500 [MPa]
$f_{g,2}$	=	0,000 [MPa]			
$f_{g,1}$	=	0,114 [MPa]	$\leq F_{tp,OSB}$	=	4,400 [MPa]
$f_{g,3}$	=	0,114 [MPa]	$\leq F_{cp,OSB}$	=	11,200 [MPa]

Tabla A2.13: Viga M.L.E. laminación vertical de 45/140

Madera Laminada Encolada verticalmente			
Grado Estructural		B	
Numero de laminas	=	2	$W = bh^2/6 = 147000 \text{ [mm}^3\text{]}$
Altura de cada lamina (h)	=	140,0 [mm]	$A = bh = 6300 \text{ [mm}^2\text{]}$
Ancho lamina	=	22,5 [mm]	$E_{b,f} = 8000 \text{ [MPa]}$
Ancho de viga (b)	=	45,0 [mm]	$E_f = 0.95 E_{b,f} = 7600 \text{ [MPa]}$
Factores de Modificación			
K_H	=	1,00	$K_r = 1,00$
K_C	=	1,00	$K_{hf} = 0,92$
Capacidad a Flexión		Tensión admisible de cizalle	
$RR_{f,lv}$	=	0,333	$RR_{cz,lv} = 0,75$
$F_{bv,f}$	=	14,00 [MPa]	$F_{bv,cz} = 1,080 \text{ [MPa]}$
$F_{f,lv} = RR_{f,lv} \cdot F_{bv,f}$	=	4,66 [MPa]	$F_{cz,lv} = RR_{cz,lv} \cdot F_{bv,cz} = 0,810 \text{ [MPa]}$
$F_{f,dis} / K_D = RR_{f,lv} \cdot F_{bf,i} \cdot K_{hf}$	=	4,27 [MPa]	$F_{cz,dis} / K_D = F_{cz} \cdot K_H \cdot K_C \cdot K_r = 0,810 \text{ [MPa]}$
$M_{dis} / K_D = F_{f,dis} \cdot W / K_D$	=	62,74 [kgf · m]	$Q_{dis} / K_D = (F_{cz,dis} / K_D) \cdot b \cdot h / 1,5 = 546,75 \text{ [kgf]}$
Capacidad a Compresión paralela		Capacidad a Tracción	
$RR_{cp,lv}$	=	0,498	$RR_{cz,lv} = 0,5$
$F_{b,cp}$	=	13,00 [MPa]	$F_{bv,cz} = 6,30 \text{ [MPa]}$
$F_{cp,lv} = RR_{cp,lv} \cdot F_{b,cp}$	=	6,47 [MPa]	$F_{cz,lv} = RR_{cz,lv} \cdot F_{bv,cz} = 3,15 \text{ [MPa]}$
$F_{cp,dis} / K_D = RR_{cp,lv} \cdot F_{bcp,lv} \cdot K_{hf}$	=	5,93 [MPa]	$F_{cp,dis} / K_D = RR_{tp} \cdot F_{b,tp} \cdot K_{hf} = 2,88 \text{ [MPa]}$
$T_{cp,dis} / K_D = F_{cp,dis} \cdot A / K_D$	=	3809,87 [kgf]	$T_{cp,dis} / K_D = F_{cp,dis} \cdot A / k_D = 1853,7 \text{ [kgf]}$

Tabla A2.14: Capacidad a Flexión de M.L.E. laminación vertical de pino radiata 45/140mm considerando aporte OSB

Propiedades de los Materiales					
$E_{f,OSB}$	=	14666 [kgf/m ²]	$F_{tp,OSB}$	=	44 [kgf/m ²]
$F_{f,OSB}$	=	115 [kgf/m ²]	$F_{cp,OSB}$	=	112 [kgf/m ²]
E_{dis_MLE}	=	7600 [MPa]	F_{f,dis_MLE}	=	4,27 [MPa]
Propiedades geométricas			L	=	135 [cm]
h_1	=	9,5 [mm]	$b_1=b+16h_1$	=	197 [mm]
h_2	=	140,0 [mm]	$b_2=b$	=	45,0 [mm]
h_3	=	9,5 [mm]	$b_3= b+16h_3$	=	197 [mm]
A_1	=	1871,5 [mm ²]	A_{1n}	=	1871,5 [mm ²]
A_2	=	6300,0 [mm ²]	A_{2n}	=	6300 [mm ²]
A_3	=	1871,5 [mm ²]	A_{3n}	=	1871,5 [mm ²]
$I_1=b_1 \cdot h_1/12$	=	14075,2 [mm ⁴]	I_{1n}	=	14075,2 [mm ⁴]
$I_2=b_2 \cdot h_2/12$	=	1,0E+07 [mm ⁴]	I_{2n}	=	1E+07 [mm ⁴]
$I_3=b_3 \cdot h_3/12$	=	14075,2 [mm ⁴]	I_{3n}	=	14075,2 [mm ⁴]
C_1	=	600 [N/mm]	s'_1	=	300 [mm]
C_2	=	600 [N/mm]	s'_3	=	300 [mm]
$E_1 = E_{f,OSB}$	=	1466,6 [MPa]	$E_3 = E_{f,OSB}$	=	1466,6 [MPa]
$E_2 = E_{fA}$	=	7600,0 [MPa]	E_r	=	7600,0 [MPa]
$k_1=(\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot s'_1)/(L \cdot C_1)$	=	7,432	$k_3=(\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot s'_3)/(L \cdot C_3)$	=	7,432
$\gamma_1 = 1/(1+k_1)$	=	0,119	$n_1 = E_1/E_r$	=	0,19297 [MPa]
γ_2	=	1,000	$n_2 = E_2/E_r$	=	1,0 [MPa]
$\gamma_3 = 1/(1+k_3)$	=	0,119	$n_3 = E_3/E_r$	=	0,19297 [MPa]
$a_1 = (h_2+h_1)/2$	=	74,75 [mm]	I_{ef}	=	1,1E+07 [mm ⁴]
a_2	=	0,00 [mm]	E_{dis_vc}	=	5314,1 [MPa]
$a_3 = (h_2+h_3)/2$	=	74,75 [mm]	G_{dis_vc}	=	354,273 [MPa]
Tensiones de trabajo			M_{dis}/ K_D	=	65,687 [kgf · m]
$f_{f,1}$	=	0,160 [MPa]	$\leq F_{f,OSB}$	=	11,500 [MPa]
$f_{f,2}$	=	4,268 [MPa]	$\leq F_{f,dis}/K_D$	=	4,268 [MPa]
$f_{f,3}$	=	0,160 [MPa]	$\leq F_{f,OSB}$	=	11,500 [MPa]
$f_{g,2}$	=	0,000 [MPa]			
$f_{g,1}$	=	0,104 [MPa]	$\leq F_{tp,OSB}$	=	4,400 [MPa]
$f_{g,3}$	=	0,104 [MPa]	$\leq F_{cp,OSB}$	=	11,200 [MPa]

Tabla A2.15: Viga M.L.E. laminación horizontal de 45/176

Madera Laminada Encolada horizontalmente			
Grado Estructural	=	B	
Numero de laminas	=	4	$W = bh^2/6 = 283947 \text{ [mm}^3\text{]}$
Altura de cada lamina	=	45,0 [mm]	$A = bh = 9680 \text{ [mm}^2\text{]}$
Altura viga (h)	=	176,0 [mm]	$E_{b,f} = 9000 \text{ [MPa]}$
Ancho de viga (b)	=	55,0 [mm]	$E_f = 0.95 E_{b,f} = 8550 \text{ [MPa]}$
Factores de Modificación			
K_H	=	1,00	$K_r = 1,00$
K_C	=	1,00	$K_{hf} = 1,00$
Capacidad a Flexión-zona flexotraccionada		Capacidad a Flexión-zona flexocomprimida	
R_i	=	0,58	$R_i = 0,58$
k	=	0,85	k = 0,85
$(1+3R_i)(1-R_i)^3(1-R_i/2)$	=	0,14	$(1+3R_i)(1-R_i)^3(1-R_i/2) = 0,14$
$RR_{f,i}$	=	0,50	$RR_{f,i} = 0,50$
$F_{b,f,i}$	=	19,00 [MPa]	$F_{b,f,i} = 19,00 \text{ [MPa]}$
$F_f = k \cdot RR_{f,i} \cdot F_{b,f,i}$	=	8,08 [MPa]	$F_f = k \cdot RR_{f,i} \cdot F_{b,f,i} = 8,08 \text{ [MPa]}$
$F_{f,dis}/K_D = F_f \cdot K_{hf}$	=	8,08 [MPa]	$F_{f,dis}/K_D = F_f \cdot K_{hf} = 8,08 \text{ [MPa]}$
$M_{dis}/K_D = F_{f,dis} \cdot W / K_D$	=	229,29 [kgf · m]	$M_{dis}/K_D = F_{f,dis} \cdot W / K_D = 229,29 \text{ [kgf · m]}$
Capacidad a Compresión		Capacidad a Tracción	
$Y_{cp} = m_i + 2.576 \cdot s_i$	=	0,64	$RR_{tp} = 0,5$
$Y_{cp}^3/4 - Y_{cp}^2 - Y_{cp}/4 + 1$	=	0,50	$F_{b,tp} = 6,30 \text{ [MPa]}$
RR_{cp}	=	0,50	$F_{tp} = RR_{tp} \cdot F_{b,tp} = 3,15 \text{ [MPa]}$
$F_{b,cp}$	=	13,00 [MPa]	$F_{tp,dis}/K_D = F_{tp} \cdot K_{hf} = 3,15 \text{ [MPa]}$
$F_{cp} = RR_{cp} \cdot F_{b,cp}$	=	6,52 [MPa]	$T_{tp,dis}/K_D = F_{tp,dis} \cdot A / k_D = 3111,4 \text{ [kgf]}$
$F_{cp,dis}/K_D = F_{cp} \cdot K_H \cdot K_C$	=	6,52 [MPa]	
$T_{cp,dis}/K_D = F_{cp,dis} \cdot A / k_D$	=	6439,31 [kgf]	
Tensión admisible de cizalle			
RR_{cz}	=	1,0	
$F_{b,cz}$	=	1,3	
$F_{cz} = RR_{cz} \cdot F_{b,cz}$	=	1,30 [MPa]	
$F_{cz,dis}/K_D = F_{cz} \cdot K_H \cdot K_r$	=	1,30 [MPa]	
$Q_{dis}/K_D = (F_{cz,dis}/K_D) \cdot b \cdot h / 1,5$	=	8389,3 [kgf]	

ANEXO 3

CALCULO TEORICO DE ELEMENTOS CONECTORES DEL PANEL

Modo de falla unión a cizalle simple (sección 9.6.2.1 NCh1198 Of. 2006)

$\text{tonf} := 1000\text{kgf}$

$$F_y := 36\text{ksi} = 2531.05 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$d_t := 3.5\text{mm}$$

$$K_d := 2.2$$

$$l_c := (32.0 - 9.5)\text{mm} = 22.5 \cdot \text{mm}$$

$$l_l := 9.5\text{mm}$$

$$R_{ap,c} := 115 \cdot \left(\frac{450}{1000}\right)^{1.84} \text{MPa} = 26.461 \cdot \text{MPa}$$

$$R_{ap,l} := 115 \cdot \left(\frac{700}{1000}\right)^{1.84} \cdot \text{MPa} = 59.659 \cdot \text{MPa}$$

$$F_{ff} := \left(896 - \frac{58d_t}{\text{mm}}\right) \text{MPa} = 693 \cdot \text{MPa}$$

$$R_e := \frac{R_{ap,c}}{R_{ap,l}} = 0.444$$

$$R_t := \frac{l_c}{l_l} = 2.368$$

$$k_1 := \frac{\sqrt{R_e + 2 \cdot R_e^2 \cdot (1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 \cdot R_e^3 - R_e \cdot (1 + R_t)}}{1 + R_e} = 0.429$$

$$k_2 := -1 + \sqrt{2 \cdot (1 + R_e) + \frac{2 \cdot F_{ff} \cdot (1 + 2 \cdot R_e) \cdot d_t^2}{3 \cdot R_{ap,c} \cdot l_c^2}} = 0.919$$

$$k_3 := -1 + \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + R_e)}{R_e} + \frac{2 \cdot F_{ff} \cdot (2 + R_e) \cdot d_t^2}{3 \cdot R_{ap,c} \cdot l_l^2}} = 2.507$$

Modo Ic

$$P_{el,ad_1c} := \frac{d_t \cdot l_c \cdot R_{ap,c}}{K_d} = 96.586 \cdot \text{kgf}$$

Modo Ii

$$P_{el,ad_li} := \frac{d_t \cdot l_l \cdot R_{ap,l}}{K_d} = 91.945 \cdot \text{kgf}$$

Modo II

$$P_{el,ad_II} := \frac{k_1 \cdot d_t \cdot l_l \cdot R_{ap,l}}{K_d} = 39.434 \cdot \text{kgf}$$

Modo IIIc

$$P_{el,ad_IIIc} := \frac{k_2 \cdot d_t \cdot l_c \cdot R_{ap,c}}{(1 + 2 \cdot R_e) \cdot K_d} = 47.061 \cdot \text{kgf}$$

Modo IIIi

$$P_{el,ad_IIIi} := \frac{k_3 \cdot d_t \cdot l_l \cdot R_{ap,c}}{(2 + R_e) \cdot K_d} = 41.842 \cdot \text{kgf}$$

Modo IV

$$P_{el,ad_IV} := \frac{d_t^2}{K_d} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot R_{ap,c} \cdot F_{ff}}{3 \cdot (1 + R_e)}} = 52.252 \cdot \text{kgf}$$

$$P_{dis} := \min(P_{el,ad_1c}, P_{el,ad_li}, P_{el,ad_II}, P_{el,ad_IIIc}, P_{el,ad_IIIi}, P_{el,ad_IV})$$

$$P_{dis} = 39.434 \cdot \text{kgf}$$

ANEXO 4

RESULTADOS, ENSAYOS DE LOS CONECTORES

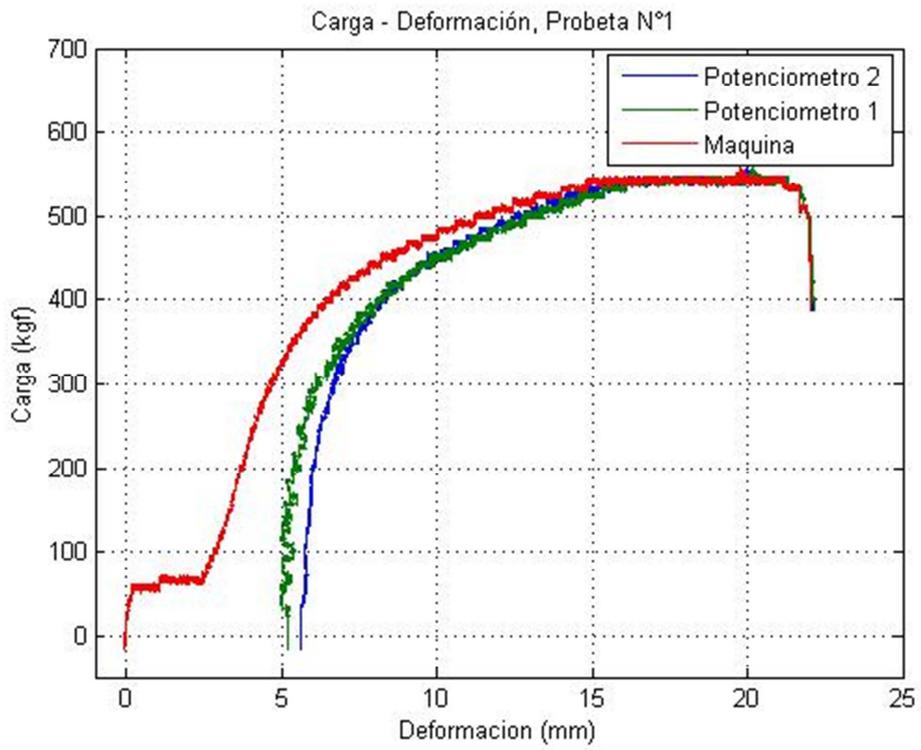


Grafico A4.1

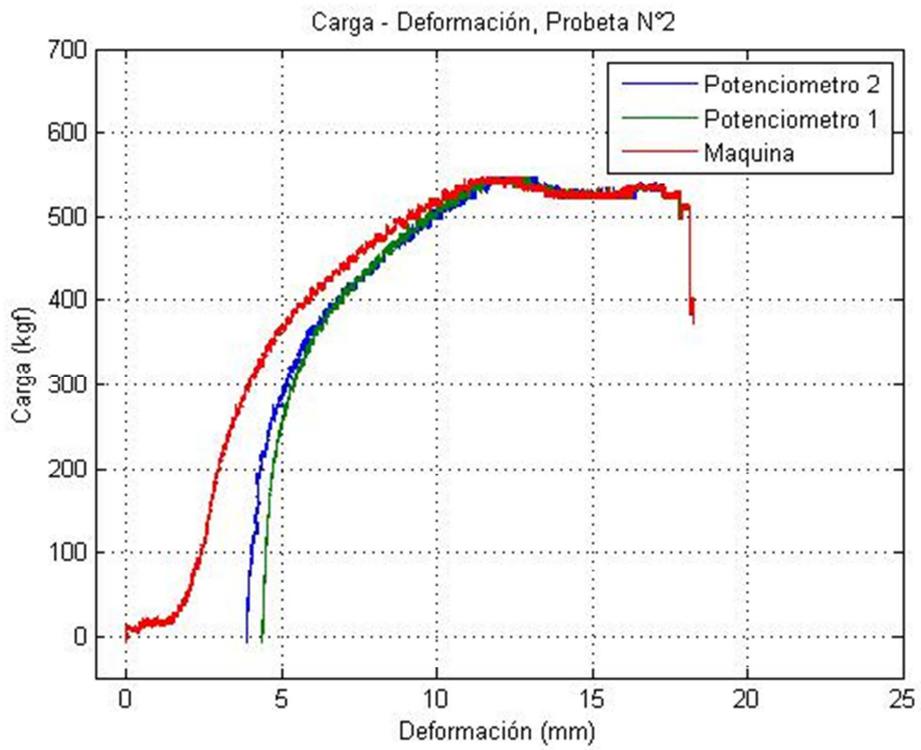


Figura A4.2

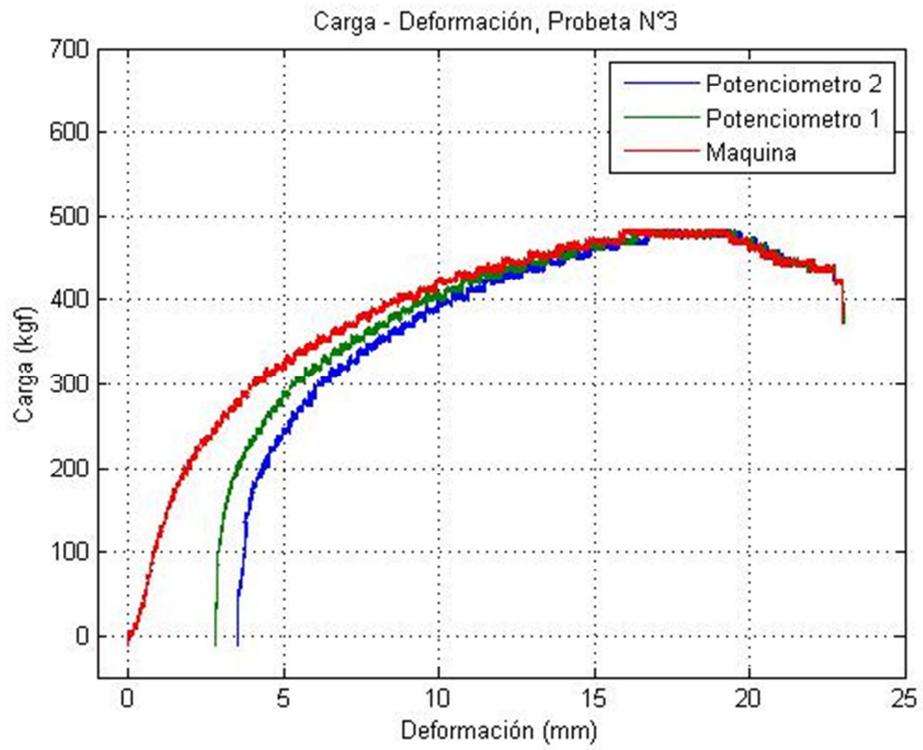


Figura A4.3

Tabla 4.3.1 Puntos utilizados para modelar el comportamiento de los tornillos, como elementos multi-lineal elásticos en Sap2000

Punto	Probeta N°1		Probeta N°2		Probeta N°3	
	Deformación [mm]	Carga [kgf]	Deformación [mm]	Carga [kgf]	Deformación [mm]	Carga [kgf]
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00
2	0,059	11,659	0,004	6,412	0,04	16,21
3	0,077	21,277	0,007	15,331	0,10	31,77
4	0,117	31,303	0,025	28,155	0,28	44,94
5	0,175	43,777	0,068	41,620	0,55	55,73
6	0,279	56,310	0,141	54,094	0,88	65,34
7	0,388	66,336	0,218	64,353	1,25	74,32
8	0,537	75,021	0,365	76,944	1,78	82,72
9	0,751	85,106	0,594	87,495	2,31	88,54
10	1,050	93,907	0,848	98,046	2,92	95,42
11	1,485	102,535	1,293	110,403	3,69	101,37
12	2,058	112,561	1,897	123,111	4,44	107,37
13	3,078	121,304	2,705	132,030	5,19	111,34
14	3,979	127,717	3,450	135,994	5,95	116,64
15	5,040	135,003	4,365	131,913	6,69	119,85
16	6,524	135,003	5,141	131,913	7,44	119,85
17	8,001	135,003	5,972	131,913	8,20	119,85

ANEXO 5

MODOS DE FALLA PARA LOS PANELES ENSAYOS EN LABOTATORIO



Figura A5.1: Implementación del ensayo de carga horizontal

ANEXO N°2:
TABLAS ASOCIADAS A LA GENERACIÓN DE GRÁFICOS DE RESULTADOS

Carga (T)	Carga (N/m)	Promedio desplazamientos laterales efectivos bajo carga (mm)			
		Ensayo # 1	Ensayo # 2	Ensayo # 3	Promedio ensayos
0.40	3278.689	2.440	1.960	1.850	2.083
0.80	6557.377	3.290	3.470	3.380	3.380
1.20	9836.066	4.580	4.920	4.630	4.710
1.60	13114.754	6.160	6.350	6.850	6.453
2.00	16393.443	7.910	7.970	7.930	7.937
2.40	19672.131	9.410	9.170	10.380	9.653
2.80	22950.820	10.940	10.450	12.050	11.147
3.20	26229.508	12.870	11.900	14.050	12.940
3.60	29508.197	14.730	13.700	15.490	14.640
4.00	32786.885	16.47	17.38	17.4	17.083
4.40	36065.574	18.65			18.650
4.80	39344.262	20.18			20.180

Carga (T)	Carga (N/m)	Promedio desplazamientos laterales residuales (mm)			
		Ensayo # 1	Ensayo # 2	Ensayo # 3	Promedio ensayos
0.40	3278.689	1.190	0.610	0.620	0.807
0.80	6557.377	1.040	0.550	0.770	0.787
1.20	9836.066	1.570	0.910	1.460	1.313
1.60	13114.754	2.230	1.040	2.420	1.897
2.00	16393.443	2.680	0.740	2.790	2.070
2.40	19672.131	2.600	1.430	2.440	2.157
2.80	22950.820	3.920	1.860	3.450	3.077
3.20	26229.508	3.860	2.490	4.360	3.570
3.60	29508.197	3.440	1.960	4.910	3.437
4.00	32786.885	4.800	3.770	5.210	4.593
4.40	36065.574	6.150			6.150
4.80	39344.262	5.760			5.760

Figura A5.2: Implementación del ensayo de carga horizontal



Figura A5.3: Implementación del ensayo de carga horizontal



Figura A5.4: Falla ensayo flexión, probeta N°1

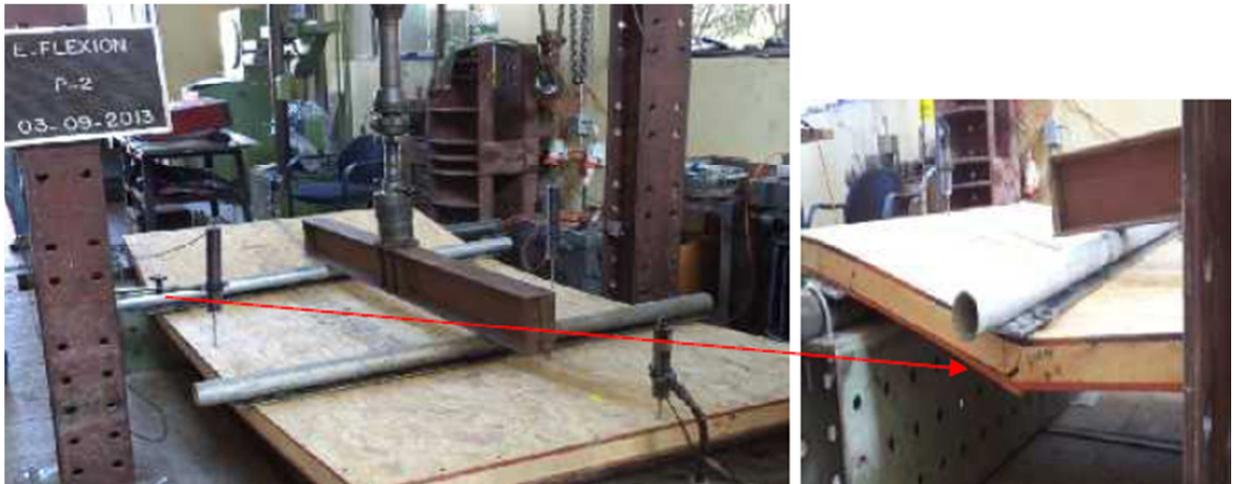


Figura A5.5: Falla ensayo flexión, probeta N°2



Figura A5.6: Falla ensayo flexión, probeta N°3