



Universidad Austral de Chile

Instituto de Obras Civiles

**ANALISIS DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE
MUROS EN BASE A PANELES DE MADERA,
REFORZADOS CON PLACA OSB, FRENTE A CARGAS
HORIZONTALES EN SU PLANO**

TESIS DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL EN OBRAS CIVILES.

PROFESOR GUÍA:

SEÑOR PABLO ENRIQUE OYARZUN HIGUERA.
INGENIERO CIVIL.

FREDDY ALEXIS RADEMACHER FLANDEZ

VALDIVIA – CHILE

2006

Agradecimientos.

Mis más sinceros y afectuosos agradecimientos a mis padres Marcelo y Alicia, que gracias a su apoyo incondicional he alcanzado este logro en mi vida.

A mi novia Carolina y a mi hijita Alexia, por darme la fuerza necesaria para terminar esta etapa y comenzar otra.

A mis familiares y amigos, que sin su preocupación y ayuda no se habría materializado este sueño.

A Pablo Oyarzun, por su tiempo y asesoría en la elaboración de esta tesis.

Muchas gracias a todas aquellas personas que de una u otra forma me ayudaron en la realización de esta memoria.

RESUMEN

La presente memoria investiga soluciones de mejoramiento para muros de madera rigidizados mediante tableros de OSB (Oriented Strand Board) fabricados en Chile, con tal de generar un sistema mejorado que sea capaz de resistir carga horizontal considerablemente mayor a la que resisten configuraciones actuales de estos paneles, producida por solicitaciones eventuales como sismo o viento, en una edificación de varios pisos.

Los tableros de OSB fabricados en Chile, aparecen como una alternativa viable para el desarrollo de paneles estructurales, debido principalmente al ahorro respecto al tablero contrachapado, y los buenos índices de resistencias que éstos poseen. En la industria de la construcción se utilizan en elementos estructurales tales como: techos, pisos y muros, así como también para fabricar vigas doble T en conjunto con madera sólida.

En una primera etapa se realizó el análisis estructural con la ayuda del software computacional SAP2000, a distintas configuraciones de panel, comenzando de una tradicional, hasta llegar a una mejorada, que se consideró adecuada frente a solicitaciones horizontales, tras varias modificaciones de la inicial, en las que destacan: placa OSB 9,5mm por ambos lados, incorporación de conectores metálicos, madera de mejor calidad, aumento en la densidad de clavado, etc.

En una segunda etapa se procede a ensayar esta configuración de panel mejorada de acuerdo al método establecido por la norma ASTM E564-95, etapa en la cual los paneles ensayados muestran una excelente capacidad para resistir carga horizontal (corte).

ABSTRACT

The current study investigates improvement solutions for rigid wooden walls by means of OSB (Oriented Strand Board) panels so to generate an improved system being able to bear an horizontal load substantially greater than the actual configurations of these panels produced by eventual applications like earthquakes or wind, in a building of several floors.

The OSB panels made in Chile seem to be a good viable alternative for the development of structural panels, mainly due to the saving and the good resistance indexes that they possess. In the construction industry they are used in structural elements such as : roofs, floors and walls, as well as to manufacture double T beams together with solid wood.

In a first stage a structural analysis was done with the help of a computational software SAP 2000 to different panel configurations , beginning with a traditional one until reaching an improved one , that was considered appropriate in relation to the horizontal solicitations. After several modifications from the initial one , in which stand out the OSB 9,5 mm sheet on both sides, the incorporation of metallic connectors , a better quality of wood, an increase in the nail density, etc.

In a second stage this configuration of improved panel is tested according to an established method by the regulation ASTM E564-95 , in this stage the tested panels show an excellent capacity to resist a horizontal load.(cut)

Key words: Horizontal load, panel, OSB, wood.

INDICE

CAPITULO I INTRODUCCIÓN

1.1.	Antecedentes Generales.....	1
1.2.	Planteamiento del Tema	2
1.3.	Justificación.....	2
1.4.	Objetivos.....	4
1.5.	Metodología.....	4
1.6.	Estructura del Trabajo	5

CAPITULO II CARACTERISTICAS DE LOS MUROS DE CORTE DE MADERA Y SU COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

2.1.	Introducción.....	6
2.2.	Estructura General de los Muros de Madera.....	6
2.3.	Cargas que actúan sobre un muro de corte.....	10
2.3.1.	Cargas Verticales.....	10
2.3.2.	Cargas Horizontales.....	10
2.4.	Comportamiento Estructural.....	12

CAPITULO III NORMAS DE ENSAYO A PANELES SOMETIDOS A CARGA ORIZONTAL

3.1.	Introducción.....	14
3.2.	Norma ASTM E564-95.....	14
3.2.1.	Alcances de la Norma.....	14
3.2.2.	Resumen del método.....	14
3.2.3.	Montaje del ensayo.....	15
3.2.4.	Procedimiento de ensayo.....	16
3.2.5.	Cálculos.....	16
3.3.	Norma ASTM E72.....	17
3.3.1.	Alcances de la Norma.....	17
3.3.2.	Probetas.....	18
3.3.3.	Fijación del recubrimiento.....	18
3.3.4.	Instrumentos de ensayo.....	18

3.3.5.	Procedimiento de carga.....	20
3.4.	NORMA NCh 802.E Of71.....	20
3.4.1.	Resumen del método	20
3.4.2.	Aparatos y accesorios.....	20
3.4.3.	Probetas.....	21
3.4.4.	Procedimiento.....	21
3.4.5.	Expresión de resultados	22

CAPITULO IV ANTECEDENTES DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES

4.1.	Introducción.....	24
4.2.	Antecedentes de Investigaciones efectuadas en relación a paneles de madera.....	24
4.2.1.	Evaluación del comportamiento estructural de paneles OSB fabricados en Chile y recomendaciones para el diseño frente a sollicitaciones de servicio....	24
4.2.1.1.	Procedimiento experimental para paneles sometidos a corte.....	25
4.2.1.2.	Análisis de datos de ensayo de corte.....	30
4.3.2.	Comportamiento de muros de corte de madera.....	32
4.3.2.1.	Caracterización de las configuraciones ensayadas.....	32
4.3.2.2.	Procedimiento de ensayo.....	34
4.3.2.3.	Resultados de los ensayos.....	36
4.3.2.4.	Conclusiones.....	38

CAPITULO V PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS MUROS DE MADERA A ANALIZAR

5.1.	Introducción.....	41
5.2.	Propiedades del bastidor.....	41
5.2.1.	Dimensiones de las piezas de madera.....	42
5.2.3.	Características Físicas y Mecánicas.....	42
5.3.	Propiedades de tablero de recubrimiento.....	45
5.3.1.	Definición de los tableros OSB para uso estructural.....	46
5.4	Propiedades de las uniones.....	49
5.4.1.	Determinación de las características de la unión del muro a la fundación.....	49
5.4.2.	Determinación de las características de la unión entre pies derechos y soleras.....	50

5.4.3.	Determinación de las características de la unión bastidor-tablero.....	51
5.4.3.1.	Determinación de la capacidad de la unión mediante ensayos.....	51
5.4.3.2.	Metodología de ensayo.....	52
5.4.3.2.	Resultados obtenidos.....	53

CAPITULO VI ANALISIS ESTRUCTURAL DE PANELES

6.1.	Introducción.....	57
6.2.	Herramienta de análisis computacional Sap2000.....	57
6.3.	Modelación de paneles.....	60
6.3.1.	Supuestos para la modelación.....	60
6.3.2.	Materiales y Elementos utilizados en la estructuración del panel a modelar..	61
6.3.2.1.	Conformación del Bastidor.....	61
6.3.2.2.	Revestimiento.....	62
6.3.2.3.	Unión entre bastidor y tablero de recubrimiento.....	62
6.3.2.4.	Unión a la fundación.....	62
6.3.3.	Modelación.....	62
6.3.3.1.	Análisis estructural para el primer modelo sin ningún tipo de mejoramiento..	62
6.3.3.2.	Análisis estructural para el último modelo con todos los mejoramientos antes mencionados.....	68
6.3.3.3.	Análisis del último modelo de panel luego del ensayo sabiendo que tiene una capacidad admisible cercana a los 2500Kg.....	74
6.4.	Comparación del último modelo de panel, con un muro de hormigón de las mismas dimensiones.....	76
6.4.1.	Calculo de la capacidad del muro.....	76
6.4.2.	Comparación entre muro de madera y muro de hormigón.....	77

CAPITULO VII ESTUDIO EXPERIMENTAL DE PANELES SOMETIDOS A CORTE

7.1.	Introducción.....	78
7.2.	Descripción de los ensayos efectuados.....	78
7.4.	Comportamiento de las probetas durante el ensayo.....	80
7.5.	Determinación de las capacidades admisibles.....	85
7.5.1.	Criterios para la determinación de la capacidad admisible al corte de muros de madera.....	85
7.5.1.1.	Resultados a estos criterios.....	86

7.6.	Equipos Utilizados.....	89
	CONCLUSIONES.....	91
	BIBLIOGRAFIA.....	94

ANEXOS

ANEXO A	CACULOS DE CONECTORES METALICOS UTILIZADOS PARA EL ÚLTIMO MODELO.	
ANEXO B	CALCULO DE CONECTORES METALICOS DE LA SERIE HD DEL CATOLO SIMPSON (2002).	
ANEXO C	CALCULO DEL CONECTOR HTT22 DEL CATOLO SIMPSON (2002).	
ANEXO D	CALCULO DE UNIONES CLAVADAS.	
ANEXO E	DATOS ADICIONALES AL ESTUDIO ESPERIMENTAL.	

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO II CARACTERISTICAS DE LOS MUROS DE CORTE DE MADERA Y SU COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Figura 2.1:	Diafragma tradicional.....	7
Figura 2.2:	Diafragma rigidizado por placa.....	7
Figura 2.3:	Solicitaciones típicas.....	11
Figura 2.4:	Solicitaciones típicas.....	11
Figura 2.5:	Forma de trabajo de los diafragmas.....	12
Figura 2.6:	Combinación de Efectos.....	13

CAPITULO III NORMAS DE ENSAYO A PANELES SOMETIDOS A CARGA ORIZONTAL

Figura 3.1	Ubicación de los diales de deformación.....	15
Figura 3.2	Desplazamiento horizontal del panel.....	16
Figura 3.3	Disposición experimental, Norma ASTM E72.....	19
Figura 3.4	Disposición experimental, Norma NCh 802.....	23

CAPITULO IV ANTECEDENTES DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES

Figura 4.1.	Panel para ensayo de corte.....	26
Figura 4.2.	Mediciones de deformación para probetas sometidas a corte.....	26
Figura 4.3.	Grafico Carga-Deformación para probetas espesor 9.5 mm.....	28
Figura 4.4.	Grafico Carga-Descarga para probetas espesor 9.5 mm.....	28
Figura 4.5.	Grafico Carga-deformación para probetas espesor 11 mm.....	29
Figura 4.6.	Gráfico de curvas Carga-Descarga de probetas espesor 11 mm.....	30
Figura 4.7.	Desclavado de uniones inferiores solera pies-derechos.....	30
Figura 4.8.	Disposición de las placas de acero y de los LVDT 1,2 y 3.....	35
Figura 4.9.	Influencia del espaciamiento de la unión clavada. Cargas últimas, admisibles y rigidez K 4,8.....	39
Figura 4.10.	Influencia de la separación entre pies derechos. Cargas últimas, admisibles y rigidez K 4,8.....	40

CAPITULO V PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS MUROS DE MADERA A ANALIZAR

Figura 5.1	MSD Estructural.....	41
Figura 5.2	Conectores metálicos.....	50
Figura 5.3	Probeta tradicional de ensayo de clavos.....	52
Figura 5.4.	Disposición experimental.....	52
Figura 5.5.	Estado de la probeta después de ser ensayada.....	54
Figura 5.6.	Curvas carga-deformación por probeta de clavos.....	56
Figura 5.7	Prensa de ensayo.....	56

CAPITULO VI ANALISIS ESTRUCTURAL DE PANELES

Figura 6.1	Discretización de estructuras mediante elementos finitos.....	58
Figura 6.2	Elemento Membrana.....	58
Figura 6.3	Elemento Frame.....	59
Figura 6.4.	Modelo inicial de panel.....	63
Figura 6.5.	Posición deformada exagerada, producto de la carga P.....	64
Figura 6.6	Diagramas de fuerza axial y fuerza cortante.....	64
Figura 6.7.	Distribución de esfuerzos en el revestimiento del panel.....	65
Figura 6.8.	Diagrama de momento flector en la solera inferior.....	65
Figura 6.9.	Diagrama de corte y axial en la cercanía del primer apoyo.....	65
Figura 6.10.	Solicitaciones sobre un elemento de unión.....	66
Figura 6.11.	Configuración de panel con todos los mejoramientos realizados.....	69
Figura 6.12.	Diagramas de fuerza axial modelo con todos los mejoramientos.....	71
Figura 6.13	Diagramas de fuerza cortante modelo con todos los mejoramientos.....	71
Figura 6.14.	Diagramas de momento cortante modelo con todos los mejoramientos.....	72
Figura 6.15.	Distribución de esfuerzos verticales en el revestimiento del panel.....	72
Figura 6.16.	Distribución de esfuerzos horizontales en el revestimiento del panel.....	73
Figura 6.17.	Distribución de esfuerzo cortante en el revestimiento del panel.....	73
Figura 6.18.	Salida del programa "Hormigón 318".....	77

CAPITULO VII ESTUDIO EXPERIMENTAL DE PANELES SOMETIDOS A CORTE

Figura 7.1.	Disposición General del ensayo.....	78
Figura 7.2.	Configuración de panel ensayada.....	79
Figura 7.3.	Deformaciones consideradas del panel.....	80
Figura 7.4.	Deformación en paralelogramo del panel.....	81
Figura 7.5	Desplazamiento relativo de las placas de OSB panel N°1.....	81
Figura 7.6	Desplazamiento relativo de las placas de OSB panel N°2.....	82
Figura 7.7.	Desplazamiento relativo de las placas de OSB al momento de alcanzar la carga ultima.....	82
Figura 7.8.	Grafico carga deformación para ambas probetas.....	84
Figura 7.9.	Marco de carga.....	89
Figura 7.10.	Pistón hidráulico.....	89
Figura 7.11.	Celda de carga y medidor electrónico de carga.....	89
Figura 7.12.	Bomba hidráulica.....	90
Figura 7.13.	Sistema de anclaje del panel.....	90

INDICE DE TABLAS

CAPITULO IV ANTECEDENTES DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES

Tabla 4.1.	Estado de carga-deformación corte.....	27
Tabla 4.2.	Estado de carga-deformación corte.....	28
Tabla 4.3.	Capacidades admisibles de corte, criterio deformación máxima.....	31
Tabla 4.4.	Resumen de Características de los Paneles de cada Serie.....	33
Tabla 4.5.	Cargas y deformaciones últimas, Rigidez K4.8 y Resistencia última al corte	36
Tabla 4.6.	Cargas últimas, capacidades admisibles y rigidez K4.8 para cada.....	37

CAPITULO V PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS MUROS DE MADERA A ANALIZAR

Tabla 5.1.	Especificaciones dimensionales del MSD Estructural.....	42
Tabla 5.2.	Propiedades físicas y mecánicas MSD Estructural.....	42
Tabla 5.3.	Propiedades mecánicas admisibles y módulos elásticos de MSD Estructural.	43
Tabla 5.4.	Propiedades físicas mecánicas y de adhesión de los tableros OSB 9,5 mm...	47
Tabla 5.5.	Resumen de resultados de ensayos de clavos.....	53

CAPITULO VI ANALISIS ESTRUCTURAL DE PANELES

Tabla 6.1.	Esfuerzos en elementos de unión de la placa de OSB con el bastidor. Carga 1000 Kg.....	70
Tabla 6.2.	Esfuerzos en elementos de unión de la placa de OSB con el bastidor. Carga 2200 Kg.....	74
Tabla 6.3.	Capacidades admisibles del panel para distintos conectores.....	75

CAPITULO VII ESTUDIO EXPERIMENTAL DE PANELES SOMETIDOS A CORTE

Tabla 7.1.	Relación carga deformación total para ambos paneles.....	82
Tabla 7.2.	Valores de la rigidez al corte G.....	88

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1.- ANTECEDENTES GENERALES.

En el transcurso de la historia, la madera siempre ha estado ligada a la evolución del hombre, fue probablemente el primer material usado con fines estructurales, logrando satisfacer una amplia gama de necesidades, pero sin lugar a duda es en la construcción de lugares habitables, donde la utilización de la madera adquiere toda su grandeza, tanto en el grado estructural, como en su belleza arquitectónica.

En la actualidad se observa un interés creciente por este material que obedece en gran parte a su naturaleza viva. En efecto, la madera puede reproducirse y cosecharse; es el único recurso natural renovable dotado de buenas propiedades estructurales. En esta época en que nos preocupan, por una parte, la crisis de energéticos y de minerales y, por otra, la progresiva contaminación ambiental, es evidente el interés de un material como la madera, cuya transformación en material de construcción implica menor consumo de energía y menor contaminación del aire y del agua que los que caracterizan a la fabricación del acero, el cemento, el aluminio, los ladrillos y los plásticos.

El 45% del territorio chileno corresponde a suelos de aptitud preferentemente forestal. Según los resultados del estudio "Catastro y Evaluación de los Recursos Vegetacionales Nativos de Chile", concluido en 1997, los bosques de nuestro país cubren una superficie de 15,6 millones de hectáreas, lo que representa el 20,7% de la superficie del territorio nacional. En el resto del territorio, predominan los desiertos (áreas desnudas), con el 32,7% y las praderas y matorrales, con el 27,1%. Los bosques nativos cubren en Chile una superficie aproximada de 13,4 millones de hectáreas, lo que representa el 17,8% de la superficie del territorio nacional. En tanto, las plantaciones forestales, principalmente de *Pinus radiata* y especies del género *Eucalyptus*, abarcan una superficie cercana a los 2,1 millones de hectáreas equivalentes al 2,8% de la superficie del territorio nacional. Por su parte, el bosque mixto alcanza una superficie de 87.625 hectáreas. (Forest 2005).

Los conceptos de imagen y calidad, constituyen los principales factores que limitan la comercialización de una edificación en madera, consecuencias de apreciaciones erróneas y en gran medida infundadas que se han arraigado y consolidado en todos los niveles socio-económicos de nuestra sociedad, relativos al riesgo de incendio, a la destrucción prematura por pudrición y a un carácter de temporal y provisorio.

En la mayoría de los países desarrollados existe una asociación directa entre la idea de una vivienda confortable y la presencia de la madera en ella. En cambio, en Chile ocurre diametralmente lo opuesto, una casa de madera se asocia con la idea de algo provisorio, de mala calidad, poco durable, es así como hoy en día pensar en una vivienda de madera resulta un poco

riesgoso, este riesgo se incrementa notoriamente, si se está pensando en una construcción de madera en altura.

No obstante lo anterior, en países forestales desarrollados como Estados Unidos, Canadá, Nueva Zelanda y en los países nórdicos de Europa, aproximadamente el 90% de las viviendas son de estructura de madera, en donde se incluyen edificios habitacionales de hasta siete pisos. Según DiarioPyme (2003).

Si pensamos que el déficit habitacional de nuestro país es un problema grave y que tenemos acceso a un recurso natural abundante, potencialmente explotable y de alta aptitud estructural, surge como solución construir en madera. Sin embargo, para evaluar esta solución resulta necesario conocer con suficiente precisión las distintas características de la madera como material estructural en la construcción, los sistemas constructivos, las restricciones que imponen las normas, los costos por m² de construcción, y las ventajas y desventajas de construir en madera.

1.2.- PLANTEAMIENTO DEL TEMA.

Las estructuras destinadas a ser habitadas deben ser capaces de soportar cargas verticales (peso propio, nieve, etc.) y cargas horizontales provenientes de la acción del viento o de un sismo, las que se traducen en esfuerzos de corte en los muros de dichas estructuras.

Tradicionalmente, en nuestro país las estructuras de madera han sido rigidizadas mediante diagonales con el objeto de resistir solicitaciones provenientes del viento o de un sismo. Sin embargo, si la estructura posee muros compuestos de tableros estructurales de recubrimiento de madera clavados a un bastidor de madera, el panel así formado puede trabajar como diafragma vertical evitando el uso de diagonales, y obteniéndose así un diseño más racional. Estos muros o paneles de madera quedan conformados generalmente por un bastidor de madera cepillada, y tableros estructurales de recubrimiento en el exterior y cartón yeso por ejemplo, u otro en la cara interior del muro. Bastidor y tablero son unidos mediante clavos.

1.3.- JUSTIFICACION.

Los paneles y tableros a base de madera (contrachapado, tablero de partículas, MDF (Médium Density Fiber), OSB (Oriented Strand Board), etc.) han podido cumplir con muchas de las especificaciones requeridas para lograr un comportamiento frente a las solicitaciones que se presentan en servicio, siendo una alternativa competitiva frente a la albañilería y madera sólida.

El primer tablero que cumplió con estas propiedades fueron los paneles de contrachapado estructural, que consiste en la unión de chapas de madera natural seleccionada, las cuales pueden ser de diversas especies. Es un tablero de grandes dimensiones con superficies pulidas, libre de

imperfecciones, fácil de pulir y teñir. Sin embargo, en los últimos tiempos, su fabricación y utilización ha decrecido, debido al bajo rendimiento y escasez de trozas de gran diámetro necesarias para su elaboración.

Frente a las dificultades presentadas por el tablero contrachapado, se crearon otras soluciones alternativas para el desarrollo de paneles estructurales. El OSB presenta un menor costo en el proceso de fabricación y un mayor aprovechamiento del recurso forestal. Los paneles de OSB tienen distintas aplicaciones. En la industria de la construcción se utilizan en elementos estructurales tales como: techos, pisos y muros, así como también para fabricar vigas doble T en conjunto con madera sólida. Otra posibilidad, es utilizarlos para la creación de muebles, sirven como material de embalaje y en la actualidad debido a su precio se utiliza como cierre perimetral para construcciones. El OSB ofrece versatilidad frente al diseño.

El OSB irrumpió en el mercado chileno a través de las importaciones de Estados Unidos y Canadá, por empresas como Louisiana Pacific, MASISA, ARAUCO entre otras. Hasta entonces los tableros de contrachapado se utilizaban como paneles de calidad y eran líderes en su categoría.

Hoy existen empresas chilenas que producen tableros de OSB a nivel comercial, es el caso de Louisiana Pacific, que ha desarrollado plantas de fabricación que utilizan maderas nativas provenientes de raleos de los bosques chilenos para la producción de los tableros.

Debido a sus características, la madera y los materiales derivados de este producto se presentan como eficaces alternativas para la construcción habitacional de calidad. Siendo algunas de sus ventajas las siguientes: i) Versatilidad en la construcción, pudiendo optimizarse su ensamble, manejo y armado en terreno; ii) Propiedades de ser aislante térmico, lo que permite disminuir los costos de calefacción; iii) Capacidad de reemplazar muros o estructuras masivas por espesores menores ampliando espacios interiores de viviendas, iv) Además, establece ambientes confortables y estéticos a partir de la calidez del material; v) Posee un excelente comportamiento sísmico, debido a la baja densidad que presenta el material, lo que hace que sea más liviano que otros materiales típicos; vi) Finalmente posee un buen comportamiento frente al fuego, debido a la baja velocidad de carbonización, lo que permite mantener sus propiedades frente a altas temperaturas y a medida que se inflama.

1.4.- OBJETIVOS.

Determinar qué tipo de mejoramientos debe incorporarse a un panel de madera de pino radiata para que funcione como muro estructural en un edificio de madera de dos o tres pisos, resistiendo en forma satisfactoria cargas de sismo y viento.

Determinar las principales vulnerabilidades estructurales en los paneles de madera, para poder estimar la magnitud de cargas que pueden resistir determinadas configuraciones de éstos.

Determinar si la especie pino radiata es adecuada para constituir este tipo de elemento estructural; desde el punto de vista de tensiones (en relación a los esfuerzos en los elementos y en las uniones), y deformaciones admisibles.

Examinar el comportamiento elástico-lineal de un determinado panel, determinando la máxima carga acota este comportamiento, comparando resultados obtenidos de ensayos de laboratorio versus resultados obtenidos del análisis computacional con el programa SAP2000.

Establecer criterios para determinar las capacidades admisibles de los muros en estudio, evaluando todos los resultados obtenidos en los distintos análisis y experiencias.

1.5.- METODOLOGIA.

El trabajo realizado en esta memoria fue dividido en cuatro fases principales:

- Estudio bibliográfico: corresponde a establecer el estado del arte del tablero OSB, y estudios realizados referentes al tema, junto con la revisión de la normativa correspondiente a la realización de ensayo de paneles y a normas correspondientes al cálculo.
- Análisis experimental mediante software computacional: Consistió en la elaboración de modelos computaciones, con los cuales se determinan esfuerzos para determinadas cargas, en distintas configuraciones de paneles.
- Ensayos de laboratorio: Consistió en la preparación y ensayo de las probetas (paneles), de dimensiones de 2,44mt por 2,44mt, consistentes en un bastidor de madera recubierto con placas de OSB por ambos lados, ensayos que permiten caracterizar las propiedades mecánicas y estructurales de éstas; además se ensayaron probetas de clavos para determinar la capacidad real de la unión del tablero con el bastidor.
- Análisis de datos: Análisis de modelos y ensayos, en donde se obtuvo las cargas admisibles para las determinadas configuraciones de panel.

1.6.- ESTRUCTURA DEL TRABAJO.

En el capítulo 1 se dan a conocer los objetivos de la investigación, junto con la metodología con la cual se realizó el trabajo.

En el capítulo 2 El objetivo del presente capítulo es definir cómo se constituye un muro, los principales esfuerzos a los que está expuesto, y definir las características de su comportamiento estructural.

En el capítulo 3 a fin de conocer el estado actual de la normativa experimental existente, en lo que respecta a la evaluación del comportamiento de paneles de madera solicitados por cargas horizontales aplicadas en el plano del muro, se describirán las especificaciones de ensayo más sobresalientes que proporcionan la Norma ASTM E564-95, la Norma ASTM E72-98 y la norma Chilena NCh 802.Eof71, las cuales permiten desarrollar ensayos con muros de corte bajo la acción de carga horizontal estática monótona y creciente en el plano del panel.

En el capítulo 4 se presenta el estado del arte con respecto a los estudios experimentales realizados en Chile y en el extranjero a fin de analizar el comportamiento estructural de los muros de madera.

En el capítulo 5 se dan a conocer las propiedades mecánicas de los muros de madera a analizar, necesarias para la realización de cualquier estudio o análisis sobre el comportamiento de una estructura.

En el capítulo 6 se realiza el análisis estructural de paneles de madera necesario para determinar las capacidades de éstos, frente a sollicitaciones horizontales.

En el capítulo 7 se entrega una descripción del comportamiento experimental de los muros durante el ensayo, además del cálculo de las capacidades admisibles de estos de acuerdo a distintos criterios que se plantean.

En el capítulo 8 se presentan las conclusiones del trabajo.

CAPITULO II

CARACTERISTICAS DE LOS MUROS DE CORTE DE MADERA Y SU COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

2.1.- INTRODUCCIÓN.

Las edificaciones modernas de madera están constituidas por diafragmas que actúan como elementos estructurales. Dispuestos de manera vertical trabajan como muros de corte, y ubicados horizontalmente como diafragmas de pisos y cielos, obteniéndose a través de estos una rigidización de la estructura completa. (Pérez 1983).

Las principales solicitaciones a que se encuentran expuestas las estructuras provienen de las cargas de sismo y viento. En las estructuras de madera el esfuerzo de corte que dichas solicitaciones producen son soportadas por los diafragmas verticales, que arriostran lateralmente la estructura y transmiten los esfuerzos de corte hacia el nivel inferior o fundaciones.

El objetivo del presente capítulo es definir cómo se constituye un muro, los principales esfuerzos a los que está expuesto, y definir las características de su comportamiento estructural.

2.2.- ESTRUCTURA GENERAL DE LOS MUROS DE MADERA.

Un diafragma se define como un elemento estructural delgado capaz de resistir solicitaciones de cizalle y que posee una rigidez capaz de limitar las deformaciones de la estructura. Los diafragmas se dividen principalmente en diafragmas horizontales y verticales. (Pérez 1983).

Un muro de corte consiste en un diafragma vertical capaz de soportar cargas verticales y empujes horizontales principalmente de viento y sismo. Los muros están constituidos de tres partes principales: el bastidor, el revestimiento y los elementos de unión entre el bastidor y el revestimiento.

La forma tradicional de los diafragmas verticales lo constituye un bastidor con refuerzos de diagonales y de transversales para así lograr una mayor rigidez, más un recubrimiento de entablado, figura 2.1. En cambio los diafragmas rigidizados por placas se componen de un bastidor con sólo pies derechos y soleras, más el tablero de recubrimiento que rigidiza al diafragma, figura 2.2.

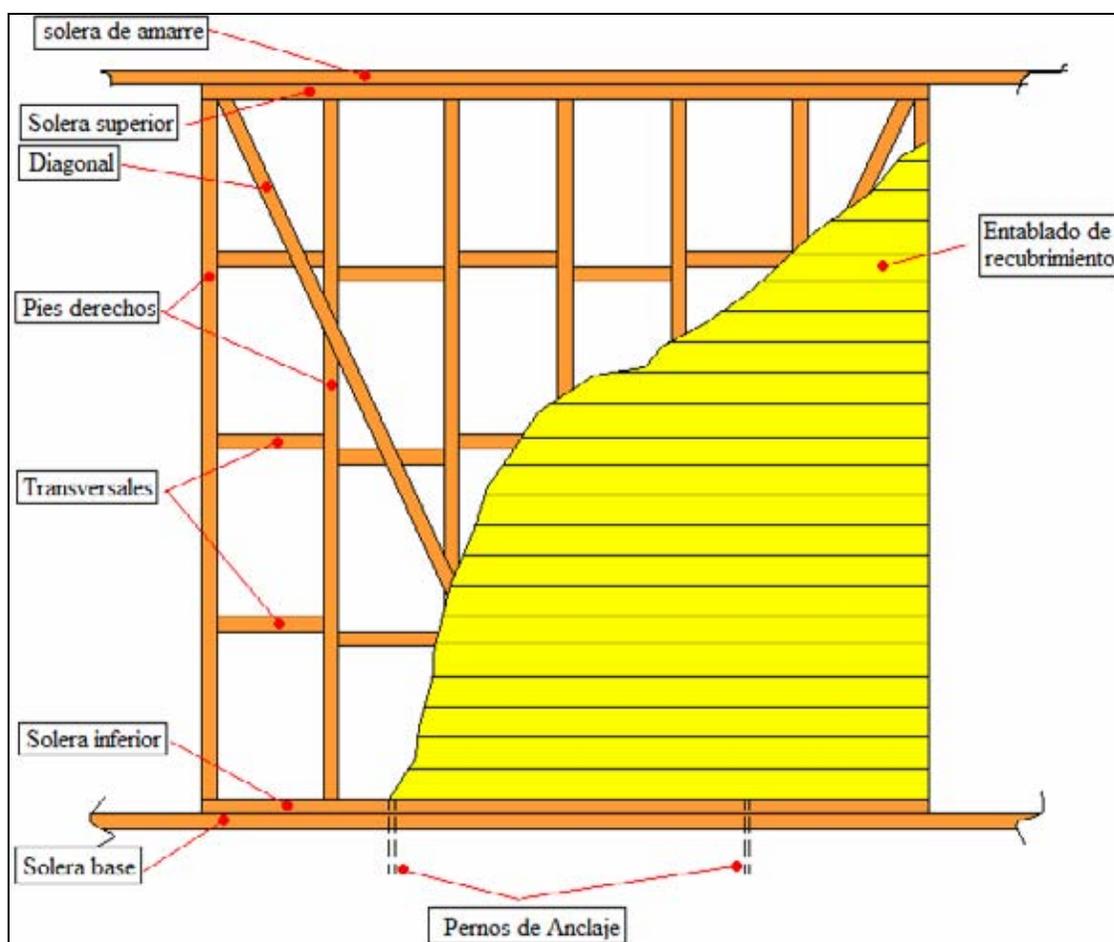


Figura 2.1 Diafragma tradicional

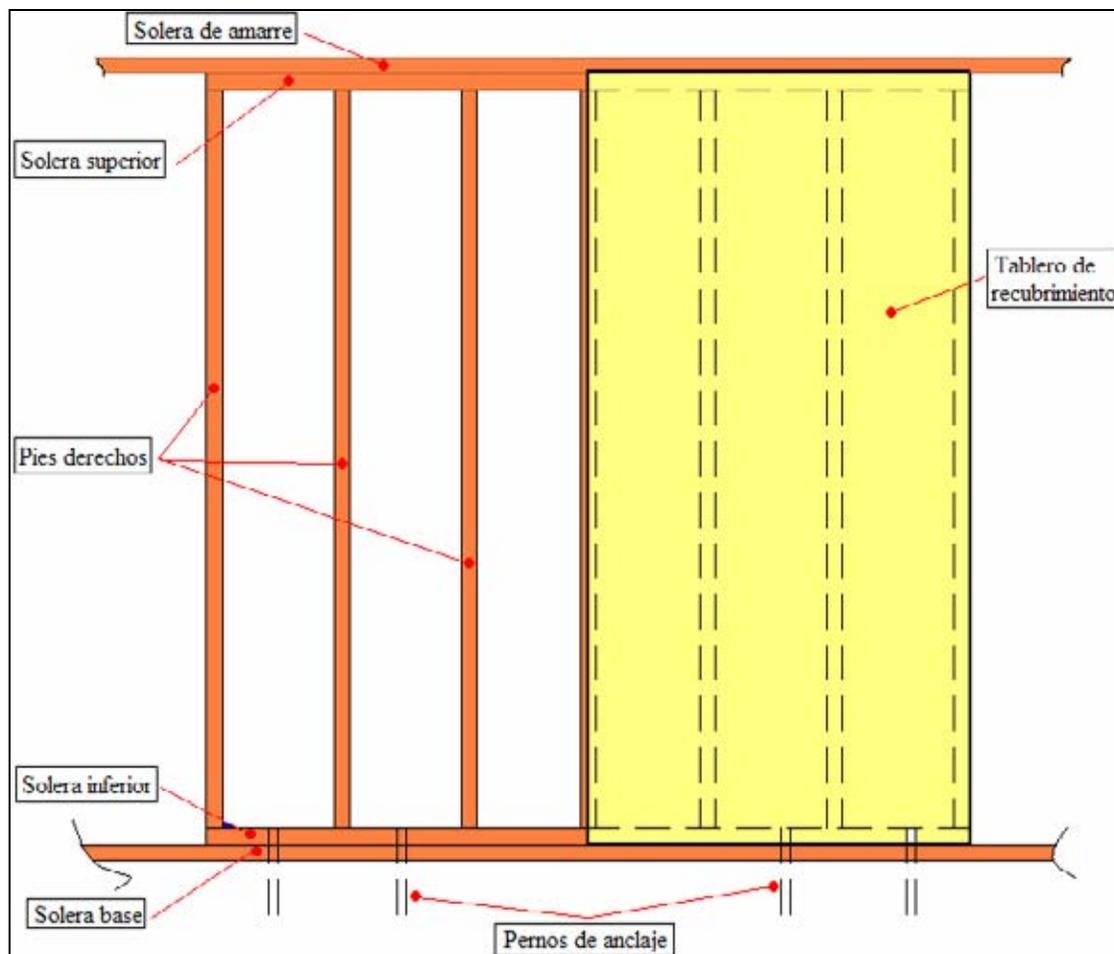


Figura 2.2 Diafragma rigidizado por placa

La desventaja de los diafragmas tradicionales con respecto a los rigidizados por placas, radica en que el primero presenta un comportamiento distinto dependiendo del sentido de la carga solicitante. Además de ser más lentos de construir, exigen un mayor volumen de materia prima para alcanzar una capacidad resistente inferior o similar a los diafragmas rigidizados con placas. (Carvallo 1989)

Es por esto que en los países industrializados se ha preferido el uso de tableros como elementos rigidizantes para los muros de madera.

Según Hempel (1987) un muro de corte se encuentra constituido, en términos generales, por los siguientes elementos estructurales:

a) Pies Derechos

Elemento estructural de madera elaborada, dispuesto en forma vertical, cuya función es transmitir las cargas provenientes de la techumbre o niveles superiores, al nivel de fundaciones, sirviendo además como soporte para los revestimientos exteriores e interiores.

Los pies derechos extremos reciben también el nombre de cuerdas.

b) Solera Superior

También denominada carrera, es una pieza de madera elaborada, que sirve de unión superior del conjunto de piezas verticales, distribuyendo las cargas provenientes de techumbres y pisos superiores hacia los pies derechos.

c) Solera Inferior

Pieza de madera elaborada, que sirve de unión inferior del conjunto de piezas verticales, distribuyendo las cargas concentradas verticales hacia la solera de anclaje.

Al igual que los pies derechos, las soleras superior e inferior sirven de soporte para los revestimientos.

d) Solera de Anclaje

Elemento estructural de madera elaborada, anclada al sobrecimiento o nivel de piso inferior, mediante pernos de anclaje u otro elemento de unión. Sirve de elemento de apoyo para la solera inferior distribuyendo las cargas provenientes de la estructura, hacia la fundación o nivel de piso inferior.

e) Solera de Amarre (Sobre-solera)

Pieza de madera elaborada, dispuesta sobre la solera superior a fin de constituir un elemento de amarre de todo el sistema de diafragmas verticales.

f) Cadenetas

También llamadas viguetas o transversales, son elementos horizontales de madera elaborada, situados entre pies derechos y cuya finalidad es producir una interacción entre todos

los elementos constituyentes del muro a fin de que éstos trabajen conjuntamente, además de prevenir el pandeo lateral de los pies derechos en el plano del muro.

g) **Diagonales (Riostras)**

Piezas esbeltas inclinadas en 45° aproximadamente cuya finalidad es transmitir las cargas horizontales en el sentido del plano del panel, provenientes fundamentalmente del viento o sismo, con el objeto de otorgar una mayor rigidez al muro. Si la cubierta con la cual se construye el muro aporta una rigidez suficiente, se puede prescindir de ellas.

h) **Revestimientos**

Son elementos planos, de tipo envolvente para las componentes interiores de un diafragma vertical. Dependiendo de la configuración de los revestimientos, estos pueden ser:

- **Revestimiento de entablado:** Constituido por tablas elaboradas de canto recto, machihembrados o tingladas, dispuestas en forma horizontal, vertical o en diagonal (45°) respecto a pies derechos y/o soleras, y clavadas a estos elementos en cada encuentro.

- **Revestimiento de tablero:** Son aquellos constituidos en base a placas de subproductos derivados de la madera, tales como tableros de contrachapado, OSB, fibras, u otros materiales, como ser el asbesto cemento y el cartón yeso. Este último, si bien se considera normalmente como no estructural, es muy usado en Chile como recubrimiento interior debido a sus cualidades de aislante acústico y corta-fuego.

i) **Elementos de unión o fijación**

Son aquellos que materializan las uniones de los elementos que componen la estructura:

- **Unión entre bastidor y revestimiento:** Depende del tipo de cubierta a utilizar, siendo los clavos los elementos de fijación más utilizados. En el caso de recubrimientos frágiles se utilizan tornillos como elemento de unión. Otros fijadores, pero de mayor uso en el extranjero, son las uniones mediante corchetes.

Los adhesivos elastoméricos son otro tipo de fijación no utilizado en Chile, pues presenta el inconveniente que el muro colapsa totalmente antes de fallar la unión, produciendo una falla de tipo frágil, por lo que no se cumple el requerimiento de diseño de obtener una falla dúctil en este tipo de estructuras.

- **Unión entre elementos esbeltos:** La unión entre pies derechos, soleras, cadenas, diagonales, generalmente se materializa mediante clavos. En algunos casos se utilizan conectores metálicos como fijaciones entre la solera inferior y las cuerdas con la finalidad de resistir el esfuerzo de tracción transmitido por estas últimas.

- **Unión del muro a las fundaciones:** Por lo general se emplean anclajes de acero liso, espárragos o pernos de anclaje, fabricados a partir de barras de acero para hormigón armado, los cuales cumplen la función de transmitir el esfuerzo de corte desde el muro a la fundación.

J) Características del tablero de recubrimiento.

Los tableros se construyen en base a placas de subproductos de madera u otro material, tales como los tableros de fibras, de partículas, contrachapados, asbesto cemento, cartón-yeso, etc. Los tableros se pueden clasificar en estructurales y no estructurales entendiéndose por estructurales a aquellos que poseen una alta rigidez y resistencia al cizalle.

Los tableros en base a subproductos de la madera, se dividen en tres grandes tipos:

- **Tableros de Fibras:** Tablero fabricado por la aglomeración de fibras de madera, las cuales se compactan haciéndolas pasar por rodillos o por una prensa de platos a altas temperaturas. Durante su proceso de fabricación se le pueden agregar aglutinantes u otro material para mejorar algunas características, las propiedades mecánicas y la resistencia a la humedad, al fuego, al ataque de insectos y pudrición.

- **Tableros de Contrachapado:** Tablero formado por dos o más chapas de madera, generalmente en un número impar con el objeto de lograr una sección transversal simétrica. Las capas se unen de forma tal que la orientación de las fibras entre láminas adyacentes estén dispuestas de forma perpendicular. Las chapas obtenidas mediante un proceso de debobinado o foliado se unen empleando un adhesivo y una prensa de platos.

- **Tableros de Partículas:** Tablero hecho en base a partículas de madera aglomeradas con un aglutinante orgánico mas la unión de uno o más de los siguientes agentes: calor, humedad, catalizador, presión, etc. Perteneciendo a este ultimo tipo los tableros OSB utilizados en nuestra investigación.

2.3.- CARGAS QUE ACTÚAN SOBRE UN MURO DE CORTE.

Las cargas a que se encuentra sometida la estructura se pueden dividir en:

2.3.1.- Cargas Verticales:

Se componen por las sobrecargas de las estructuras que son soportadas por el muro, (descargas de techumbre o de pisos superiores) y por el peso propio de la estructura. Figura 2.3.

2.3.2.- Cargas Horizontales:

Ocasionadas por solicitaciones eventuales de viento y de sismo. Las cargas de viento se determinan de acuerdo a la norma NCh 432, según la localidad y grado de exposición de la estructura, y las cargas de sismo se calculan de acuerdo a NCh 433, según la ubicación geográfica de la estructura.

Las fuerzas de sismo se producen por la oposición de la estructura al desplazamiento del suelo, producto del movimiento de la corteza terrestre. La fuerza sísmica es directamente proporcional a la masa de la estructura. Esto constituye una ventaja estructural de las edificaciones de madera, en comparación con las edificaciones tradicionales de albañilería y hormigón, las cuales tienen un peso específico considerablemente mayor con respecto a la madera.

En las figuras 2.3, 2.4 se aprecia gráficamente las principales solicitaciones a que está sometida una estructura.

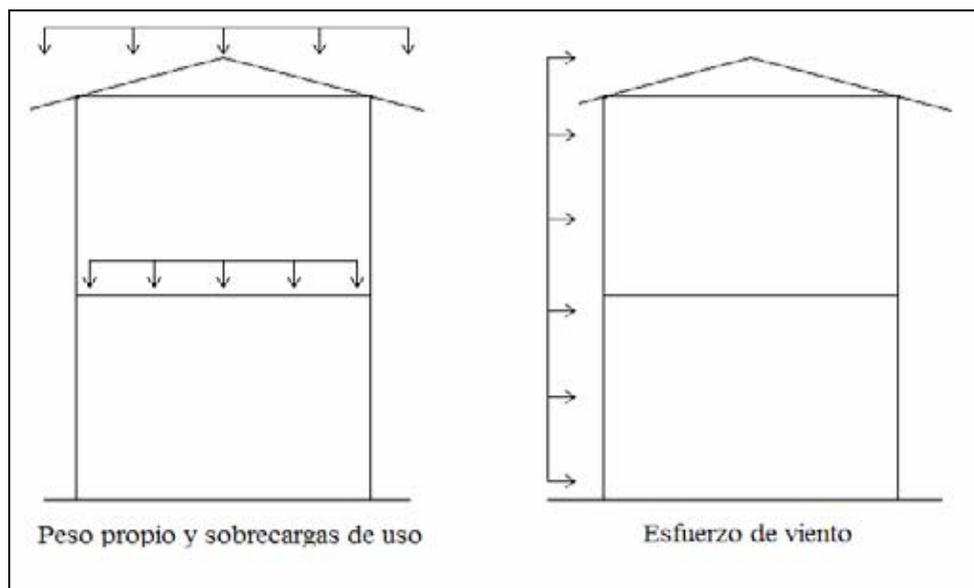


Figura 2.3 Solicitaciones típicas

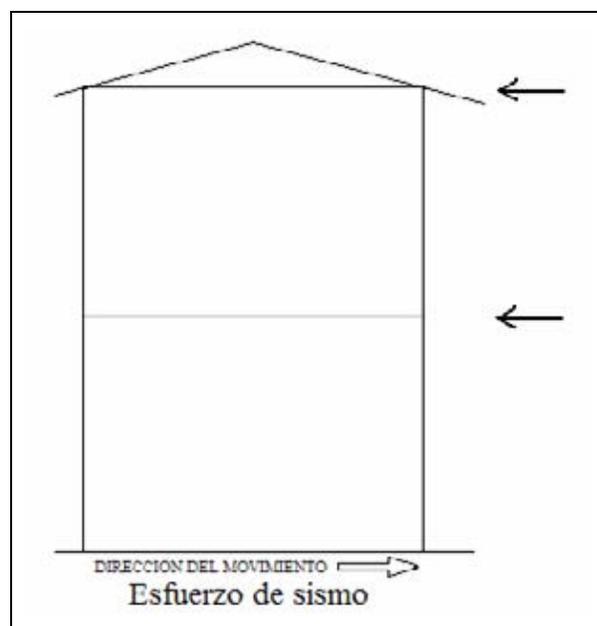


Figura 2.4 Solicitaciones típicas.

2.4.- COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.

Analizar el comportamiento de muros revestidos con tableros de recubrimiento ha sido motivo de una amplia gama de estudios, especialmente en países que, como el nuestro, se encuentran sometidos por fenómenos sísmicos, y en zonas en que la acción del viento cobra vital importancia.

Según *Canales* (1994) los diafragmas horizontales (pisos y techumbre) resisten los esfuerzos verticales de sobrecarga y peso propio, transmiten las fuerzas horizontales a los elementos verticales. Los diafragmas verticales sirven de apoyo a los diafragmas horizontales y resisten los esfuerzos laterales como un muro de corte, ya que los esfuerzos laterales se absorben como esfuerzos de corte, figura 2.5.

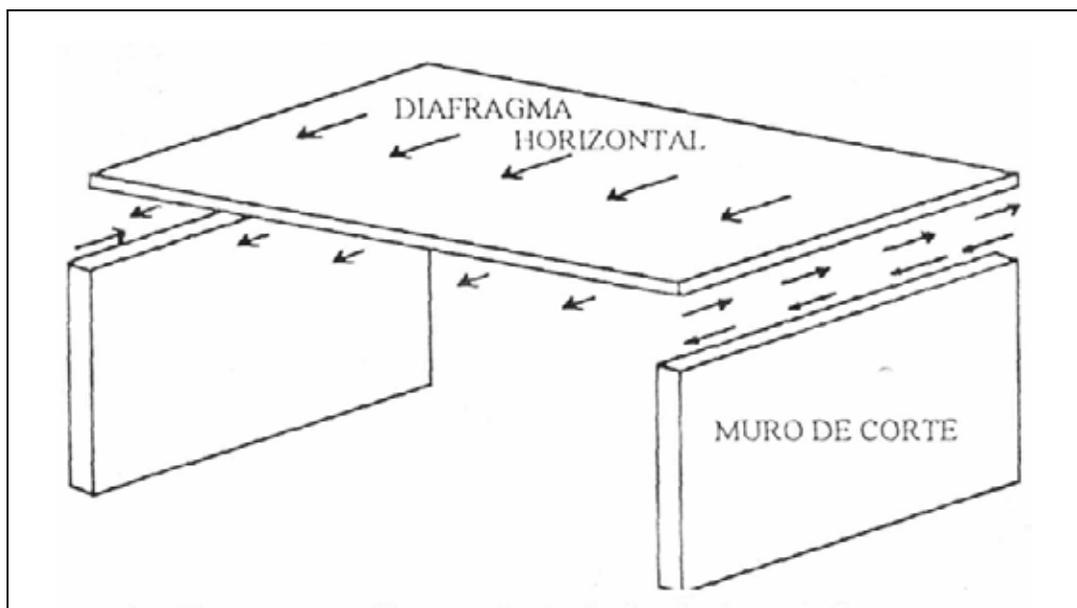


Figura 2.5 Forma de trabajo de los diafragmas.

El efecto que producen las cargas horizontales en los muros es más complejo que una sollicitación por corte puro. Las tensiones que se originan en el muro son producto de una combinación de fenómenos, tales como corte en la unión clavada tablero - bastidor y en las placas de recubrimiento, flexión en los pies derechos y soleras del bastidor y el momento volcante que afecta al panel-en su totalidad. Tal como se puede apreciar en la figura 2.6.

Los muros de corte se comportan de la manera indicada anteriormente. Pero además existen otros factores que influyen en el comportamiento del muro, ya que este no se encuentra actuando de manera aislada sino que interactúa con otros elementos. Los principales factores que intervienen en el comportamiento son:

- Carga vertical proveniente de la descarga de elementos superiores.
- Interacción con muros perpendiculares.
- Continuidad entre paneles adyacentes producto de la existencia de una solera superior de amarre.

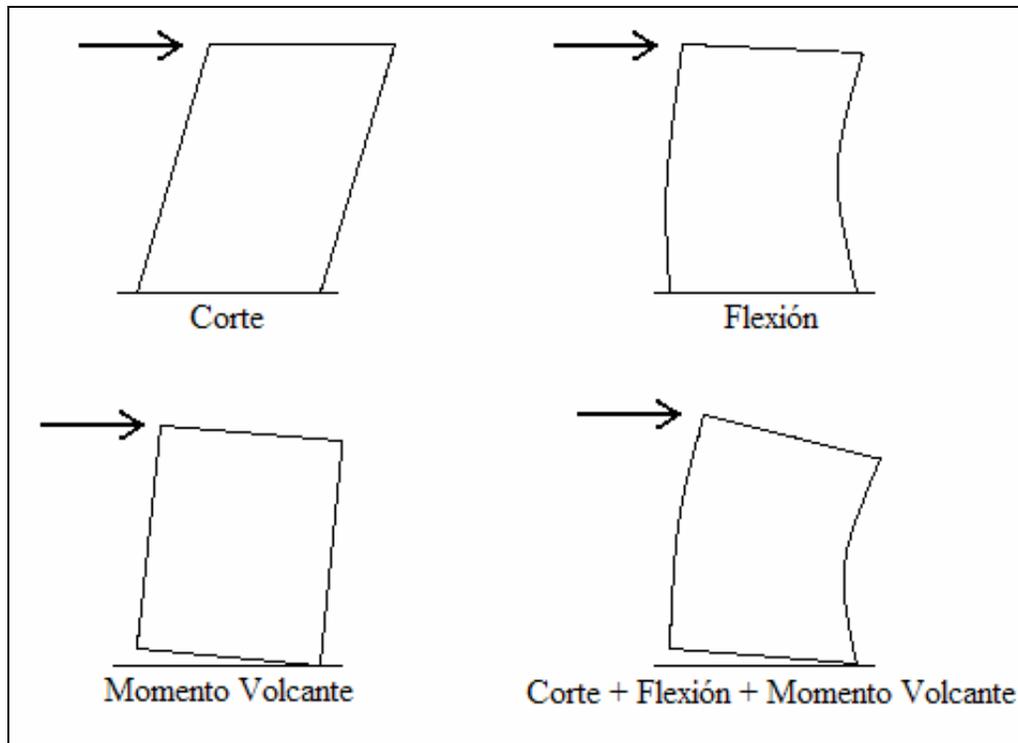


Figura 2.6 Combinación de Efectos.

Canales (1994) establece que los factores descritos contribuyen a aumentar la capacidad resistente del muro, ya que éste no actúa de forma aislada y se incorporan elementos que contribuyen a resistir la sollicitación de corte. La carga vertical contrarresta el momento volcante. Los muros perpendiculares se oponen al desplazamiento lateral del muro solicitado. Al existir un elemento de amarre entre paneles adyacentes se crea una continuidad del muro.

Si dichos factores no son incluidos en el análisis, no se representa fielmente el comportamiento real de los muros. Sin embargo al no considerar estos factores, se está ante el caso más desfavorable desde el punto de vista del diseño, el cual corresponde al caso en que el muro actúa de forma aislada sin el aporte de los factores indicados.

En base a experiencias anteriores, se ha establecido que la deformación alcanzada por un muro de madera bajo la acción de una carga lateral, es el resultado de la suma de las siguientes deformaciones locales.(Leiva 1996):

- .- Deformación de la unión clavada revestimiento-bastidor.
- .- Deformación de la unión clavada entre elementos del bastidor.
- .- Deformación de los elementos del sistema de anclaje.
- .- Deformación de pies derechos y soleras.
- .- Deformación por corte del tablero de recubrimiento.

Se ha determinado que las deformaciones locales que más contribuyen a la deformación horizontal total, son aquellas que se producen en las uniones clavadas, especialmente en la unión bastidor- tablero de recubrimiento, y la deformación de soleras y pies derechos.

CAPITULO III

NORMAS DE ENSAYO A PANELES SOMETIDOS A CARGA HORIZONTAL

3.1.- INTRODUCCION.

A fin de conocer el estado actual de la normativa experimental existente, en lo que respecta a la evaluación del comportamiento de paneles de madera solicitados por cargas horizontales aplicadas en el plano del muro, se describirán las especificaciones de ensayo más sobresalientes que proporcionan la Norma ASTM E564-95, la Norma ASTM E72-98 y la norma Chilena NCh 802.Eof71, las cuales permiten desarrollar ensayos con muros de corte bajo la acción de carga horizontal estática monótona y creciente.

El ensayo se realizó de acuerdo a la norma ASTM E564 (1995), en donde se especifica que se deben reproducir las condiciones reales de anclaje del panel, eliminando el tensor considerado en la norma ASTM E72 (1998), el cual tiene por finalidad contrarrestar el momento volcante producido por la aplicación de la carga horizontal en el borde superior del muro, impidiendo así el levantamiento del borde traccionado de la probeta. La norma NCh 802 permite ensayar paneles como ambas normas antes mencionadas, impidiendo el levantamiento del panel (E72) o no (E564) siendo las condiciones y requerimientos de ensayo muy similares a cada caso.

3.2.- NORMA ASTM E564-95.

3.2.1.- Alcances de la Norma.

El método de ensayo permite, por una parte, determinar la capacidad estática al corte de una sección típica de un muro estructural de madera, bajo condiciones de carga simuladas, y por otro lado, entregar un cálculo para determinar la rigidez al corte de la probeta y sus conexiones.

3.2.2.- Resumen del método.

El muro se prepara anclando su borde basal al piso y se le aplica una fuerza paralela a la base en el extremo superior del muro, permitiéndosele sólo deformarse en su propio plano.

Se deben medir las fuerzas requeridas para solicitar el muro y sus desplazamientos correspondientes en cada intervalo de carga.

La resistencia y rigidez al corte de los muros se determinan por el grado de deformación que alcanza un muro durante el ensayo, de un rectángulo a un paralelogramo.

3.2.3.- Montaje del ensayo.

- Montaje General

Los elementos que conforman la estructura del muro deben estar afianzados de manera similar a las fijaciones utilizadas en la construcción real.

- Uniones

Debido a que el comportamiento del muro está influenciado por el tipo y espaciamiento de los anclajes al piso o fundación, se recomienda que el sistema de unión basal utilizado sea similar al empleado en la construcción real.

- Requerimientos del bastidor

Sus elementos constituyentes deben tener una resistencia y rigidez menor o igual a los utilizados en la práctica. Del mismo modo, las uniones internas deben ofrecer resistencia a deformaciones similares a las que se presentan en la construcción real.

- Dimensiones del Muro

El muro de ensayo no debe ser inferior a 2.4m, tanto en su altura como en su longitud.

La altura del muro debe ser, de preferencia, igual a la altura de los muros utilizados en la práctica. Los resultados se pueden aplicar a muros utilizados en la construcción real, si éstos tienen una relación altura/longitud igual o menor al ensayado.

- Metodología de Ensayo

El muro puede ser ensayado verticalmente como se muestra en la figura 3.1 u horizontalmente, permitiéndose además la aplicación de cargas simuladas de peso propio u otras cargas simultáneamente.

La base del bastidor se debe afianzar a una base rígida, con conexiones de anclaje similares a los utilizados en la construcción real.

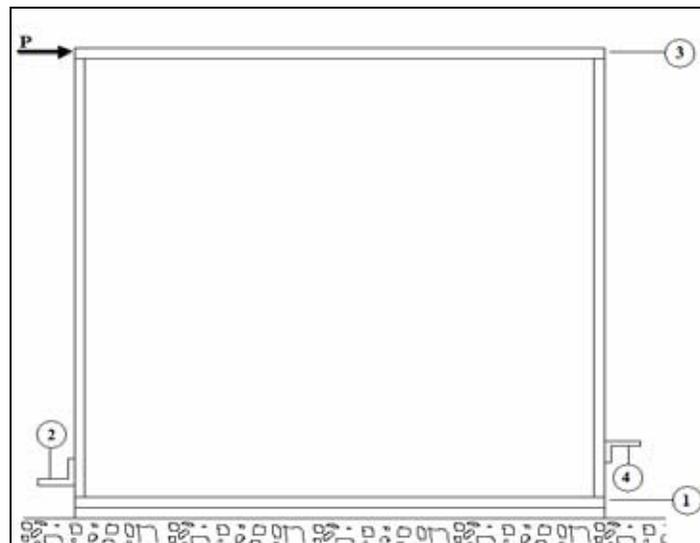


Figura 3.1 Ubicación de los diales de deformación

Los números indican la posición de los diales necesarios para medir deformaciones del panel.

El bastidor debe estar apoyado superiormente sobre dispositivos en base a rodamientos u otro tipo, con el objeto de permitir el desplazamiento en su plano, pero evitando el desplazamiento fuera de él.

3.2.4.- Procedimiento de Ensayo.

- Número de Ensayos

Se deben ensayar un mínimo de dos probetas para una determinada configuración.

Si los primeros resultados de ambos ensayos poseen una diferencia de más del 10% respecto del valor más bajo, se debe ensayar una tercera probeta con su orientación en el mismo sentido del más débil de los dos anteriores, de tal modo de calcular el promedio entre los valores más bajos de los tres ensayos.

En el caso de que se realicen dos ensayos, se debe calcular el promedio entre ambos.

- Procedimiento de Carga

La carga debe ser aplicada en su extremo superior, en dirección longitudinal al muro.

La velocidad de aplicación de la carga debe ser tal, que el máximo nivel de carga esperado se alcance en no menos de 10 minutos.

Se debe registrar por separado la deformación de sistema de anclaje.

Para niveles de carga aproximados de 1/3 y 2/3 de la carga última estimada, descargar el muro y registrar la recuperación del muro después de 5 minutos.

3.2.5.- Cálculos.

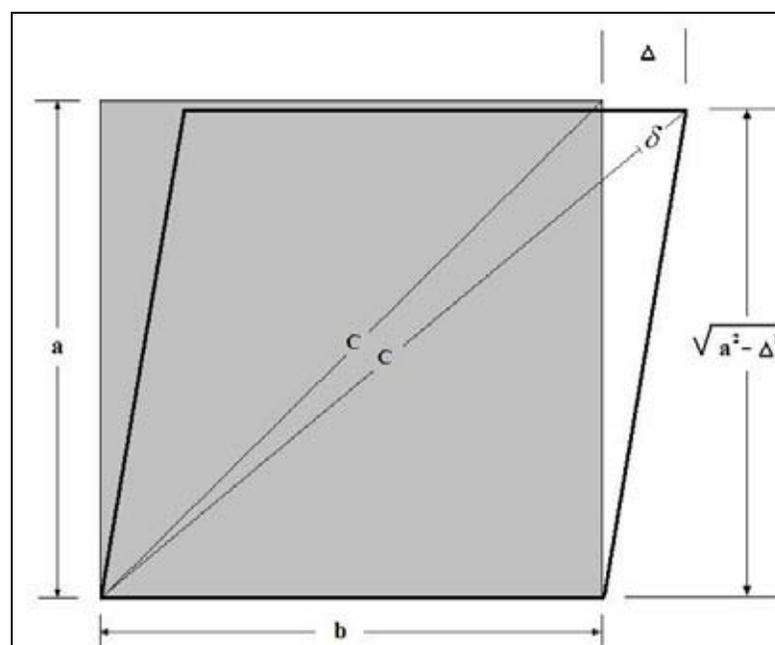


Figura 3.2 Desplazamiento horizontal del panel

Se debe tomar los valores promedios de las configuraciones ensayadas en los cálculos siguientes:

- Resistencia Última al Corte (S_u)

$$S_u = \frac{P_u}{b}$$

S_u : Resistencia última al corte del diafragma, (N/m).

P_u : Nivel máximo de carga, (N).

b : Longitud del muro de corte, medido entre los ejes de los elementos perimetrales y en forma paralela a la acción de la carga, (m).

- Rigidez al corte (G')

Para evaluar la rigidez al corte, es posible utilizar una carga de referencia, la cual puede ser 1/3 de la carga máxima (1/3 P_u). Si el nivel de carga de referencia se encuentra por sobre el límite de proporcionalidad, escoger un valor cercano e inferior a este último.

$$G' = \frac{P}{\Delta} \times \frac{a}{b}$$

G' : Rigidez al corte del muro, (N/mm).

P : Nivel de carga en el extremo superior del muro, (N).

Δ : Deformación total del muro alcanzada durante el ensayo, (mm). Esta variable incluye la deformación por corte puro del conjunto y aquella contribuida por la deformación del anclaje y el sistema de conexión interna.

a : Altura del muro de corte, (m).

b : Longitud del muro, (m).

3.3.- NORMA ASTM E72.

3.3.1.- Alcances de la Norma.

Su objetivo es determinar la resistencia de paneles estructurales sometidos a la acción de cargas horizontales, a través, de un bastidor de madera y revestidos con diversos materiales de recubrimiento, tales como contrachapado, cartón yeso, tableros aislantes estructurales, etc.

Esta metodología de ensayo trata de entregar un procedimiento que permita determinar la capacidad de carga frente a dichas solicitaciones, de aquellos materiales de recubrimiento utilizados con mayor frecuencia en la construcción.

La norma señala que si el objetivo es evaluar el comportamiento del muro en su totalidad, se recomienda seguir la metodología planteada por la norma ASTM E564.

3.3.2.- Probetas.

- Las dimensiones de las muestras serán de 2400 x 2400 mm, y se deben ensayar como, mínimo tres muros por cada configuración.
- El contenido de humedad de los elementos que constituyen la estructura del bastidor será entre un 12 y 15 % en su etapa de construcción, no variando más de un 3 % del contenido inicial al instante del ensayo.

3.3.3.- Fijación del recubrimiento.

- El objetivo de este ensayo es precisamente evaluar el efecto rigidizante del material de recubrimiento.
- La fijación del revestimiento será aquella que especifique el fabricante, mientras que su espaciamiento se determina de acuerdo a recomendaciones.

3.3.4.- Instrumentos de ensayo.

La disposición que deben adoptar los diferentes instrumentos de ensayo, se materializa de acuerdo a la figura 3.3.

- Base y marco de ensayos

El muro de ensayo se debe fijar a una pieza de madera o una placa de acero. Este elemento debe ser como mínimo del largo del muro, y su ancho no superior al ancho del bastidor (89 mm), debiendo permanecer conectado rígidamente a la base del marco de ensayos, de tal modo que cuando el panel experimente deformaciones bajo cargas horizontales, el revestimiento no tenga impedido su desplazamiento. Se deben emplear pernos u otro elemento de fijación entre la solera inferior del muro y la pieza de madera o placa de acero mencionada anteriormente.

- Elemento tensor

Se debe disponer de un elemento tensor, tal como se muestra en la figura 3.3 a fin de vencer el levantamiento del muro una vez que sea aplicada la sollicitación horizontal. Para impedir que el tensor interfiera en los desplazamientos horizontales que alcance la probeta, se deben implementar placas y rodamientos entre el tensor y el extremo superior del muro.

- Instrumentos de carga

La carga se aplica al muro a través de una pieza de madera (89 x 89 mm) firmemente apernada a la solera superior de la probeta.

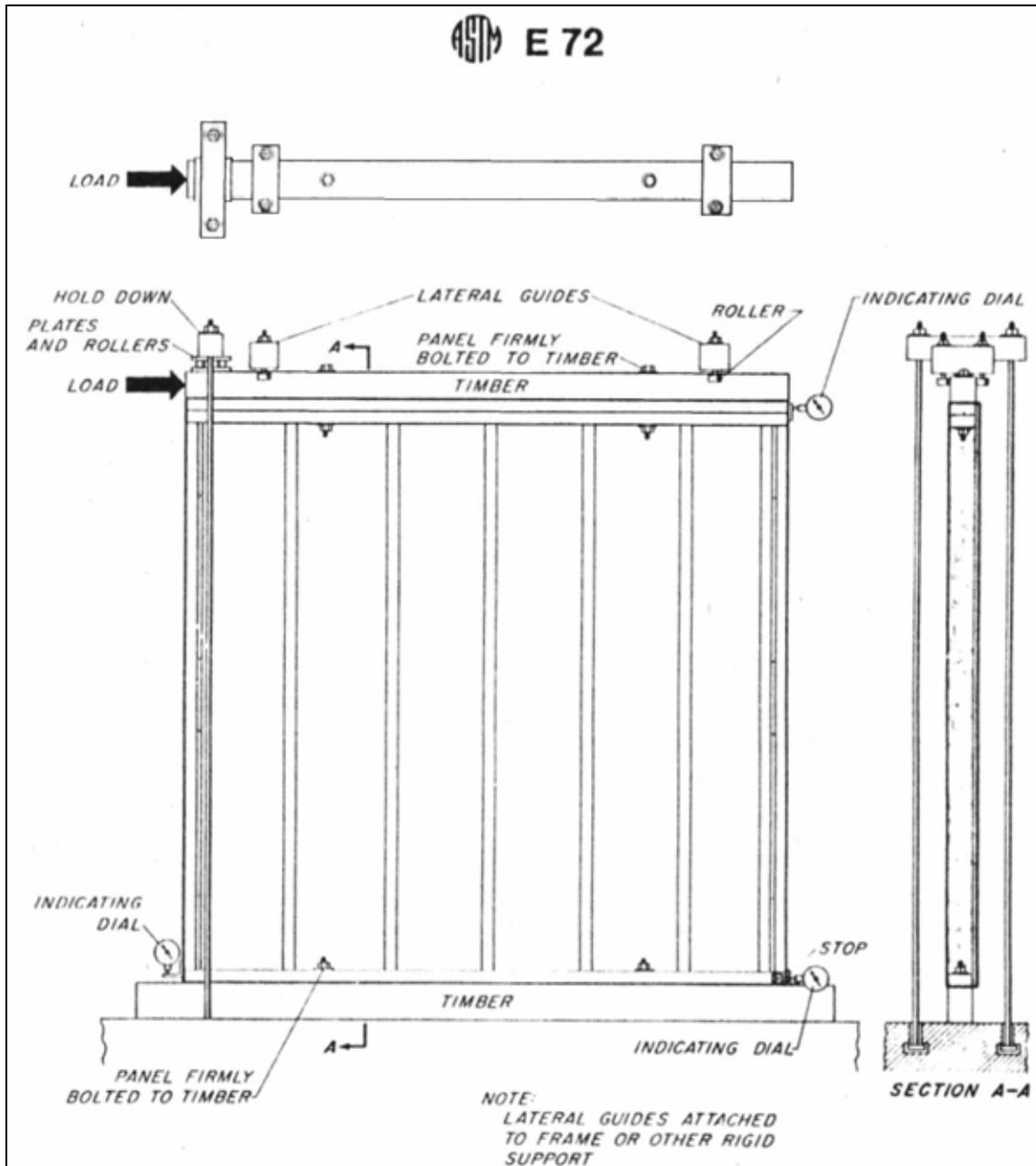


Figura 3.3 Disposición experimental, Norma ASTM E72

- Guías laterales

Se deben implementar guías laterales con la finalidad de permitir el desplazamiento del panel en su propio plano. Estos elementos se deben afianzar rígidamente al marco de ensayos, debiendo tomarse en consideración la utilización de rodamientos con el fin de reducir al mínimo la fricción.

- Medidores de desplazamiento

Se deben utilizar tres diales de desplazamiento con la ubicación que se especifica en la figura 3.3:

- El dial ubicado en el extremo inferior izquierdo, y fijado al pie derecho, registra la rotación del muro.
- El dial ubicado en el extremo inferior derecho registra los corrimientos en la base del muro.

- El dial ubicado en el extremo superior derecho registra la suma de las dos deformaciones anteriores, más la deformación horizontal del muro.

En consecuencia, el desplazamiento horizontal del muro se obtiene mediante la lectura del dial en el extremo superior derecho, menos la lectura de los otros dos registros. Las lecturas deben ser registradas con una precisión de 0.25 mm.

3.3.5.- Procedimiento de Carga.

El procedimiento de carga contempla básicamente cuatro etapas; Alcanzar niveles de carga de 350, 700 y 1050 Kg., realizándose en cada una de ellas una descarga, y evaluando la deformación remanente del muro. En la cuarta etapa, la carga se aplica hasta alcanzar la falla de la probeta, o un desplazamiento total de 100 mm.

3.4.- NORMA NCh 802.E Of71

3.4.1.- Resumen del método

- Principio.

Consiste en someter un panel elegido como muestra a la acción de cargas que se incrementan gradualmente y medir las deformaciones producidas por cada incremento hasta la fluencia del material. Luego sin medir deformaciones, llevar las cargas hasta la ruptura del panel.

- Significado.

Basándose en las lecturas efectuadas durante el ensayo se podrá dibujar un gráfico que establezca la relación carga-deformación. Este gráfico permitirá determinar entre otras cosas la carga de trabajo admisible y el respectivo coeficiente de seguridad, ya sea respecto a la resistencia o a la deformación del elemento estudiado.

Igualmente, se podrá determinar el límite de fluencia y detectar otros fenómenos que se produzcan durante el ensayo, tales como: alabeo, daños locales o ruptura.

Este ensayo pretende reproducir las condiciones reales de trabajo del panel.

3.4.2.- Aparatos y accesorios

Los aparatos y accesorios se montarán como se indica en la figura 3.4.

- Máquina de ensayo, capaz de producir cargas horizontales con dispositivo adecuado para controlar la velocidad de aplicación de la carga.
- Dinamómetro, con graduación en Kg, conectado a la máquina de ensayo para medir la fuerza aplicada.
- Tres deformómetros, destinados a medir el desplazamiento de distintos puntos del panel durante

el ensayo, con sensibilidad en mm/100. Las ubicaciones de los deformómetros se indican en la figura 3.4

- Sistema de anclaje, compuesto de tensores, anclados a la base de apoyo, placas repartidoras de cargas y rodillos de acero, que se montarán como se muestra en la figura 3.4. Este sistema deberá restringir al mínimo posible todo levantamiento de la base del panel, para no dificultar la deformación longitudinal de éste.
- Una viga de apoyo para la base (ver figura 3.4).
- Bastidor, o elemento rígido que, dotado de rodillos u otro sistema similar, impida el desplazamiento lateral de la solera superior del panel durante el ensayo.

3.4.3.- Probetas

- Los ensayos se harán sobre una muestra mínima de 3 paneles iguales en tamaño, material y procedimiento constructivo.
- Antes de efectuar el ensayo se comprobará la rectitud de los paneles y la planeidad de sus caras, como se indica en NCh 806.
- Las probetas tendrán altura, ancho y espesor igual al elemento en uso.
- Las probetas serán representativas del sistema constructivo a que pertenecen tanto en el material como en la forma de fabricación.

3.4.4.- Procedimiento

- Acondicionamiento

- Apoyar la probeta a lo largo de su base y colocar un tope en el extremo inferior opuesto al costado de aplicación de la carga para evitar desplazamientos horizontales (ver figura 3.4).
- Colocar el sistema de anclaje destinado a impedir el levantamiento del extremo inferior correspondiente al costado de aplicación de la carga. Los tirantes deberán acondicionarse de tal manera que pueda regularse la tensión que sobre ellos se aplica. Estos tirantes se ajustarán de modo que la tensión no exceda de 9 Kg. en cada uno de ellos con anterioridad a la aplicación de las cargas.
- El tope en el extremo inferior opuesto al costado de aplicación de la carga deberá disponer de una superficie de contacto con la probeta de altura igual al espesor del panel.
- Aplicar una carga horizontal en la dirección del largo del panel sobre una superficie cuadrada medida desde el canto superior de la probeta.

- Observaciones

- Hacer las lecturas de los deformómetros con una aproximación de $\pm 0,025$ mm.
- Leer simultáneamente los tres diales indicadores:
 - a) antes de la aplicación de la carga;
 - b) cuando la carga está aplicada;
 - c) cuando la carga se haya retirado.
- Hacer observaciones parciales en cada estado de carga para detectar las fallas locales, alabeos, desprendimientos, etc.
- Registrar la carga que produjo la rotura, la carga máxima observada o la carga que produce una deformación de 10 cm y anotar las características de la falla.

- Aplicación de las cargas

Aplicar una carga horizontal en la dirección del largo del panel sobre una superficie cuadrada medida desde el canto superior de la probeta.

- Aplicar las cargas por incrementos aproximadamente iguales con una tolerancia de $\pm 10\%$ de la carga. Medir la deformación producida por cada incremento de carga. Elegir los incrementos de modo que permitan obtener un número suficiente de puntos para trazar la curva carga-deformación en forma precisa. El número mínimo de incrementos será de cinco y el valor de cada incremento inferior a la quinta parte de la carga supuesta del panel.
- La velocidad nominal de aplicación de la carga será de 5 mm/min con una tolerancia de ± 10 .
- Iniciar el ensayo con una pequeña carga o sin carga. Si se aplica una pequeña carga inicial, registrar ésta y la deformación correspondiente. Llevar la carga al primer incremento y anotar la deformación. A continuación llevar la carga a la carga inicial o a cero, según corresponda, y registrar la deformación residual permanente observada. Aumentar la carga en dos incrementos anotándose la deformación y nuevamente volver al estado inicial; registrar la deformación residual observada.
- Cuando a juicio del laboratorio las deformaciones indiquen que el panel se aproxima a su límite de fluencia, abandonar la secuencia descrita en el paso anterior y retirar los instrumentos de medición y llevar la carga hasta la rotura, carga máxima o hasta que el panel se haya deformado 10 cm.

3.4.5.- Expresión de resultados

- Cálculo de la deformación

- Para cada dial indicador u otro aparato de medición, calcular el desplazamiento como la diferencia entre la lectura cuando la carga está aplicada y la lectura inicial.

- La deformación residual será la diferencia entre la lectura cuando la carga ha sido retirada y la lectura inicial.
- Calcular la deformación horizontal y la deformación horizontal residual permanente del panel como la lectura del dial del extremo superior opuesto al costado de aplicación de la carga menos la suma de las lecturas de los otros dos.
- El panel se considerará satisfactorio cuando cumpla con las exigencias de NCh 806.
- **Comentario informativo.**

El método de ensayo descrito en esta norma servirá también como método de ensayo para el empotramiento de paneles siempre que se suprima el sistema de anclaje especificado en el punto 2.3.2 de dicha norma, y se lo reemplace por el sistema de anclaje del panel en servicio.

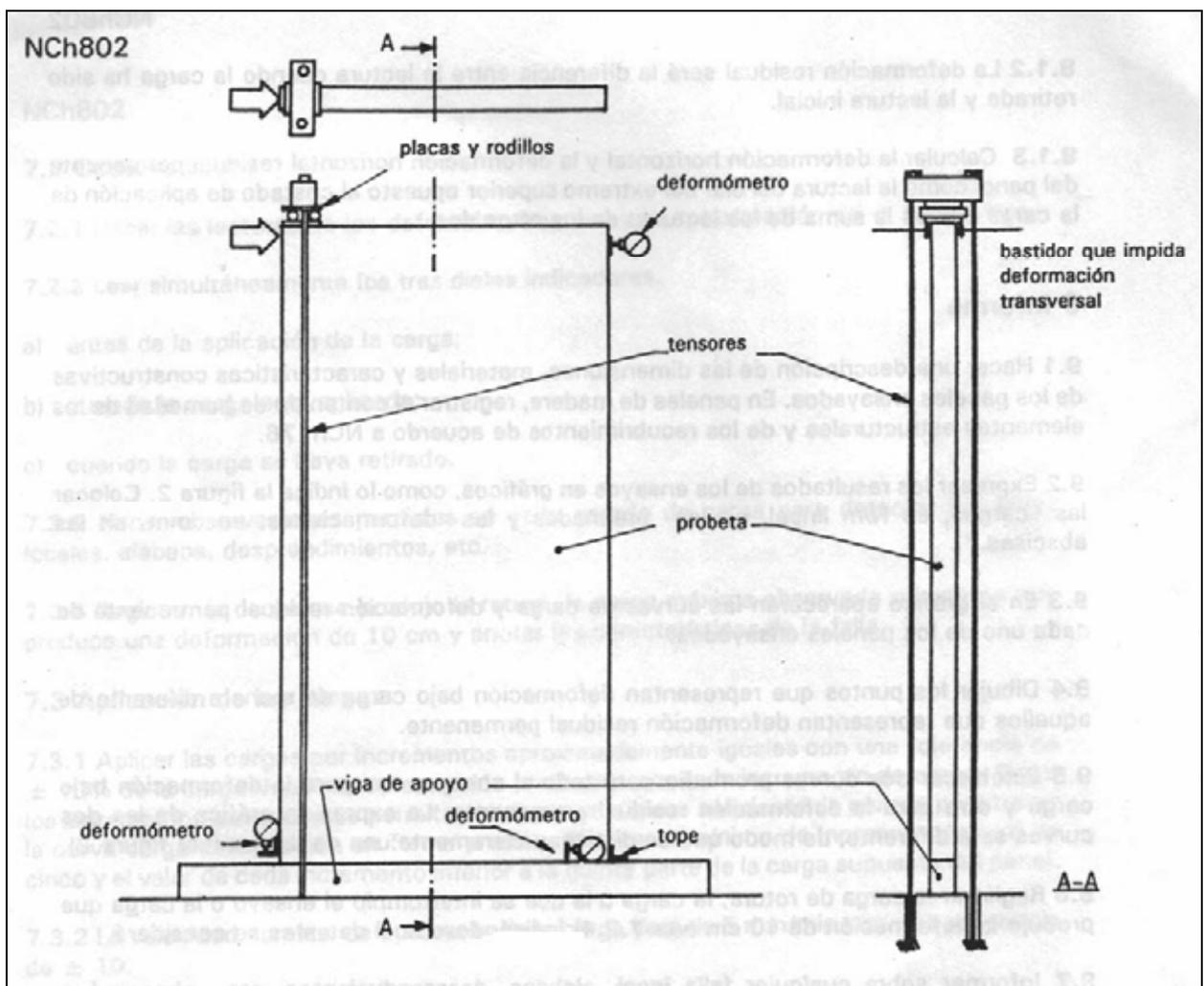


Figura 3.4 Disposición experimental, Norma NCh 802.

CAPITULO IV

ANTECEDENTES DE ESTUDIOS EXPERIMENTALES

4.1.- INTRODUCCION

En este capítulo se presentan estudios experimentales realizados a paneles de madera ya sean recubiertos con placas de OSB o Contrachapado estructural.

Hay que mencionar que se han realizado bastantes estudios relacionados con paneles de madera recubiertos con placas de contrachapado. En este capítulo sólo se presenta la investigación realizada por *Leiva* (1996), puesto que esta se consideró la más completa y que aporta más a nuestra investigación.

Pero no sucede lo mismo con paneles de madera recubiertos con placas de OSB de los cuales sólo se encontró una investigación realizada en Chile, pero en la cual frente a sollicitación horizontal no aporta mucho puesto que no se evaluó la condición real de anclaje del panel.

4.2.- ANTECEDENTES DE INVESTIGACIONES EFECTUADAS EN RELACION A PANELES DE MADERA.

4.2.1.- Evaluación del comportamiento estructural de paneles OSB fabricados en Chile y recomendaciones para el diseño frente a sollicitaciones de servicio.

Carlos Ignacio Leyton Frauenberg.

Santiago de Chile, 2002

El objetivo principal de esta investigación es evaluar el comportamiento estructural de paneles de OSB de fabricación chilena, frente a cargas comunes de servicio, y determinar mediante ensayos de laboratorio, las resistencias máximas admisibles.

En la etapa experimental se realizaron ensayos de resistencia mecánica para sollicitaciones comunes (flexión, compresión y corte), determinando principalmente las curvas carga-deformación, carga de ruptura de los paneles, deformaciones residuales del sistema compuesto y finalmente el comportamiento frente a la falla.

Para el análisis de datos se consideró un estudio del comportamiento del panel frente a las cargas a las que ha sido sometido, de manera de interpretar un diseño teórico simple y ajustable al comportamiento real en servicio. Posteriormente, se efectuó una comparación de las tensiones obtenidas del análisis teórico para paneles chilenos y canadienses, frente a las tensiones reales estimadas en los ensayos de laboratorio. La estimación de la resistencia de paneles canadienses

permite establecer márgenes de comparación para paneles nacionales, y en base a esto determinar los factores que influyen en la obtención de mayores capacidades.

Finalmente, se determinan los factores de mayor importancia para establecer recomendaciones en el diseño de estructuras en base a paneles, y proponer las tensiones máximas admisibles finales para cada sollicitación.

Se estima que las resistencias teóricas son una buena aproximación de las capacidades reales de los paneles. En flexión, la capacidad máxima está limitada por los pies derechos del panel, en compresión el tablero aporta poca resistencia al conjunto siendo el bastidor el principal soportante de las cargas, y para corte las uniones limitan la capacidad total del panel.

4.2.1.1.- Procedimiento experimental para paneles sometidos a corte.

Los paneles fueron armados con pies derechos y soleras de Pino radiata de grado estructural G2, según la norma Chilena NCh 1207, con tableros OSB de fabricación nacional y con madera crecida en Chile figura 4.1. Todos los paneles sometidos a corte fueron armados según la norma ASTM E 72-98 “métodos de ensayos para paneles y/o tableros a usar en la construcción de edificios”.

Hay que mencionar que el dispositivo restrictivo empleado en el procedimiento de ensayo impide toda posibilidad de levantamiento del muro, por lo cual no representa las condiciones reales de éste último.

Para las probetas de corte se utilizan pies derechos de escuadría 40 x 90mm de pino radiata aserrado y dos espesores de tableros de OSB de 9.5 y 11 mm. de espesor recubriendo al panel por una sola cara, armados con dimensiones de 2440 mm. de ancho por 2440 mm. de alto.

Para el ensayo de corte se utilizaron 0,61 m³ de madera dividida en 81 pies derechos y 27 soleras, de 2,32mt y 2,44mt de largo respectivamente.

Procedimiento de carga: Se cargan las probetas en tres etapas, desde 0 a 350 Kg. desde 350 a 700 Kg. y de 700 hasta 1050 Kg. Con velocidad constante.

Después de aplicar la carga 350 Kg. se retira la carga y se registra la deformación residual que presenta la probeta, a continuación se aplica una carga de 700 Kg. a la misma probeta según el procedimiento anterior y se realiza la medición de la deformación residual después de sacar la carga, nuevamente se realiza este procedimiento con la carga de 1050 Kg.

Finalmente se aplica en forma continua las cargas de 350 Kg., 700 Kg. y 1050 Kg. y se obtienen las deformaciones para estas cargas, además se tiene que registrar la deformación para incrementos de carga de 90 Kg. Después de cargar la probeta con el ciclo anterior se realiza uno nuevo hasta lograr la falla del panel o hasta obtener una deformación total de 100 mm.

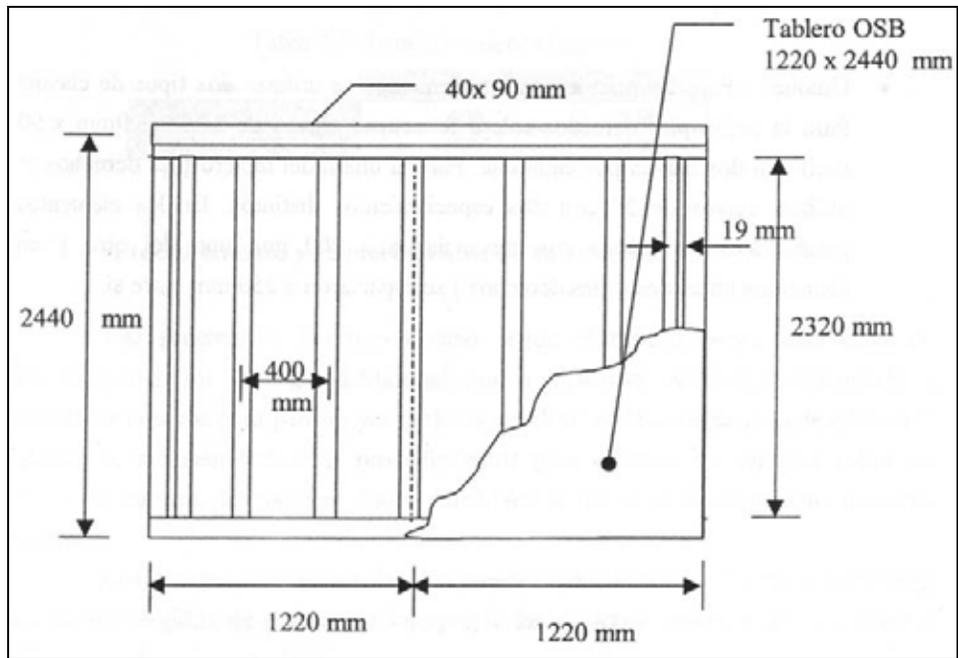


Figura 4.1. Panel para ensayo de corte.

Cálculos e Informes: Para calcular las deformaciones se toma la diferencia entre la lectura inicial del dial y la lectura que alcanza con la carga, la deformación residual se calcula como la diferencia del estado residual (después de cargarlo) menos la lectura inicial. Los datos se presentan registrando las deformaciones para las cargas de 350 Kg., 700 Kg. y 1050 Kg. y la carga residual, en gráficos de curva tensión-deformación hasta la rotura. Se debe describir el comportamiento del panel durante el ensayo y en el momento de la falla.

Propiedades mecánicas, ensayo de corte: En esta sección se entregan los datos obtenidos en los ensayos de corte. Para llevar a cabo estas mediciones se utilizaron tres diales ubicados en cada una de las esquinas libres del panel con el fin de medir el desplazamiento horizontal de éste, en dirección a la carga aplicada, para una simplificación de datos se entregan las tablas de las de las deformaciones totales, las cuales son medidas mediante el siguiente procedimiento:

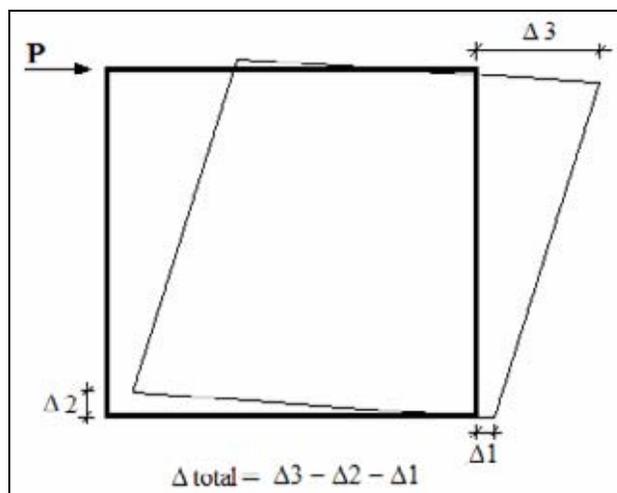


Figura 4.2. Mediciones de deformación para probetas sometidas a corte.

En donde la deformación total esta dada por:

$$\Delta_{total} = \Delta_3 - \Delta_2 - \Delta_1$$

Presentación de resultados ensayo de cizalle para panel estructural OSB de 9,5 mm de espesor.

(Se ensayaron 3 probetas para esta serie).

Tabla 4.1. Estado de carga-deformación corte

Deformación total				
Espesor	Deformación (mm)			Carga Kg.
	Corte P1	Corte P2	Corte P3	
9.5 mm	0.00	0.00	0.00	0
	0.60	0.21	0.45	69.12
	1.06	1.65	2.18	138.24
	1.79	3.31	3.11	207.37
	2.12	4.55	4.07	276.49
	2.81	5.31	4.60	345.62
	3.57	6.13	5.14	414.64
	4.25	6.86	6.12	483.87
	4.34	7.46	6.62	551.56
	4.33	8.62	7.12	618.83
	5.64	9.12	7.58	686.09
	7.14	9.99	8.71	753.36
	6.58	10.21	8.62	820.62
	7.78	10.55	9.21	887.89
	7.91	11.41	10.07	955.15
	8.63	12.10	10.82	1022.22
	9.99	13.00	11.83	1088.88
	11.22	14.17	12.91	1155.55
	13.13	16.09	15.10	1222.22
	15.42	18.39	17.50	1288.88
	19.09	20.85	19.88	1355.55
	22.24	23.48	23.09	1422.22
	26.00	27.11	26.57	1488.88
29.84	30.84	34.33	1555.55	
37.63	35.63	46.91	1622.22	
70.12	42.92	-	1688.88	
-	45.33	-	1755.55	
-	55.11	-	1822.22	
cargas máx (Kg)	1677.8	1855.6	1666.7	

Grafico de resultados: Finalmente para esta serie de ensayos de espesor 9.5mm se muestran los gráficos de comportamiento frente a la carga. Con el fin de visualizar la deformación para cada estado de tensión en las tres probetas, y el grafico de comportamiento frente al ciclo de carga y descarga para las probetas de corte.

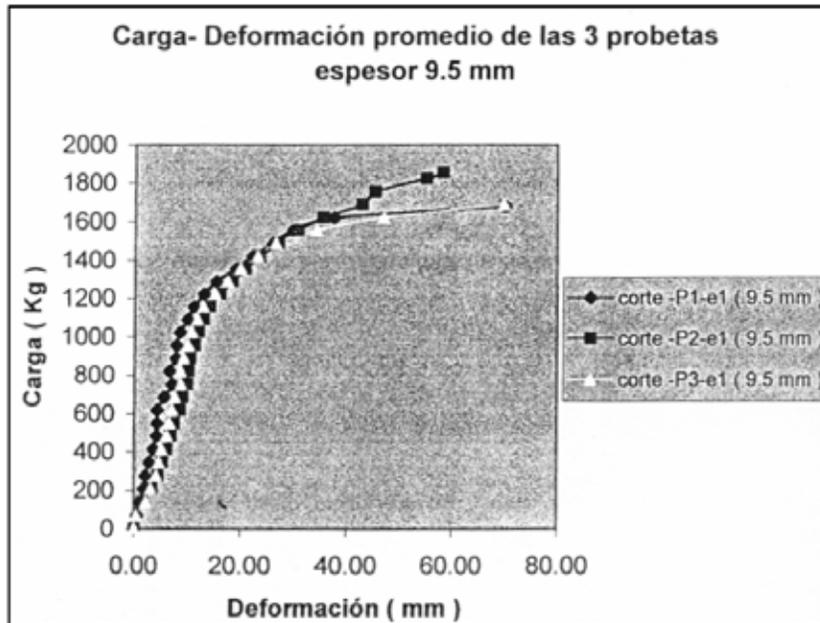


Figura 4.3. Grafico Carga-Deformación para probetas espesor 9.5 mm

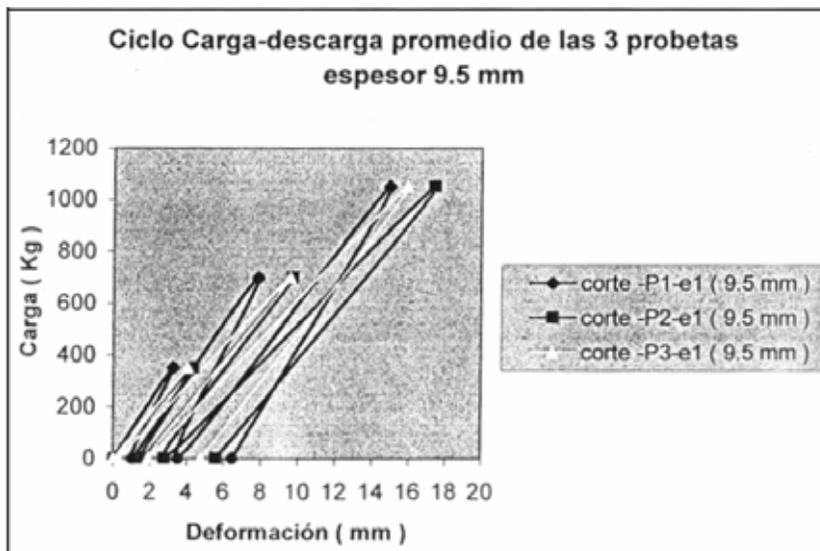


Figura 4.4. Grafico Carga-Descarga para probetas espesor 9.5 mm

Presentación de resultados ensayo de cizalle para panel estructural OSB de 11mm de espesor.

(se ensayaron 3 probetas para esta serie)

Tabla 4.2. Estado de carga-deformación corte

Espesor	Deformación total			Carga Kg.
	Deformación (mm)			
	Corte P1	Corte P2	Corte P3	
	0.00	0.00	0.00	0
	0.99	0.14	0.56	69.12
	1.46	0.88	1.17	138.24
	1.88	2.11	1.55	207.37
	2.04	3.08	2.87	276.49
	2.50	3.29	3.60	345.62
	3.33	4.45	3.76	414.64
	3.95	5.17	4.37	483.87

11 mm	4.40	7.92	4.43	551.56
	5.04	7.98	5.08	618.83
	5.82	8.29	5.47	686.09
	6.39	8.95	5.53	753.36
	7.00	9.66	6.08	820.62
	7.28	11.36	6.55	887.89
	8.28	10.48	6.83	955.15
	8.18	10.67	7.11	1022.22
	7.39	12.43	7.49	1088.88
	8.34	14.89	8.02	1155.55
	8.34	16.02	8.46	1222.22
	9.33	17.07	8.68	1288.88
	10.03	18.70	9.47	1355.55
	10.37	20.70	9.47	1422.22
	11.64	23.80	10.88	1488.88
	11.77	29.48	11.63	1555.55
	12.96	-	12.62	1622.22
	14.09	-	13.24	1688.88
15.34	-	14.37	1755.55	
15.65	-	-	1822.22	
cargas máx (Kg)	1866.7	1557.8	1788.9	

Grafico de resultados: A continuación se presentan los datos gráficos del comportamiento de las tres probetas de 11 mm de espesor para un estado de carga y deformación y para carga-descarga, con el fin de visualizar su conducta frente a estas sollicitaciones.

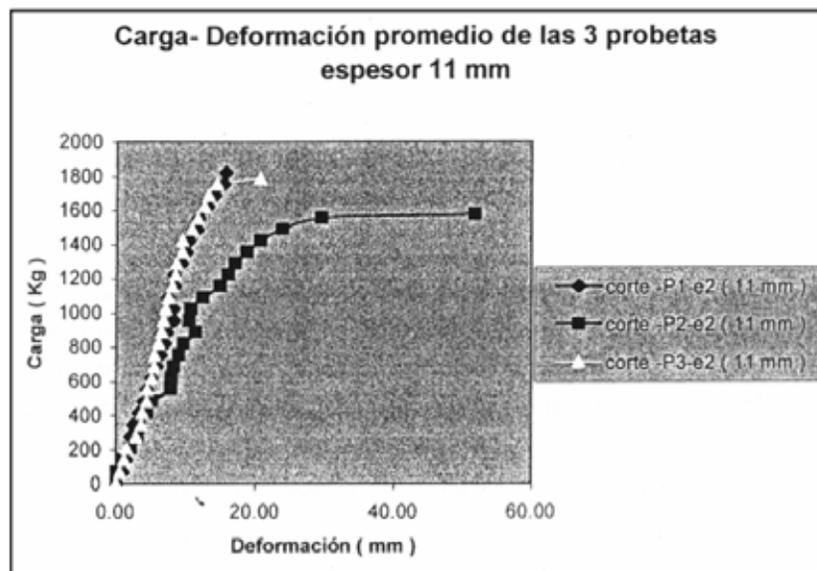


Figura 4.5. Grafico Carga-deformación para probetas espesor 11 mm.

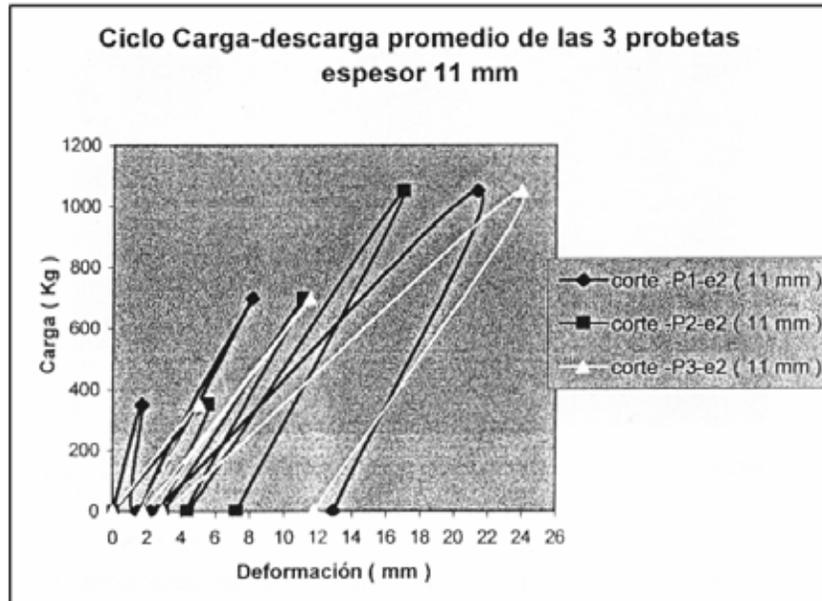


Figura 4.6. Gráfico de curvas Carga-Descarga de probetas espesor 11 mm.

4.2.1.2.- Análisis de datos de ensayo de corte.

Para este ensayo todas las probetas presentaron un comportamiento similar frente a los estados de cargas aplicados. En general para estas pruebas la falla se presenta en las uniones entre los elementos del bastidor y entre el marco y las placas de OSB.

El desclavamiento de las uniones entre pies derecho y solera se producen por cargas de tracción aplicadas por medio de la solera superior hacia los pies derechos iniciales, produciendo tensión positiva (tracción) sobre las uniones entre pies derechos y la solera inferior, superando la capacidad de extracción del clavo y produciendo la falla. (Ver Figura 4.7.)

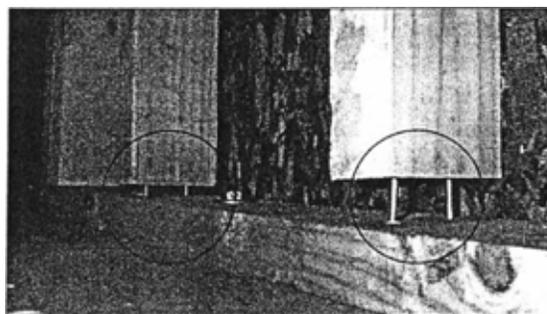


Figura 4.7. Desclavado de uniones inferiores solera pies-derechos

Leyton (2002) concluye que el espesor de la placa de recubrimiento tiene notoria importancia en las rigideces de los paneles. Para las curvas del espesor 9.5 mm se puede notar una pendiente más suave que la de 11mm en su estado de carga-deformación, esto significa que las deformaciones del panel de menor espesor son mayores para un estado de carga igual debido a la menor rigidez que aporta el tablero. Sin embargo, para cargas cíclicas la mayor deformación la alcanza el panel de mayor espesor (11mm), como consecuencia que tiene menor juego plástico o recuperación por efecto de la mayor rigidez aporta el tablero en comparación al de 9.5mm de espesor.

Para determinar las Capacidades admisibles de corte se utiliza el criterio de la norma ASTM E72 que limita la distorsión angular de panel a $1/300$ de la altura de sí mismo, deformación que se ha estimado razonable como elemento de control de los desplazamientos relativos que pueden experimentar dos pisos consecutivos, como resultados de la acción de sollicitaciones horizontales. (Ver tabla 4.3)

Tabla 4.3. Capacidades admisibles de corte, criterio deformación máxima.

Espesor de la probeta	Identificación De la Probeta	Cargas para deformación L/300 (Kg)	Valores Estadísticos	Carga Admisible de diseño (Kg)	Carga Admisible de diseño (Kg/m)	Carga de diseño recomendada Kg/m
9.5mm	Corte-P1-e1	955.15	Promedio : 730.9	730.93	299.56	300
	Corte-P2-e1	551.56	Desv. Est.: 205.5			
	Corte-P3-e1	686.09	Coef. Var. : 28.1%			
11mm	Corte-P1-e1	887.89	Promedio : 865.2	865.20	354.59	350
	Corte-P2-e1	618.83	Desv. Est.: 235.8			
	Corte-P3-e1	1088.88	Coef. Var. : 27.3%			

4.3.2.- Comportamiento de muros de corte de madera rigidizados mediante tableros de contrachapado bajo la acción de carga horizontal estática y cíclica combinada con carga vertical en su propio plano.

Juan Claudio Leiva Caro y Pablo Edgardo Vilches Huenchuguala.

Santiago de Chile, 1996.

En el este trabajo se realiza un estudio experimental en relación al comportamiento de muros de corte de madera solicitados simultáneamente con cargas estáticas: horizontal y vertical, y por la acción de cargas cíclicas.

La etapa experimental correspondiente a los ensayos con carga estáticas (horizontal y vertical) se desarrolla según las especificaciones que prescribe la norma ASTM E564-76. Para el análisis del comportamiento de diversas configuraciones de muros se contempla la evaluación del grado de influencia que ejercen las siguientes variables: variación del espaciamiento de la unión clavada en el perímetro y en la solera inferior del panel, variación de la escuadría, espaciamiento de los elementos constituyentes del bastidor, y variación de la carga vertical actuando simultáneamente con la carga horizontal.

La segunda fase de este estudio comprende el análisis experimental del comportamiento histerético de muros de madera en relación a la influencia del espaciamiento de clavos en la unión contrachapado-solera inferior, a partir de la ejecución de ensayos con carga cíclica basados en las disposiciones que entrega la norma neozelandesa BRANZ P21.

El objetivo de este trabajo es efectuar un estudio experimental acerca del comportamiento de muros de madera sometidos, por un lado, a ensayos de carga horizontal y vertical, y por el otro, a ensayos de carga cíclica, todas contenidas en el plano del muro. Para ello se consideró la influencia de variables tales como el espaciamiento de los clavos, la escuadría, el espaciamiento de los pies derechos y, finalmente, la acción de la carga vertical.

Por último, y después de haber realizado una evaluación de todos los resultados obtenidos en las distintas experiencias, se establecen criterios de diseño para las configuraciones de muros en estudio, así como algunas recomendaciones de tipo constructivo.

4.3.2.1.- Caracterización de las configuraciones ensayadas.

- Definición de los parámetros en estudio.

En la presente investigación se consideraron relevantes en el estudio del comportamiento estructural de los muros de madera las siguientes cuatro variables:

- Variación del espaciamiento de la unión clavada: 10, 15 y 20cm.
- Variación del espaciamiento de pies derechos: 40 y 60cm.
- Variación de escuadría de pies derechos: 35 x 90mm y 35 x 70mm.
- Variación de la carga vertical: 0, 200, 400 y 600 Kgf/m.

Para el estudio de la influencia de los parámetros antes mencionados, se proyectaron un total de catorce series de ensayos, de las cuales ocho corresponden a carga estática monótona creciente, y las seis restantes a cargas estáticas horizontal y vertical actuando simultáneamente.

- Definición de las configuraciones proyectadas.

Las configuraciones en estudio se resumen en la Tabla 4.4

Tabla 4.4. Resumen de Características de los Paneles de cada Serie.

Serie	Escuadría Bastidor (mm x mm)		Espaciamiento Pies derechos (cm)		Espaciamiento unión clavada (cm)		Carga Vertical (Kgf/m)
	35 x 90	35 x 70	40	60	perímetro	solera inferior	
A	+		+		20	20	0
B	+		+		20	15	0
C	+		+		20	10	0
D	+		+		15	15	0
E	+		+		10	10	0
F	+			+	20	20	0
G		+	+		20	20	0
H		+		+	20	20	0
I	+		+		20	20	200
J	+		+		20	20	400
K	+		+		20	20	600
L		+	+		20	20	200
M		+	+		20	20	400
N		+	+		20	20	600

- Revestimiento.

El revestimiento utilizado corresponde a dos placas de contrachapado estructural del tipo fenólico de Pino Radiata, dispuestos sobre una cara del bastidor, de dimensiones 1200x2400 mm y espesor 10 mm cada una.

- Unión clavada revestimiento bastidor.

- En zonas perimetrales al recubrimiento, la unión se materializa mediante clavos helicoidales de 50 x 2.8 mm, correspondiéndole a las series A, B, C, D, E los espaciamientos que se mencionaron en la tabla 4.4 mientras que las series F, G, H, I, J, K, L, M, N, presentan el mismo tipo de unión clavada que la serie A.

- En zonas interiores al recubrimiento, mediante clavos helicoidales de 50x2.8 mm, con espaciamientos de 300 mm para todas las series en estudio.

- Sistema de Anclaje de los Muros de Ensayo.

A objeto de constituir una unión apernada entre el muro y la viga metálica basal del marco de ensayo, se utilizaron 4 pernos de anclaje de cabeza hexagonal de 8mm de diámetro y longitud 80mm, con hilo MS-1.25 en una longitud de 25mm.

Los pernos de anclaje se ubican a 10cm, 70cm, 170cm y 230cm del borde vertical cargado del muro.

4.3.2.2.- Procedimiento de ensayo.

- Número de Ensayos.

Se deben realizar dos ensayos para cada serie o configuración de muro. Si los resultados de ambos ensayos difieren en más de un 10 % del valor más bajo en relación a la carga máxima, se procede a la ejecución de un tercer ensayo, y se calcula el valor promedio referido a los dos resultados más bajos de los tres muros ensayados. Esta situación se presentó en las series A, B, C, E y L. Si solamente se realizan dos ensayos, se calcula el promedio entre ambos.

- Aplicación de Carga Estática Horizontal.

La carga horizontal se aplica a lo largo del eje del muro en su extremo superior mediante un conjunto de bomba eléctrica y cilindro hidráulico de carga. El registro se realiza cada un segundo mediante una celda de carga acoplada al cilindro.

Si bien la norma ASTM E564-76 establece que la aplicación de la carga se efectúe en tres fases, en este estudio se consideró que la carga se aplique en una sola etapa, hasta alcanzar el estado de carga última.

- Aplicación de la Carga Vertical.

Para simular la presencia de una carga vertical actuando sobre un muro de ensayo, se emplearon una serie de placas de acero calidad A37-24ES, cuya cantidad varía según las condiciones de carga de las series en estudio. Figura 4.8.

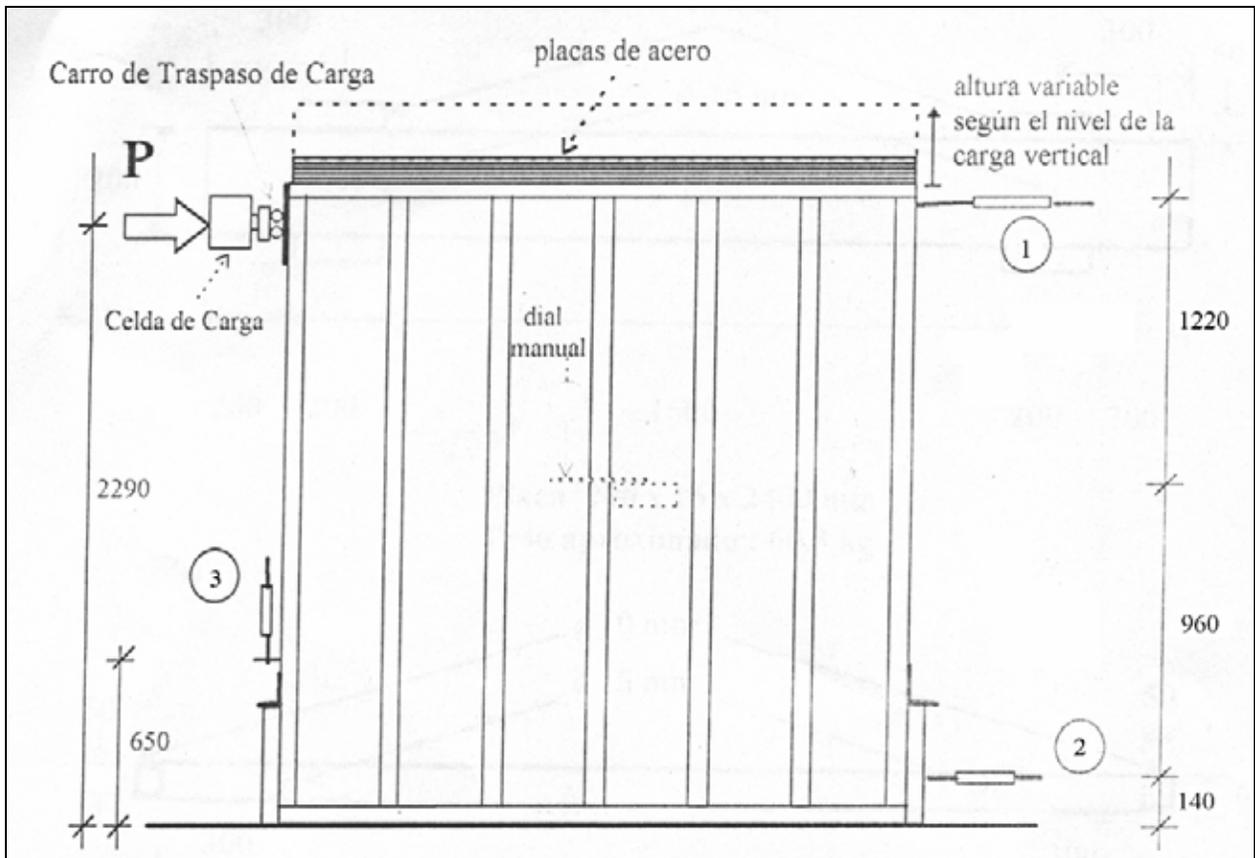


Figura 4.8. Disposición de las placas de acero y de los LVDT 1, 2 y 3.

En todas las series de muros sometidas a carga vertical, el conjunto de placas se apoya íntegramente sobre la solera superior del panel.

- Medición de Deformaciones.

En el registro de las deformaciones producidas en un muro durante el procedimiento de ensayo, se cuenta con la ayuda de tres transductores de desplazamiento LVDT dispuestos según la figura 4.8, y que corresponden a:

LVDT 1: Registra el desplazamiento horizontal del extremo superior del muro.

LVDT 2: Registra el desplazamiento horizontal de la base del muro.

LVDT 3: Registra el levantamiento del borde traccionado del muro.

A lo anterior se suma un dial manual, cuyo objetivo es evaluar los corrimientos relativos que se generan entre las placas de revestimiento.

En relación a los LVDT 2 y 3, se hizo necesario ubicarlos en otra posición, a pesar de lo indicado por la norma ASTM E564-76, ya que de esta forma se logra que el sistema restrictivo situado en los extremos del panel no interfiera en las mediciones registradas por los LVDT anteriormente mencionados.

4.3.2.3.- RESULTADOS DE LOS ENSAYOS.

Aquí se dará a conocer los resultados correspondientes a cargas, deformaciones y rigideces alcanzadas por las diferentes muestras de muros ensayados.

Por otro lado, determinar las capacidades admisibles en muros de corte.

Tabla 4.5. Cargas y deformaciones últimas, Rigidez K4.8 y Resistencia última al corte.

SERIE	Pu (Kg)	Du1 (mm)	Du2 (mm)	Du3 (mm)	P 4,8 (Kg)	K 4,8 (Kg/mm)	Su (Kg/m)
A-1	1755.93	40.54	3.47	15.10	540.79	112.66	731.64
A-2	1418.50	45.10	4.26	18.71	461.41	96.13	591.04
A-3	1369.36	38.10	3.57	16.25	494.67	103.06	570.57
Promedio	1393.93					99.59	580.81
B-1	1395.57	45.33	5.19	17.63	447.80	93.29	581.49
B-2	1847.66	57.41	4.67	19.68	458.93	95.61	769.86
B-3	1546.27	50.74	5.09	19.58	379.26	77.76	644.28
Promedio	1470.92					85.55	612.89
C-1	1294.02	43.00	2.35	24.82	417.94	87.07	539.18
C-2	1595.41	35.72	2.35	12.85	438.82	91.38	664.75
C-3	1487.30	49.03	4.39	26.73	429.59	89.50	619.71
Promedio	1390.66					88.29	579.45
D-1	1592.13	46.10	5.54	20.57	567.59	118.25	663.39
D-2	1487.30	39.59	3.98	20.17	500.56	104.28	619.31
Promedio	1539.72					111.27	641.55
E-1	1513.51	33.01	3.36	20.00	653.79	136.21	630.63
E-2	2057.32	43.79	4.08	23.19	725.99	151.25	857.22
E-3	1814.90	40.62	5.11	21.83	612.18	127.54	756.21
Promedio	1664.21					131.88	693.42
F-1	1493.85	39.49	4.22	12.63	545.24	113.59	622.44
F-2	1497.13	57.23	4.92	27.16	485.10	101.06	623.80
Promedio	1495.49					107.33	623.12
G-1	1038.49	34.12	2.34	14.98	380.10	79.19	432.70
G-2	1071.25	41.25	2.72	21.08	377.92	78.73	446.35
Promedio	1054.87					78.96	439.53
H-1	992.62	18.89	1.32	8.28	573.26	119.43	413.59
H-2	933.66	27.23	1.23	14.51	369.64	77.01	389.03
Promedio	963.14					98.22	401.31
I-1	1615.06	46.75	3.87	15.81	577.50	120.31	672.94
I-2	1500.40	38.94	3.23	13.36	364.02	76.03	625.17
Promedio	1557.73					98.17	649.06
J-1	1660.93	57.51	4.49	17.76	505.31	105.27	692.05
J-2	1824.73	56.67	3.43	14.05	481.57	100.33	760.30
Promedio	1742.83					102.80	726.18
K-1	1860.76	52.43	3.79	11.82	536.36	111.74	775.32
K-2	1788.69	61.16	4.78	17.64	444.56	92.62	745.29
Promedio	1824.73					102.18	760.31
L-1	1041.76	30.61	1.90	14.58	452.85	94.34	434.07
L-2	1257.98	38.32	3.53	16.76	439.17	91.49	524.16
L-3	1185.91	38.47	3.31	17.77	496.75	103.49	494.13
Promedio	1113.84					98.92	464.10
M-1	1510.23	39.81	2.77	11.94	483.13	100.65	629.26
M-2	1556.10	42.08	2.24	12.89	565.49	117.81	648.38
Promedio	1533.17					109.23	638.82
N-1	1552.82	49.78	3.32	17.93	574.12	119.61	647.01
N-2	1588.85	54.90	4.25	21.63	448.16	93.37	662.02
Promedio	1570.84					106.49	654.52

Donde :

Pu : Carga última alcanzada por el muro. (kg).

Du₁, Du₂, Du₃ : Deformación obtenida por el muro a nivel, de carga última, para los LVDT 1, 2 y 3 respectivamente, en (mm).

P4.8 : Nivel de carga alcanzado por el muro correspondiente a una deformación horizontal total (LVDT1 - LVDT2) de 4.8 mm. (kg).

K4.8 : Rigidez inicial al corte de un muro obtenida mediante la relación entre el nivel de carga correspondiente a una deformación horizontal de 4.8 mm (P4.8) y esta última, (kg/mm).

Su : Resistencia última al corte de un panel. (kg/m), se establece mediante el cociente entre la carga ultima y la longitud del muro (L = 2.4 m).

El valor promedio es calculado a partir de las dos probetas más débiles de la serie según Norma ASTM E564-76.

En la tabla 4.6 se entregan los valores para carga última promedio de acuerdo a cada serie ensayada, carga admisible y rigidez al corte K 4,8.

Tabla 4.6. Cargas últimas, capacidades admisibles y rigidez K4.8 para cada serie

SERIE	Pu (Kg)	P adm (Kg)	K4.8 (Kg/mm)
A	1393.93	696.97	99.59
B	1470.92	702.47	85.53
C	1390.66	695.33	88.29
D	1539.72	769.86	111.27
E	1664.21	832.11	131.88
F	1495.49	733.25	107.33
G	1054.87	527.44	78.96
H	963.14	481.62	98.22
I	1557.73	779.62	98.17
J	1742.83	853.28	102.80
K	1824.73	892.55	102.18
L	1113.84	556.93	98.92
M	1533.17	766.59	109.23
N	1570.84	780.95	106.49

La carga admisible de cada serie se calcula de la siguiente forma:

Carga admisible muro es igual a $\frac{3}{4}$ del menor valor obtenido de los siguientes criterios para determinar carga admisible:

- A** Nivel de carga correspondiente a una deformación admisible de $1/120$ radianes, es decir, una deformación horizontal de 20mm. Este valor propuesto corresponde en el caso de utilizar el procedimiento experimental descrito por la Norma ASTM E564-76.
- B** Nivel de carga de $2/3$ del nivel último de carga alcanzada por el muro.

En que el nivel de carga última se determinará escogiendo el menor de los siguientes dos valores:

- Nivel máximo de carga
 - Nivel de carga correspondiente a una deformación angular máxima de 0.02 radianes (48mm)
- C** Nivel de carga correspondiente a 1/2 de la deformación horizontal última alcanzada por el muro
- En que la deformación última de la probeta se determinará como el menor valor obtenido entre:
- Deformación alcanzada al instante de la carga última
 - Deformación angular máxima de 0.02 radianes, es decir, 48mm de deformación horizontal

La rigidez al corte (K 4,8) se calcula de la siguiente forma:

Consiste en determinar la rigidez para una deformación horizontal de 4,8mm, valor que se calcula como la altura de entrepiso multiplicada por 0,002 ($H = 2,4m$), y que corresponde al desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos que establece la norma NCh 433. Of96. Cabe mencionar que la deformación horizontal de 4,8m se evaluó como la diferencia entre el desplazamiento horizontal del extremo superior del muro (LVDT 1) y el desplazamiento horizontal de la base del muro (LVDT 2).

4.3.2.4.- Conclusiones.

Los modos de falla asociados a los niveles últimos de carga alcanzados por los muros, se caracterizan primordialmente por un desclavamiento de la unión tablero de contrachapado-solera inferior o por una falla de tipo frágil en la solera inferior.

En la figura 4.9, se observa que, en la medida que se incrementa el reforzamiento de la unión clavada revestimiento-bastidor, se produce un aumento en la rigidez y en la capacidad resistente del muro, situación que también se presenta en la medida que aumenta el nivel de las cargas verticales. También se aprecia que, al variar solamente la escuadría y el espaciamiento de los pies derechos del bastidor, se producen leves diferencias tanto en las capacidades admisibles como en la rigidez figura 4.10. Por otro lado, las configuraciones de muros que poseen una mayor escuadría y que se encuentran bajo la acción simultánea de una carga horizontal y vertical, presentan un mejor comportamiento estructural en comparación, con las que se encuentran sometidas a un estado de carga similar pero constituidos por piezas de menor escuadría.

Las curvas de histéresis obtenidas revelan que independiente de la densidad de clavado en la unión inferior, las distintas estructuraciones de muros presentan una gran similitud en los niveles de carga alcanzados en cada ciclo, pero estos últimos aumentan en la medida que progresa la amplitud de los desplazamientos. Además, las curvas carga-deformación presentan una disminución progresiva tanto de rigidez como de resistencia a medida que aumenta el número de ciclos de carga para un mismo nivel de deformación horizontal.

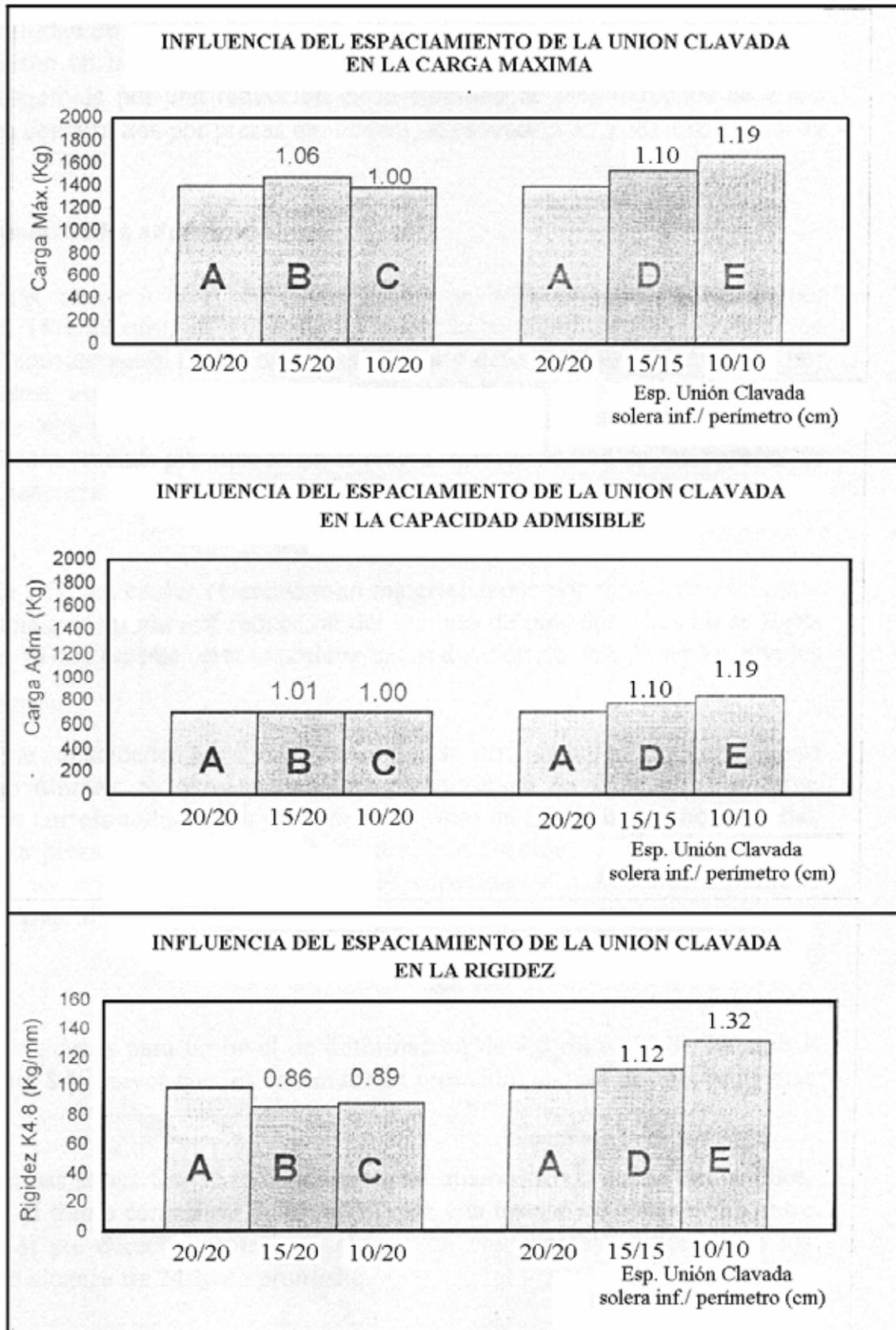


Figura 4.9. Influencia del espaciamiento de la unión clavada. Cargas últimas, admisibles y rigidez K 4,8.

En la figura 4.9. Las cifras sobre las columnas indican la relación existente entre la respectiva columna y la columna de la serie A

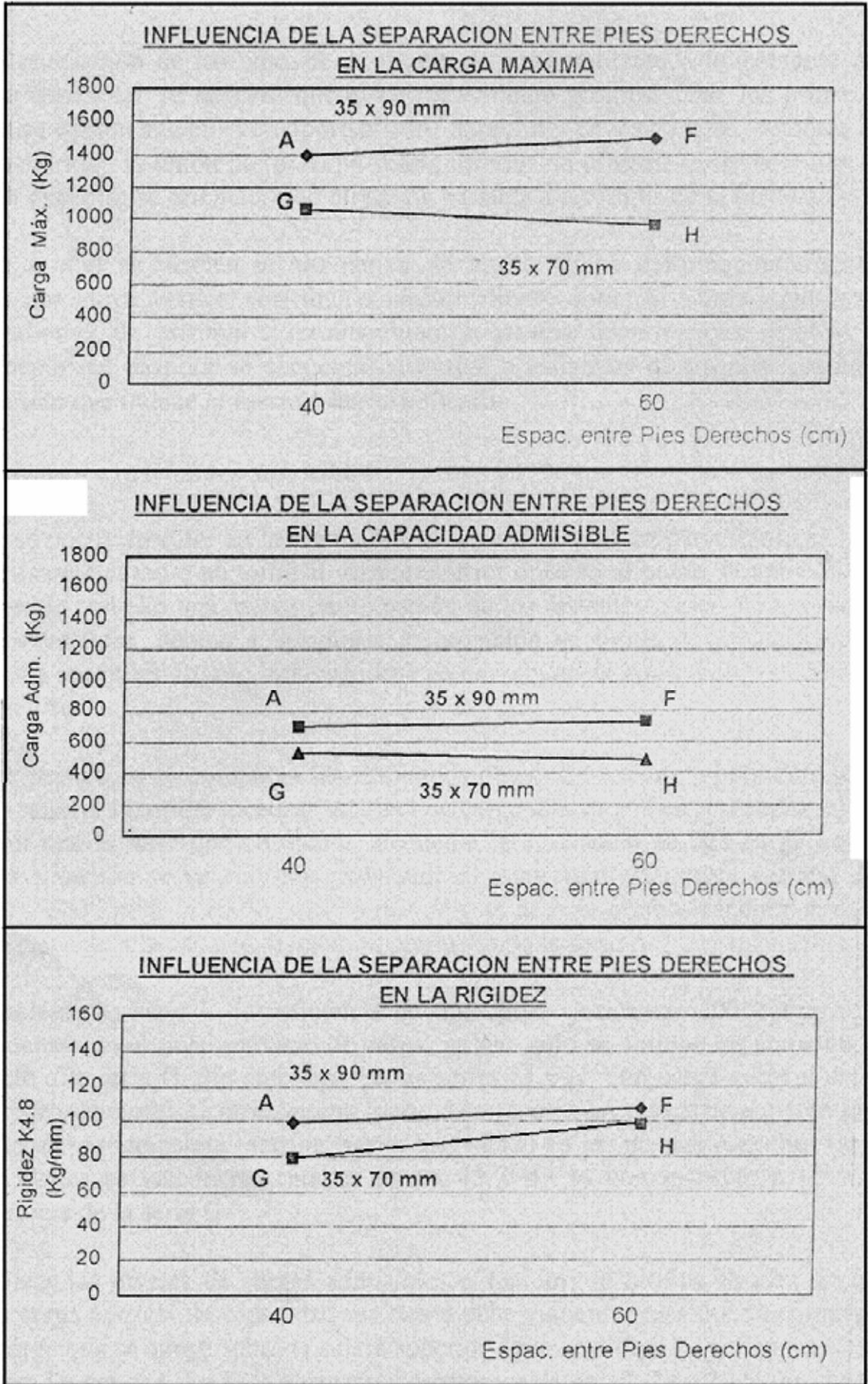


Figura 4.10. Influencia de la separación entre pies derechos. Cargas últimas, admisibles y rigidez K 4,8.

CAPITULO V

PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS MUROS DE MADERA A ANALIZAR

5.1.- INTRODUCCIÓN

Para la realización de cualquier estudio o análisis sobre el comportamiento de una estructura es necesario conocer las características físicas, geométricas y mecánicas de los distintos elementos componentes de dicha estructura.

Los muros de madera en estudio están configurados por diferentes elementos y materiales, como son los pies derechos, soleras, placas de OSB, clavos, tornillos y conectores metálicos. Estos elementos se comportan de manera distinta conforme a sus propiedades y al tipo de sollicitación a que están sometidos. Es por esto que al estudiar el muro es necesario conocer las cualidades de cada componente para lograr resultados satisfactorios en el análisis y en el modelo.

Para conocer las propiedades de los elementos se debe recurrir a la información existente o a la determinación experimental de las propiedades necesarias para la investigación.

5.2.- PROPIEDADES DEL BASTIDOR

El bastidor esta formado por pies derechos y soleras de pino radiata del catalogo Arauco
Toda la información de la madera a utilizar la obtuvimos de Arauco (2004).

Utilizamos MSD Estructural Arauco de pino radiata seca en cámara al 12% promedio, clasificada visualmente según la norma chilena NCh1207 o mecánicamente según la norma europea BS EN-519 1995. La elección de la dimensión adecuada se realiza en el capítulo “VI”
La resistencia de cada pieza corresponde a la indicada en la norma chilena NCh 1198 o BS EN-338.



Figura 5.1 MSD Estructural

5.2.1.- Dimensiones de las piezas de madera:

La elección de la dimensión adecuada para el panel se realiza en el capítulo “VI”.

Tabla 5.1 Especificaciones dimensionales del MSD Estructural

Dimensiones			Tolerancia		Pallets			
Denominación	Espesor mm	Ancho mm	Largo m	Esp. mm	Ancho mm	Total piezas	pulg	Peso (Kg)
2x2	41	41	2,4	-0/ +2	-0/ +2	240	72	669
2x3	41	65	2,4	-0/ +2	-0/ +2	168	76	702
2x4	41	90	2,4	-0/ +2	-0/ +2	120	72	669
2x6	41	138	4	-0/ +2	-0/ +2	84	126	1170
2x6	41	138	4,8	-0/ +2	-0/ +2	84	151	1405
2x8	41	185	4	-0/ +2	-0/ +2	60	120	1114
2x8	41	185	4,8	-0/ +2	-0/ +2	60	144	1338

5.2.3.- Características Físicas y Mecánicas:

Arauco (2004) especifica que estas características se determinan mediante ensayos de probetas libres de defectos según ASTM.

Tabla 5.2 Propiedades físicas y mecánicas MSD Estructural

Propiedad	Unidad	Valor promedio estado seco
Contracción volumétrica	%	11
Contracción tangencial	%	6,2
Contracción radial	%	4,2
Dureza paralela	kg	265,4
Dureza normal	kg	356,1
Clivaje tangencial	kg/cm ²	49,9
Clivaje radial	kg/cm ²	40,2
Extracción de clavos normal	kg	43,6
Extracción de clavos paralela	kg	28,2

Clasificación visual y mecánica de la madera.

Existen dos métodos de clasificación por resistencia de la madera aserrada de pino radiata: la clasificación visual y la clasificación mecánica. Ambos permiten disponer para cada uno de los grados o niveles cualitativos resultantes de su aplicación, de las propiedades mecánicas requeridas para el diseño estructural.

La clasificación visual consiste en el control visual de la presencia de una serie de características apreciables sobre las superficies de las piezas, por ejemplo nudos, cuya influencia sobre la capacidad resistente o de rigidez ha sido reconocida. En Chile el proceso clasificación visual de madera aserrada de Pino radiata se encuentra regulado en la norma NCh1207, documento que define 3 Grados: GS, G1 y G2, especificando las características y defectos de la madera que se deben controlar y cuales son las restricciones en cada uno de los tres grados. (Arauco 2004).

La clasificación mecánica se diferencia de la clasificación visual en que cada pieza es sometida a un ensayo no destructivo de flexión, donde sobre la base del control de su rigidez flexional es asignada a una determinada clase estructural. Adicionalmente cada pieza debe cumplir también con ciertas restricciones visuales antes de ser asignada a la clase estructural correspondiente. En Chile se usa el criterio europeo. (Arauco 2004).

Grados Estructurales visuales

Los valores admisibles de las propiedades mecánicas para los grados visuales de la norma NCh1207, se derivaron de los resultados del Proyecto de Ensayo en el Grado llevados a cabo por la Corporación Chilena de la Madera a fines de la década de los ochenta.

Durante los años 2001 y 2002 se realizó un nuevo programa de ensayos, con piezas de tamaño comercial proveniente de los principales aserraderos de las regiones productoras del país, que dan origen a nuevos valores admisibles que se incorporarán a la norma NCh1198 y que son los que se consideran en Arauco (2004).

Grados Mecánicos

Considera las Clases Estructurales de la norma británica BS EN-338: 1995, por lo que se utilizarán las propiedades mecánicas asignadas a estas clases en la tabla 7 de la norma británica para el cálculo de construcciones de madera BS 5268 Parte 2: 1996. Arauco (2004) también establece que pasando por alto eventuales diferencias conceptuales implícitas, tanto en la definición de la resistencia característica y de los factores de ajuste como en las relaciones de concomitancia entre el módulo de elasticidad y las restantes propiedades mecánicas que pudieran existir entre la normativa británica y la nacional, las propiedades mecánicas admisibles británicas se referirán a la definición de propiedades mecánicas admisibles consideradas para la madera aserrada de Pino radiata en la norma chilena NCh1198.

Propiedades mecánicas admisibles y módulos elásticos de MSD Estructural.

Se considerarán como punto de partida los valores admisibles y módulos elásticos indicados en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Propiedades mecánicas admisibles y módulos elásticos de MSD Estructural

Grado	Denominación	Escuadría mm	kh BS5268	Ff MPa	Ftp MPa	Fcp MPa	Fcn* MPa	Fcn MPa	Fv MPa	Eprom MPa	Ek MPa
G2	2x3	41 x 65		5,20	4,00	7	2,5	-	1,1	7000	4000
	2x4	41 x 90		5,20	4,00	7	2,5	-	1,1	7250	4000
	2x5	41 x 115		4,95	3,86	7	2,5	-	1,1	7708	4412
	2x6	41 x 138		4,77	3,76	7	2,5	-	1,1	8068	4746
	2x8	41 x 185		4,50	3,61	7	2,5	-	1,1	8620	5336
	2x10	41 x 230		4,31	3,50	7	2,5	-	1,1	8620	5336
	2x3	41 x 65	1,170	6,89	4,16	7,56	2,2	1,7	0,744	8000	5400
	2x4	41 x 90	1,142	6,72	4,06	7,56	2,2	1,7	0,744	8000	5400

C16	2x5	41 x 115	1,111	6,54	3,95	7,56	2,2	1,7	0,744	8000	5400
	2x6	41 x 138	1,089	6,41	3,87	7,56	2,2	1,7	0,744	8000	5400
	2x8	41 x 185	1,055	6,21	3,75	7,56	2,2	1,7	0,744	8000	5400
	2x10	41 x 230	1,030	6,06	3,66	7,56	2,2	1,7	0,744	8000	5400
C24	2x3	41 x 65	1,170	9,75	5,85	8,78	2,4	1,9	0,789	10800	7200
	2x4	41 x 90	1,142	9,51	5,71	8,78	2,4	1,9	0,789	10800	7200
	2x5	41 x 115	1,111	9,26	5,56	8,78	2,4	1,9	0,789	10800	7200
	2x6	41 x 138	1,089	9,08	5,45	8,78	2,4	1,9	0,789	10800	7200
	2x8	41 x 185	1,055	8,79	5,27	8,78	2,4	1,9	0,789	10800	7200
	2x10	41 x 230	1,030	8,58	5,15	8,78	2,4	1,9	0,789	10800	7200

En donde:

Ff	tensión admisible de flexión
Ftp	tensión admisible de tracción paralela a la fibra
Fcp	tensión admisible de compresión paralela a la fibra
Fcn	tensión admisible de compresión normal a la fibra
Fv	tensión admisible de cizalle
Eprom	módulo de elasticidad promedio
Ek	módulo de elasticidad característico, asociado al percentil del 5%

* Valores aplicables cuando no se acepta canto muerto en las zonas de apoyo

Arauco (2004) establece que estos valores son aplicables sobre piezas con un contenido de humedad de 12% y para estados de carga con una duración acumulada de 10 años. Para otras situaciones se aplican los factores de modificación que correspondan especificados en la norma de cálculo de construcciones de madera NCh 1198 OF91.

Las Clases Estructurales de la norma británica para el cálculo de construcciones de madera BS 5268 Parte 2 1996 rigen para madera con un contenido de humedad comprendido en el rango de 12% a 18% y para una duración del estado de carga condicionante del diseño de 50 años. Los valores de flexión y tracción paralela a la fibra rigen para una altura de sección transversal de 300 mm. Para alturas menores se aplica el factor de modificación $kh=(300/h) \times 0,11$, con un máximo de $kh = 1,17$, para $h = 72$ mm. Para la tensión admisible de compresión normal a la fibra, Fcn, se indican dos valores. El primero resulta aplicable cuando durante el proceso de clasificación se controla que en las zonas de apoyo no existe arista faltante, mientras que el segundo resulta aplicable cuando no se controla esta situación. (Arauco 2004).

En la norma chilena para el cálculo de construcciones de madera, NCh 1198 Of91 (1994) las tensiones admisibles se refieren al contenido de humedad de 12%, una duración del estado de carga condicionante del diseño de 10 años y una altura de sección transversal de 90 mm. En el cuadro anterior se indican los valores admisibles de la norma británica adecuados a las condiciones de borde de la norma nacional, por medio de la aplicación del factor "kh" de BS 5268 y la relación entre la resistencia de la madera para cargas de duración 50 años y la

correspondiente a duraciones de carga de 10 años que, de acuerdo con lo establecido en el Anexo B de la norma estadounidense “National Design Specification for Wood Construction”, que sirvió de referencia en este aspecto para la norma nacional, asciende a 0,9. Los módulos de elasticidad no se modifican. (Arauco 2004).

Según CDT (2004) para la especificación de madera cepillada de pino radiata, se deben tener en consideración los siguientes aspectos:

- Contenido de humedad de la madera, el cual no debe superar el 20% medido mediante higrómetro
- Mantener la madera paletizada y convenientemente protegida del sol y de la intemperie.
- Realizar un período de estabilización de a lo menos 72 horas antes de utilizarla.
- Cumplir con las tolerancias dimensionales para la madera de pino radiata.

5.3.- PROPIEDADES DEL TABLERO DE RECUBRIMIENTO

Los tableros OSB (Oriented Strand Board), son tableros estructurales formados por hojuelas rectangulares de madera, dispuestas en capas perpendiculares, unas con otras. Cabe destacar que si un tablero no posee laminación cruzada por diseño, este presentará debilidades estructurales aleatorias imposibles de predecir, según Louisiana Pacific (2004).

Las hojuelas son mezcladas con ceras y adhesivos para posteriormente ser sometidas a altas temperaturas y presiones, dando origen a los tableros OSB estructurales de 8 x 16 pies, 1,22 x 2,44mt que poseen las características de resistencia y rigidez que resultan de la laminación cruzada de las capas.

Los tableros son luego dimensionados, sellados en sus cantos, y embalados en pallets. Como resultado se obtienen tableros libres de nudos y grietas, estables y uniformes.

Además se destaca que la superficie de una de las caras es rugosa otorgando una característica antideslizante (techos) y/o mayor área específica de adherencia (muros y pisos). La familia de tableros OSB estructurales para la vivienda cuenta con distintos tipos de productos, dependiendo del grado de protección que se requiera contra termitas y hongos. Esta protección dependerá de la concentración de aditivos, como el Borato de Zinc (inofensivo para el ser humano), que posean los distintos tableros. (Louisiana Pacific 2004).

En Chile, se utilizan maderas provenientes de raleos efectuados en la zona sur del país, las especies utilizadas son el Coigüe (*Nothofagus Nombeyi*), Roble (*nothofagus oblicua*), y Raulí (*nothofagus alpina*). (Louisiana Pacific 2004).

El tablero está técnicamente desarrollado para fabricar estructuras de alta calidad, resistentes y con alto rendimiento en la construcción. Se puede trozar, perforar, clavar, atornillar,

cepillar y lijar, utilizando herramientas comunes. No requiere de un tratamiento especial, sino que el mismo grado de atención que se le da a cualquier elemento formado en base a madera.

5.3.1.- Definición de los tableros OSB para uso estructural.

Se entiende por tablero OSB para uso estructural, un tablero ingenieril con propiedades físicas, mecánicas y de adhesión, conocidas.

Las propiedades físicas que se deben conocer son:

- Contenido de humedad.
- Densidad o peso específico.
- Dureza.
- Hinchamiento del espesor.
- Expansión lineal.

Las propiedades mecánicas que se deben determinar son:

- Tracción.
- Compresión.
- Flexión estática.
- Cizalle a través del espesor.
- Resistencia lateral del clavo.
- Extracción directa del clavo.
- Extracción desde la cabeza del clavo.

Las propiedades de adhesión que se deben determinar son:

- Unión interna.
- Durabilidad de la unión.

Raicich (2001) establece que si a un tablero se le desconocen las propiedades mencionadas anteriormente, entonces no es posible el cálculo para uso estructural y por lo tanto a dicho tablero no se le puede definir como de uso estructural.

Raicich (2001) determinó mediante ensayos realizados a tableros de 9,5mm y 15mm de espesor los valores de estas propiedades antes mencionadas y que se dan a conocer en la tabla 5.4.

Estos ensayos fueron realizados en el Area de Madera del laboratorio LIMUS de la Universidad de Santiago de Chile. También señala que todos los ensayos enumerados, siguieron las especificaciones de la Norma Canadiense CSA 0437.1-93, con excepción de los ensayos de tracción y compresión, los cuales se apoyaron en la Norma de la American Society for Testing Materials (ASTM) y el ensayo de cizalle a través del espesor, para el cual se siguió la recomendación de los investigadores alemanes Móhler y Ehlbeck.

Tabla 5.4. Propiedades físicas mecánicas y de adhesión de los tableros OSB 9,5mm

Propiedad	Ensayo	Solicitud	Estadígrafos	OSB 9,5mm
FISICAS	CONTENIDO DE HUMEDAD	Al momento del ensayo	Promedio (%) Desv. Estand. (%) Coef. Variac. (%)	7,3 0,4 5,5
	DENSIDAD	De referencia	Promedio (Kg./m ³) Desv. Estand. (Kg./m ³) Coef. Variac. (%)	834 102,5 12,3
	DUREZA	Janka	Promedio (Kg.) Desv. Estand. (Kg.) Coef. Variac. (%)	757,2 100,8 13,3
	HINCHAMIENTO DEL ESPESOR	Después de un ciclo de 24 horas	Promedio (%) Desv. Estand. (%) Coef. Variac. (%)	26,3 2,1 8
	EXPANSION LINEAL	Paralela a la mayor dimensión del tablero	Promedio (%) Desv. Estand. (%) Coef. Variac. (%)	0,43 0,05 11,6
		Normal a la mayor dimensión del tablero	Promedio (%) Desv. Estand. (%) Coef. Variac. (%)	0,53 0,05 9,4
MECÁNICAS	TRACCION	Paralela a la mayor dimensión del tablero	Promedio (MPa) Desv. Estand. (MPa) Coef. Variac. (%)	7,9 1,1 13,9
		Normal a la mayor dimensión del tablero	Promedio (MPa) Desv. Estand. (MPa) Coef. Variac. (%)	4,3 0,6 14
	COMPRESION	Paralela a la mayor dimensión del tablero	Promedio (MPa) Desv. Estand. (MPa) Coef. Variac. (%)	10 0,9 9
		Normal a la mayor dimensión del tablero	Promedio (MPa) Desv. Estand. (MPa) Coef. Variac. (%)	11 0,9 8,2
	FLEXION ESTATICA	Módulo Elasticidad paralelo a la mayor dimensión del tablero	Promedio (MPa) Desv. Estand. (MPa) Coef. Variac. (%)	3286,8 671,4 20,4

		Módulo Ruptura paralelo a la mayor dimensión del tablero	Promedio (MPa) Desv. Estand. (MPa) Coef. Variac. (%)	21 4,5 21,5	
		Módulo Elasticidad normal a la mayor dimensión del tablero	Promedio (MPa) Desv. Estand. (MPa) Coef. Variac. (%)	1912,9 215,2 11,3	
		Módulo Ruptura normal a la mayor dimensión del tablero	Promedio (MPa) Desv. Estand. (MPa) Coef. Variac. (%)	16,3 3,4 20,8	
	CIZALLE A TRAVES DEL ESPESOR	Paralela a la mayor dimensión del tablero	Promedio (MPa) Desv. Estand. (MPa) Coef. Variac. (%)	6,9 1,1 15,9	
		Normal a la mayor dimensión del tablero	Promedio (MPa) Desv. Estand. (MPa) Coef. Variac. (%)	8 1,1 13,8	
	RESISTENCIA LATERAL DEL CLAVO	Paralela a la mayor dimensión del tablero	Promedio (N) Desv. Estand. (N) Coef. Variac. (%)	915,7 197,7 21,6	
		Normal a la mayor dimensión del tablero	Promedio (N) Desv. Estand. (N) Coef. Variac. (%)	1201,3 314,8 26,2	
	EXTRACCION DIRECTA DEL CLAVO	Paralela al eje del clavo ubicado en la cara	Promedio (N) Desv. Estand. (N) Coef. Variac. (%)	47,6 9,1 19,1	
	EXTRACCION DESDE LA CABEZA DEL CLAVO	Paralela al eje del clavo ubicado en la cabeza de la probeta	Promedio (N) Desv. Estand. (N) Coef. Variac. (%)	915,7 197,7 21,6	
	ADHESION	UNION INTERNA	Normal al plano del tablero	Promedio (MPa) Desv. Estand. (MPa) Coef. Variac. (%)	0,387 0,096 24,8
		DURABILIDAD DE LA UNION	Módulo Ruptura paralelo a la mayor dimensión del tablero	Promedio (MPa) Desv. Estand. (MPa) Coef. Variac. (%)	7,5 1,2 15,6
			Módulo Ruptura normal a la mayor dimensión del tablero	Promedio (MPa) Desv. Estand. (MPa) Coef. Variac. (%)	8,2 0,7 20,8

5.4 PROPIEDADES DE LAS UNIONES.

Se ha determinado, tanto teórica como experimentalmente, que el factor más influyente en la capacidad de resistencia al corte de los muros de madera corresponde al comportamiento de los sistemas de uniones, los cuales se pueden identificar por:

- a) Unión del muro a la fundación.
- b) Unión entre pies derechos y soleras.
- c) Unión entre el revestimiento y el marco.

La unión (a) aporta a la rigidez del muro al impedir la flexión de la solera inferior.

La unión (b) tiene un funcionamiento tipo rótula y no tiene mayor influencia en la resistencia del panel.

En cambio, la unión (c) es determinante en el comportamiento estructural del panel frente a sollicitaciones externas, pues es ésta la que permite que el tablero (elemento rígido) pueda trabajar conjuntamente con el bastidor (elemento flexible). La zona más afectada de la unión (c) corresponde a la unión revestimiento-solera inferior y revestimiento-pie derecho central.

Experimentalmente se ha determinado que los clavos presentan un comportamiento no lineal, Canales (1994), lo que sumado al hecho de que la madera falla en forma frágil, la ductilidad de los muros revestidos ha de asegurarse mediante un apropiado diseño (numero, tipo y proporción) de los clavos que fijan la placa contra el marco, además de los elementos de anclaje. Con esto se pretende que la falla en el muro se deba al aflojamiento de los clavos o elementos de anclaje, en lugar que ocurra en la madera (corte en el tablero, falla en el bastidor, etc.). (Carballo 1989).

5.4.1.- Determinación de las características de la unión del muro a la fundación.

Esta es la unión que aporta la rigidez al muro al impedir la flexión de la solera inferior junto con el levantamiento del borde traccionado del panel.

Se analizaron distintos elementos de unión, desde simples placas metálicas, que impiden el aplastamiento de la madera hasta conectores metálicos, que transmiten directamente la carga del pie derecho a la fundación. Estos sistemas de conexión se anclan en la realidad a la fundación mediante pernos embebidos en el hormigón, o pernos pasados al muro del nivel de piso inferior; en el ensayo se anclaron una viga de hormigón de 1mt de altura la cual se puede considerar rígida.

Los conectores que se usaron en el ensayo se muestran en la figura 5.2.



Figura 5.2 conectores metálicos

Los cálculos de las capacidades admisibles de estos y otros conectores que se consideraron en el análisis mediante software computacional, se encuentran adjuntos en el anexo A, B y C.

La capacidad admisible de transmitir la carga del pie derecho para el conector que cuenta con 16 elementos de unión es de 1474Kg, este es muy similar al conector metálico S/HTT14 del catalogo Simpson (2002). La idea de esto es que se pueda reemplazar por este (S/HTT14), ya que para los ensayos no fue posible comprarlos, de todos modos su capacidad admisible es de 1522Kg, que es superior al que construimos, pero para todos los efectos supondremos que resiste 1474Kg.

La capacidad admisible del conector que cuenta con 8 elementos de unión es de 800Kg, se puede reemplazar por otro de igual o mejor resistencia del catalogo Simpson (2002) u otro.

Las placas metálicas no se calculan puesto que estas solo impiden el aplastamiento de la madera en la solera inferior y las dimensiones que se utilizaron fueron de 63mm x 63mm x 6mm de espesor.

5.4.2.- Determinación de las características de la unión entre pies derechos y soleras.

Se considero en un comienzo como uniones entre pies derechos y soleras clavos de 3,5" cuyo eje coincide con el eje del pie derecho y cuya disposición es la mas comúnmente utilizada en la construcción de paneles; pero de acuerdo a la norma 1198 (1991) esta unión no se considera estructural en sollicitación de extracción directa. Por lo que fue necesario mejorarla utilizando 3 clavos de 3" dispuestos en forma lancero cuya capacidad para transmitir esfuerzo de tracción del pie derecho es de 142Kg y un cortante de 185Kg, hasta llegar a la utilización de conectores metálicos que se mencionan en el punto 5.4.1.

5.4.3.- Determinación de las características de la unión bastidor-tablero.

Esta unión es determinante en el comportamiento estructural del panel frente a sollicitaciones externas, pues es ésta la que permite que el tablero (elemento rígido) pueda trabajar conjuntamente con el bastidor (elemento flexible).

Específicamente, la unión se encuentra sometida a esfuerzos de corte producto del traspaso de fuerzas entre el marco y las placas de contrachapado. Esta transferencia de esfuerzos involucra una serie de fenómenos, tales como la extracción, flexión, fluencia, y principalmente el corte en los clavos, más el aplastamiento tanto del tablero como de los elementos del bastidor.

De acuerdo a Pérez (1983) la capacidad resistente a extracción lateral de un clavo que une OSB con madera de pino radiata es de 32Kg este valor es independiente de la dirección de la sollicitación. El detalle de estos cálculos se encuentra en el anexo C

Otra forma de reflejar todos los fenómenos que ocurren en la unión bastidor-revestimiento, es por medio de una relación carga-deformación determinada a partir del ensayo de una probeta de clavos.

5.4.3.1.-Determinación de la capacidad de la unión mediante ensayos.

Esta necesidad de determinar mediante ensayo la capacidad de la unión bastidor tablero surgió después de realizado los ensayos a los paneles, los que alcanzaron capacidades admisibles cercanas a los 2500Kg, al compararlas con las que obtuvimos en el software computacional que eran cercanas a los 1000Kg admisibles, decidimos realizar estos ensayos, puesto que son estas uniones las que limitan la capacidad resistente del panel.

El método de ensayo más usual planteado por Biger (1989) y que se esquematiza en la Figura 5.3, consiste en la aplicación de una carga en la dirección de la pieza que representa al bastidor. La probeta se confecciona con una pieza de 41 x 90mm de escuadría y de 230mm de longitud, revestida por ambos lados con OSB de 9,5mm de espesor y de dimensiones 70x230mm unidos por 4 clavos corrientes de 50 x 2,8mm como se aprecia en la figura 5.4

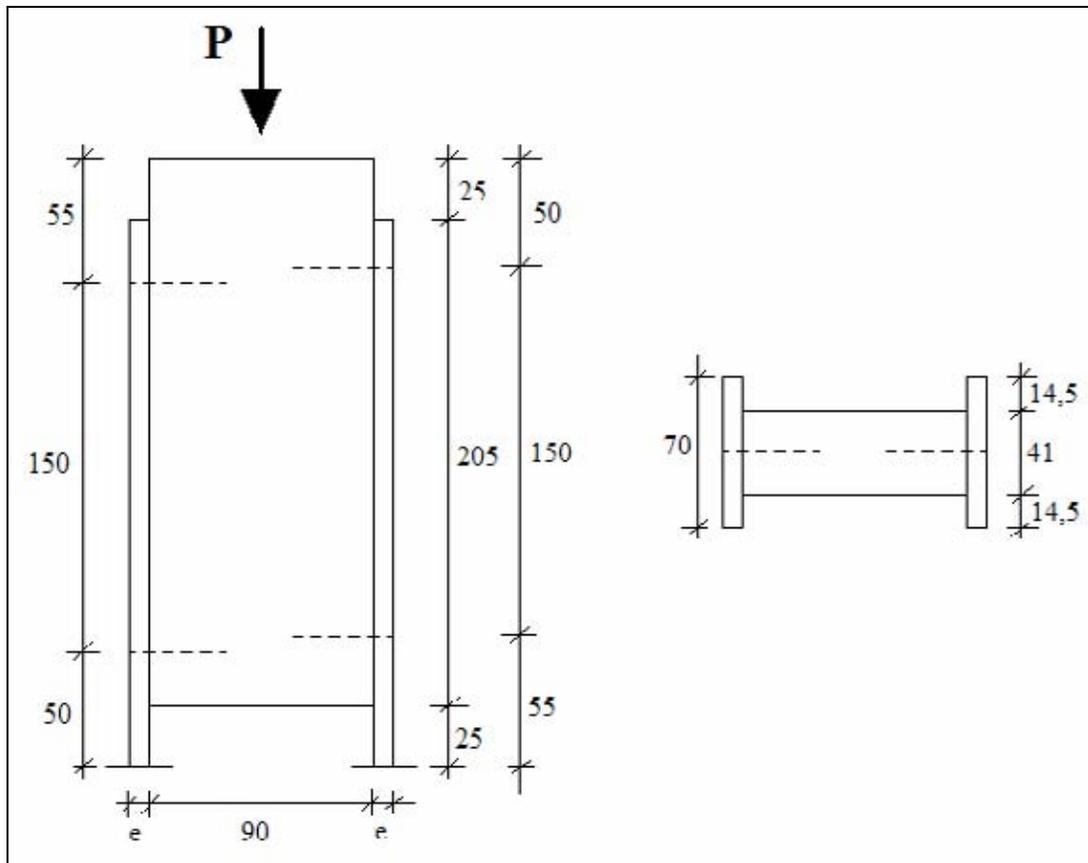


Figura 5.3 Probeta tradicional de ensayo de clavos.

5.4.3.2.- Metodología de ensayo

El ensayo consiste en aplicar sobre la parte superior de la probeta una carga vertical por medio de un sistema hidráulico (Fig. 5.4). El descenso de la pieza de madera se registra por medio de un transductor de deformación, de tal forma de poder obtener el valor de las deformaciones.

Producto del incremento de la carga, se generan esfuerzos de corte en los clavos los cuales se deforman progresivamente hasta llegar a la falla de la probeta.



Figura 5.4. Disposición experimental.

5.4.3.2.- Resultados obtenidos.

Se ensayan un total de 10 probetas, de las cuales la información más relevante con respecto a cada una de las curvas carga-deformación se detalla en la Tabla 5.5. Además, en esta tabla se ha incluido el nivel de carga último por clavo, el cual se obtiene dividiendo la carga última por el número de clavos utilizados en la unión (4 unidades), y la carga alcanzada en el límite de proporcionalidad (1mm), valor que se desprende de los gráficos carga deformación de la figura 5.7.

Tabla 5.5. Resumen de resultados de ensayos de clavos.

PROBETA N°	Pu (Kg)	Du (mm)	Pu por clavo (Kg)	P_{1mm} por clavo (Kg)
1	482	10	120,5	64,00
2	521	10	130,25	66,50
3	484	8,12	121	73,50
4	536	10	134	69,50
5	510	10	127,5	81,25
6	447	8,26	111,75	88,50
7	451	10	112,75	51,75
8	554	10	138,5	80,75
9	515	10	128,75	70,50
10	511	10	127,75	66,50
Promedio	501,10		125,28	71,28
Desv. Estand.(Kg)	34,76		8,69	10,41
Coef. Variac. (%)	0,07		0,07	0,15

Pu: Carga última. Es el menor valor entre la carga ultima alcanzada por la probeta o la alcanzada para una deformación de 10mm

Du: Deformación correspondiente a la carga última.

Pu por clavo: Carga última por clavo.

P_{1mm}: Carga correspondiente a una deformación de 1mm valor de que se considero como el límite de proporcionalidad de la relación carga-deformación.

Hay que mencionar que la sollicitación de los clavos sometidos a extracción lateral se realizo paralela a la mayor dimensión del tablero, la cual se considera mas desfavorable desde el punto de vista estructural debido a la orientación de la hojuelas de madera en el tablero

La capacidad admisible de la unión que consideraremos para nuestros análisis será de 70Kg, valido para cualquier dirección de la carga de sollicitación, valor que es bastante conservador más aun considerando que los esfuerzos a los cuales esta sometida la estructura son de tipo eventual.

La carga admisible que calculamos para esta unión de acuerdo al método que plantea Pérez (1983) para unir aglomerados con piezas de madera aserrada tiene un valor de 32Kg para una

duración de la carga de un día, este es un valor tremendamente conservador de acuerdo a los resultados obtenidos del ensayo.

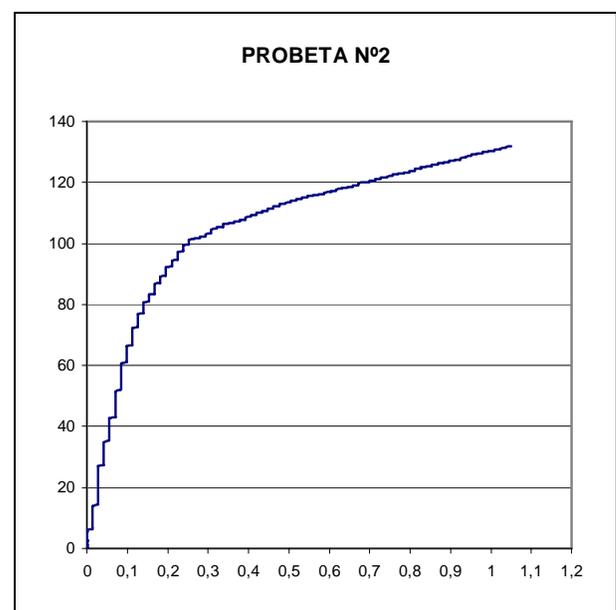
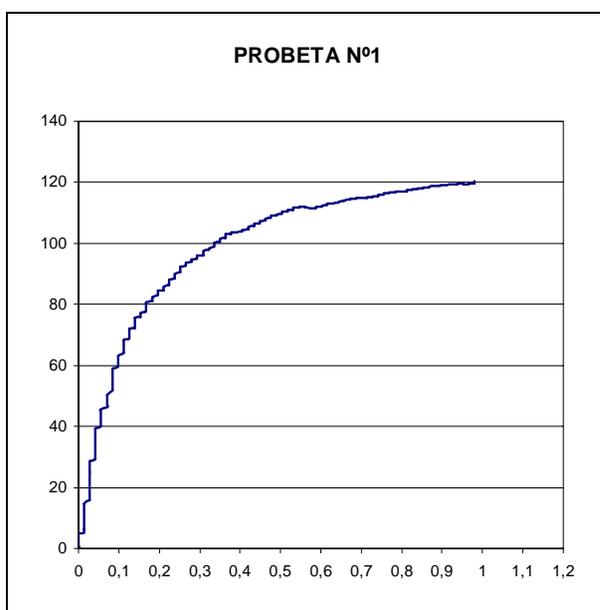
El tipo de deformación y el estado final de cada probeta se muestra en la Figura 5.5, mientras que en la Figura 5.6, se representan las curvas carga-deformación por probeta.

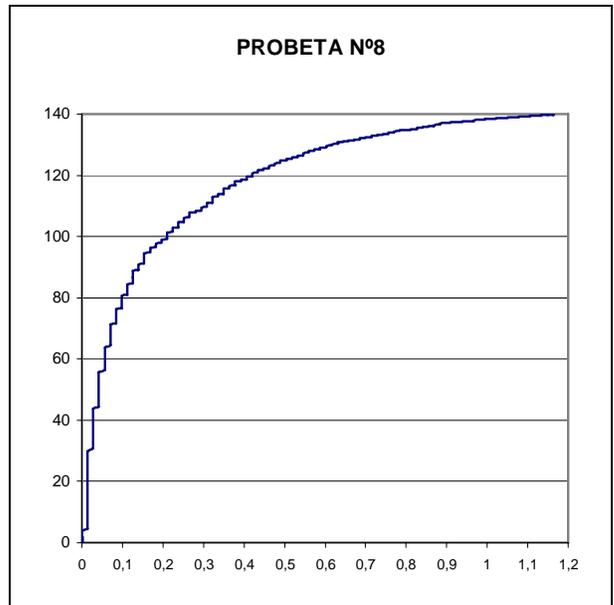
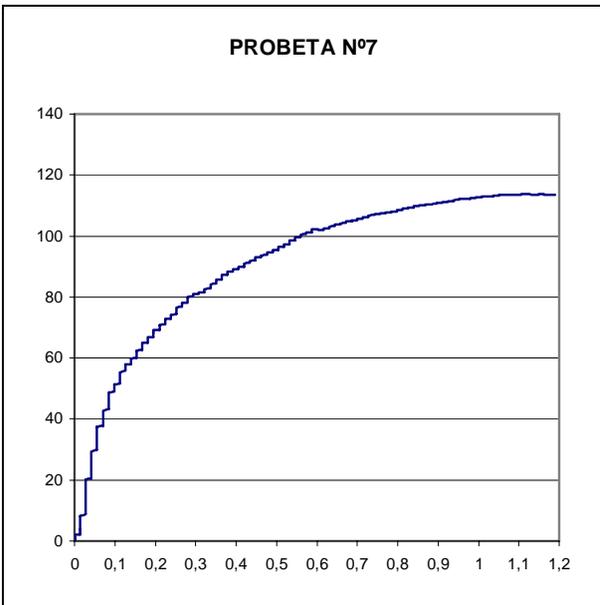
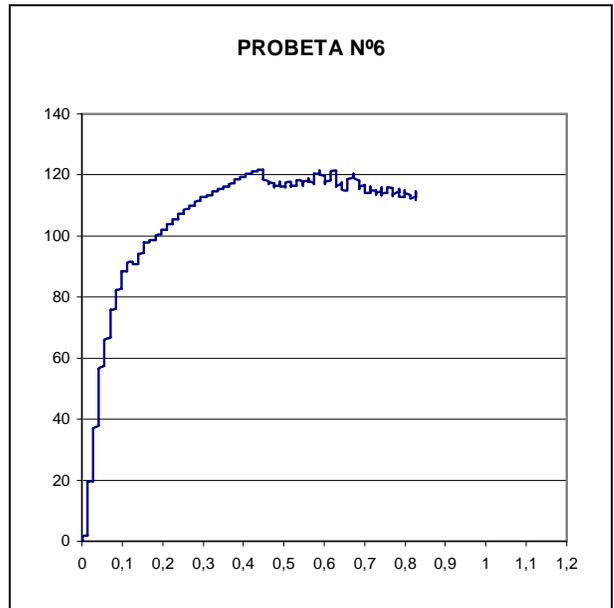
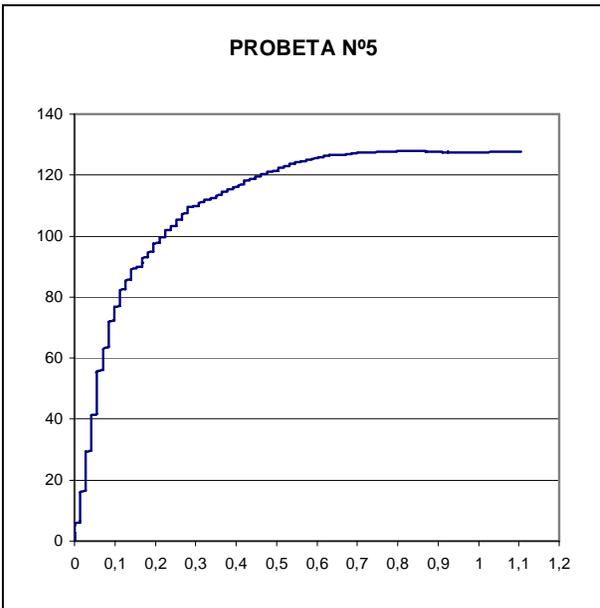
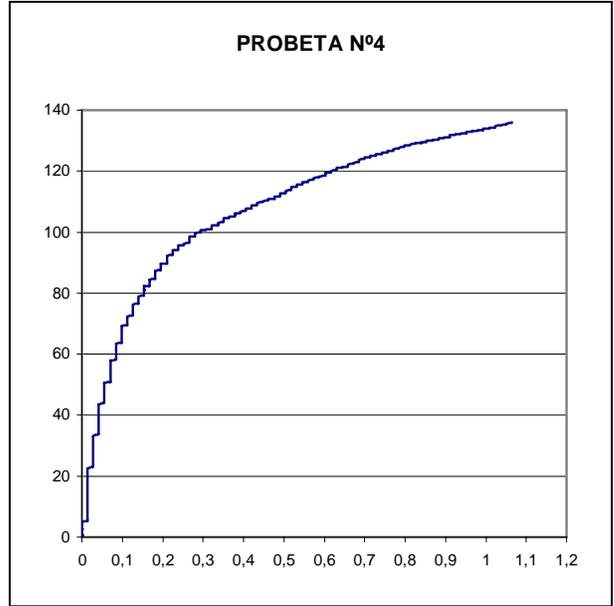
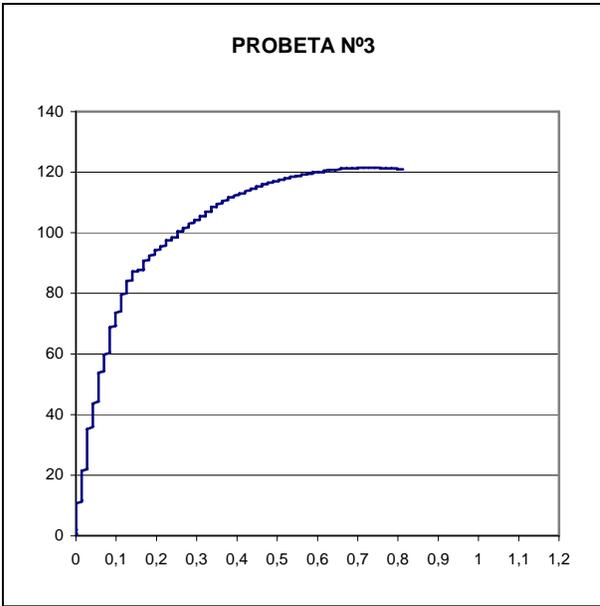


Figura 5.5. Estado de la probeta después de ser ensayada.

De la tabla 5.5 se desprende que la capacidad de carga última promedio al corte para los clavos de la muestra corresponde a 125,3Kg. Dicho valor se alcanza producto de las deformaciones por corte que experimentan los clavos de la unión, sin que en estos se produzca una falla de tipo frágil (corte del clavo).

En los gráficos de la figura 5.6 los valores del eje Y corresponden a la carga en (Kg) por clavo de cada probeta que es igual a la carga total dividida en 4. Los valores del eje X corresponde a la deformación de la probeta en cm.





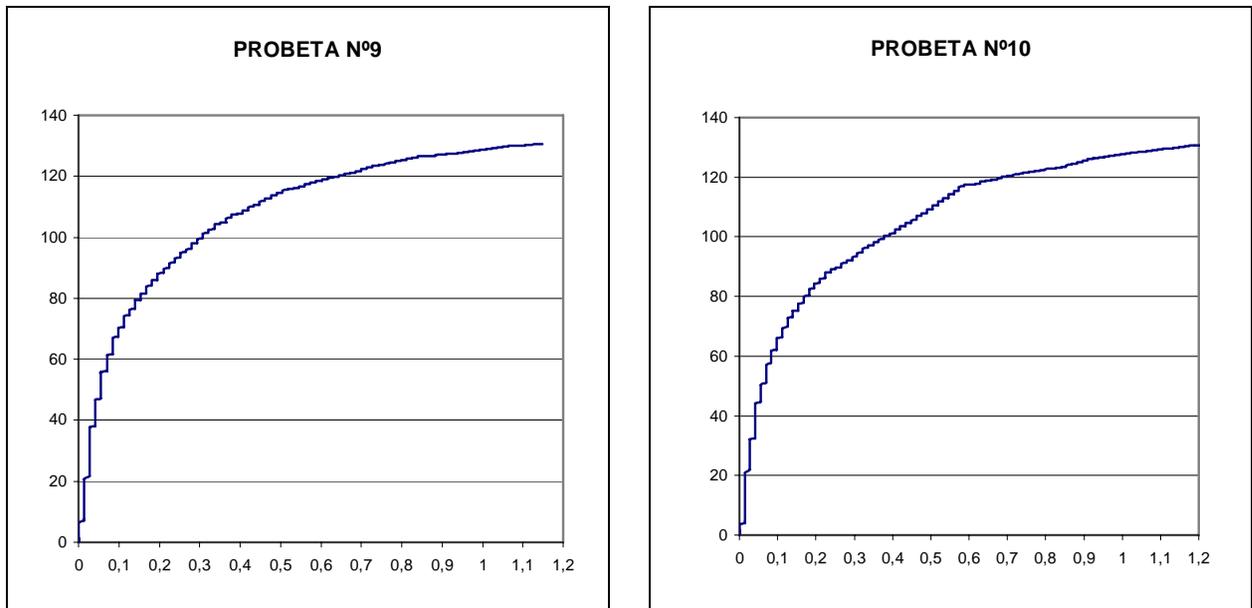


Figura 5.6. Curvas carga-deformación por probeta de clavos.

De los gráficos se aprecia que la deformación correspondiente al límite de proporcionalidad es cercana a 1mm de deformación.

Además queda de manifiesto la elevada ductilidad que tienen estas uniones clavadas del OSB con las piezas de madera del bastidor.

El equipo utilizado en este ensayo se muestra en la figura 5.7.



Figura 5.7 Prensa de ensayo.

CAPITULO VI

ANALISIS ESTRUCTURAL DE PANELES

6.1.- INTRODUCCIÓN.

La modelación en elementos finitos nos permite verificar el comportamiento del panel y sus deformaciones teóricas, producidas por la carga horizontal para posteriormente compararlas con las obtenidas del ensayo de prueba de carga.

Se debe tener en cuenta que los modelos de paneles a analizar, pretenden representar el comportamiento del muro de acuerdo a las propiedades admisibles de los materiales y elementos constituyentes. Por lo cual es necesario conocer las propiedades entregadas por los fabricantes y sugerencias de la normativa vigente.

Los modelos planteados se analizan con el software computacional SAP2000

Para comenzar a estructurar estos modelos, nos basamos en algunas conclusiones de las investigaciones presentadas en el capítulo “III”

6.2.- HERRAMIENTA DE ANÁLISIS COMPUTACIONAL SAP2000

El programa SAP2000 es uno de los software líder en la ingeniería estructural. Se pueden analizar cualquier tipo de estructuras con este programa, definir diversos estados de carga, generar pesos propios automáticamente, asignar secciones, materiales, e incluso diseñar elemento por elemento de manera precisa con los reglamentos más conocidos (ACI En EU, RCDF en México, EUROCODIGO en Europa, etc.).

A través de una misma interfase es posible crear y modificar un modelo, ejecutar el análisis del mismo, así como revisar y optimizar el diseño de cada elemento. Los resultados se presentan de una manera gráfica en tiempo real. Posee una rápida solución de ecuaciones, esfuerzos y desplazamientos inducidos por cargas, elemento Frame de sección no prismática, elemento Shell muy exactos, análisis dinámicos, múltiples sistemas de coordenadas, varios tipos de Constraint, ofrece la facilidad de fusionar mallas de elementos independientes.

Sap2000 posee un módulo completo de diseño para acero y concreto reforzado incluido en la misma interfase usada para crear, analizar y diseñar estructuralmente el modelo.

El método de análisis de SAP2000 se basa en el método de elementos finitos, el cual básicamente consiste en dividir el elemento en cuestión en partes pequeñas, las cuales poseen las siguientes características:

- | | |
|--|------------------------|
| 1. Geometría: | sistema de referencia. |
| 2. Material: | ley constitutiva. |
| 3. Condiciones de frontera esenciales: | apoyos. |
| 4. Condiciones de frontera naturales: | cargas. |

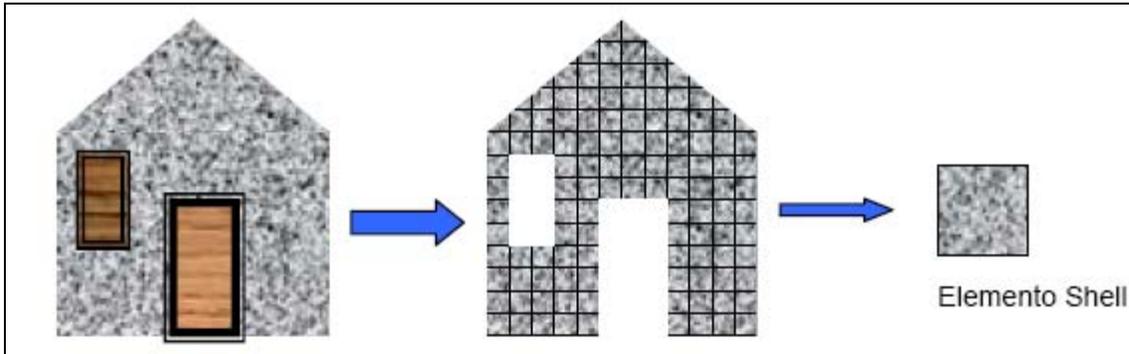


Figura 6.1 Discretización de estructuras mediante elementos finitos

Utilizaremos versión 9.03 de este programa.

Los tableros de OSB se modelarán con elementos Shell de tipo membrana y el bastidor se modelará con elementos Frame.

Elemento Membrana:

Permite deformaciones axiales y rotación alrededor del eje local 3.

Se utiliza para modelar muros de cortante.

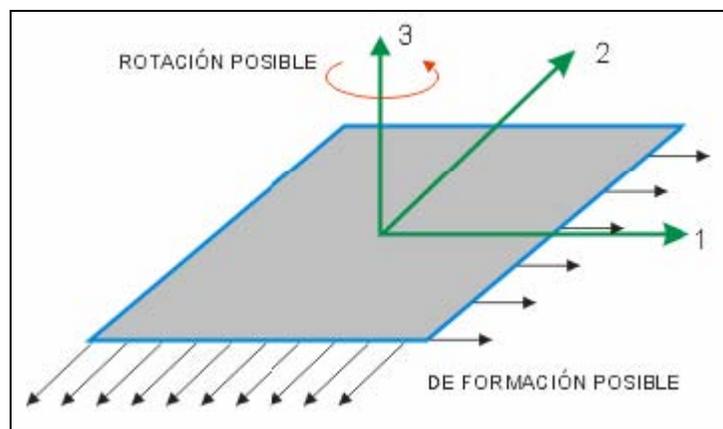


Figura 6.2 Elemento Membrana

Elemento Frame:

El elemento se compone de un nodo inicial y un nodo final y posee ejes locales que se presentan a continuación.

El eje 1 siempre va del nodo inicial al nodo final y es axial al elemento.

El eje 2 es ortogonal al eje 1 y por defecto tiene la misma dirección del eje Z.

El eje 3 resulta de implementar la regla de la mano derecha

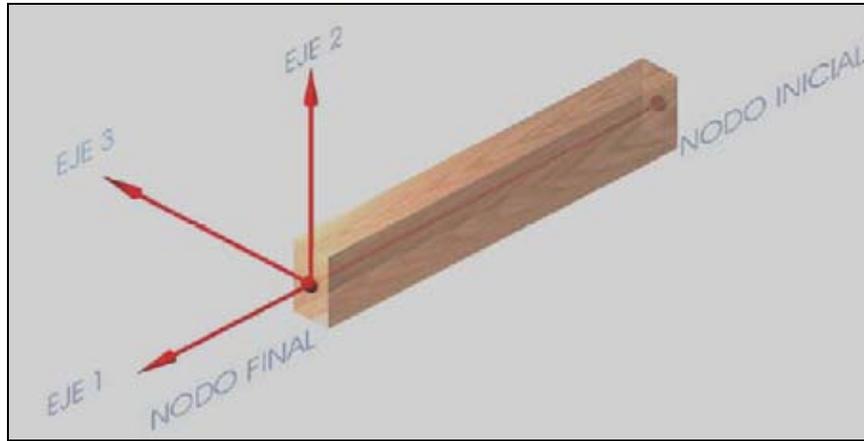


Figura 6.3 Elemento Frame

Restraint (Apoyos).

Existen diferentes tipos de apoyos que se pueden asignar a una estructura de acuerdo a la idealización y a tipo que se utilizará en la estructura real.

Empotramiento total restringe los seis grados de libertad por nudo. Se pueden elegir la restricción de cualquiera de los seis grados de libertad o la combinación que representa la condición de la estructura real.

Releases.

Los Releases son una herramienta utilizada para modelar condiciones especiales en los elementos Frame como por ejemplo articulaciones en las cuales no deben existir momentos. Para asignar un Release debe seleccionarse con anterioridad el elemento al cual se le asignará el Release correspondiente.

Constrain.

Los Constraint son utilizados para modelar cierto tipo de comportamiento de cuerpo rígido para conectar diferentes partes de la estructura y/o imponer algunas condiciones de simetría. Un Constraint consiste en un grupo de dos o más nodos restringidos. El desplazamiento de los nodos restringidos se rige por las ecuaciones de Constraint. Los tipos de Constraint que el programa incluye son:

Diaphragm, Plate, Rod, Beam y Body, este último es el que utilizamos en nuestra modelación y lo describimos a continuación.

Body: permite que los nodos restringidos se comporten como un cuerpo rígido, es decir, los desplazamientos son relativos. Se utiliza para:

- Modelar uniones rígidas entre columnas y vigas.
- Unión entre vigas modeladas con elemento Frame y placas modeladas utilizando el elemento Shell.

6.3.- MODELACION DE PANELES.

Comenzamos con un modelo computacional sencillo, que representa la estructuración de panel mas básica que usualmente se usa como muro de cortante en las construcciones habitacionales de un piso. A este modelo se le aplicó una carga horizontal suficientemente baja la cual se fue aumentando hasta que se detectó la primera debilidad, o zona en que se sobrepasan las tensiones admisibles ya sea de los materiales o las uniones. Cabe mencionar que estas tensiones admisibles se fueron verificando de acuerdo a la norma NCh 1198 Of91 de cálculo de estructuras de madera, y otras fuentes para poder realizar las verificaciones necesarias. Solucionada esta primera debilidad con algún tipo de mejoramiento, se sigue aumentando la carga horizontal hasta detectar la segunda debilidad, a la cual se le dio solución para poder seguir aumentando la carga horizontal, y así sucesivamente dependiendo de los mejoramientos que se iban realizando a medida que se aumenta la carga, se fue modificando en el programa computacional el tipo de análisis o el modelo.

Se debe tener en cuenta que los modelos de paneles a analizar, pretenden representar el comportamiento del muro de acuerdo a las propiedades admisibles de los materiales y elementos constituyentes. Por lo cual es necesario conocer las propiedades entregadas por los fabricantes, sugerencias y restricciones de la normativa vigente.

La idea final de estos paneles estructurales es comparar la carga final que se logró con todos los mejoramientos, con la carga inicial o sea sin ningún tipo de mejoramiento.

Otro análisis importante es comparar la relación peso resistencia horizontal con un muro de las mismas dimensiones o similares en hormigón armado, para determinar de manera sencilla, si un panel de éstos puede constituir parte estructural de un edificio de dos o tres pisos.

6.3.1.- SUPUESTOS PARA LA MODELACIÓN.

Para realizar cualquier modelo computacional que intente predecir el comportamiento real de una estructura, se deben asumir ciertos supuestos que deben suceder:

- El tablero OSB se modeló como elemento ortotropico variando el modulo de elasticidad de la dirección paralela a la mayor longitud con el de la dirección normal a la mayor longitud.
- No se consideró cambios de volumen de las piezas de madera producto de la condición de humedad.
- Por defecto en el software computacional SAP2000 no podremos considerar o modelar corrimientos relativos, o sea las uniones entre los elementos se consideran indeformables o rígidas frente a traslaciones, por lo que sabremos de antemano que las deformaciones

del panel no coincidirán con los ensayos de laboratorio para un mismo rango de carga lateral.

- Las secciones transversales de los elementos en flexión no se deforman fuera de su plano o lo que se conoce como: “secciones planas permanecen planas”.
- Sólo se consideran deformaciones en el plano del panel que es donde se aplica la carga.
- Las placas de OSB se modelan como elementos membrana el que solo permite deformaciones en su plano, y el bastidor como elemento Frame, puesto que la longitud de estos elementos, no son comparables con su sección.
- Los materiales componentes del panel son considerados infinitamente elásticos en el software computacional.
- La unión de los pies derechos a la solera se consideran rotuladas debido a su incapacidad de transmitir momento, siendo esta última continua en toda su longitud (2440mm).
- Para el caso de placas OSB por ambos lados se modela como si fuera por un solo lado, pero considerando el doble de espesor; esto porque de acuerdo a los supuestos sólo se consideran deformaciones en el plano del panel, luego los resultados obtenidos de esfuerzos en las placas se divide en dos.

6.3.2.- MATERIALES Y ELEMENTOS UTILIZADOS EN LA ESTRUCTURACION DEL PANEL A MODELAR.

La estructuración de este panel, al igual que varias mejoras de este mismo es en base a bastidor de madera aserrada refuerzo de placa OSB de 9,5mm y uniones materializadas mediante clavos corrientes tanto en el bastidor como el tablero y el anclaje a la fundación mediante dos pernos de anclaje o conectores metálicos. Las especificaciones de todos los elementos serán descritas a continuación. Las propiedades mecánicas y físicas de todos los elementos que se mencionarán a continuación fueron descritas en el capítulo “V”.

6.3.2.1.- Conformación del Bastidor

.- Pies Derechos: piezas de pino insigne aserradas de grado estructural G2, C16 o C24, de escuadría 41 x 90 mm y longitud de 2358 mm., espaciados a 400 mm.

.- Soleras superior e inferior: piezas de pino radiata aserradas de grado estructural G2, C16 o C24 de escuadría 41 x 90 mm y longitud 2440 mm.

.- Unión entre pies derechos-soleras: corresponden a dos clavos corrientes de 90 x 3.9mm (longitud y diámetro respectivamente) colocados de tal forma que el eje del clavo coincide con el eje del pie derecho a unir. De acuerdo a NCh 1198 Of91 esta unión no se considera estructural para sollicitación de extracción directa. También se considera la utilización de clavos de 75 x 3,5mm, dispuestos en modo lancero.

6.3.2.2.- Revestimiento

El tablero de recubrimiento utilizado corresponde a dos placas de OSB estructural, por una cara del bastidor, o cuatro placas por ambos lados, de dimensiones 1220 x 2440mm, de espesor 9,5mm.

6.3.2.3.- Unión entre Bastidor y Tablero de Recubrimiento.

En el perímetro y en centro de la placa, la unión se realiza mediante clavos corrientes de 50 x 2,8mm de acuerdo a NCh 1269 (1990). La capacidad admisible de esta unión se determina de acuerdo al método para calcular la carga admisible a extracción lateral de clavos en aglomerados de madera planteada por *Pérez* (1983).

6.3.2.4.- Unión a la fundación

Se realiza mediante pernos embebidos en el hormigón que es en el caso más corriente, o mediante conectores metálicos que anclan directamente el pie derecho a la fundación.

6.3.3.- MODELACIÓN.

Inicialmente se comienza a modelar la configuración estructural que se señala en la figura 6.4, que representa la estructuración de panel mas básica que usualmente se usa como muro de cortante en las construcciones habitacionales de un piso. Este modelo se caracteriza por llevar dos pernos de anclaje, ubicados a 50cm y 190cm del eje del pie derecho traccionado, como muestra la figura 6.4, soleras y pies derechos de madera aserrada de pino radiata de clase estructural G2, ambos unidos con dos clavos corrientes de 90 x 3.9mm (longitud y diámetro respectivamente) colocados de tal forma que el eje del clavo coincide con el eje del pie derecho a unir, tablero OSB por un solo lado del panel, uniones del tablero tanto en el perímetro como en centro de la placa, se realizan mediante clavos corrientes de 50 x 2,8mm, espaciados a 20cm.

6.3.3.1.- Análisis estructural para el primer modelo sin ningún tipo de mejoramiento.

A esta configuración se le aplicó una carga horizontal inicial que se consideró suficientemente baja e igual a 100Kg. Con la cual una vez realizado el análisis que se describe a continuación, se determinó que era casi el doble de lo que resiste esta configuración inicial de panel.

Analizando con el software el modelo, obtenemos para una carga horizontal de 100kg los diagramas de carga axial, esfuerzo cortante del bastidor (Figura 6.6) y diagrama de momento flector de la solera inferior (figura 6.8). En donde el color rojo representa compresión en el diagrama de esfuerzo axial, y cortante negativo en el diagrama de corte del bastidor, y con amarillo las solicitaciones opuestas. Las unidades de ambos diagramas son en Kg.

Para la misma carga de 100Kg sobre el panel tenemos la distribución de esfuerzos sobre las placas de OSB que aparecen en la figura 6.7, en la cual al lado izquierdo tenemos la

distribución de esfuerzos a lo largo del eje vertical del panel, y al lado derecho la distribución de esfuerzos a lo largo del eje horizontal. Las unidades son Kg/cm².

En la figura 6.9, se aprecia claramente la concentración de esfuerzos que se produce en el punto de unión OSB solera (al lado derecho del primer apoyo) hay que notar que en los encuentros de líneas divisoras se encuentran las uniones del tablero al bastidor simulando los clavos. Estas uniones se materializan en el software mediante elemento Constraint permitiendo solo compatibilidades de desplazamientos ente nodos del bastidor con el tablero en las zonas de unión, las compatibilidades de rotación se eliminan puesto que las uniones clavadas no pueden transmitir momento respecto al eje del cavo.

Las solicitaciones a que se encuentran sometidos estos puntos de unión se determinan mediante diagramas de cuerpo libre, figura 6.10, de los cuales determinamos la carga exacta que estaría tomando cada clavo.

Por razones lógicas solo verificamos el que se encuentra aparentemente más solicitado.

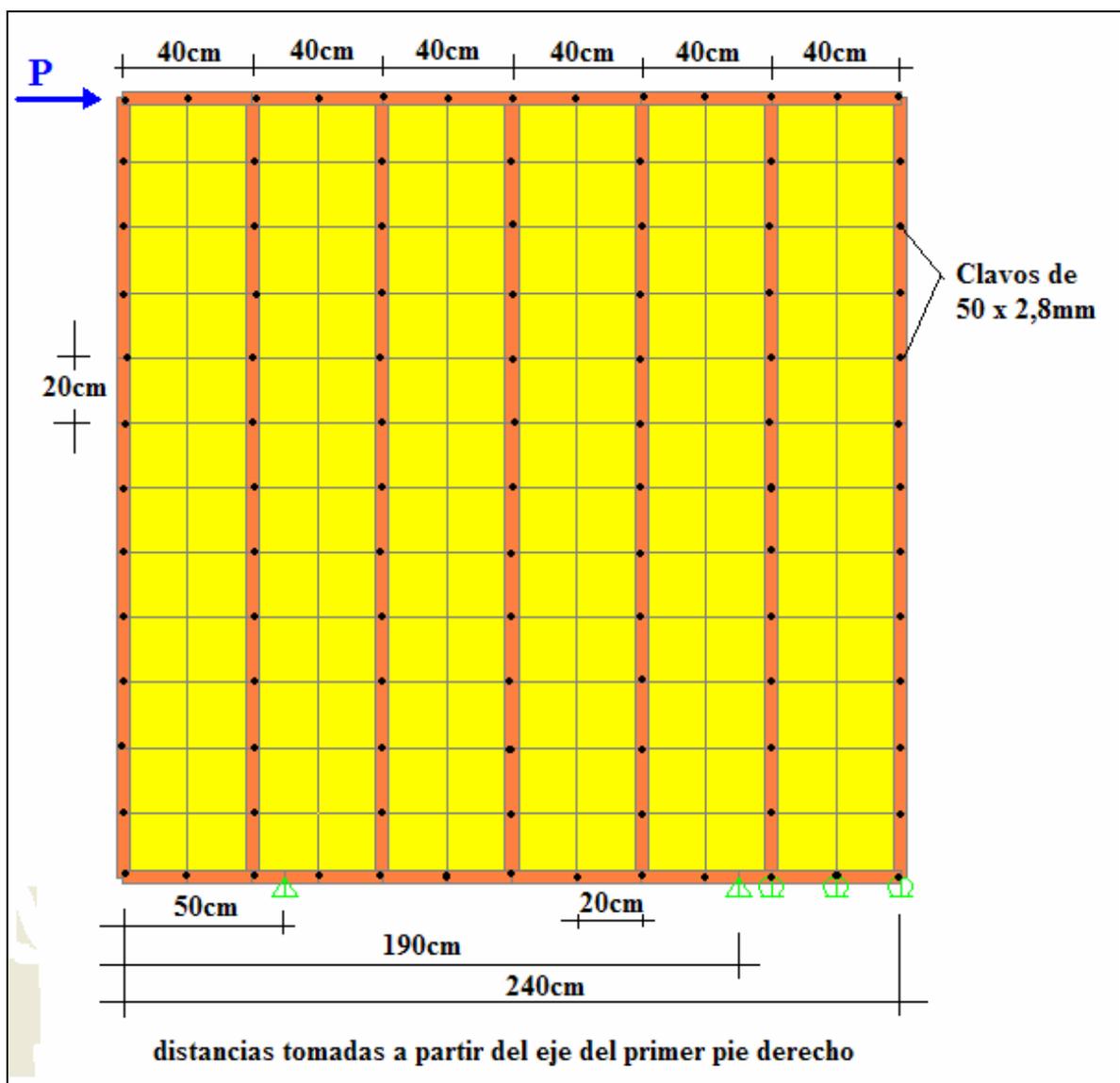


Figura 6.4. Modelo inicial de panel

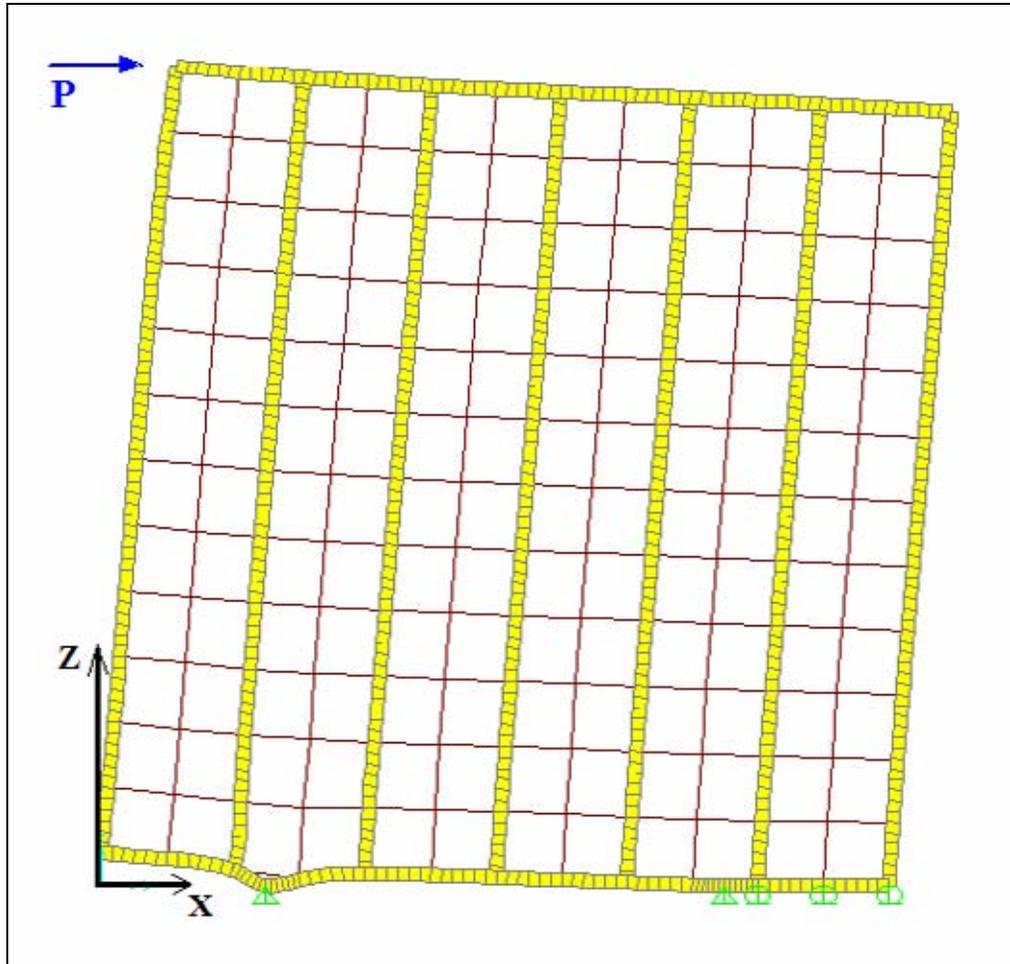


Figura 6.5. Posición deformada exagerada, producto de la carga P

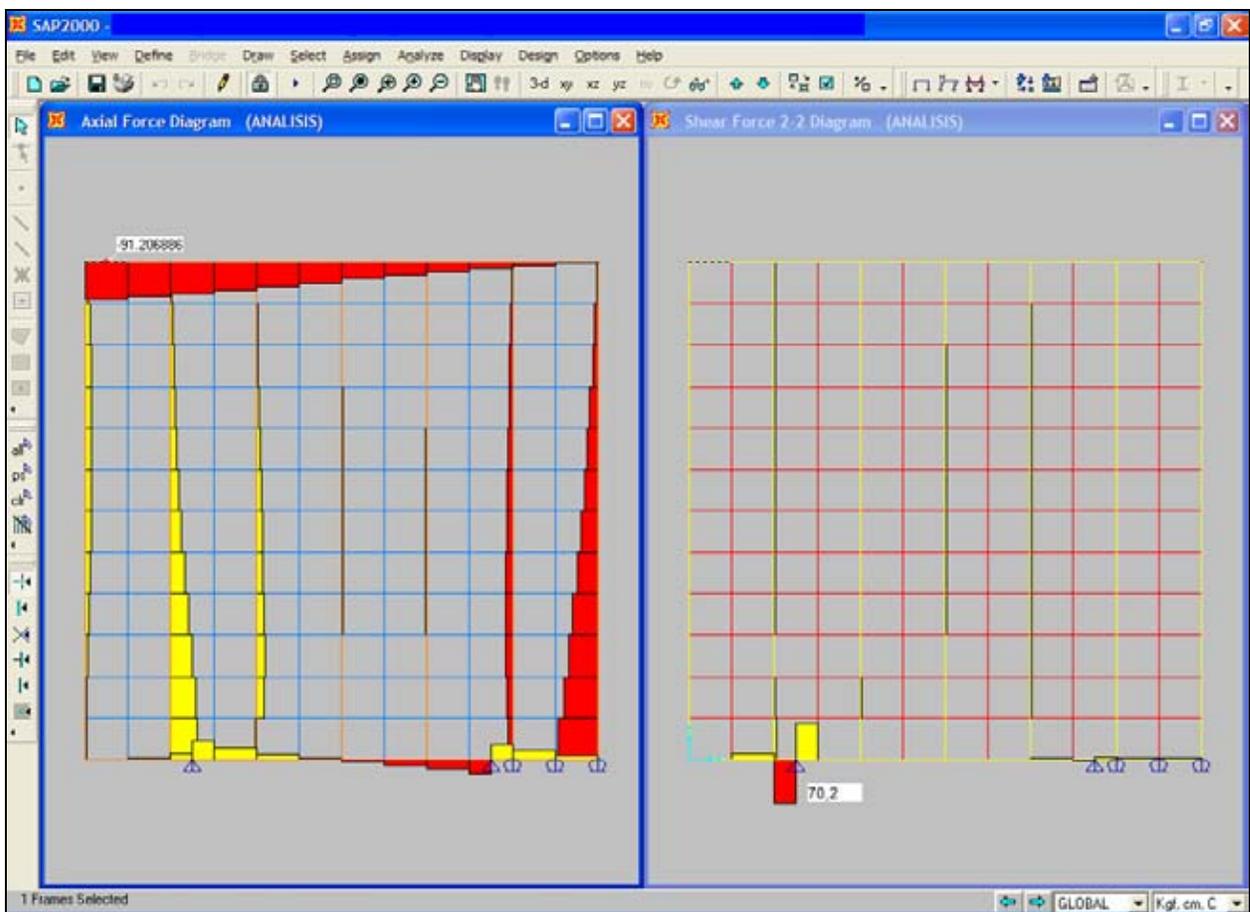


Figura 6.6 diagramas de fuerza axial y fuerza cortante

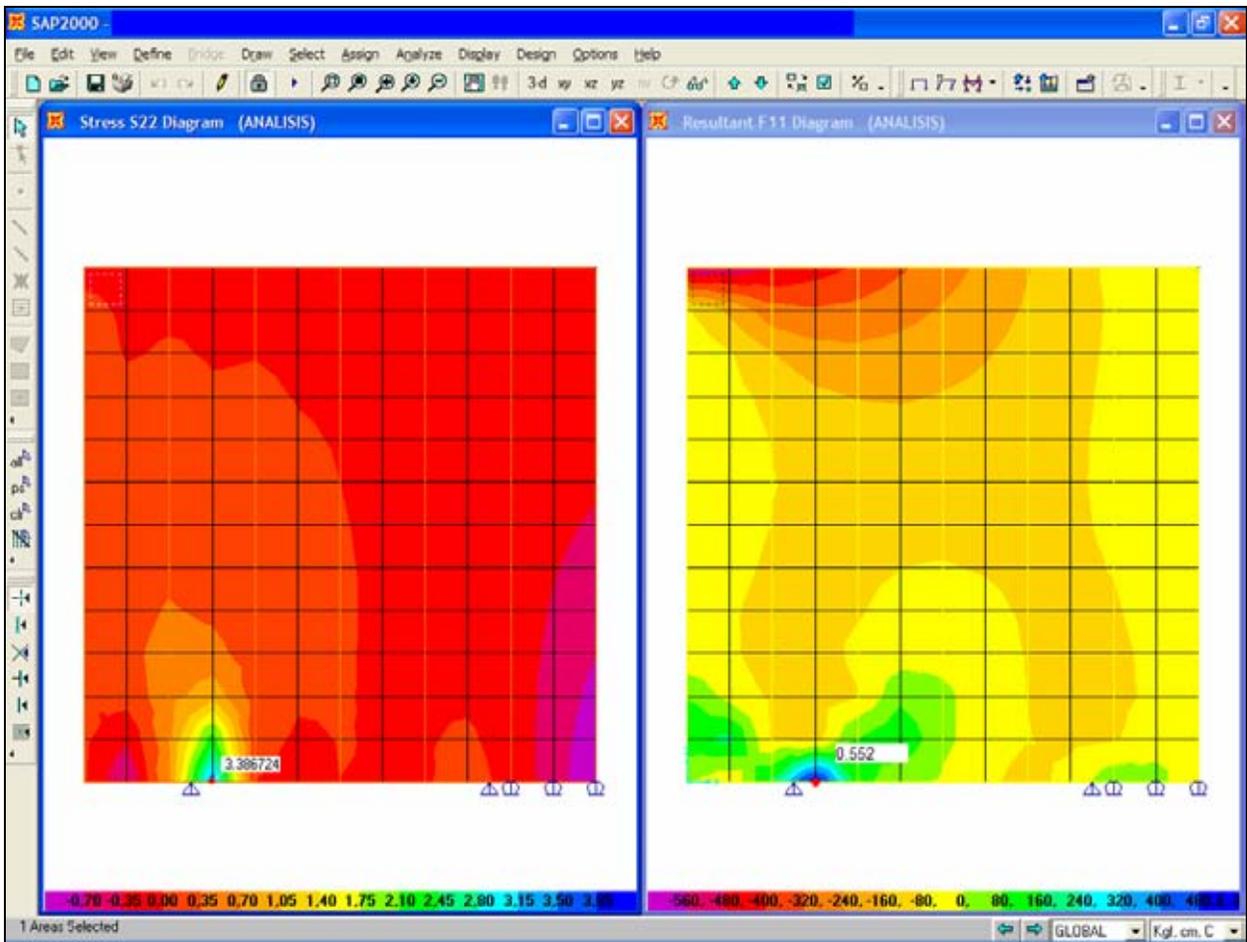


Figura 6.7. Distribución de esfuerzos en el revestimiento del panel

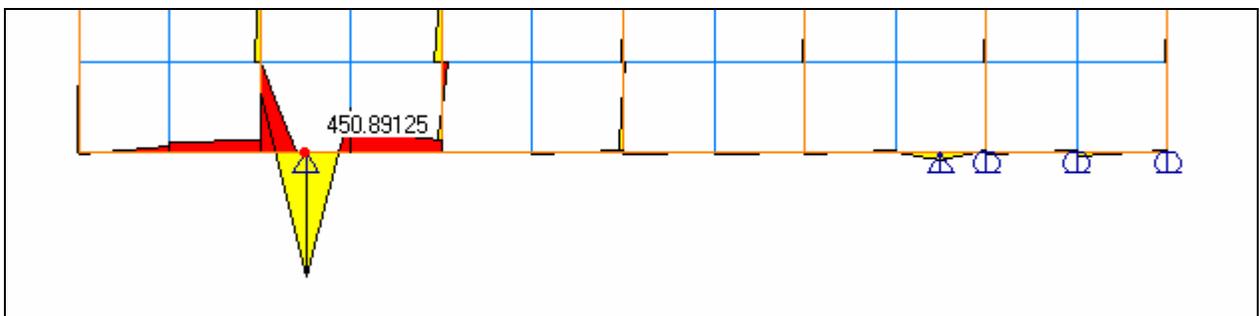


Figura 6.8. Diagrama de momento flector en la solera inferior.

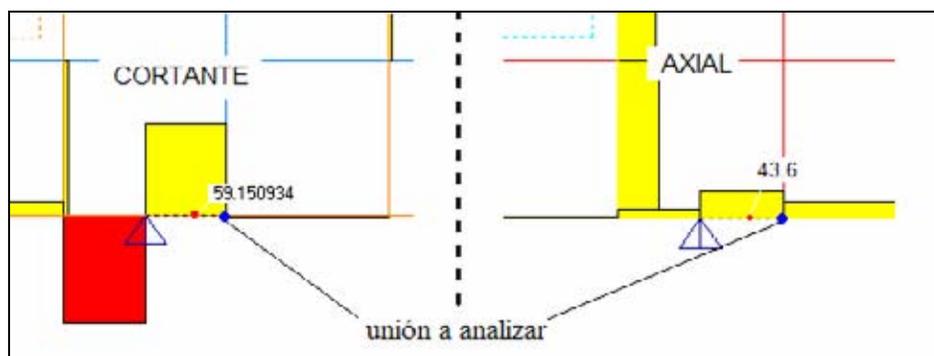


Figura 6.9. Diagrama de corte y axial en la cercanía del primer apoyo

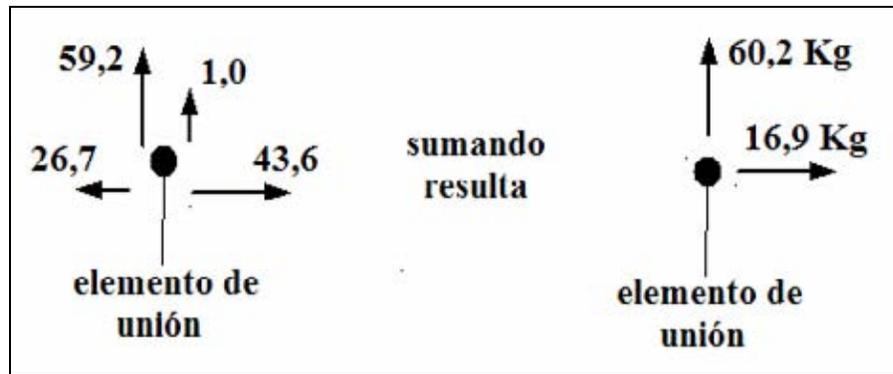


Figura 6.10. Solicitaciones sobre un elemento de unión

La carga final sobre el elemento de unión se obtiene sumando vectorialmente las dos componentes, la dirección resultante de la solicitación final no es relevante puesto que Pérez (1983) establece que método para determinar la carga máxima admisible de un clavo sometido a extracción lateral es válida para cualquier dirección de la carga.

$$\text{Carga resultante} = \sqrt{60,2^2 + 16,9^2} = 62,5\text{Kg}$$

Los cálculos para este modelo se realizan de la siguiente forma: Se considera una carga cercana a la que se estima puede resistir, para este modelo 100Kg, se determinan todas las fuerzas y esfuerzos generados en el panel para esta carga, de los cuales se analiza es mas cercano a su capacidad admisible que se supone limita la capacidad resistente del panel. Luego con la siguiente formula para este caso en particular, se calcula la capacidad admisible del panel:

$$P_{\text{adm,panel}} = \frac{F_{\text{adm elemento más solicitado}}}{F_{100\text{Kg para ese elemento}}} \times 100\text{Kg}$$

La carga admisible que resiste cada elemento de unión es de 32kg, calculado en el anexo D. Por lo que esta configuración de panel podría resistir de acuerdo a la teoría elástica con que se modelan los paneles, de $32/62,5 \times 100 = 51,2\text{Kg}$ de carga horizontal, la cual es demasiado baja, suponiendo que ese elemento de unión limita la resistencia del panel. Esto se comprueba luego de realizar una verificación del momento solicitante de la solera inferior, esfuerzos en el OSB y tracción y compresión en los pies derechos, los que se encuentran dentro de sus respectivos rangos admisibles.

Estas altas concentraciones de tensiones en los puntos de unión suceden porque en el programa no se puede asumir una cierta elasticidad en la unión, o sea se consideran rígidas lo cual en la realidad no sucede.

Debido a esta rigidez considerada en la unión no se pueden redistribuir los esfuerzos a uniones o elementos menos solicitados

De acuerdo al análisis estructural realizado verificando normativa etc. esta configuración de panel resiste una carga admisible horizontal de 51Kg producida por solicitación de sismo o viento

De aquí se pueden establecer criterios para análisis posteriores, sobre lo primero que se debe verificar:

- Primero verificar solicitaciones sobre elementos de unión.
- Verificar momento flector de la solera inferior.
- Verificar uniones de pies derechos traccionados.

En el segundo modelo, mejoramos al panel la distribución de los pernos de anclaje. Lo que implicó modificar el modelo anterior.

En el tercer modelo aumentamos la densidad de clavado solo en el perímetro de panel, junto con la modificación anterior de los pernos de anclaje. Esta modificación también nos implicó cambiar el modelo.

Tras muchas modificaciones al modelo con el cual iniciamos, llegamos a lo que consideramos el último modelo o “él mejor”. Con respecto a las modificaciones realizadas destacamos las siguientes:

- Aumentamos la calidad de la madera tanto de la solera superior e inferior como la de los pie derechos exteriores y el central. Aunque este mejoramiento no tiene mucha relevancia dentro del rango de tenciones admisibles, pero como es una madera con menor cantidad de defectos se evitan fallas tales como fracturas de pies derechos o clivaje de la solera producto del momento. Hay que destacar que esta modificación nos implicó sólo cambiar el análisis.
- Incorporamos conectores metálicos que unen directamente el pie derecho con la fundación, de estos analizamos bastantes que se encuentran en el catalogo Simpson (2002), pero no lo incluimos en el modelo final puesto que no disponíamos de medios necesarios para adquirirlos, pero diseñamos uno con las mismas características y que se puede construir con materiales disponibles en ferreterías (dimensiones numero de elementos de unión etc.). Un análisis de estos conectores que diseñamos lo incluimos en el anexo A.
- Aumentamos la densidad de clavado en la solera superior, inferior pie derecho central y exteriores y disminuimos la densidad de clavado en los demás pie derechos puesto que una mayor densidad de clavado en estos, no aporta mayor resistencia. En la figura 6.11 se aprecia la densidad de clavado del panel. Los espaciamientos de estas uniones clavadas son: 10cm de separación entre clavos en la solera tanto superior e inferior, 12cm en los pie derechos extremos y central, 24cm en los pie derechos interiores, 5 y 6cm en zonas de extrema solicitación.

- Aumentamos de dos placas OSB de refuerzo a cuatro, o sea recubriendo el panel por ambos lados.
- Anclamos cuatro de los siete pies derechos directo a la fundación con conectores que más se adecuen a la sollicitación.
- La unión de los pies derechos a la solera se realiza mediante tres clavos lanceros (excepto en pies derechos exteriores que solo llevan dos), que se pueden considerar como unión estructural cuya resistencia estructural se calcula en el anexo E.

6.3.3.2.- Análisis estructural para el último modelo con todos los mejoramientos antes mencionados.

Los cálculos para este último modelo se realizaron de la misma forma que para el modelo más básico; se considera una carga cercana a la que se estima puede resistir, para este modelo 1000Kg, se determinan todas las fuerzas y esfuerzos generados en el panel para esta carga, de los cuales se analiza es más cercano a su capacidad admisible que se supone limita la capacidad resistente del panel. Luego con la siguiente fórmula se calcula la capacidad admisible de este:

$$P_{\text{adm,panel}} = \frac{F_{\text{adm elemento más sollicitado}}}{F_{1000\text{Kg para ese elemento}}} \times 1000\text{Kg}$$

Se analiza nudo por nudo las uniones del tablero, como en la figura 6.10, claro que para el primer modelo se consideró sólo una unión que podía limitar la capacidad del panel. No como en este último que se consideraron 31 elementos que pueden estar más sollicitados. Estos cálculos se condensan en la tabla 6.1, en la cual la columna “total” de reacciones, se muestra el valor de la sollicitación total a la cual se encuentra sometida la unión, en donde varios bordean los 31Kg (en las uniones N°: 1 y 18) que es muy cercano a la capacidad admisible de 32Kg a extracción lateral del clavo, por lo que se podría asumir que son estas uniones las que limitan la capacidad del panel, pero no sin antes descartar los demás elementos.

Luego de esto se verifica la fuerza de tracción de los pies derechos, de manera que esta pueda ser resistida por los conectores metálicos escogidos (S/HTT14) del catálogo *Simpson* (2002) y otro que diseñamos para transmitir la carga del segundo pie derecho traccionado. Las capacidades admisibles de estos son 1474Kg y 800Kg respectivamente, que fueron calculadas en el anexo A. Las cargas que sollicitan estos elementos se ven en el diagrama de fuerza axial de la figura 6.12, que dan valores de 670Kg para el primer pie derecho, y 291Kg para el segundo pie derecho, valores que están lejos por debajo de los admisibles para la unión, por lo que no limitan la capacidad del panel.

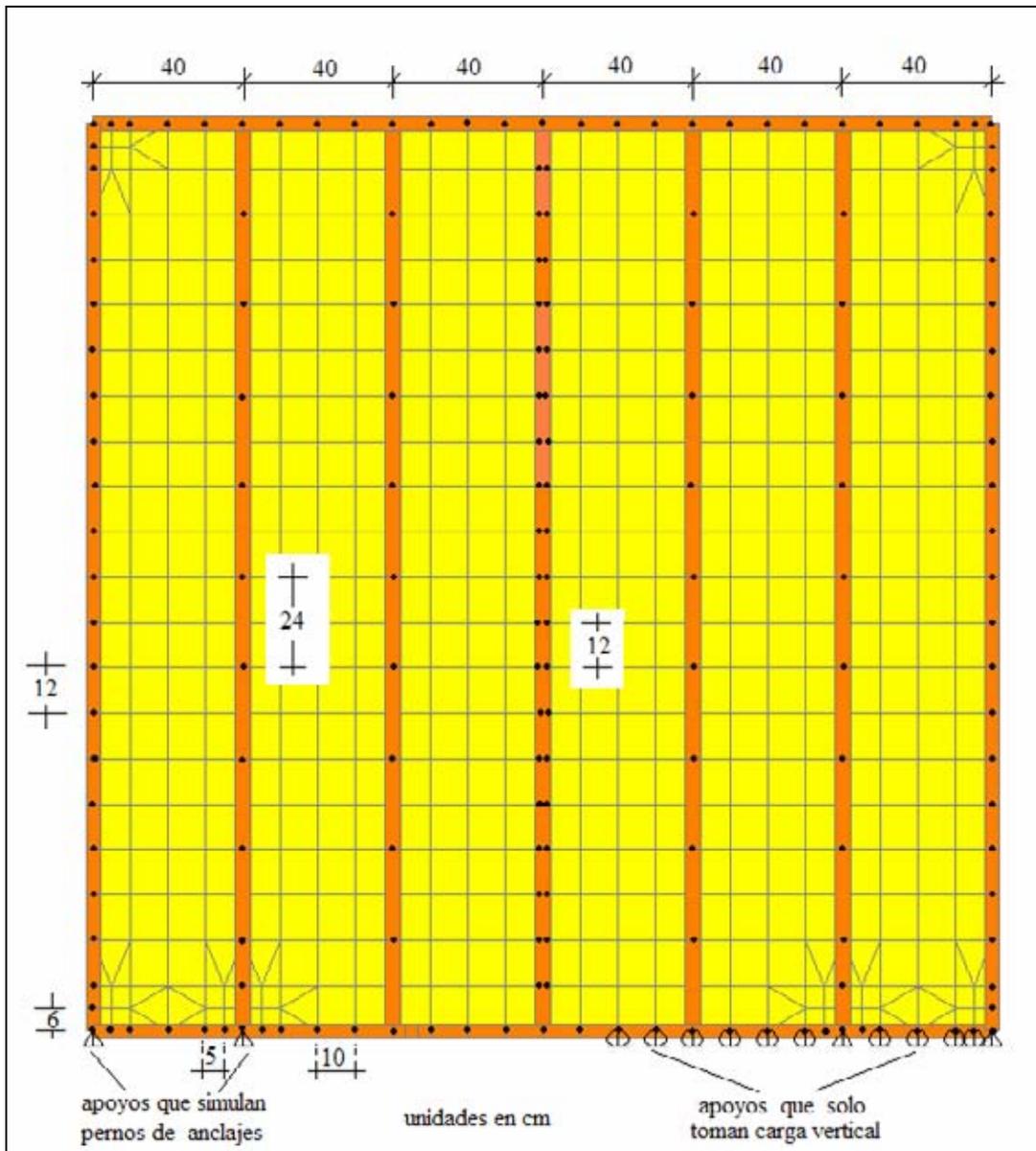


Figura 6.11. Configuración de panel con todos los mejoramientos realizados.

También se verificó el esfuerzo cortante de las placas (figura 6.17), el que es muy elevado en el centro del panel (en la unión con el pie derecho central) y produce cizallamiento entre las placas de OSB, alcanzando un valor máximo el esfuerzo cortante en esta zona de $2,7 \text{ Kg/cm}^2$ el cual genera una sollicitación de extracción lateral a la unión clavada de $2,7 \times 0,95 \times 12 = 30,8 \text{ Kg}$, en donde $0,95 \text{ cm}$ es el espesor del tablero, y 12 cm el espaciamiento de la unión (figura 6.11). Este valor de $30,8 \text{ Kg}$ resulta cercano al admisible, pero no mayor a los determinados en la tabla 6.1. La diferencia si entre ambas, es que ese valor cercano a 30 Kg es alcanzado por una gran mayoría las uniones del pie derecho central las que probablemente determinen la falla global del panel para un rango de carga mayor, no como las de la tabla 6.1 que se presentan como fallas locales (uniones N° 1 y 18 que superan los 31 Kg), pero que determinan la capacidad admisible de éste.

También se verificó tensiones en el OSB, momento, cortante, tracciones y compresiones en las piezas de madera y las demás uniones del bastidor. Todas éstas muy por debajo de su capacidad admisible.

Del análisis anterior se desprende que la capacidad admisible del panel coincide con la cercana escogida, o sea 1000Kg de carga horizontal, y que queda limitada por la capacidad de las uniones N° 1 y la N°18, ambas en la solera inferior.

Para la carga admisible determinada anteriormente de 1000Kg, la deformación total alcanzada a nivel de solera superior de acuerdo a ASTM E564 es de 0,6mm.

Tabla 6.1. Esfuerzos en elementos de unión de la placa de OSB con el bastidor. Carga 1000Kg

UNION			SOLICITACIONES (Kg)								REACCIONES (Kg)		
N°	COORDENADA		VERTICAL				HORIZONTAL				VERT.	HOR.	TOTAL
	X	Z	V1	V2	V3	V4	H1	H2	H3	H4			
1	0	0	-335	-11	375	0	-1,5	-44	57,5	0	29	12	31,38
2	5	0	10,5	0	0	0	-22	44	0	0	10,5	22	24,38
3	10	0	0	0	0	0	22	-3,5	0	0	0	18,5	18,5
4	20	0	0	0	0	0	3,5	0	0	0	0	3,5	3,5
5	30	0	-0,25	6,75	0	0	21,5	-13	0	0	6,5	8,5	10,7
6	35	0	-6,75	21,6	0	0	26,2	-21,5	0	0	14,85	4,7	15,58
7	40	0	-21,6	-19,5	-146	213	-144	-26,2	-0,5	186,4	26,4	15,7	30,72
8	45	0	19,5	-6,5	0	0	144	-128	0	0	13	16,5	21,01
9	50	0	0	0	0	0	127,5	-105	0	0	0	22,5	22,5
10	60	0	0	0	0	0	105	-82,5	0	0	0	22,5	22,5
11	180	0	-11,2	0	0	0	-88	108,5	0	0	-11,15	20,5	23,34
12	190	0	-10,7	0	0	0	-109	127	0	0	-10,65	18,5	21,35
13	195	0	-7,2	0	0	0	-127	141	0	0	-7,2	14	15,74
14	200	0	92,5	-103	0	0	-141	-43,5	-0,5	204,5	-10	19,5	21,91
15	205	0	-13,5	0	0	0	43,5	-29,5	0	0	-13,5	14	19,45
16	210	0	-20,5	0	0	0	29,5	-10,5	0	0	-20,5	19	27,95
17	220	0	-31	0	0	0	10,5	-11	0	0	-31	-0,5	31
18	230	0	-26	0	0	0	-11	29	0	0	-26	18	31,62
19	235	0	-21,5	0	0	0	-29	41,5	0	0	-21,5	12,5	24,87
20	240	0	257	-278	0	0	-41,5	-0,8	51,5	0	-20,5	9,2	22,47
21	0	6	335	-308	0	0	1,45	0,3	0	0	27	1,75	27,06
22	240	6	-257	242,5	0	0	0,785	0,35	0	0	-14,35	1,135	14,39
23	0	12	308	-292	0	0	1,45	0,3	0	0	16	1,75	16,1
24	40	12	145,5	-122	0	0	0	0	0	0	23,5	0	23,5
25	200	12	-92,5	92,4	0	0	0,5	0,5	0	0	-0,05	1	1,001
26	240	12	-242	223,4	0	0	0	0	0	0	-19,1	0	19,1
27	0	228	55,5	-36,4	0	0	2,5	-1,25	0	0	19,1	1,25	19,14
28	0	234	36,4	-11,4	0	0	1,25	9,5	0	0	25	10,75	27,21
29	0	240	11,4	-4,08	0	0	500	-465	-9,5	0	7,325	25,85	26,87
30	5	240	4,075	0	0	0	464,7	-442	0	0	4,075	23,15	23,51
31	10	240	0	0	0	0	441,5	-411	0	0	0	30,5	30,5

Las coordenadas X, Z indican la posición de la unión en el tablero, situándose el origen de estos ejes coordenados en la intersección de la línea central de la solera inferior y el eje del primer pie derecho traccionado.

En las figuras 6.12 a 6.17, se muestran los respectivos diagramas de fuerza y esfuerzo para este modelo de panel.

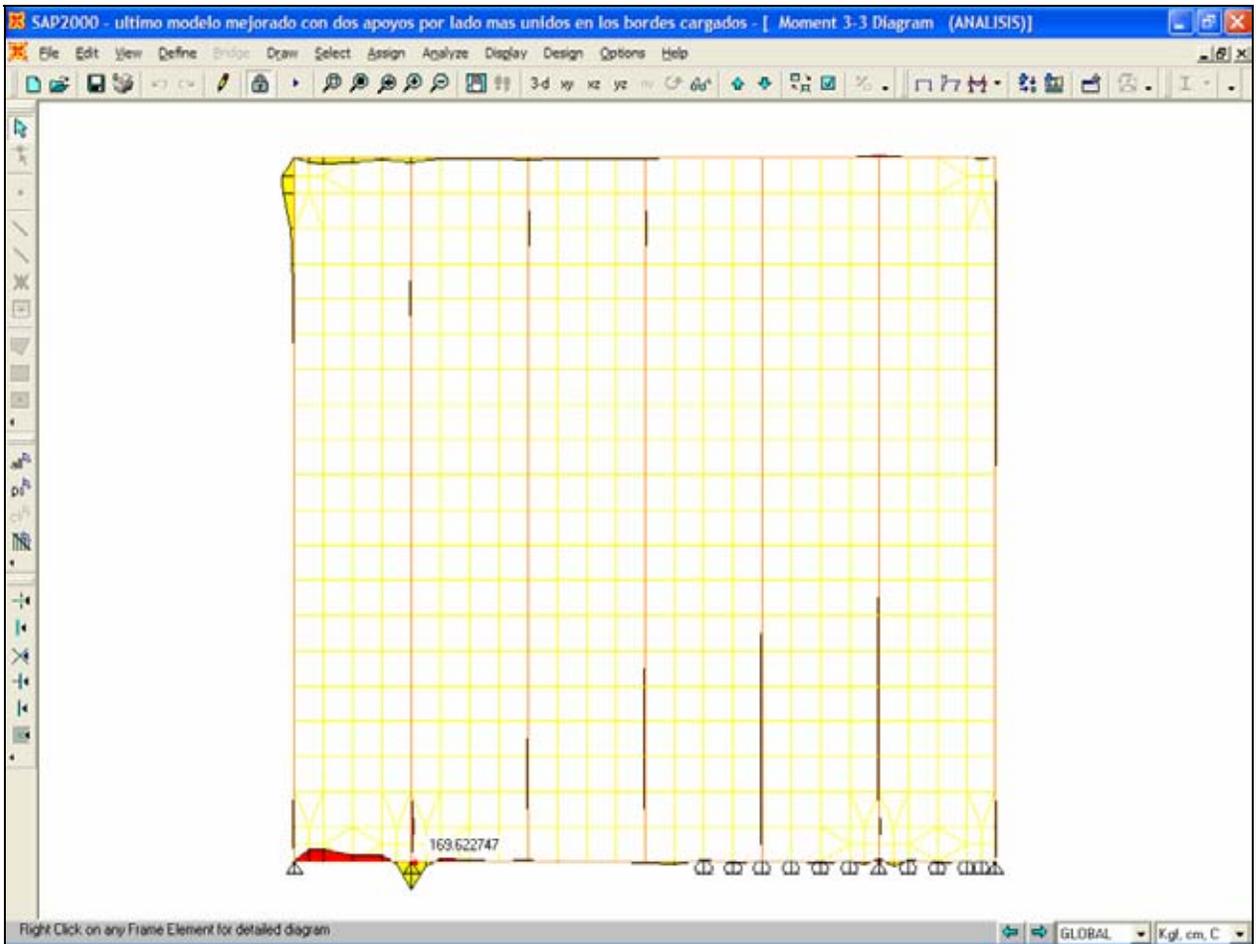


Figura 6.14. Diagramas de momento cortante modelo con todos los mejoramientos

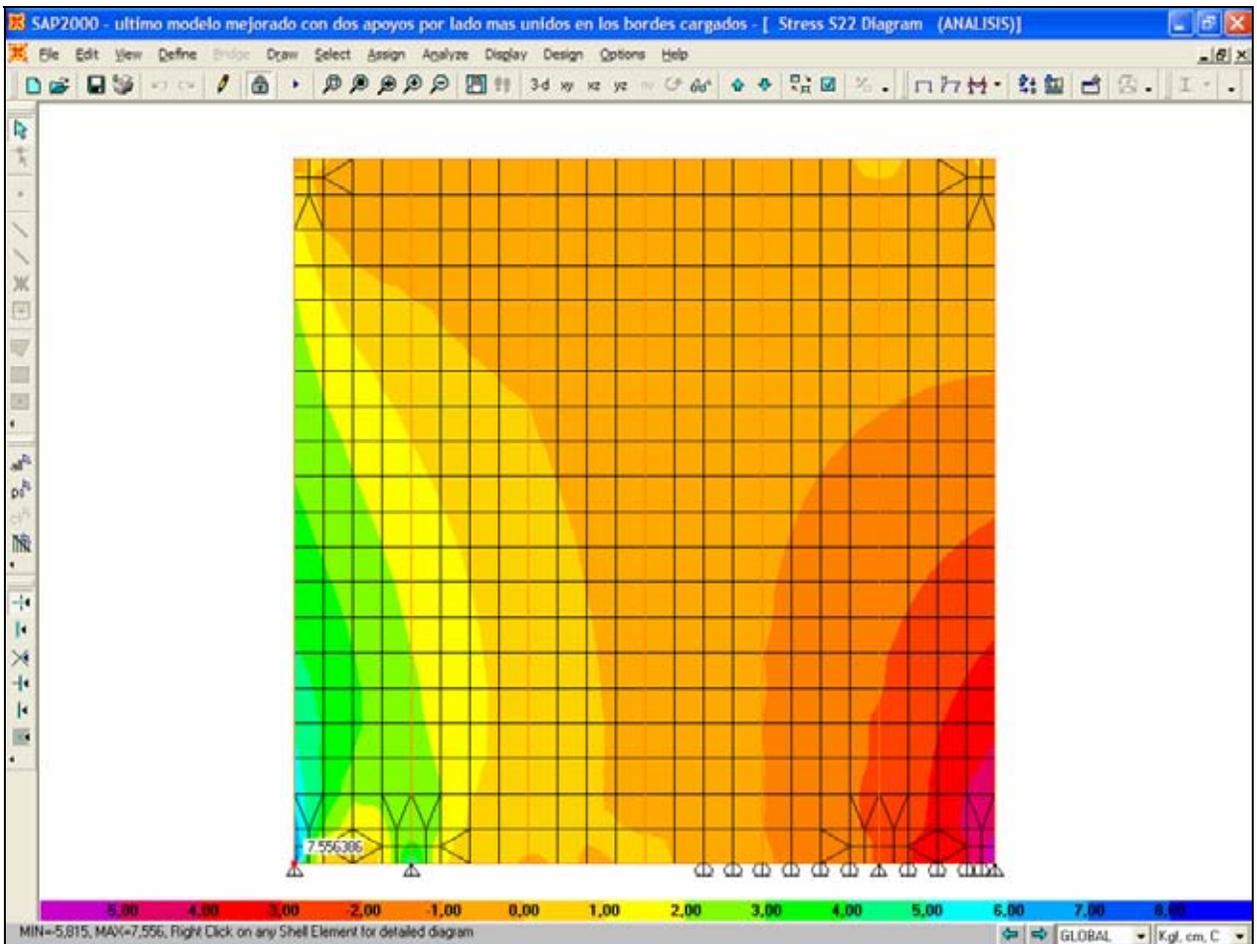


Figura 6.15. Distribución de esfuerzos verticales en el revestimiento del panel

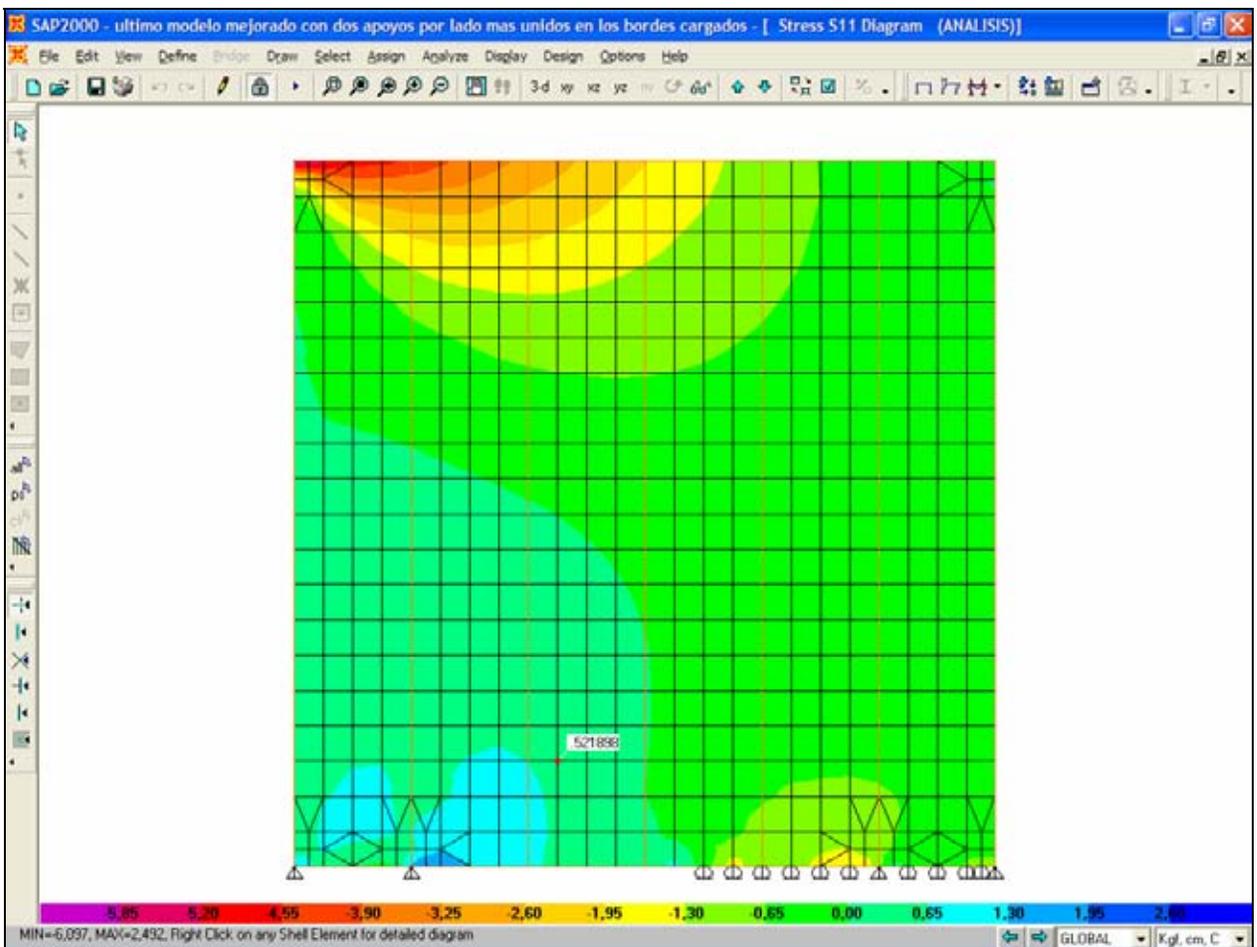


Figura 6.16. Distribución de esfuerzos horizontales en el revestimiento del panel

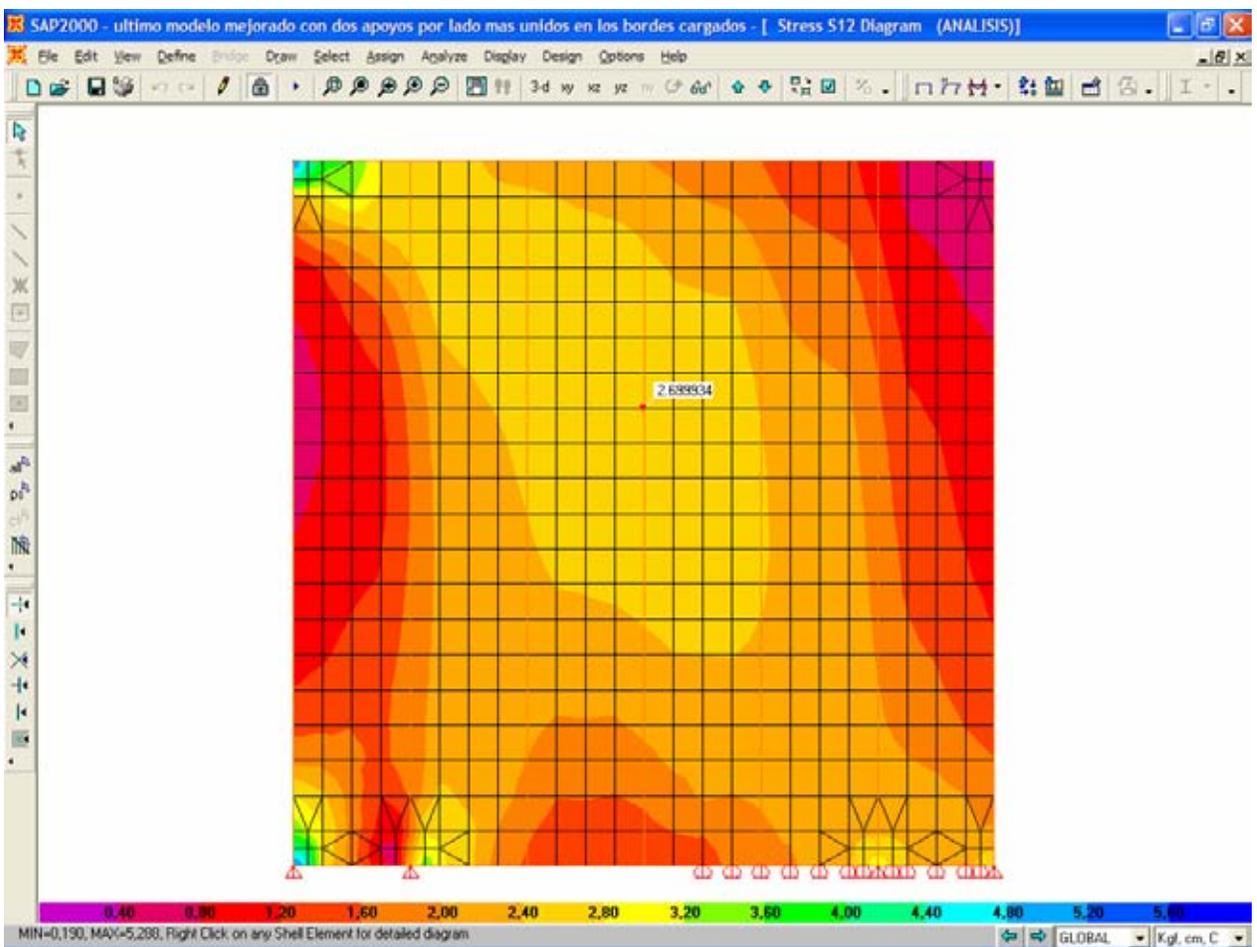


Figura 6.17. Distribución de esfuerzo cortante en el revestimiento del panel

6.3.3.3.- Análisis del último modelo de panel, luego del ensayo de carga horizontal, sabiendo que tiene una capacidad admisible cercana a los 2500Kg.

Luego de los ensayos y viendo las elevadas capacidades que se alcanzaron por los paneles en éstos, al compararlas con las que obtuvimos de análisis anterior (1000Kg) admisibles, decidimos ensayar probetas de clavos que simulan la unión de las placas de OSB con el bastidor para verificar realmente su comportamiento puesto que son estas uniones las que limitan la capacidad resistente del panel. Los resultados de estos ensayos se encuentran en el capítulo “V”.

Por lo que se explica anteriormente calcularemos la capacidad admisible de este último modelo de acuerdo a los valores que se obtuvieron de las probetas de clavos que era de 70Kg admisibles. Utilizaremos la misma formula que para el modelo con todos los mejoramientos:

$$P_{adm,panel} = \frac{F_{adm \text{ elemento más solicitado}}}{F_{1000Kg \text{ para ese elemento}}} \times 1000Kg$$

Donde F_{adm} para la unión del tablero sube de 32Kg calculados de acuerdo a Pérez (1983), a 70Kg determinados experimentalmente.

En este caso no se consideró colocar imágenes de diagramas de esfuerzos etc. puesto que la distribución de éstos es la misma que en el cálculo anterior (6.3.3.2), solo cambian los valores, que aumentan linealmente con la carga.

Para este modelo se prevé que la capacidad admisible del panel estará limitada por la unión del primer pie derecho traccionado

De los 670Kg de tracción que solicitaba al primer pie derecho para el modelo anterior (1000Kg carga horizontal suponiendo que la unión tablero bastidor resistía 32kg), ahora suponemos que la carga máxima horizontal, que produce la falla del panel, se alcanza cuando esta unión (primer pie derecho traccionado) llega a su limite ósea 1474Kg. lo que significa una carga horizontal de $1474 / 670 \times 1000Kg = 2200Kg$.

Se verifican las demás solicitaciones tanto en elementos de unión como en piezas estructurales para una carga horizontal de 2200Kg, las que se encuentran por debajo de su valor admisible. Los detalles de las uniones mas solicitadas tablero bastidor se aprecian en la tabla 6.2.

En la tabla 6.2 se ven cargas de cizalle de las uniones clavadas que se encuentran mas solicitadas, estas resultan producto de una carga horizontal de 2200Kg.

Tabla 6.2. Esfuerzos en elementos de unión de la placa de OSB con el bastidor. Carga 2200Kg

Nº	UNION		SOLICITACIONES (Kg)								REACCIONES (Kg)		
	COORDENADA		VERTICAL				HORIZONTAL				VERT.	HOR.	TOTAL
	X	Y	V1	V2	V3	V4	H1	H2	H3	H4			
1	0	0	-737	-24,2	825	0	-3,3	-96,8	126,5	0	63,8	26,4	69,05
2	5	0	23,1	0	0	0	-48,4	96,8	0	0	23,1	48,4	53,63
3	10	0	0	0	0	0	48,4	-7,7	0	0	0	40,7	40,7

4	20	0	0	0	0	0	7,7	0	0	0	0	7,7	7,7
5	30	0	-0,55	14,85	0	0	47,3	-28,6	0	0	14,3	18,7	23,54
6	35	0	-14,9	47,52	0	0	57,64	-47,3	0	0	32,67	10,34	34,27
7	40	0	-47,5	-42,9	-320	468,6	-317	-57,6	-1,1	410,1	58,08	34,54	67,57
8	45	0	42,9	-14,3	0	0	316,8	-281	0	0	28,6	36,3	46,21
9	50	0	0	0	0	0	280,5	-231	0	0	0	49,5	49,5
10	60	0	0	0	0	0	231	-182	0	0	0	49,5	49,5
11	180	0	-24,5	0	0	0	-194	238,7	0	0	-24,53	45,1	51,34
12	190	0	-23,4	0	0	0	-239	279,4	0	0	-23,43	40,7	46,96
13	195	0	-15,8	0	0	0	-279	310,2	0	0	-15,84	30,8	34,63
14	200	0	203,5	-226	0	0	-310	-95,7	-1,1	449,9	-22	42,9	48,21
15	205	0	-29,7	0	0	0	95,7	-64,9	0	0	-29,7	30,8	42,79
16	210	0	-45,1	0	0	0	64,9	-23,1	0	0	-45,1	41,8	61,49
17	220	0	-69,3	0	0	0	23,1	-24,2	0	0	-69,3	-1,1	69,31
18	230	0	-57,2	0	0	0	-24,2	63,8	0	0	-57,2	39,6	69,57
19	235	0	-47,3	0	0	0	-63,8	91,3	0	0	-47,3	27,5	54,71
20	240	0	565,4	-611	0	0	-91,3	-1,76	113,3	0	-45,1	20,24	49,43
21	0	6	737	-678	0	0	3,19	0,66	0	0	59,4	3,85	59,52
22	240	6	-565	533,4	0	0	1,727	0,77	0	0	-31,57	2,497	31,67
23	0	12	677,6	-642	0	0	3,19	0,66	0	0	35,2	3,85	35,41
24	40	12	320,1	-268	0	0	0	0	0	0	51,7	0	51,7
25	200	12	-203	203,3	0	0	1,1	1,1	0	0	-0,11	2,2	2,203
26	240	12	-533	491,4	0	0	0	0	0	0	-42,02	0	42,02
27	0	228	122,1	-80,1	0	0	5,5	-2,75	0	0	42,02	2,75	42,11
28	0	234	80,08	-25,1	0	0	2,75	20,9	0	0	55	23,65	59,87
29	0	240	25,08	-8,97	0	0	1100	-1022	-20,9	0	16,115	56,87	59,11
30	5	240	8,965	0	0	0	1022	-971	0	0	8,965	50,93	51,71
31	10	240	0	0	0	0	971,3	-904	0	0	0	67,1	67,1

De tabla 6.2 se desprende que la carga máxima de las uniones bordea los 69Kg. prácticamente 70Kg, carga admisible que determinamos para esta unión. Estos 2200Kg, no podrían aumentar si es que se usa un conector metálico que pueda transmitir mayor capacidad de carga porque llegaríamos a un máximo 2220Kg, que es donde comenzarían a fallar las uniones.

Del catalogo simpson (2002), calculamos varios posibles conectores, con los cuales obtuvimos las cargas máximas horizontales que se muestran en la tabla 6.3.

Las capacidades admisibles de estos conectores son calculadas con detalle en el anexo A, B, C.

Tabla 6.3. Capacidades admisibles del panel para distintos conectores.

CONECTOR	HD2A	HD5A	HD6A	HD8A	SHTT22	S/HTT14
carga admisible conexión pie derecho	1074	1244	1313	1313	1327	1474
carga horizontal admisible panel	1603	1857	1960	1960	1981	2200

Como conclusión de estos análisis se determinó que la capacidad admisible del panel es de 2200Kg de carga horizontal, y que queda limitada por la capacidad de la unión del primer pie derecho traccionado

Para este valor determinado anteriormente (2200Kg), la deformación total alcanzada a nivel de solera superior de acuerdo a ASTM E564, es de 1,34mm.

La cubicación para este panel es la siguiente:

4 placas OSB 1220 x 2440 x 9,5mm, con un peso aproximado de 23,6Kg c/u.

12mt lineales de MSD estructural calidad C24, con un peso total aprox.de 10.3Kg.

10mt lineales de MSD estructural calidad G2, con un peso total aprox. de 8.6Kg.

360 clavos corrientes de 50 x 2,8mm, con un peso total aprox. de 1Kg.

42 clavos corrientes de 75 x 3,5mm, con un peso aprox. De 0,25Kg

4 conectores metálicos.

Por lo que el peso total aproximado del panel es igual a 115Kg.

6.4.- Comparación del último modelo de panel, con un muro de hormigón de las mismas dimensiones

Ahora comparamos estos valores con los que se obtendrían para un muro de hormigón con las mismas dimensiones excepto en el espesor. La comparación se realiza mediante la relación resistencia dividido por peso.

El muro de hormigón tiene las siguientes características:

Hormigón H30,

Dimensiones 244 x 244 x 15cm, con 2cm de recubrimiento

Las armaduras de borde constan de 4 barras de 16mm de diámetro de acero estriado de refuerzo calidad A44-28H, o en su defecto la máxima que resista la sección del muro, lo que da un área de armadura de borde de $8,04\text{ cm}^2$.

6.4.1.- Calculo de la capacidad del muro.

La resistencia del muro la determinaremos con el programa computacional “Hormigón 318” versión 2.1, que calcula a la rotura de acuerdo al ACI 318 la armadura para una determinada sollicitación del muro. Como en este programa la incógnita es la armadura tendremos que iterar para encontrar la carga máxima.

De esta forma la carga máxima horizontal para esta configuración de muro es: 175000N o 17500Kg, que genera un momento en el muro de $17500 \times 244 = 4270000\text{Kg-cm.}$, como se muestra en la figura 6.18, en la cual también se aprecia la armadura necesaria en el muro para esta sollicitación (de borde y distribuida).

La armadura de borde máxima que resiste la sección es de $7,9\text{ cm}^2$, por lo que el muro queda limitado por su espesor Cosa que es importante rescatar porque la comparación entre paneles se realizara mediante relación peso resistencia, donde el espesor es directamente proporcional al peso del muro de hormigón.

El peso del muro = $2,44 \times 2,44 \times 0,15 \times 2500 = 2233\text{Kg.}$

6.4.2.- comparación entre muro de madera y muro de hormigón.

La comparación se realiza, a través, de la relación peso resistencia que se calcula de la siguiente forma:

$$R = \frac{\text{Resistencia muro}}{\text{Peso muro}}$$

Mientras mayor es este coeficiente mejor es el desempeño sísmico del muro, y por ende la estructura en general.

$$R_{(\text{muro hormigón})} = 17500/2233 = 7,84$$

$$R_{(\text{panel madera})} = 2200/115 = 19,1$$

La diferencia es notable más aun considerando que el muro de hormigón fue calculado a la rotura, mientras que el panel de madera por tensiones admisibles.

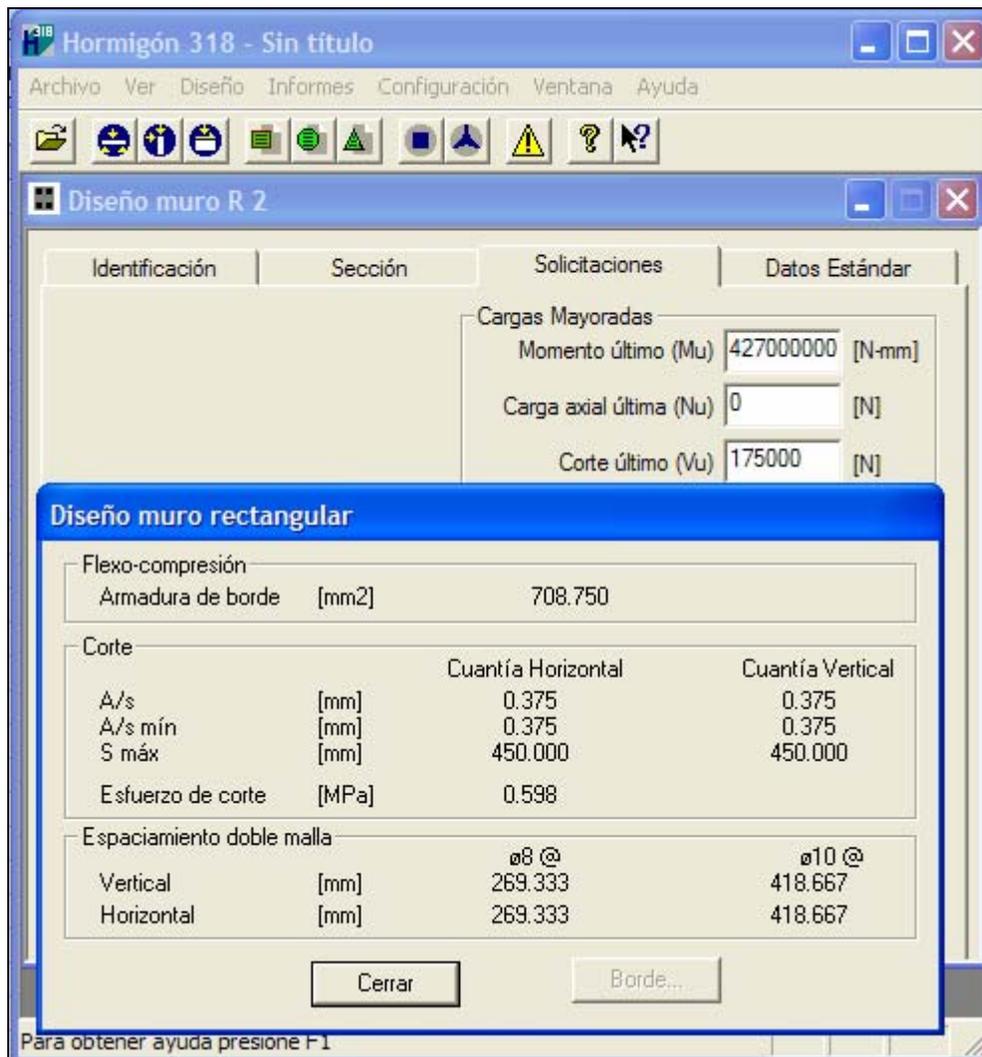


Figura 6.18. Salida del programa "Hormigón 318"

CAPITULO VII

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE PANELES SOMETIDOS A CORTE

7.1.- INTRODUCCION.

En este capítulo se pretende entregar una descripción del comportamiento experimental de los muros durante el ensayo, además del cálculo de las capacidades admisibles de estos de acuerdo a distintos criterios que se plantean.

Estos ensayos fueron realizados para comprobar los resultados obtenidos del análisis computacional, para así poder obtener relaciones importantes entre uno u otro método y asegurar de algún modo que los cálculos están correctos.

Los ensayos se llevaron a cabo en el laboratorio LEMCO de la Universidad Austral de Chile.

7.2.- DESCRIPCION DE LOS ENSAYOS EFECTUADOS.

El objetivo de los ensayos realizados es evaluar la capacidad de los paneles como elementos estructurales rigidizantes, al ser sometidos a una carga horizontal en su propio plano. La metodología tradicional de ensayos es la que indica la norma ASTM E72 (1998), la cual considera un elemento tensor que contrarresta el momento volcante producido por la carga horizontal en el extremo superior del panel, impidiendo así el levantamiento del borde traccionado de este. Producto de la inclusión del tensor, las condiciones de borde que contempla esta metodología no corresponden a las que se presentan en la realidad.

Debido a esto resulta más adecuado realizar el ensayo de acuerdo a la norma ASTM E564 (1995), en donde se indica que se deben reproducir en el laboratorio las condiciones reales de anclaje del panel, eliminando el tensor, Figura 7.1

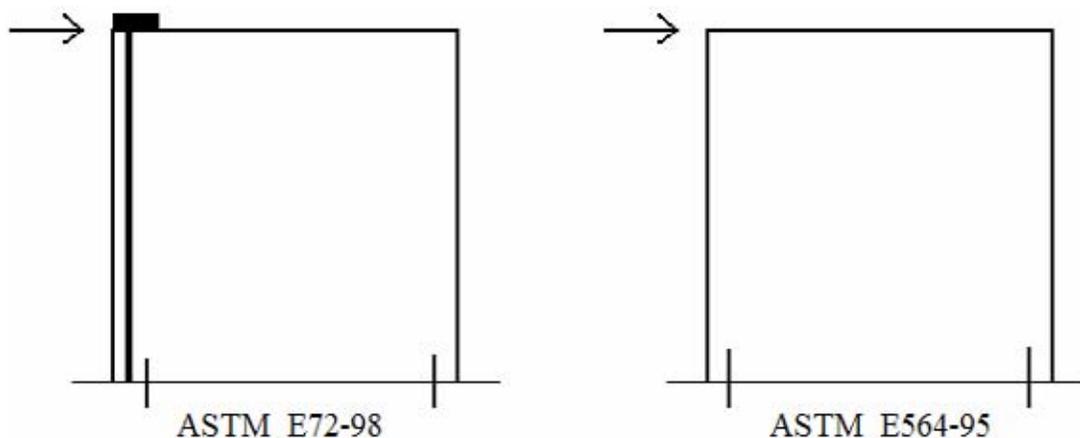


Figura 7.1.- Disposición General del ensayo.

La configuración de panel ensayada es la que se muestra en la figura 7.2

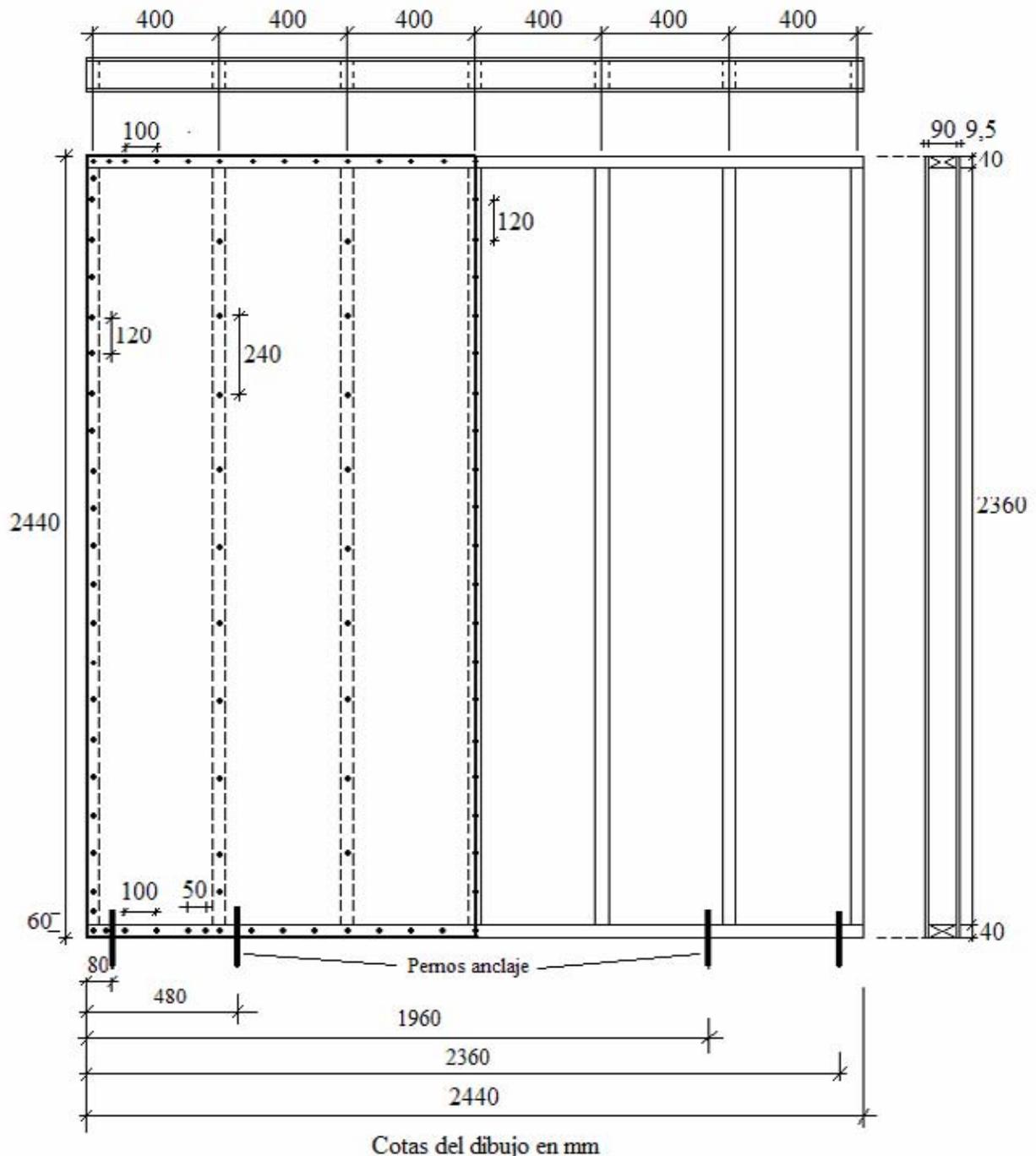


Figura 7.2. Configuración de panel ensayada

El ensayo consistió en la aplicación de una carga estática monótona horizontal en el borde superior del muro. Se instaló el panel a ensayar en el marco de ensayo figura 7.9, afianzándose mediante pernos de anclaje a una viga de hormigón, que cumple el rol de fundación. Los posibles desplazamientos fuera del plano del panel, se impidieron mediante un sistema de guías laterales.

La carga se aplicó mediante un sistema hidráulico de bombeo mecánico en tres fases de carga, dejándose un lapso de cinco minutos entre cada fase para permitir una eventual recuperación de las deformaciones del muro. La carga se midió mediante una celda de carga que transforma la carga

recibida en una señal eléctrica de salida, la cual es leída en una pantalla con aproximación de 5Kg. Figura 7.11.

Las deformaciones se midieron mediante deformómetros de desplazamiento. Figura 7.14. Las deformaciones registradas corresponden al desplazamiento horizontal en el tope de panel (dial 1), desplazamiento del borde traccionado del panel (dial 2) y desplazamiento horizontal a nivel de solera superior (dial 3), de acuerdo a ASTM E564. Figura 7.3.

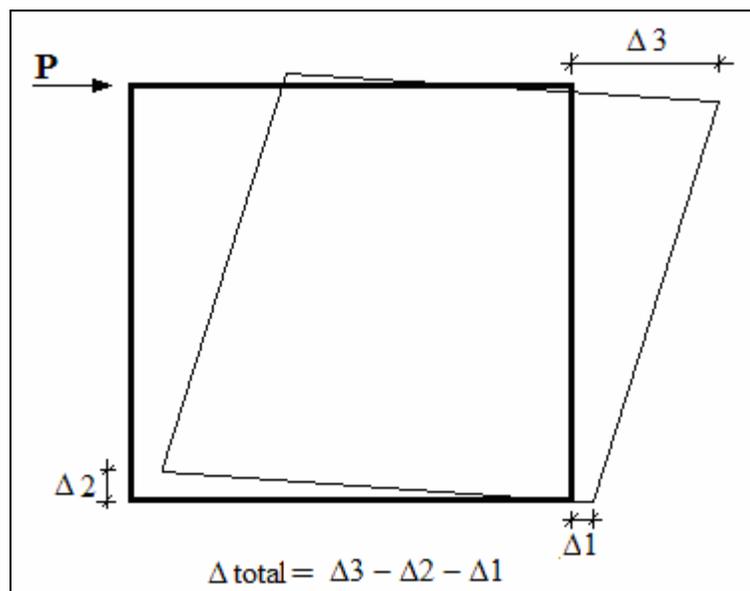


Figura 7.3. Deformaciones consideradas del panel

Las deformaciones se registraron a razón de 50kg en el aumento de carga.

7.3.- COMPORTAMIENTO DE LAS PROBETAS DURANTE EL ENSAYO

Se ensayó un total de dos paneles construidos exactamente iguales, sin embargo en uno de ellos no se pudo alcanzar la falla producto de problemas que se presentaron ajenos a lo que se estaba evaluando; de este modo se decidió detener el ensayo a los 3300Kg de carga horizontal para no dañar el marco de carga que fue adaptado para este efecto, específicamente el sistema de anclaje de los diagonales del marco y el primer perno de anclaje del panel, este último siendo el que une el pie derecho traccionado de este a la viga de hormigón del marco. Hay que mencionar que no es objetivo del ensayo evaluar la capacidad del anclaje del panel a la fundación, puesto que en la realidad se debieran utilizar pernos embebidos en el hormigón, además la carga última que se tenía pensada era cercana a los 2000 Kg. Para solucionar el problema del primer perno de anclaje se tuvo que desarmar el panel ya que es recubierto por ambos lados con placas de OSB, por lo que no fue posible ensayarlo nuevamente. Solucionado el problema de los diagonales y reforzando el perno de anclaje del primer pie derecho se instaló el segundo panel esperando que este alcance una carga cercana a los 5500Kg, valor que se obtiene prediciendo de alguna manera el comportamiento del primer panel ensayado en el que no pudimos alcanzar la falla.

El segundo panel ensayado presenta un comportamiento muy similar al primero (dentro del rango que se ensayo este último, o sea a los 3300Kg); se considero que fallo a los 5050Kg de la misma forma

que se predecía para el panel N°1, o sea producto del cizallamiento entre las placas de OSB, desclavando las uniones centrales entre el tablero y el bastidor; esto porque las placas del sistema tienden a trabajar en forma independiente, debido a la deformación en paralelogramo del panel. Figura 7.4.

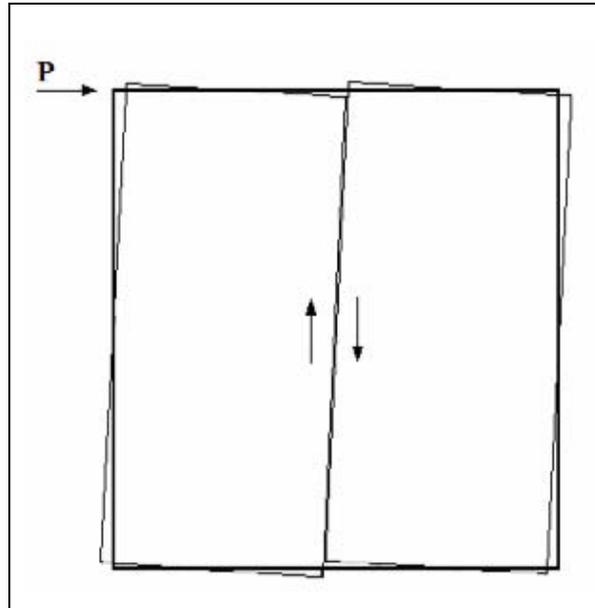


Figura 7.4. Deformación en paralelogramo del panel

En la figura 7.5 y 7.6 se aprecia el desplazamiento relativo entre las placas de OSB que se produjo a ambos lados de el panel N°1 a los 3300Kg, y el panel N°2 a los 3600Kg, y en la figura 7.7 se aprecia desplazamiento relativo entre las placas de OSB a los 5050Kg carga en la que se produjo la falla para el panel N°2. Todas las fallas que se pudieron apreciar tanto locales como globales fueron en las uniones del tablero de recubrimiento con el bastidor.

Las fallas locales que se presentaron en el panel N°2 fueron deformaciones de los clavos cercanos a la zona de unión del primer pie derecho traccionado con la solera inferior y una fuerte deformación en la zona donde se aplico la carga.

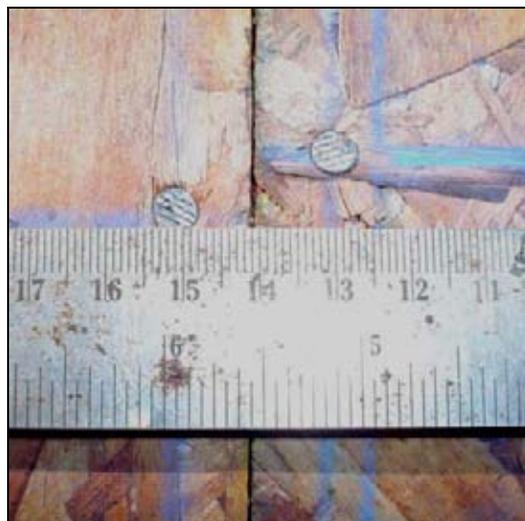


Figura 7.5 Desplazamiento relativo de las placas de OSB panel N°1.



Figura 7.6 Desplazamiento relativo de las placas de OSB panel N°2.



Figura 7.7. Desplazamiento relativo de las placas de OSB al momento de alcanzar la carga ultima.

No consideramos realizar un tercer ensayo o repetir en el cual fallo el anclaje, puesto que estos son solo para validar los resultados del análisis mediante software computacional, y en el segundo panel se logro alcanzar la falla.

Tabla 7.1. Relación carga deformación total para ambos paneles

CARGA (Kg)	DEFORMACION TOTAL (DT = D3 - D2 - D1) (mm x 100)		CARGA (Kg)	DEFORMACION TOTAL (DT = D3 - D2 - D1) (mm x 100)	
	PANEL N° 1	PANEL N° 2		PANEL N° 1	PANEL N° 2
0	0	0	2550	546	534
50	1	2	2600	571	579
100	7	3	2650	605	603
150	10	9	2700	619	628
200	12	10	2750	649	652
250	15	13	2800	663	670
300	16	15	2850	695	699
350	19	18	2900	742	732
400	22	22	2950	772	759
450	25	27	3000	826	789
500	26	30	3050	849	810
550	28	35	3100	876	829

600	29	36
650	32	40
700	35	45
750	40	49
800	44	53
850	55	57
900	61	63
950	67	68
1000	71	73
1050	79	82
1100	93	88
1150	100	95
1200	106	104
1250	119	108
1300	131	119
1350	144	138
1400	157	149
1450	183	168
1500	198	181
1550	213	192
1600	227	208
1650	245	223
1700	261	235
1750	278	249
1800	289	258
1850	300	272
1900	324	288
1950	345	306
2000	371	321
2050	377	340
2100	388	355
2150	411	370
2200	418	382
2250	438	403
2300	454	423
2350	470	440
2400	485	457
2450	499	481
2500	524	504

3150	897	843
3200	914	883
3250	935	917
3300	973	953
3350		1042
3400		1077
3450		1092
3500		1138
3550		1181
3600		1213
3650		1242
3700		1267
3750		1312
3800		1347
3850		1404
3900		1480
3950		1506
4000		1541
4050		1609
4100		1671
4150		1725
4200		1788
4250		1825
4300		1857
4350		1881
4400		1893
4450		1928
4500		1947
4550		2005
4600		2099
4650		2201
4700		2364
4750		2446
4800		2638
4850		2706
4900		3049
4950		3137
5000		3340
5050		4242

La tabla anterior muestra relación carga deformación total para los dos paneles ensayados.

Hay que mencionar que estos valores corresponden al ultimo ciclo de carga y llevando la deformación residual del ciclo anterior a cero.

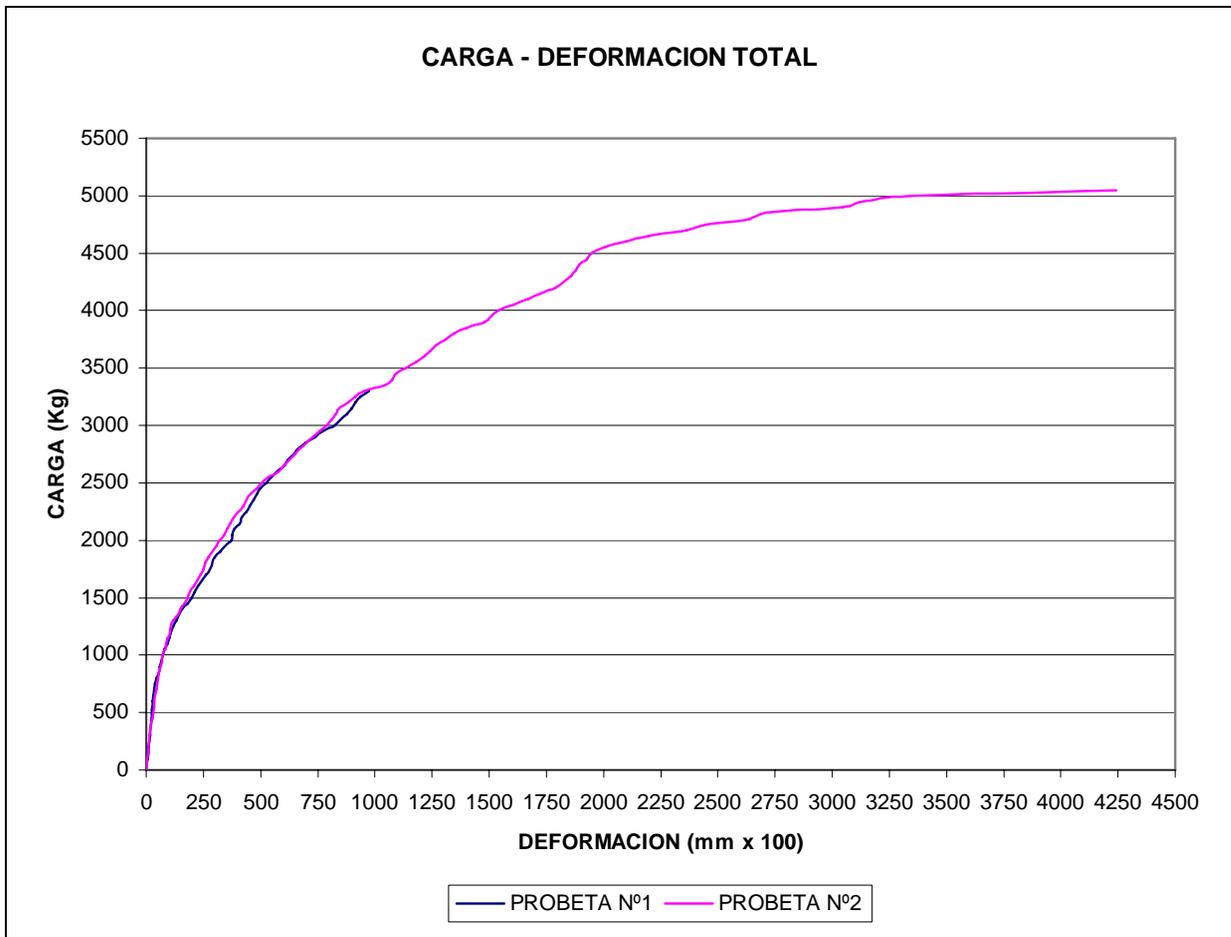


Figura 7.8. Grafico carga deformación para ambas probetas

Del gráfico anterior se observa un comportamiento similar para ambas probetas dentro del rango de carga común (3300Kg), por lo que se asume que el comportamiento de la probeta N°1 puede seguir la misma relación carga deformación que el de la probeta N°2 entre los 3300Kg y los 5050Kg, valores que utilizamos para determinar capacidades admisibles; siempre que el criterio utilizado exceda esta carga (3300Kg) o la deformación (9,73mm).

También del gráfico de la figura 7.8 se puede determinar que el límite de proporcionalidad se encuentra en un valor cercano a los 1300Kg de carga horizontal y para una deformación promedio entre ambas probetas de 1,25mm.

El comportamiento frente a la carga de corte para el panel, se explica claramente en el gráfico de carga deformación para ambas series (figura 7.8). Para un primer estado de carga, se puede ver como trabaja el conjunto panel, definiéndose claramente una zona elástica hasta los 1300Kg. El bastidor toma las cargas horizontales y el tablero aporta la rigidez en conjunto del sistema. Claramente, el tablero de OSB tiene el efecto de cadenas sobre el bastidor aportando la rigidez necesaria en el sentido de la carga. En un segundo estado de carga (1300-3200Kg) se observa una relación carga deformación no lineal con un descenso de la rigidez. Y en un tercer estado de carga (3200-5050Kg) se comienza a notar una alta deformación en las uniones clavadas de las placas de OSB, principalmente en la unión con el pie derecho central de ambos tableros.

En estos ensayos, los paneles no se presentan como un elemento frágil, es decir la falla del tablero se puede prever mientras aumenta la carga. Por lo tanto, este sistema compuesto pasa a ser un conjunto dúctil, esto se debe principalmente a que las uniones clavadas vencen su capacidad.

En el anexo E se encuentran todos los valores para los ciclos carga-descarga de ambas probetas más los gráficos para estas relaciones y curvas de ajuste mediante el método de los mínimos cuadrados para los rangos de carga de 0-600Kg, 0-1200Kg y 0-1300Kg, este último considerado límite de proporcionalidad de ambas probetas.

7.4.- DETERMINACION DE LAS CAPACIDADES ADMISIBLES

7.4.1.- Criterios para la determinación de la capacidad admisible al corte de muros de madera.

Para efecto del diseño en base a paneles estructurales de OSB, se deben deducir las capacidades admisibles para esta configuración de panel.

El estudio experimental sobre el sistema de construcción Norteamericano de muros de madera se inició en Japón en el año 1974, según *Leiva* (1996), llevándose a cabo una serie de ensayos de paneles revestidos con varios tipos de recubrimientos, solicitados por una carga horizontal de acuerdo a las especificaciones señaladas en la norma ASTM E72. Los resultados se evaluaron considerando en el criterio de las capacidades admisibles, el valor mínimo entre el nivel de carga para una deformación admisible por corte de 8mm (1/300 radianes), 2/3 del nivel de carga máxima, y la carga correspondiente a 1/2 de la máxima deformación por corte. Este valor mínimo es posteriormente afectado por un coeficiente de variación de 3/4, el cual toma en consideración el reducido número de ensayos realizados. Estos resultados se introdujeron en la normativa de construcción japonesa, constituyendo la base del procedimiento de diseño actual en construcciones de madera. (*Leiva* 1996).

Se consideraran los siguientes criterios para determinar la capacidad admisible de los muros en estudio, que fueron planteados en la investigación realizada por *Leiva* (1996).

El estableció, algunos criterios utilizados en las investigaciones japonesas, a los cuales se suma el hecho de proponer como un posible criterio de capacidad admisible al corte, el valor que se obtiene de la norma NCh 433 (1996), correspondiente al desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos. Estos criterios son:

- 1** Considerar un nivel de carga correspondiente a una deformación admisible por corte γ de 1/300 (8,13mm en deformación horizontal del muro), valor propuesto en el caso de utilizarla metodología experimental descrita por la norma ASTM E72, lo cual implica la utilización de un elemento tensor que equilibre la tracción producto del momento volcante generado por la carga horizontal.

- 2 Un nivel de carga correspondiente a una deformación admisible γ de 1/120 radianes (20,3mm), en el caso de utilizar la metodología experimental descrita por la norma ASTM E564, la cual contempla condiciones reales de anclaje, que es el caso utilizado.
- 3 Con el fin de limitar el nivel de carga máxima alcanzada por un muro frente a una sollicitación horizontal, se considera la aplicación de un factor de seguridad de 1.5. Lo anterior equivale a considerar el valor de 2/3 del nivel máximo de carga alcanzada por la probeta.
- 4 Considerar un nivel de carga correspondiente a 1/2 de la deformación horizontal última alcanzada por la probeta.
- 5 Capacidad de carga correspondiente a aceptar una deformación horizontal admisible de 4.9mm, valor que equivale al desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos que se obtiene de la Norma NCh 433 Of96, y que se calcula como la altura de entrepiso multiplicada por 0.002 (H = 2.44 m).

Un aspecto muy importante en la determinación de las resistencias admisibles al corte, es aquel que tiene relación con el nivel de carga última a considerar en los cálculos. En este sentido, el Ensayo Tipo B (In-face shearing Test B) de "Methods of Performance Test of Panels for Buildings Constructions" de la normativa experimental japonesa JIS, señala que el nivel de carga última de un muro corresponde al menor valor entre:

- Carga máxima alcanzada por el muro
- Carga correspondiente a una deformación angular máxima de 0.02 radianes (49mm)

7.4.1.1.- Resultados a estos criterios.

La carga última para ambos paneles de acuerdo a la norma JIS, $P_u = 5050\text{Kg}$, para una deformación total de 42,42mm. Y la resistencia última al corte (S_u) = $5050/2,44 = 2070\text{Kg/mt}$.

De acuerdo a los criterios antes mencionados la carga admisible a partir de los datos obtenidos de los ensayos son:

Para Panel N° 1:

CRITERIO	1	2	3	4	5
Padm.(Kg)	2950	4500	3367	4600	2400

Para Panel N° 2:

CRITERIO	1	2	3	4	5
Padm.(Kg)	3050	4500	3367	4600	2450

Leiva (1996) establece de acuerdo a los estudios que realizó con paneles de madera recubiertos con placas de contrachapado, los valores que resultan de aplicar el criterio 5 corresponden en general, a

niveles de carga muy cercanos al límite de proporcionalidad, lo cual conduce a una desmesurada limitación del nivel de carga máxima alcanzada por un panel solicitado por una carga horizontal. De esta manera, al ser estos valores extremadamente conservadores, se está incurriendo en un sobredimensionamiento de los elementos constituyentes de un muro de madera, o bien, obliga a incrementar en forma considerable la cantidad de muros en los diferentes ejes resistentes de uno o más pisos de una estructura de madera, con el fin de resistir las sollicitaciones sísmicas que eventualmente se puedan producir en ella, lo cual naturalmente resulta contraproducente en términos de eficiencia y economía.

Pero en nuestro caso no resulta tan desmesurado utilizarlo puesto que se alcanzan capacidades admisibles bastante elevadas, prácticamente el 50% de la carga última alcanzada por el panel.

Calculo de la capacidad admisible:

Ahora la capacidad admisible de panel será el menor valor entre los criterios 2, 3 y 4 multiplicado por 3 / 4.

El menor valor promedio de ambas probetas en los tres criterios seleccionados es de 3367Kg valor que se debe multiplicar por 3 / 4 para obtener la carga admisible final cuyo valor es de **2525 Kg**

La carga admisible así calculada es muy similar al valor que resulta de aplicar el criterio que plantea la norma NCh 433 Of96, y que da un valor admisible de 2425Kg que es el promedio de ambas probetas, por lo que utilizaremos como carga admisible final la que resulta de la utilización del criterio de la NCh 433 Of96, para una deformación de $0,002 \times H = 4,9\text{mm}$, resultando los siguientes valores admisibles:

$$P_{adm} \text{ panel N}^\circ 1 = 2400\text{Kg}$$

$$P_{adm} \text{ panel N}^\circ 2 = 2450\text{Kg}$$

$$\mathbf{P_{adm} \text{ promedio} = 2425\text{Kg}}$$

Calculo de la rigidez del panel:

Una vez obtenidos los resultados correspondientes a cargas y deformaciones últimas de los diferentes muros ensayados, y con el objeto de determinar la conducta estructural de un muro solicitado al corte, se determinará su relación de rigidez a través de las curvas carga-deformación correspondientes.

La norma ASTM E564 entrega entre sus especificaciones, un cálculo tendiente a determinar la rigidez al corte de un muro, mediante la siguiente expresión:

$$G' = \frac{P}{\Delta} \times \frac{a}{b}$$

Los parámetros de esta formula son descritos en el punto 3.1.5 del capítulo III

Además la norma establece que para evaluar la rigidez al corte, es posible utilizar una carga de referencia, la cual puede ser 1/3 de la carga máxima (1/3 Pu). Si el nivel de carga de referencia se encuentra por sobre el límite de proporcionalidad, escoger un valor cercano e inferior a este último.

La rigidez del panel se calcula para el valor de deformación en el límite de proporcionalidad de la relación carga deformación. Y que corresponde a una carga de 1300Kg con una deformación promedio de 1.25mm.

Si utilizamos la consideración de la norma ASTM E564 la cual establece una carga de referencia de 1/3Pu, que da un valor de 1683.3Kg y que aproximaremos a 1700Kg, da una deformación promedio de 2,48mm.

En la tabla 7.2 se calcula la rigidez para las tres cargas consideradas (en el límite de proporcionalidad, a 1/3Pu y para Padm. Los valores correspondientes a los parámetros “a” y “b” no se consideran puesto que al ser iguales no afectan en la formula.

Tabla 7.2. Valores de la rigidez al corte G

PANEL N°	P _{limite prop.} (Kg)	Δ _{limite prop.} (mm)	G _{limite prop.} (Kg/mm)	P _{1/3Pu} (Kg)	Δ _{1/3Pu} (mm)	G _{1/3Pu} (Kg/mm)	P _{adm} (Kg)	Δ _{padm} (mm)	G _{padm} (Kg/mm)
1	1300	1,31	992	1700	2,61	651	2400	4,85	495
2	1300	1,19	1092	1700	2,35	723	2450	4,81	509
Promedio	1300	1,25	1042	1700	2,48	687	2425	4,83	502

Estos antecedentes revelan que el comportamiento lineal inicial de las curvas carga-deformación para ambas probetas se enmarca en tan sólo una reducida parte del comportamiento general observado. Además, se debe tomar en consideración que durante esta etapa se produce un acomodamiento de todos los elementos que constituyen un panel, no reflejándose necesariamente durante ella la tendencia general que asumirá una probeta frente a una sollicitación horizontal durante el transcurso del ensayo.

Luego de los ensayos y viendo las elevadas capacidades que se alcanzaron por los paneles en estos, al compararlas con las que obtuvimos en el software computacional que eran cercanas a los 1000Kg admisibles, decidimos ensayar probetas de clavos que simulan la unión de las placas de OSB con el bastidor para verificar realmente su comportamiento puesto que son estas uniones las que limitan la capacidad resistente del panel. Los resultados de estos ensayos se encuentran en el capítulo “V”.

7.5.- EQUIPOS UTILIZADOS.

Marco de Carga: Marco estructurado en perfiles de acero, en el cual se monta el pistón hidráulico y la celda de carga.



Figura 7.9. Marco de carga.

Pistón Hidráulico: de doble efecto, con capacidad de carga 30 toneladas y funcionamiento mecánico por medio de una bomba hidráulica, marca Larsep.



Figura 7.10. Pistón hidráulico.

Celda de carga y medidor electrónico de carga: Utilizada para medir la carga aplicada, con una capacidad máxima de 12 toneladas y una precisión de 5Kg.



Figura 7.11. Celda de carga y medidor electrónico de carga

Bomba Hidráulica: sistema de bombeo que mueve el pistón de carga, cuenta con un regulador manual de la velocidad de carga que controla el paso del flujo de aceite hidráulico al interior de la bomba.



Figura 7.12. Bomba hidráulica

Anclajes del panel: se utilizaron pernos de anclaje auto expansibles de 5/8" x 8" de largo, a excepción del que une el primer pie derecho traccionado que se refuerza con 2 pernos de anclaje de 5/8" x 6" uno a cada lado de este como lo muestra la figura 7.13



Figura 7.13. Sistema de anclaje del panel

Deformometro: instrumento utilizado para medir las deformaciones, está formado por un pistón metálico, el que al ser presionado mide la deformación producida en un dial graduado con precisión de 0.01 mm.

CONCLUSIONES

En la etapa de análisis estructural se determinaron varios tipos de mejoramientos que deben incorporarse a un panel de madera, para que pueda funcionar como muro estructural en un edificio de madera de dos o tres pisos, e incluso más, resistiendo en forma satisfactoria cargas de sismo y viento. Esta verificación se realiza de manera un tanto sencilla, pero que establece claramente la posibilidad de que esto se logre, de acuerdo a la relación existente entre la carga y el peso del panel, comparado con el de un muro de hormigón, que son los más utilizados para construir en altura. Si comparamos la relación resistencia / peso de ambos muros ($R_{\text{muro hormigón}} = 7,84$ y $R_{\text{panel madera}} = 19,1$), se puede concluir que se puede construir en altura con este tipo de paneles, claro que también se deben cumplir relaciones entre el peso de los sistemas de piso y techumbre que obviamente son mucho mas livianos en madera que en hormigón, de todas maneras queda abierta la inquietud de realizar un análisis estructural de una edificación con este sistema de paneles.

Se concluye además que la especie pino radiata, es adecuada para constituir este tipo de elemento estructural; desde el punto de vista de tensiones, en relación a los esfuerzos en los elementos y en las uniones, y deformaciones admisibles.

Hay que mencionar que varias cosas asumidas al comienzo de nuestra investigación fueron concluidas en otros trabajos como espaciamiento pies derechos 40cm, adecuada para resistir solicitaciones verticales según Leyton (2002), a pesar que Leiva (1996) concluye que al modificar el espaciamiento de los pies derechos del bastidor de 40 a 60 cm, no se aprecian diferencias significativas en las capacidades resistentes de los muros sometidos a corte.

Existe una gran concordancia entre lo que especifica la norma 1198 Of91 respecto al calculo estructural, y lo que es comportamiento lineal elástico, puesto que se comprobó que limita la carga del panel a este rango; pero la carga admisible de éste, de acuerdo a distintos criterios de normas como ASTM y otras, asumen el efecto que puede ocurrir un cierto rango de deformación inelástica dentro de lo que en estas normas se considera como valor admisible, para no limitar tanto la capacidad del panel. De los ensayos se puede determinar que el límite de proporcionalidad se encuentra en un valor cercano a los 1300Kg de carga horizontal valor que es superior a los 1000Kg que calculamos admisibles de acuerdo a la norma 1198 Of91, que además no tiene comparación con los 5050Kg de carga ultima alcanzada en el ensayo.

Durante los ensayos se consideró que la falla global del panel, que condicionó la carga última fue producto del cizallamiento entre las placas de OSB, desclavando las uniones centrales entre el tablero y el bastidor; esto porque las placas del sistema tienden a trabajar en forma independiente, debido a la deformación en paralelogramo del panel. En esta etapa, los paneles no se presentan como un elemento frágil, es decir la falla del tablero se puede prever mientras aumenta la carga, por lo tanto, este sistema compuesto pasa a ser un conjunto dúctil. Esto se debe principalmente a que las uniones clavadas vencen su capacidad.

Las fallas locales que se presentaron en la etapa de análisis estructural, para el modelo de panel mejorado, no se apreciaron tan claramente en la etapa de ensayo, esto se debe a la redistribución de esfuerzos de estas uniones, que no se asumen en la modelación del panel.

Estos antecedentes revelan que el comportamiento lineal inicial de las curvas carga-deformación para ambas probetas se enmarca en tan sólo una reducida parte del comportamiento general observado.

El comportamiento de los muros estructurales de madera solicitados por una carga horizontal estática en su propio plano, se encuentra principalmente determinado por el estado y disposición de los elementos de anclaje de la base del muro (pies derechos y soleras), así como por la configuración de la unión clavada entre bastidor y placas de revestimiento.

Para el ensayo de corte, las deformaciones características alcanzadas por los paneles de madera solicitados por una carga horizontal en su propio plano, corresponden a una combinación de varios efectos: rotación del muro producto del levantamiento del borde traccionado, desclavamiento de la unión tablero-pie derecho central, deformación en forma de paralelogramo del bastidor y en consecuencia, desplazamiento relativo entre las placas de OSB.

Otras conclusiones respecto a los ensayos fueron presentadas en el capítulo “VII”

Se debe realzar la importancia que debe tener siempre la calidad y disposición de los elementos que constituyen el bastidor de un muro de corte de madera. Esto se traduce en el hecho de que, previo al proceso de armado del bastidor se debe realizar una adecuada clasificación de las piezas de madera, de tal modo que aquellas que presenten defectos de consideración, tales como nudos, grietas o médulas, estén determinadas para ser utilizadas sólo como pies derechos comprimidos o levemente traccionados es por esto, que se utiliza madera de pino radiata de alta calidad estructural, como es el MSD Arauco, dejando exclusivamente el uso de piezas libres de defectos para que éstos asuman el rol tanto de solera inferior como superior, pies derechos extremos y el central.

Hay que destacar que en la construcción de estos paneles no se requirió mano de obra calificada ni herramientas especiales, más que un martillo, huincha metálica, serrucho, taladro y destornillador, además, el armado en serie aumenta considerablemente el rendimiento.

Otra cosa importante que se desprendió de la etapa experimental, es que para el sistema de anclaje del panel a una fundación de hormigón deben utilizarse pernos embebidos en éste, con suficiente longitud de anclaje de manera que se pueda asegurar el buen comportamiento del panel.

Para el análisis experimental de paneles sometidos a corte, se han presentado cinco criterios de estimación de las cargas admisibles. Valores que se determinan en el capítulo VII.

Finalmente se obtienen las capacidades admisibles teóricas y experimentales y sus respectivas deformaciones totales, se comparan también con valores admisibles de otras investigaciones que fueron descritas en el capítulo III.

Valor admisible teórico =2200Kg para una deformación total de 1,34mm

Valor admisible experimental =2425Kg para una deformación total de 4,9mm

Claramente entre el método teórico y experimental no existe relación en las deformaciones; esto se debe a que en el modelo computacional no se puede asumir una cierta elasticidad de la unión y reacomodo de los distintos componentes del sistema, que son los que finalmente determinan la deformación del panel,

Los valores admisibles respecto a estudios anteriores como el realizado por Leiva 1996 en el cual la serie ensayada que mas resistió da 832Kg de carga admisible horizontal, y la realizada por *Leyton* (2002) da un valor admisible de 731Kg. Mas detalles de los resultados de estas investigaciones se encuentran en el capítulo "IV".

BIBLIOGRAFIA

1. Arauco 2004. Ingeniería y construcción en madera. 2ª edición. Santiago, Chile. 157p.
2. ASTM E564 – 95 1999. Standard Method of Static Load Test for Shear Resistance of Framed Walls for Buildings. Annual Book of ASTM Standards. EEUU.
3. ASTM E72 – 98 1999. Standard Method of Static Load Test for Shear Resistance of Framed Walls for Buildings. Annual Book of ASTM Standards. EEUU.
4. Biger, J. P. 1989. Résistance au Contreventement des Murs en Ossature Bois. Anales de L'Institut Technique du Batiment et Des Travaux Publics. N° 476. (Original no consultado, citado por: Leiva, J.; Vilches, P. 1996. Comportamiento de Muros de Corte de Madera Rigidizados mediante Tableros de Contrachapado bajo la Acción de Carga Horizontal Estática y Cíclica combinada con Carga Vertical en su Propio Plano. Tesis Dr. Cien. Universidad de Santiago de Chile, Fac. Cien. 239 p.)
5. Canales, V.; Gutiérrez, G. 1994. Análisis no Lineal de Muros de Madera Mediante Modelos de Elementos Finitos. Memoria para obtener el título de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Universidad de Santiago de Chile, Fac. Cien. 117 p.
6. Carvallo, Víctor 1989. Antecedentes Básicos sobre el Comportamiento Estructural de Diafragmas Verticales Solicitados por Cargas Horizontales Inducidas en su Plano. INFOR. Chile. (Original no consultado, citado por: Leiva, J.; Vilches, P. 1996. Comportamiento de Muros de Corte de Madera Rigidizados mediante Tableros de Contrachapado bajo la Acción de Carga Horizontal Estática y Cíclica combinada con Carga Vertical en su Propio Plano. Tesis Dr. Cien. Universidad de Santiago de Chile, Fac. Cien. 239 p.)
7. CDT 2004. Corporación del desarrollo tecnológico. Cámara chilena de la construcción. (Disponible en: <http://materiales.cdt.cl/referencias%20tecnicas/fichas/C10/C100302%20mad%20cepillada%20pino%20radiata.htm>. Consultado el: 26 de mayo del 2005).
8. DiarioPyme 2003. Diario de la pequeña y mediana empresa Chilena. Misión maderera a los Países escandinavos / Fontec Corfo Forestal Chile. (Disponible en: <http://www.diariopyme.cl/newtenberg/1437/article-36189.html>. Consultado el: 22 de marzo de 2005).
9. Forest 2005 El Mundo Forestal. (Disponible en: <http://www.forest.cl/infofor.htm#plant>. Consultado el 10 de octubre de 2005)

10. Hempel, Ricardo 1987. Edificación en madera. Cuaderno N°1, Entramados verticales. Universidad del Bio Bio. Concepción, Chile. (Original no consultado, citado por: Leiva, J.; Vilches, P. 1996. Comportamiento de Muros de Corte de Madera Rigidizados mediante Tableros de Contrachapado bajo la Acción de Carga Horizontal Estática y Cíclica combinada con Carga Vertical en su Propio Plano. Tesis Dr. Cien. Universidad de Santiago de Chile, Fac. Cien. 239 p.)
11. Leiva, J.; Vilches, P. 1996. Comportamiento de Muros de Corte de Madera Rigidizados Mediante Tableros de Contrachapado bajo la Acción de Carga Horizontal Estática y Cíclica combinada con Carga Vertical en su Propio Plano. Tesis Dr. Cien. Universidad de Santiago de Chile, Fac. Cien. 239 p.
12. Leyton, C. F. 2002. Evaluación del comportamiento estructural de paneles OSB fabricados en Chile y recomendaciones para el diseño frente a solicitaciones de servicio. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, con diploma en Ingeniería Civil en Diseño y Construcción de Obras. Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería. 169 p.
13. Louisiana Pacific.2004. Building Products. (Disponible en: http://www.lpchile.cl/index.php?pag_id=7&len_id=1. Consultado el: 03 de abril de 2005).
14. NCh 1198 Of.91 1994. Madera – Construcciones en madera – Cálculo. Instituto Nacional de Normalización, INN. Santiago, Chile.
15. NCh 1269 Of.90 1990. Clavos de acero de sección circular de uso general – Requisitos. Instituto Nacional de Normalización, INN. Santiago, Chile.
16. NCh 433 Of.96 1996. Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización, INN. Santiago, Chile.
17. NCh 802 Of.71 1999. Arquitectura y construcción – Paneles prefabricados – Ensayo de carga horizontal. Instituto Nacional de Normalización, INN. Santiago, Chile.
18. Pérez, G. V. 1983. Manual de cálculo de construcciones en madera. Instituto Forestal. Santiago, Chile.
19. Raicich, V. A. 1996. Caracterización de los tableros OSB fabricados en Chile, para uso estructural. Memoria para obtener el título de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Universidad de Santiago de Chile, Fac. Cien. 107 p.
20. Revista Bit 2003. La revista técnica de la construcción. (Disponible en: http://www.revistabit.cl/body_resumen.asp?ID_Articulo=1003. Consultado el: 28 de marzo de 2005).

ANEXOS

ANEXO A

CACULOS DE CONECTORES METALICOS UTILIZADOS PARA EL ÚLTIMO MODELO

A.1.- Determinación de la tensión de diseño de la unión (pie derecho-solera inferior – fundación) sometida a tracción y materializada a través del conector metálico diseñado en base al conector S/HTT14 del catalogo Simpson (2002).

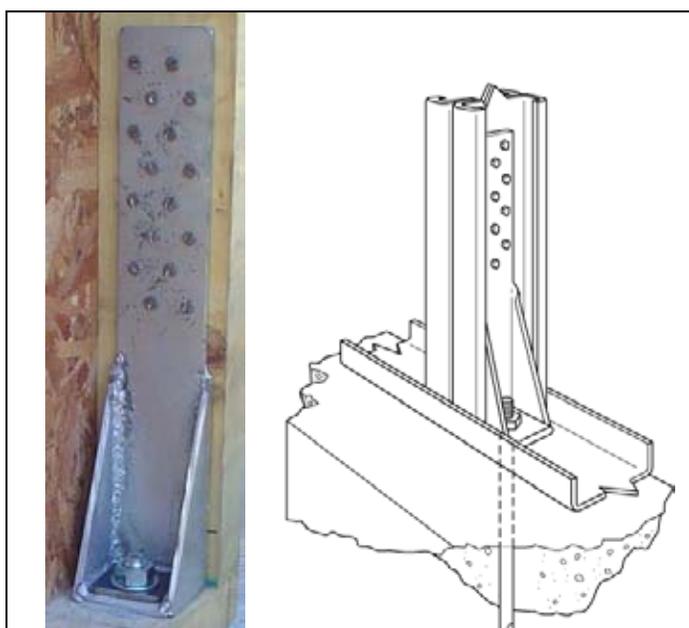


Figura A.1. Conectores metálicos

A la izquierda de la figura A.1, se aprecia el conector que construimos y a la derecha el del catalogo simpson. Ambos conectores son geoméricamente iguales, solo que lo construimos con acero de mayor espesor, para lograr la resistencia del especificado por *Simpson* (2002), ya que este usa acero de mayor calidad.

En la figura A.2, se ve la modelación mediante elementos finitos del conector que construimos para asegurar que la resistencia de este es igual o superior a la especificada en el catalogo.

El acero utilizado es A44-28 ES de 6mm de espesor.

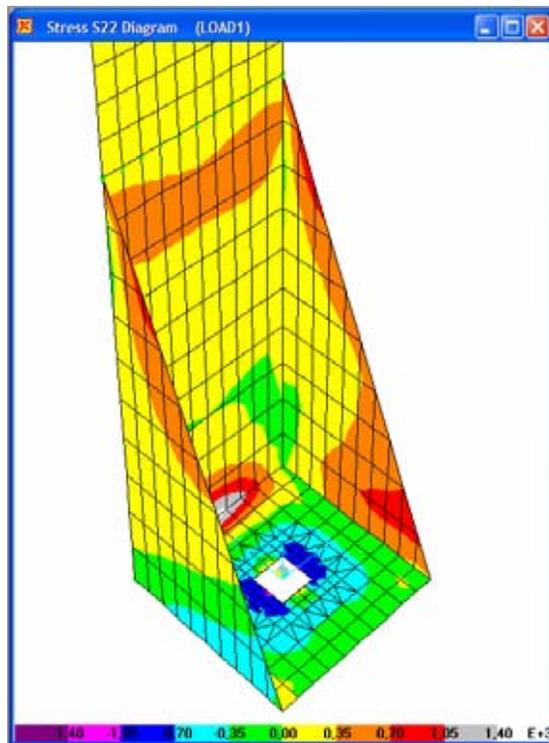


Figura A.2 distribución de esfuerzos en el conector.

Verificación tensional para las piezas estructurales.

Determinación de tensiones admisibles para la madera.

Especie maderera: Pino Radiata seco

Grado estructural: C24 clasificado estructuralmente

Tensiones admisibles

Para pieza de 2x4” Tracción paralela, $F_{tp} = 5,71 \text{ MPa} = 57,1 \text{ kg/cm}^2$

Arauco (2002) establece que estos valores son aplicables sobre piezas con un contenido de humedad de 12% y para estados de carga con una duración acumulada de 10 años. Para otras situaciones se aplican los factores de modificación que correspondan especificados en la norma de cálculo de construcciones de madera NCh 1198 OF91.

Determinación de factores de modificación para las tensiones en la madera.

- Por contenido de humedad, K_H

Consideraremos a modo de referencia la humedad de equilibrio de la ciudad de Valdivia.

$$H_{\text{Valdivia}} = 17\%$$

$$K_H = 1 - \Delta H \times \Delta R$$

$\Delta R = 0,0205$ Para flexión, compresión paralela y tracción paralela

$$K_H = 1 - \Delta H \times \Delta R$$

$$K_H = 1 - (17 - 12) \times 0,0205$$

$$K_H = 0,9$$

- Por duración de la carga, K_D

La duración de la carga considerada para el cálculo de la resistencia al corte del muro será de un día.

$$K_D(1\text{día}) = \frac{1,747}{(1 \times 24 \times 60 \times 60)^{0,0464}} + 0,295$$

$$K_D(1\text{día}) = 1,33$$

- Factor de modificación por trabajo conjunto, K_C

Lo consideraremos igual a 1,0 para todas las solicitaciones a que se encuentre sometido cualquier elemento del bastidor, puesto que a pesar de que el espaciamiento de los pies derechos es inferior a 610mm, los esfuerzos de estos varían considerablemente entre si producto de las cargas horizontales.

- Factor de modificación por altura, K_{hf}

La altura de todas las secciones del bastidor es de 41mm

$$K_{hf} : h < 90$$

$$K_{hf} = 1,0$$

- Factor de modificación por concentración de tensiones, K_{ct}

Para perforaciones individuales menores (tornillos)

$$K_{ct} = 0,8$$

Determinación de las tensiones de diseño.

Tracción paralela.

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \times K_H \times K_D \times K_C \times K_{hf} \times K_{ct}$$

$$F_{tp,dis} = 5,71 \times 0,9 \times 1,33 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,8 \text{ MPa}$$

$$F_{tp,dis} = \mathbf{5,49 \text{ MPa}} = 54,9 \text{ kg/cm}^2$$

Si multiplicamos por el área neta tenemos la fuerza de tracción de diseño del pie derecho:

D= diámetro del tornillo = 4,8mm

$$\therefore \text{Diámetro perforación pie derecho} = 4,8\text{mm}$$

Con lo que se concluye:

$$\mathbf{Tdis} = 54,9 \times 4,1 \times (9-2 \times 0,48) = \mathbf{1810 \text{ Kg.}}$$

Verificación tensional para el elemento de unión.

Carga admisible para un tornillo sometido a extracción lateral.

$$P_{el,ad} = 3 \times e_1 \times d_n \times 10^{-3} \leq 13 \times d_n^2 \times 10^{-3}$$

$$d_n = 4,8\text{mm}$$

$$L = 44,4\text{mm}$$

$$e_1 = 41\text{mm}$$

Con lo que se obtiene:

$$P_{el,ad} = 590,4 \text{ N}$$

$$P_{el,ad} = 60,18 \text{ Kg.}$$

Determinación de factores de modificación para las tensiones en el tornillo.

- Factor de modificación de la capacidad de carga de elementos de unión, por contenido de humedad, K_{UH}

El contenido de humedad de la madera durante la construcción y en servicio es inferior a 20% por lo tanto:

$$K_{UH} = 1,0$$

- Factor de modificación por longitud de hilera, K_u

Este es el único parámetro que se diferencia con el cálculo del conector S/HTT14 del catálogo Simpson (2002); en el cual es mayor.

De acuerdo a la geometría del conector se consideran 4 hileras de 4 tornillos.

$$A_1 = \text{área bruta transversal pie derecho} = 41 \times 90 = 3690\text{mm}^2$$

$$A_2 = \text{área bruta transversal conector} = 5 \times 63 = 315\text{mm}^2$$

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{3690}{315} = 11,71$$

De acuerdo a la tabla 31 de la NCh 1198 obtenemos valores para, K_u

Extrapolando para $A_1=3690$ y de acuerdo a la geometría del conector 4 hileras de 4 tornillos obtenemos:

$$K_u = 0,92$$

- Por duración de la carga, K_D

La duración de la carga considerada para el cálculo de la resistencia al corte del muro será de un día.

$$K_D(1\text{día}) = \frac{1,747}{(1 \times 24 \times 60 \times 60)^{0,0464}} + 0,295$$

$$K_D(1\text{día}) = 1,33$$

- Por penetración del tornillo K_{pct} .

Lo consideramos igual a la unidad puesto que la penetración del tornillo es igual a $8d_n$

$$K_{pct} = 1$$

- Por pieza lateral metálica, $K_{tm,cp}$

$$K_{tm,cp} = 1,25$$

Determinación de la carga de diseño del conector.

$$P_{diseño}^{total} = P_{el,ad} \times K_{UH} \times K_u \times K_D \times K_{pct} \times K_{tm,cp} \times 4_{hileras} \times 4_{elementosunion}$$

$$P_{diseño}^{total} = \mathbf{1474 \text{ Kg.}}$$

Verificación respecto a espaciamientos mínimos de los tornillos

Las distancias mínimas permitidas desde el centro de un tornillo a:

Otro tornillo:

$$\textit{Paralelo a las fibras} \quad S_p = 5D = 5 \times 4,8 = 24\text{mm}$$

$$\textit{Normal a las fibras} \quad S_n = 5D = 5 \times 4,8 = 24\text{mm}$$

Desde el borde cargado:

$$\textit{Paralelo a las fibras} \quad S_{bcp} = 10D = 10 \times 4,8 = 48\text{mm}$$

Desde al borde descargado:

$$\textit{Normal a las fibras} \quad S_{bdn} = 3D = 3 \times 4,8 = 14,4\text{mm}$$

Verificación para el pie derecho:

Otro tornillo:

$$\textit{Paralela a las fibras:} \quad S = 44,5\text{mm} > S_p = 24\text{mm} \quad \text{OK}$$

$$\textit{Normal a las fibras:} \quad S = 25,4\text{mm} > S_n = 24\text{mm} \quad \text{OK}$$

Distancia al borde cargado:

$$\textit{Paralela a las fibras:} \quad S = 203 > S_{bcp} = 48\text{mm} \quad \text{OK}$$

Distancia al borde descargado:

$$\textit{Normal a las fibras:} \quad S = 25,95 > S_{bdn} = 14,4\text{mm} \quad \text{OK}$$

$$(90-63,5)/2+12,7=25,95$$

$$381-44,5*4=203$$

Por lo que al utilizar este conector resulta una carga admisible de **1474 Kg**, que queda limitada por la capacidad del conector.

A.2.- Determinación de la tensión de diseño de la unión del segundo pie derecho sometida a tracción y materializada a través del conector metálico diseñado en base al anterior.



Figura A.3. Conector metálico que une el segundo pie derecho

Este conector fue diseñado de manera similar al anterior, pero solo con el fin de utilizar los materiales que se usaron en este anterior. La distribución de tornillos es la misma que la anterior solo que consta con la mitad de elementos de unión por hilera ósea dos.

El calculo para este se realiza de la misma forma que se hizo para el que une el primer pie derecho (punto 3)

Verificación tensional para las piezas estructurales.

Determinación de tensiones admisibles para la madera.

Especie maderera: Pino Radiata seco

Grado estructural: C24 clasificado estructuralmente

Tensiones admisibles

Para pieza de 2x4” Tracción paralela, $F_{tp} = 5,71 \text{ MPa} = 57,1 \text{ kg/cm}^2$

Determinación de las tensiones de diseño.

Tracción paralela.

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \times K_H \times K_D \times K_C \times K_{hf} \times K_{ct}$$

$$F_{tp,dis} = \mathbf{5,49 \text{ MPa}} = 54,9 \text{ kg/cm}^2$$

Si multiplicamos por el área neta tenemos la fuerza de tracción de diseño del pie derecho:

D= diámetro del tornillo = 4,8mm

∴ Diámetro perforación pie derecho = 4,8mm

Con lo que se concluye:

$$\mathbf{Tdis} = 54,9 \times 4,1 \times (9-2 \times 0,48) = \mathbf{1810 \text{ Kg.}}$$

Verificación tensional para el elemento de unión.

Carga admisible para un tornillo sometido a extracción lateral.

$$P_{el,ad} = 3 \times e_1 \times d_n \times 10^{-3} \leq 13 \times d_n^2 \times 10^{-3}$$

$$P_{el,ad} = 60,18 \text{ Kg.}$$

Determinación de factores de modificación para las tensiones en el tornillo.

El único que cambia respecto al conector anterior es $K_u = 1$

Determinación de la carga de diseño del conector.

$$P_{diseño}^{total} = P_{el,ad} \times K_{UH} \times K_u \times K_D \times K_{pct} \times K_{tm,cp} \times 4_{hileras} \times 2_{elementosunión}$$

$$P_{diseño}^{total} = \mathbf{800 \text{ Kg.}}$$

Verificación respecto a espaciamientos mínimos de los tornillos

Esto ya se verifico en el conector anterior

Por lo que al utilizar este conector resulta una carga admisible de **800 Kg**, que queda limitada por la capacidad del conector.

ANEXO B

CALCULO DE CONECTORES METALICOS DE LA SERIE HD DEL CATOLO SIMPSON (2002)

B.1.- INTRODUCCION.

Se utilizo principalmente la norma de calculo de construcciones en madera (NCh 1198 Of91).

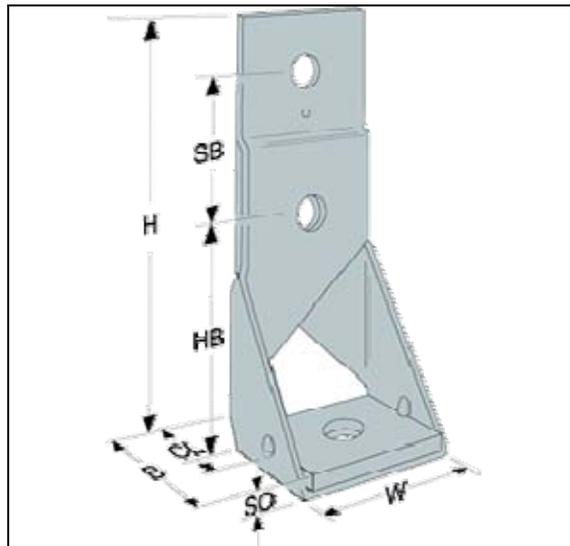


Figura B.1 Conector tipo de la serie HD

Model No.	Material		Dimensions							Fasteners		
	Base Ga	Body Ga	HB ⁴	SB	W	H	B	SO	CL	Anchor Dia ⁵	Stud Machine Bolts	
											Qty	Dia
HD2A	7	12	4 $\frac{1}{16}$	2 $\frac{1}{2}$	2 $\frac{3}{4}$	8	2 $\frac{1}{16}$	$\frac{3}{8}$	1 $\frac{1}{16}$	$\frac{5}{8}$	2	$\frac{5}{8}$
HD5A	3	10	5 $\frac{1}{4}$	3	3 $\frac{3}{8}$	9 $\frac{1}{16}$	3 $\frac{3}{16}$	$\frac{1}{2}$	2 $\frac{3}{16}$	$\frac{5}{8}$	2	$\frac{3}{4}$
HD6A	$\frac{3}{8}$	7	6 $\frac{3}{16}$	3 $\frac{1}{2}$	3 $\frac{3}{4}$	11 $\frac{1}{16}$	3 $\frac{1}{16}$	$\frac{5}{16}$	2 $\frac{1}{16}$	$\frac{7}{8}$	2	$\frac{7}{8}$
HD8A	$\frac{3}{8}$	7	6 $\frac{3}{16}$	3 $\frac{1}{2}$	3 $\frac{3}{4}$	14 $\frac{1}{16}$	3 $\frac{1}{16}$	$\frac{5}{16}$	2 $\frac{1}{16}$	$\frac{7}{8}$	3	$\frac{7}{8}$
HD10A	$\frac{3}{8}$	7	6 $\frac{3}{16}$	3 $\frac{1}{2}$	3 $\frac{3}{4}$	18 $\frac{1}{16}$	3 $\frac{1}{16}$	$\frac{5}{16}$	2 $\frac{1}{16}$	$\frac{7}{8}$	4	$\frac{7}{8}$
HD14A	$\frac{3}{8}$	3	7	4	3 $\frac{1}{2}$	20 $\frac{1}{16}$	3 $\frac{5}{8}$	$\frac{5}{8}$	2 $\frac{3}{16}$	1	4	1
HD15	$\frac{3}{8}$	3	7	4	3 $\frac{1}{2}$	24 $\frac{1}{2}$	4 $\frac{1}{16}$	3 $\frac{5}{8}$	2 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{1}{4}$	5	1

Figura B.2. Dimensiones de los conectores de la serie HD

B.2.- Determinación de la tensión de diseño de la unión a través del conector HD8A

Verificación tensional para las piezas estructurales.

Determinación de tensiones admisibles para la madera.

Especie maderera: Pino Radiata seco

Grado estructural: C24 clasificado estructuralmente

Tensiones admisibles

Para pieza de 2x4” Tracción paralela, $F_{tp} = 5,71 \text{ MPa} = 57,1 \text{ kg/cm}^2$

Arauco (2002) establece que estos valores son aplicables sobre piezas con un contenido de humedad de 12% y para estados de carga con una duración acumulada de 10 años. Para otras situaciones se aplican los factores de modificación que correspondan especificados en la norma de cálculo de construcciones de madera NCh 1198 OF91. Ver capítulo “V”

Determinación de factores de modificación para las tensiones en la madera.

- Por contenido de humedad, K_H

Consideraremos a modo de referencia la humedad de equilibrio de la ciudad de Valdivia.

$$H_{\text{Valdivia}} = 17\%$$

$$K_H = 1 - \Delta H \times \Delta R$$

$\Delta R = 0,0205$ Para flexión, compresión paralela y tracción paralela

$$K_H = 1 - \Delta H \times \Delta R$$

$$K_H = 1 - (17 - 12) \times 0,0205$$

$$K_H = 0,9$$

- Por duración de la carga, K_D

La duración de la carga considerada para el cálculo de la resistencia al corte del muro será de un día.

$$K_D(1\text{día}) = \frac{1,747}{(1 \times 24 \times 60 \times 60)^{0,0464}} + 0,295$$

$$K_D(1\text{día}) = 1,33$$

- Factor de modificación por trabajo conjunto, K_C

Lo consideraremos igual a 1,0 para todas las solicitaciones a que se encuentre sometido cualquier elemento del bastidor, puesto que a pesar de que el espaciamiento de los pies derechos es inferior a 610mm, los esfuerzos de estos varían considerablemente entre si producto de las cargas horizontales.

- Factor de modificación por altura, K_{hf}

La altura de todas las secciones del bastidor es de 41mm

$$K_{hf} : h < 90$$

$$K_{hf} = 1,0$$

- Factor de modificación por concentración de tensiones, K_{ct}

Para perforaciones individuales mayores (pernos) $K_{ct} = 0,7$

Determinación de las tensiones de diseño.

Tracción paralela.

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \times K_H \times K_D \times K_C \times K_{hf} \times K_{ct}$$

$$F_{tp,dis} = 5,71 \times 0,9 \times 1,33 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,7 \text{ MPa}$$

$$F_{tp,dis} = \mathbf{4,78 \text{ MPa}} = 47,8 \text{ kg/cm}^2$$

Si multiplicamos por el área neta tenemos la fuerza de tracción de diseño del pie derecho:

D= diámetro del perno = 22,2mm

$$\therefore \text{Diámetro perforación pie derecho} = 22,2 + 0,8\text{mm} = 23\text{mm}$$

Con lo que se concluye:

$$\mathbf{Tdis} = 47,8 \times 4,1 \times (9-2,3) = \mathbf{1313\text{Kg.}}$$

Verificación tensional para el elemento de unión.

Carga admisible para unión a cizalle simple.

De acuerdo a la NCh 1198, debemos calcular para unión a cizalle doble y este valor dividirlo por dos con lo que obtenemos:

$$e = 41\text{mm}$$

$$\lambda_u = \frac{41}{22,2} = 1,85$$

$$\theta = 0^\circ$$

La densidad anhidra promedio es $\rho_0 = 450 < 550 \text{ kg/m}^3$

Por lo que $\eta = 2,2$

$$F_{ap} = \frac{0,00065 \times \rho_{12,k} \times (100 - D)}{\eta \times (2,75 \times \sin^2(\theta) + \cos^2(\theta))}$$

$$F_{ap} = 9 \text{ MPa}$$

$$Z = 1,15 \times \sqrt{\frac{F_{ap} \times F_y}{\eta}} \quad \text{para } F_y \text{ fluencia del perno} = 240\text{MPa}$$

$$Z = 36 \text{ MPa}$$

$$F_{ap} \times \lambda_u = 9,0 \times 1,85 = 16,65\text{MPa} < Z = 36\text{MPa}$$

$$\therefore P_{ad} = F_{ap} \times \lambda_u \times D^2 = 9,0 \times 1,85 \times 22,2^2 \text{ N}$$

$$\therefore P_{ad} = 8206 \text{ N.} \quad \text{Para unión a cizalle doble.}$$

Por lo tanto la carga calculada para cizalle doble se divide por dos para la unión a cizalle simple con lo que obtenemos:

$$\therefore P_{ad} = 418 \text{ Kg.} \quad \text{Para unión a cizalle simple}$$

Determinación de factores de modificación para las tensiones en el perno.

- Factor de modificación de la capacidad de carga de elementos de unión, por contenido de humedad, K_{UH}

El contenido de humedad de la madera durante la construcción y en servicio es inferior a 20% por lo tanto:

$$K_{UH} = 1,0$$

- Factor de modificación por longitud de hilera, K_u

De acuerdo a la geometría del conector se consideran 1 hilera de 3 pernos.

$$A_1 = \text{área bruta transversal pie derecho} = 41 \times 90 = 3690 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = \text{área bruta transversal conector} = 4,5 \times 70 = 315 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{3690}{315} = 11,7$$

De acuerdo a la tabla 31 de la NCh1198 obtenemos valores para, K_u

Extrapolando para $A_1 = 3690$ obtenemos:

$$K_u = 0,92$$

- Por duración de la carga, K_D

La duración de la carga considerada para el cálculo de la resistencia al corte del muro será de un día.

$$K_D(1\text{día}) = \frac{1,747}{(1 \times 24 \times 60 \times 60)^{0,0464}} + 0,295$$

$$K_D(1\text{día}) = 1,33$$

- Por pieza lateral metálica, $K_{tm,cp}$

$$K_{tm,cp} = 1,25$$

Determinación de la carga de diseño del conector.

$$P_{diseño}^{total} = P_{ad} \times K_{UH} \times K_u \times K_D \times K_{tm,cp} \times 3_{\text{elementos union}}$$

$$P_{diseño}^{total} = \mathbf{1898 \text{ Kg.}}$$

Verificación respecto a espaciamientos mínimos a los bordes.

Las distancias mínimas permitidas desde el centro del perno a un borde cargado son:

Paralela a las fibras: $S_{bcp} = 7 \times D = 7 \times 22,2 = 155,4\text{mm}$

Y a un borde descargado

Normal a las fibras: $S_{bdn} = 2 \times D = 2 \times 22,2 = 44,4\text{mm}$

Verificación para el pie derecho:

Distancia al borde cargado:

Paralela a las fibras: $S = 157\text{mm} > S_{bcp} = 155,4\text{mm}$ OK

Distancia al borde descargado:

Normal a las fibras: $S = 45\text{mm} > S_{bdn} = 44,4\text{mm}$ OK

Por lo que al utilizar este conector resulta una carga admisible de **1313Kg**

Hay que mencionar que la capacidad del conector esta limitado por la calidad de la madera.

B.3.- Determinación de la tensión de diseño de la unión a través del conector HD6A

De la misma forma con que se calculo el conector HD8A obtenemos los siguientes valores de diseño:

Tensiones de diseño pie derecho.

Tracción paralela.

$$F_{p,dis} = 4,78 \text{ MPa} = 47,8 \text{ kg/cm}^2$$

Si multiplicamos por el área neta tenemos la fuerza de tracción de diseño del pie derecho:

$$D = \text{diámetro del perno} = 22,2\text{mm}$$

$$\therefore \text{Diámetro perforación pie derecho} = 22,2 + 0,8\text{mm} = 23\text{mm}$$

Con lo que se concluye:

$$T_{dis} = 47,8 \times 4,1 \times (9-2,3) = 1313 \text{ Kg.}$$

Carga de diseño del conector.

$$P_{diseño}^{total} = 1390 \text{ Kg.}$$

Por lo que al utilizar este conector resulta una carga admisible de **1313Kg**

Hay que mencionar que la capacidad del conector esta limitado por la calidad de la madera.

B.4.- Determinación de la tensión de diseño de la unión a través del conector HD5A.

De la misma forma con que se calculo el conector HD8A obtenemos los siguientes valores de diseño:

Tensiones de diseño pie derecho.

Tracción paralela.

$$F_{p,dis} = 4,78 \text{ MPa} = 47,8 \text{ kg/cm}^2$$

Si multiplicamos por el área neta tenemos la fuerza de tracción de diseño del pie derecho:

$$D = \text{diámetro del perno} = 19,1\text{mm}$$

∴ Diámetro perforación pie derecho = 19,1 + 0,8mm = 19,9mm

Con lo que se concluye:

$$T_{dis} = 47,8 \times 4,1 \times (9-1,99) = \mathbf{1374 \text{ Kg.}}$$

Carga de diseño del conector.

$$P_{diseño}^{total} = \mathbf{1244 \text{ Kg.}}$$

Por lo que al utilizar este conector resulta una carga admisible de **1244 Kg**, que queda limitada por la capacidad del conector.

B.5.- Determinación de la tensión de diseño de la unión a través del conector HD2A

De la misma forma con que se calculo el conector HD8A obtenemos los siguientes valores de diseño:

Tensiones de diseño pie derecho.

Tracción paralela.

$$F_{tp,dis} = \mathbf{4,78 \text{ MPa}} = 47,8 \text{ kg/cm}^2$$

Si multiplicamos por el área neta tenemos la fuerza de tracción de diseño del pie derecho:

D= diámetro del perno = 15,9mm

∴ Diámetro perforación pie derecho = 15,9 + 0,8mm = 16,7mm

Con lo que se concluye:

$$T_{dis} = 47,8 \times 4,1 \times (9-1,67) = \mathbf{1436 \text{ Kg.}}$$

Carga de diseño del conector.

$$P_{diseño}^{total} = \mathbf{1074 \text{ Kg.}}$$

Por lo que al utilizar este conector resulta una carga admisible de **1074 Kg**, que queda limitada por la capacidad del conector.

Del cálculo correspondiente a esta serie de conectores se desprende que si se usa madera de menor calidad ejemplo grado estructural G2 la capacidad de la mayoría de estos conectores queda limitada por la calidad de la madera.

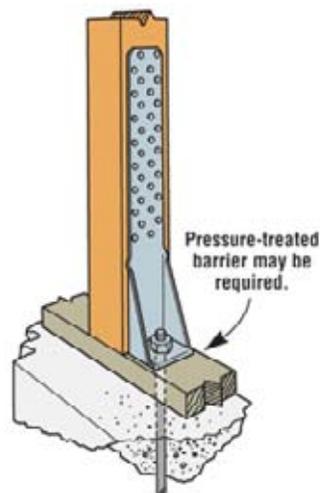
ANEXO C

CALCULO DEL CONECTOR HTT22 DEL CATOLO SIMPSON (2002)

B.1.- INTRODUCCION.

Se utilizo principalmente la norma de calculo de construcciones en madera (NCh 1198 Of91).

B.2.- Determinación de la tensión de diseño de la unión (pie derecho-solera inferior-fundación) sometida a tracción y materializada a través del conector metálico HTT22



Model No.	Material (Ga)		Dimensions			Seat Thickness	Fasteners			Avg Ull Tension	Allowable Tension Loads DF/SP		Allowable Tension Loads - SPF/HF		Deflection at Highest Allowable Design Load	Code Ref.			
	Strap	Plate	W	L	ϕ		Anchor Bolts	Nails	Bolts Qty Dia		(133)		(160)						
											Nails	Bolts	Nails	Bolts					
HTT22	11	—	2X	22	1X	7/16	3/8	32-16d Sinkers	—	—	13150	5250	—	5260	—	4670	5250	0.087	40, 97, 99, 122

Figura C.1 Conector SHTT22

Verificación tensional para las piezas estructurales.

Determinación de tensiones admisibles para la madera.

Especie maderera: Pino Radiata seco

Grado estructural: C24 clasificado estructuralmente

Tensiones admisibles

Para pieza de 2x4” Tracción paralela, $F_p = 5,71 \text{ MPa} = 57,1 \text{ kg/cm}^2$

Arauco (2002) establece que estos valores son aplicables sobre piezas con un contenido de humedad de 12% y para estados de carga con una duración acumulada de 10 años. Para otras situaciones se aplican los factores de modificación que correspondan especificados en la norma de cálculo de construcciones de madera NCh 1198 OF91. Ver capítulo “V”

Determinación de factores de modificación para las tensiones en la madera.

- Por contenido de humedad, K_H

Consideraremos a modo de referencia la humedad de equilibrio de la ciudad de Valdivia.

$$H_{\text{Valdivia}} = 17\%$$

$$K_H = 1 - \Delta H \times \Delta R$$

$\Delta R = 0,0205$ Para flexión, compresión paralela y tracción paralela

$$K_H = 1 - \Delta H \times \Delta R$$

$$K_H = 1 - (17 - 12) \times 0,0205$$

$$K_H = 0,9$$

- Por duración de la carga, K_D

La duración de la carga considerada para el cálculo de la resistencia al corte del muro será de un día.

$$K_D(1\text{día}) = \frac{1,747}{(1 \times 24 \times 60 \times 60)^{0,0464}} + 0,295$$

$$K_D(1\text{día}) = 1,33$$

- Factor de modificación por trabajo conjunto, K_C

Lo consideraremos igual a 1,0 para todas las sollicitaciones a que se encuentre sometido cualquier elemento del bastidor, puesto que a pesar de que el espaciamiento de los pies derechos es inferior a 610mm, los esfuerzos de estos varían considerablemente entre si producto de las cargas horizontales.

- Factor de modificación por altura, K_{hf}

La altura de todas las secciones del bastidor es de 41mm

$$K_{hf} : h < 90$$

$$K_{hf} = 1,0$$

- Factor de modificación por concentración de tensiones, K_{ct}

Para perforaciones menores $K_{ct} = 0,8$

Determinación de las tensiones de diseño.

Tracción paralela.

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \times K_H \times K_D \times K_C \times K_{hf} \times K_{ct}$$

$$F_{tp,dis} = 5,71 \times 0,9 \times 1,33 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,7 \text{ MPa}$$

$$F_{tp,dis} = \mathbf{4,78 \text{ MPa}} = 47,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ kg/cm}^2$$

Si multiplicamos por el área neta tenemos la fuerza de tracción de diseño del pie derecho:

D= diámetro del clavo = 3,9mm

∴ Diámetro perforación pie derecho = 3,9mm

Con lo que se concluye:

$$T_{dis} = 47,8 \times 4,1 \times (9 - 2 \times 0,39) = 1843 \text{ Kg.}$$

Verificación tensional para el elemento de unión.

Carga admisible para un clavo sometido a extracción lateral.

$$P_{cl,ad} = 3,5 \times D^{1,5} \times \rho_{0,k}^{0,5}$$

$$D = 3,9 \text{ mm}$$

$$\rho_{0,k} = 370 \text{ Kg/m}^3$$

Con lo que se obtiene:

$$P_{cl,ad} = 518,5 \text{ N}$$

$$P_{cl,ad} = 52,9 \text{ Kg}$$

Determinación de factores de modificación para las tensiones en el clavo.

- Factor de modificación de la capacidad de carga de elementos de unión, por contenido de humedad, K_{UH}

El contenido de humedad de la madera durante la construcción y en servicio es inferior a 20% por lo tanto:

$$K_{UH} = 1,0$$

- Factor de modificación por longitud de hilera, K_u

De acuerdo a la geometría del conector se consideran 4 hileras de 8 clavos

$$A_1 = \text{área bruta transversal pie derecho} = 41 \times 90 = 3690 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = \text{área bruta transversal conector} = 4,5 \times 70 = 315 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{3690}{195} = 18,92$$

De acuerdo a la tabla 31 de la NCh 1198 obtenemos valores para, K_u

Extrapolando para $A_1 = 3690$ y de acuerdo a la geometría del conector 4 hileras de 8 clavos obtenemos:

$$K_u = 0,67$$

- Por duración de la carga, K_D

La duración de la carga considerada para el cálculo de la resistencia al corte del muro será de un día.

$$K_D(1 \text{ día}) = \frac{1,747}{(1 \times 24 \times 60 \times 60)^{0,0464}} + 0,295$$

$$K_D(1 \text{ día}) = 1,33$$

- Por penetración del clavo K_{pcs} .

Donde P es la penetración del clavo = 41mm y D es el diámetro del clavo = 3,9mm

$$K_{\text{pcs}} = \frac{P}{12D} = \frac{41}{12 \times 3,9}$$

$$K_{\text{pcs}} = 0,88$$

Determinación de la carga de diseño del conector.

$$P_{\text{diseño}}^{\text{total}} = P_{\text{cl,ad}} \times K_{\text{UH}} \times K_{\text{u}} \times K_{\text{D}} \times K_{\text{pcs}} \times 4_{\text{hileras}} \times 8_{\text{elementosunion}}$$

$$P_{\text{diseño}}^{\text{total}} = \mathbf{1327 \text{ kg.}}$$

Verificación respecto a espaciamientos mínimos de los clavos

Las distancias mínimas permitidas desde el centro de un clavo a:

Otro clavo:

$$\textit{Paralelo a las fibras} \quad S_p = 10D = 10 \times 3,9 = 39\text{mm}$$

$$\textit{Normal a las fibras} \quad S_n = 5D = 5 \times 3,9 = 19,5\text{mm}$$

Desde el borde cargado:

$$\textit{Paralelo a las fibras} \quad S_{\text{bcp}} = 15D = 15 \times 3,9 = 58\text{mm}$$

Desde al borde descargado:

$$\textit{Normal a las fibras} \quad S_{\text{bdn}} = 5D = 5 \times 3,9 = 19,5\text{mm}$$

Verificación para el pie derecho:

Otro clavo:

$$\textit{Paralela a las fibras:} \quad S = 44,45\text{mm} > S_p = 39\text{mm} \quad \text{OK}$$

$$\textit{Normal a las fibras:} \quad S = 32,16\text{mm} > S_n = 19,5\text{mm} \quad \text{OK}$$

Distancia al borde cargado:

$$\textit{Paralela a las fibras:} \quad S = 212\text{mm} > S_{\text{bcp}} = 58\text{mm} \quad \text{OK}$$

Distancia al borde descargado:

$$\textit{Normal a las fibras:} \quad S = 23\text{mm} > S_{\text{bdn}} = 19,5\text{mm} \quad \text{OK}$$

Por lo que al utilizar este conector resulta una carga admisible de **1327 Kg**, que queda limitada por la capacidad del conector.

ANEXO D

CALCULO DE UNIONES CLAVADAS

D.1.- INTRODUCCION.

En este anexo calculamos con detalle las capacidades admisibles de las uniones clavadas, cálculos se realizaron utilizando principalmente la norma de calculo de construcciones en madera (NCh 1198 of91). Y sugerencias para el calculo planteadas por Pérez (1983).

D.2.- Determinación de la tensión de diseño de la unión (pie derecho-solera) sometida a tracción y materializada a través de clavos lanceros

Se da el nombre de *clavos lanceros* según NCh 1198 (1991) a los que se colocan de modo que el eje del clavo forme un ángulo de 30° con la pieza donde quedará la cabeza del clavo y a una distancia aproximadamente igual a un tercio del largo del clavo, medida a contar del extremo de dicha pieza según se indica en la figura C.1.

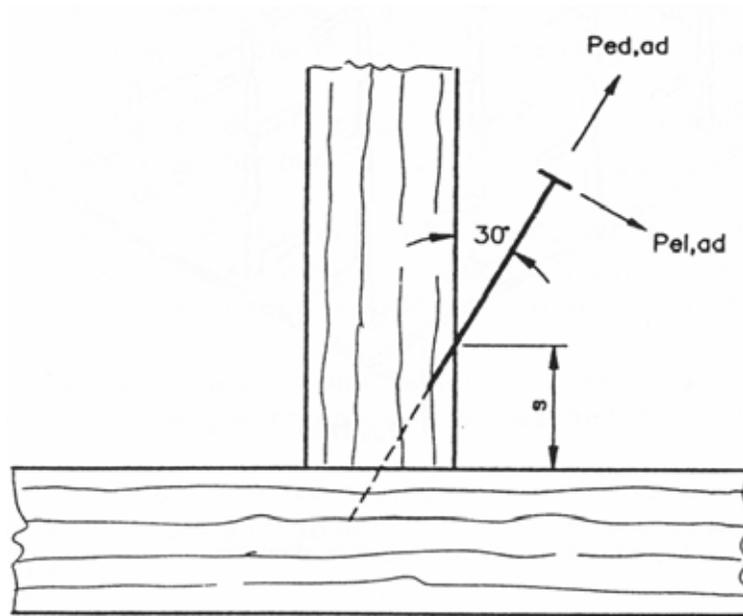


Figura C.1. Correcta forma de colocar un *clavo lancero*

Donde:

$S = l/3$ = distancia al extremo de la pieza

l = largo del clavo

Carga admisible de extracción directa:

Según NCh 1198 (1991) corresponde al 65% de:

$$P_{ed,ad} = 9 \times \rho_{0,K}^{5/2} \times D^{3/2} \times p$$

En que:

$P_{ed,ad}$ = Capacidad admisible de carga a la extracción directa, en N.

$\rho_{0,K}$ = Densidad anhidra característica calculada con el percentil del 5% de exclusión, en g / cm^3 .

D = diámetro del clavo, en mm.

p = penetración del clavo en la pieza de madera que recibe la punta de el, en mm.

Para materializar la unión utilizamos 3 clavos lanceros de 3 x 10 (75 x 3,5) mm.

$l = 75$ mm

$s = l/3 = 25$ mm

$$\rho_{0,K} = 370 \text{ kg/m}^3 = 0,37 \text{ g / cm}^3$$

$D = 3,5$ mm

$$p = 75 - 25/\cos(30) = 46 \text{ mm}$$

Debemos realizar una verificación que es :

$$46 \times \cos(30) < 41 \text{ mm espesor pieza a fijar}$$

$$46 \times \cos(30) = 40 \text{ mm OK}$$

Por lo que:

$$P_{ed,ad} = 9 \times 0,37^{\frac{5}{2}} \times 3,5^{\frac{3}{2}} \times 46 \times 0,65$$

$$P_{ed,ad} = 146,78N = 15kg \text{ por clavo}$$

Carga admisible de extracción lateral:

Según NCh 1198 (1991) corresponde al 30% de:

$$P_{cl,ad} = 3,5 \times D^{1,5} \times \rho_{0,k}^{0,5}$$

En que:

$P_{ed,ad}$ = Capacidad admisible de carga a la extracción directa, en N.

$\rho_{0,K}$ = Densidad anhidra característica calculada con el percentil del 5% de exclusión, en Kg / m^3 .

D = diámetro del clavo, en mm.

Para materializar la unión utilizamos 3 clavos lanceros de 3 x 10 (75 x 3,5) mm.

$$\rho_{0,K} = 370 \text{ kg/m}^3 = 0,37 \text{ g / cm}^3$$

$D = 3,5$ mm

Por lo que:

$$P_{el,ad} = 441N = 45kg . \text{ por clavo}$$

Ahora debemos transformar estas cargas admisibles a los ejes coordenados X , Z :

Para la unión pie derecho-solera sometida a tracción en la dirección del eje Z tenemos:

$$P_{el,ad,Z} = 15 \times \cos(30) + 45 \times \sin(30)$$

$$P_{el,ad,Z} = 35,5Kg$$

Para la unión pie derecho-solera sometida esfuerzo de corte (en la dirección del eje X) tenemos:

$$P_{el,ad,X} = 15 \times \cos(60) + 45 \times \sin(60)$$

$$P_{el,ad,Z} = 46,5 \text{ Kg} .$$

Determinación de factores de modificación para las tensiones en el clavo.

- Factor de modificación de la capacidad de carga de elementos de unión, por contenido de humedad, K_{UH}

El contenido de humedad de la madera durante la construcción y en servicio es inferior a 20% por lo tanto:

$$K_{UH} = 1,0$$

- Por duración de la carga, K_D

La duración de la carga considerada para el calculo de la resistencia al corte del muro será de un día.

$$K_D(\text{1día}) = \frac{1,747}{(1 \times 24 \times 60 \times 60)^{0,0464}} + 0,295$$

$$K_D(\text{1día}) = 1,33$$

- Por penetración del clavo K_{pcs} .

Donde P es la penetración del clavo = 46mm, tiene que ser mayor a 12D, y D es el diámetro del clavo = 3,5mm.

$$46\text{mm} > 12 \times 3,5 = 42\text{mm} \text{ OK.}$$

$$K_{pcs} = 1$$

Determinación de la carga de diseño de la unión pie derecho-solera materializada mediante tres clavos lanceros.

En dirección del eje Z

$$P_{diseño,Z}^{total} = P_{el,ad,Z} \times K_{UH} \times K_D \times K_{pcs} \times 3$$

$$P_{diseño,Z}^{total} = 142\text{Kg} .$$

En dirección del eje X

$$P_{diseño,X}^{total} = P_{el,ad,X} \times K_{UH} \times K_D \times 3$$

$$P_{diseño,X}^{total} = 185\text{Kg} .$$

D.3.- Determinación de la capacidad admisible de la unión del tablero con el bastidor.

Verificación tensional para el elemento de unión:

Según Perez 1983 para uniones de cizalle simple de tableros de partículas con espesores mínimos de hasta 3dc ($E_{min} = 3dc$), para clavos con diámetros menores que 4,2mm ($dc < 4,2\text{mm}$) y cuyo

caso la capacidad de carga admisible del clavo debe reducirse en la razón: $e_{\min} / 4,5dc$. y usarse la formula para extracción lateral de clavos planteada en Nch 1198

$$P_{cl,ad} = 3,5 \times dc^{1,5} \times \rho_{0,k}^{0,5}$$

$$dc = 2,8\text{mm}$$

$$\rho_{0,k} = 370\text{Kg} / \text{m}^3$$

Con lo que se obtiene:

$$P_{cl,ad} = 316\text{N}$$

$$P_{cl,ad} = 32,2\text{Kg}$$

Determinación de factores de modificación para las tensiones en el clavo.

- Factor de modificación de la capacidad de carga de elementos de unión, por contenido de humedad, K_{UH}

El contenido de humedad de la madera durante la construcción y en servicio es inferior a 20% por lo tanto:

$$K_{UH} = 1,0$$

- Por duración de la carga, K_D

La duración de la carga considerada para el calculo de la resistencia al corte del muro será de un día.

$$K_D(1\text{día}) = \frac{1,747}{(1 \times 24 \times 60 \times 60)^{0,0464}} + 0,295$$

$$K_D(1\text{día}) = 1,33$$

- Por penetración del clavo K_{pcs} .

Donde P es la penetración del clavo = 40,5mm y dc es el diámetro del clavo = 2,8mm

Primero verificamos si P es mayor que $12dc = 2,8 \times 12 = 33,9$ OK

Por lo tanto:

$$K_{pcs} = 1$$

- Reducción por espesor de tablero donde el espesor tablero es de 9,5mm

$$R_{et} = e_{\min} / 4,5dc$$

$$R_{et} = 9,5 / 4,5 \times 2,8 = 0,75$$

Determinación de la carga de diseño del conector.

$$P_{diseño} = P_{cl,ad} \times K_{UH} \times K_D \times K_{pcs} \times R_{et}$$

$$P_{diseño} = 32 \text{ kg.}$$

ANEXO E

DATOS ADICIONALES AL ESTUDIO EXPERIMENTAL

E.1.- INTRODUCCION.

Aquí se encuentran todos los valores obtenidos para los ciclos carga-descarga de ambas probetas más los gráficos para estas relaciones y curvas de ajuste mediante el método de los mínimos cuadrados para los rangos de carga de 0-600Kg, 0-1200Kg y 0-1300Kg, este último considerado límite de proporcionalidad de ambas.

E.1.- DATOS PROBETA N°1.

En la tabla E.1 se muestra la relación carga-deformación para los tres ciclos realizados de acuerdo a ASTM E564 y para los tres diales utilizados en este ensayo.

Las deformaciones registradas corresponden al desplazamiento horizontal en el tope de panel (dial 1), desplazamiento del borde traccionado del panel (dial 2) y desplazamiento horizontal a nivel de solera superior (dial 3).

El lapso de tiempo de recuperación entre cada ciclo es de 5 minutos cuya deformación residual correspondiente queda registrada al comienzo de ciclo siguiente.

Tabla E.1 Carga deformación probeta N°1

CARGA (Kg)	DEFORMACION DIAL 1 (mm x 100)			DEFORMACION DIAL 2 (mm x 100)			DEFORMACION DIAL 3 (mm x 100)			DEFORMACION TOTAL (DT = D3 - D2 - D1) (mm x 100)		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
0	0	0	1	0	0	15	0	6	57	0	6	41
50	0	0	1	1	1	16	2	8	59	1	7	42
100	0	0	1	2	2	17	5	11	66	3	9	48
150	0	0	1	3	3	18	9	14	70	6	11	51
200	0	0	2	4	4	19	14	19	74	10	15	53
250	1	1	2	5	5	20	18	23	78	12	17	56
300	1	1	2	7	6	21	22	28	80	14	21	57
350	1	1	3	8	7	22	27	32	85	18	24	60
400	2	2	3	9	8	24	33	37	90	22	27	63
450	2	2	3	11	9	25	38	42	94	25	31	66
500	2	3	4	13	10	26	44	49	97	29	36	67
550	3	3	4	14	12	28	51	53	101	34	38	69
600	4	3	5	16	13	29	63	65	104	43	49	70
650		4	5		14	30		70	108		52	73
700		4	6		16	32		76	114		56	76
750		4	6		18	33		83	120		61	81
800		4	7		20	35		94	127		70	85
850		5	7		23	37		105	140		77	96
900		5	7		25	39		117	148		87	102
950		6	8		28	41		129	157		95	108
1000		6	8		32	42		143	162		105	112
1050		7	8		35	44		159	172		117	120
1100		7	9		40	46		174	189		127	134

1150		8	9		44	48		191	198		139	141
1200		9	9		49	49		207	205		149	147
1250			10			52			222			160
1300			11			56			239			172
1350			12			61			258			185
1400			13			66			277			198
1450			16			78			318			224
1500			17			82			338			239
1550			19			84			357			254
1600			20			97			385			268
1650			22			107			415			286
1700			24			119			445			302
1750			26			130			475			319
1800			29			144			503			330
1850			31			155			527			341
1900			33			168			566			365
1950			36			189			611			386
2000			40			212			664			412
2050			41			222			681			418
2100			45			230			704			429
2150			48			245			745			452
2200			51			262			772			459
2250			55			282			816			479
2300			58			300			853			495
2350			60			333			904			511
2400			60			350			936			526
2450			61			362			963			540
2500			64			370			1009			575
2550			68			381			1036			587
2600			73			393			1078			612
2650			81			409			1136			646
2700			86			433			1179			660
2750			91			461			1242			690
2800			99			487			1290			704
2850			106			517			1359			736
2900			110			547			1440			783
2950			116			578			1507			813
3000			127			612			1606			867
3050			133			690			1713			890
3100			139			750			1806			917
3150			152			787			1877			938
3200			158			840			1953			955
3250			165			875			2016			976
3300			173			910			2097			1014

De la tabla E.1 se ve claramente la alta deformación (dial 2), que estaba alcanzando el anclaje del primer pie derecho del panel cercano a 9mm que es prácticamente igual a la deformación total de el panel. Por este motivo junto con otro propio del marco de prueba, se decidió suspender el ensayo.

En la figura E.1 se muestra el grafico correspondiente a la relación carga-deformación total para los tres ciclos de carga descarga.

Las líneas rectas unen el punto final del ciclo, con el punto inicial del ciclo siguiente; ósea muestran la recuperación del panel.

La curva del ciclo 3 se corta a los 1500Kg de carga porque de lo contrario no se apreciarían claramente los otros dos ciclos

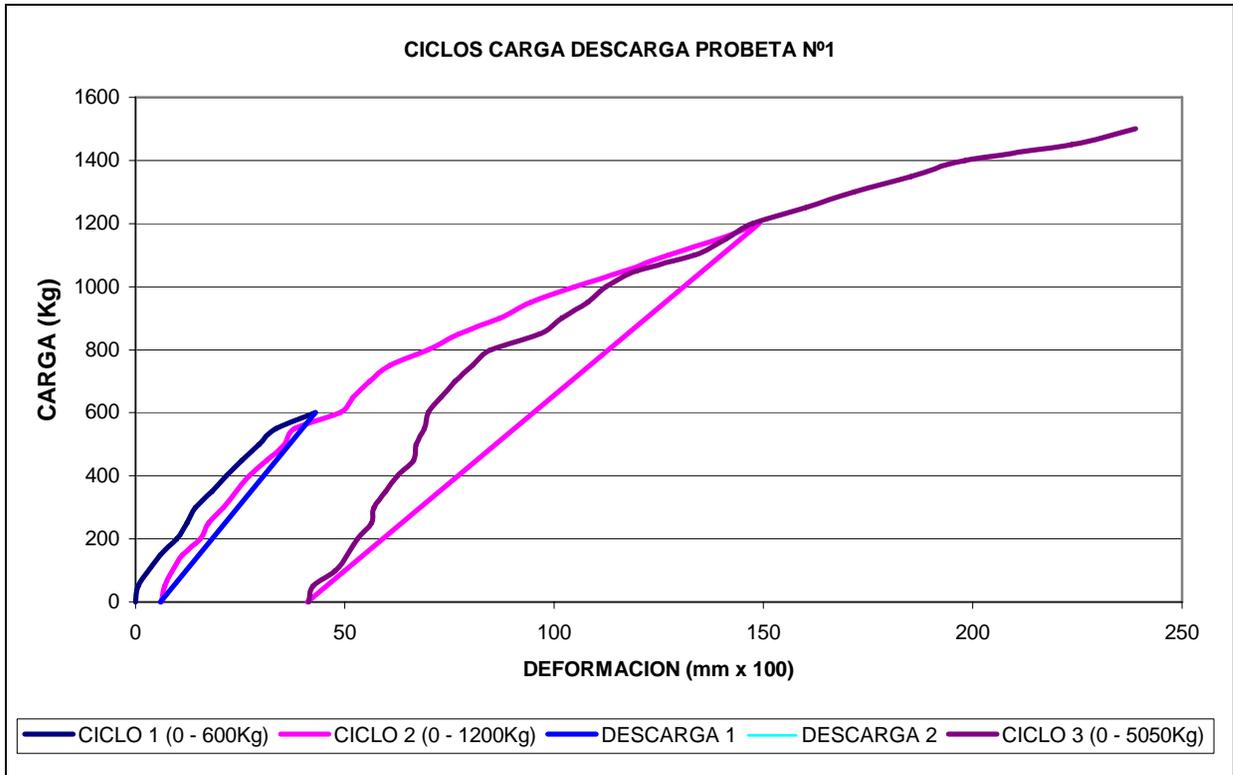


Figura E.1. Grafico carga-deformación para los tres ciclos de carga-descarga.

En las figuras E.2, E.3, E.4 se muestran gráficos de ajuste lineal por el método de los mínimos cuadrados de las curvas carga deformación para el primer panel, y que corresponden a los rangos de carga del primer ciclo de (0 a 600Kg), segundo ciclo de (0 a 1200Kg) y el tercer ciclo hasta el limite de proporcionalidad considerado para una carga de 1300Kg. Junto con la línea de ajuste se entrega la ecuación de esta y el error de ajuste (R).

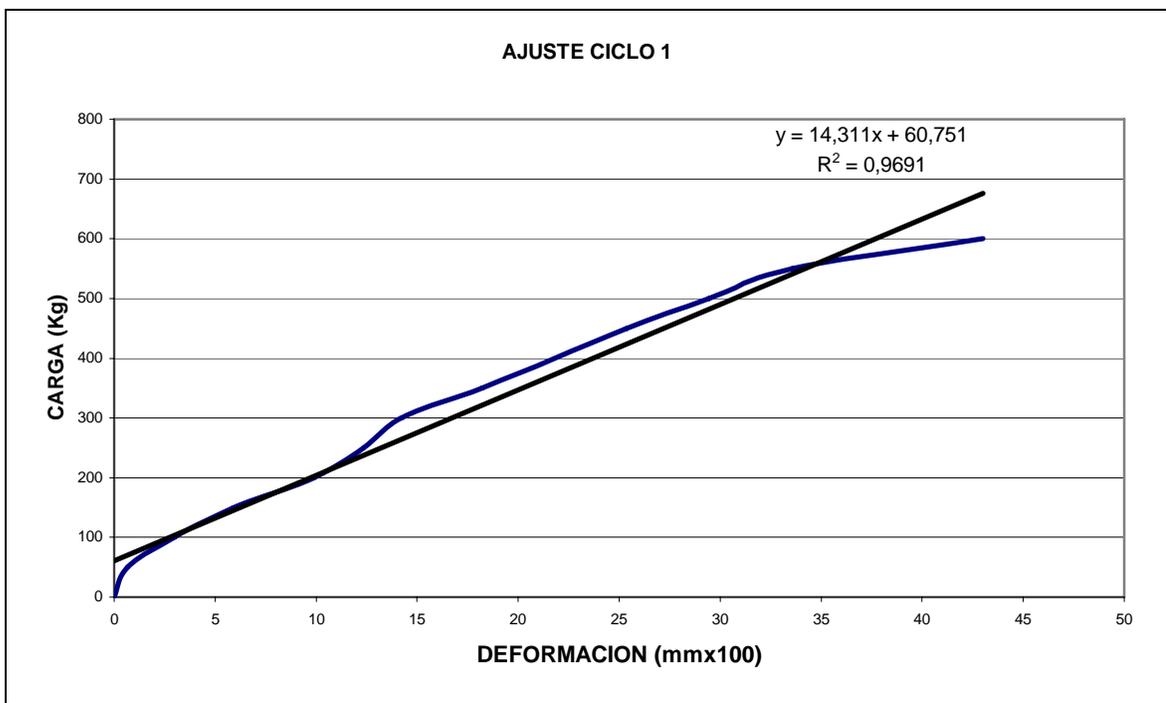


Figura E.2. Ajuste lineal ciclo 1 probeta N°1

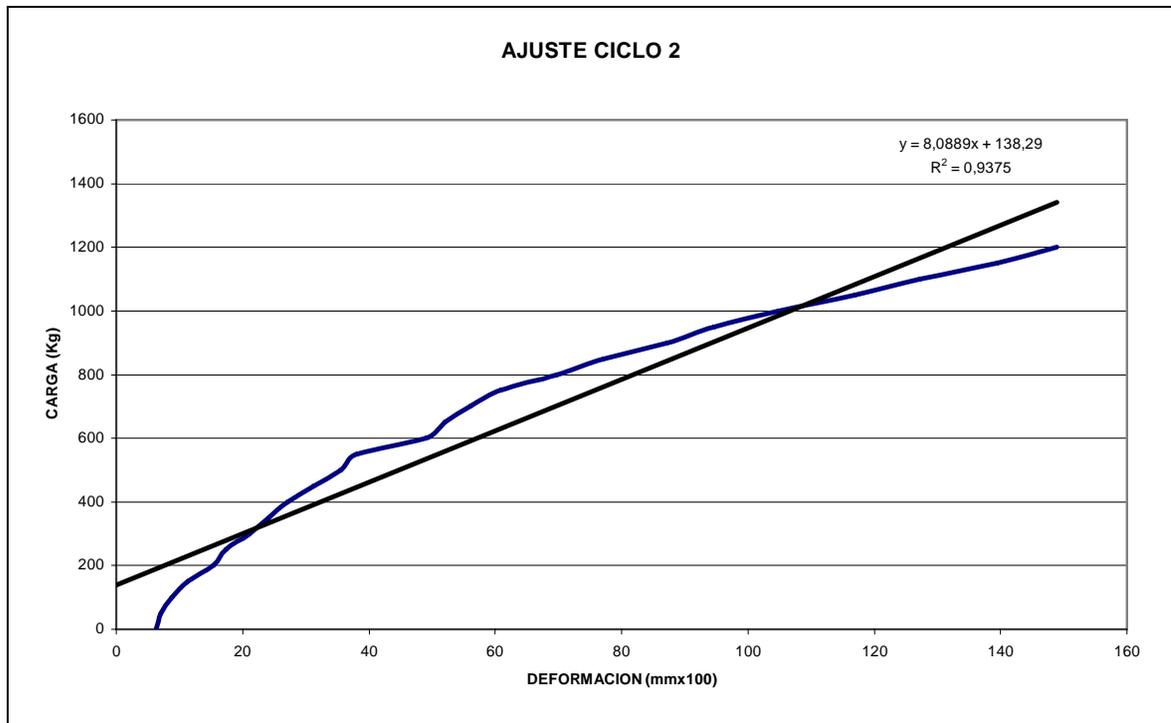


Figura E.3. Ajuste lineal ciclo 2 probeta N°1

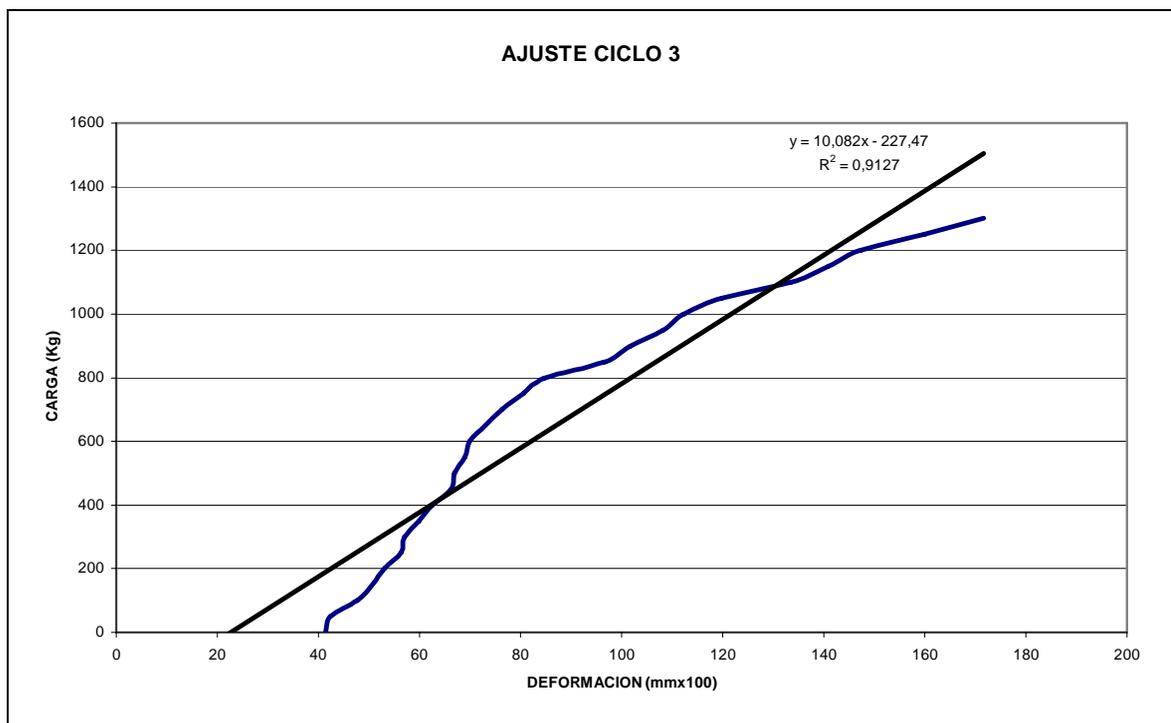


Figura E.4. Ajuste lineal ciclo 3 probeta N°1

E.2.- DATOS PROBETA N°2.

En la tabla E.2 se muestra la relación carga-deformación para los tres ciclos realizados de acuerdo a ASTM E564 y para los tres diales utilizados en este ensayo.

Las deformaciones registradas corresponden al desplazamiento horizontal en el tope de panel (dial 1), desplazamiento del borde traccionado del panel (dial 2) y desplazamiento horizontal a nivel de solera superior (dial 3).

El lapso de tiempo de recuperación entre cada ciclo es de 5 minutos cuya deformación residual correspondiente queda registrada al comienzo de ciclo siguiente.

Tabla E.2 Carga deformación probeta N°2

CARGA (Kg)	DEFORMACION DIAL 1 (mm x 100)			DEFORMACION DIAL 2 (mm x 100)			DEFORMACION DIAL 3 (mm x 100)			DEFORMACION TOTAL (DT = D3 - D2 - D1) (mm x 100)		
	CICLO	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2
0	0	0	0	0	0	7	0	3	37	0	3	30
50	0	0	0	0	0	7	3	4	39	3	4	32
100	0	0	1	0	0	7	8	8	41	8	8	33
150	0	0	2	0	1	8	12	11	49	12	10	39
200	1	1	2	0	1	8	17	14	50	16	12	40
250	1	1	2	0	1	8	21	18	53	20	16	43
300	2	2	3	0	1	8	26	21	56	24	18	45
350	2	2	3	0	1	8	30	28	59	28	25	48
400	3	3	4	0	1	8	36	32	64	33	28	52
450	3	3	4	0	1	8	40	40	69	37	36	57
500	4	4	5	0	1	8	45	45	73	41	40	60
550	4	4	5	2	1	8	53	52	78	47	47	65
600	5	5	6	3	2	9	61	60	81	53	53	66
650		6	7		3	10		66	87		57	70
700		6	7		5	11		75	93		64	75
750		7	8		6	12		86	99		73	79
800		8	9		8	13		97	105		81	83
850		9	10		10	14		108	111		89	87
900		10	11		11	15		115	119		94	93
950		10	11		12	17		120	126		98	98
1000		11	12		14	18		130	133		105	103
1050		12	12		16	19		142	143		114	112
1100		13	13		17	21		150	152		120	118
1150		14	15		19	22		163	162		130	125
1200		14	15		21	23		178	172		143	134
1250			17			25			180			138
1300			18			27			194			149
1350			19			30			217			168
1400			20			32			231			179
1450			22			35			255			198
1500			23			37			271			211
1550			24			40			286			222
1600			25			42			305			238
1650			26			45			324			253
1700			28			48			341			265
1750			30			51			360			279
1800			31			55			374			288
1850			33			58			393			302
1900			35			62			415			318
1950			37			65			438			336
2000			39			69			459			351
2050			42			74			486			370
2100			44			78			507			385
2150			47			82			529			400
2200			49			87			548			412
2250			52			92			577			433
2300			55			97			605			453

2350		58		102		630		470
2400		61		108		656		487
2450		64		115		694		515
2500		66		120		720		534
2550		70		128		762		564
2600		75		136		820		609
2650		77		141		851		633
2700		81		148		887		658
2750		84		154		920		682
2800		87		159		946		700
2850		91		166		986		729
2900		95		175		1032		762
2950		100		183		1072		789
3000		105		191		1115		819
3050		110		199		1149		840
3100		114		207		1180		859
3150		120		214		1207		873
3200		124		225		1262		913
3250		128		235		1310		947
3300		133		243		1359		983
3350		137		251		1460		1072
3400		142		261		1510		1107
3450		146		272		1540		1122
3500		151		280		1599		1168
3550		155		292		1658		1211
3600		159		310		1712		1243
3650		164		316		1752		1272
3700		171		322		1790		1297
3750		177		332		1851		1342
3800		185		340		1902		1377
3850		187		350		1971		1434
3900		192		355		2057		1510
3950		195		364		2095		1536
4000		200		375		2146		1571
4050		203		387		2229		1639
4100		209		396		2306		1701
4150		214		415		2384		1755
4200		217		429		2464		1818
4250		222		438		2515		1855
4300		229		448		2564		1887
4350		230		500		2641		1911
4400		234		505		2662		1923
4450		235		508		2701		1958
4500		236		515		2728		1977
4550		240		524		2799		2035
4600		244		540		2913		2129
4650		250		566		3047		2231
4700		258		595		3247		2394
4750		264		625		3365		2476
4800		274		668		3610		2668
4850		279		725		3740		2736
4900		294		749		4122		3079
4950		300		788		4255		3167
5000		309		801		4480		3370
5050		315		812		5399		4272

En la figura E.1 se muestra el gráfico correspondiente a la relación carga-deformación total para los tres ciclos de carga descarga.

Las líneas rectas unen el punto final del ciclo, con el punto inicial del ciclo siguiente; ósea muestran la recuperación del panel.

La curva del ciclo 3 se corta a los 1500Kg de carga porque de lo contrario no se apreciarían claramente los otros dos ciclos.

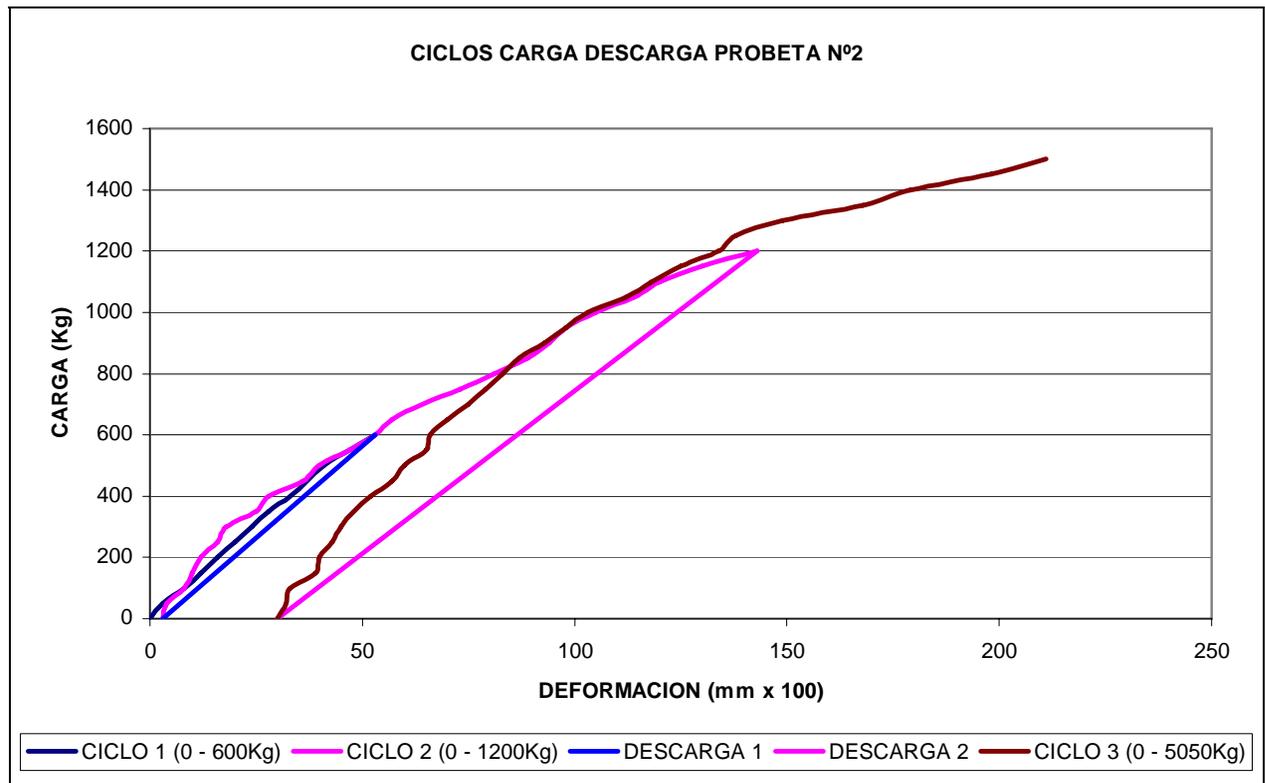


Figura E.5. Gráfico carga-deformación para los tres ciclos de carga-descarga.

En las figuras E.6, E.7, E.8 se muestran gráficos de ajuste lineal por el método de los mínimos cuadrados de las curvas carga deformación para el primer panel, y que corresponden a los rangos de carga del primer ciclo de (0 a 600Kg), segundo ciclo de (0 a 1200Kg) y el tercer ciclo hasta el límite de proporcionalidad considerado para una carga de 1300Kg. Junto con la línea de ajuste se entrega la ecuación de esta y el error de ajuste (R).

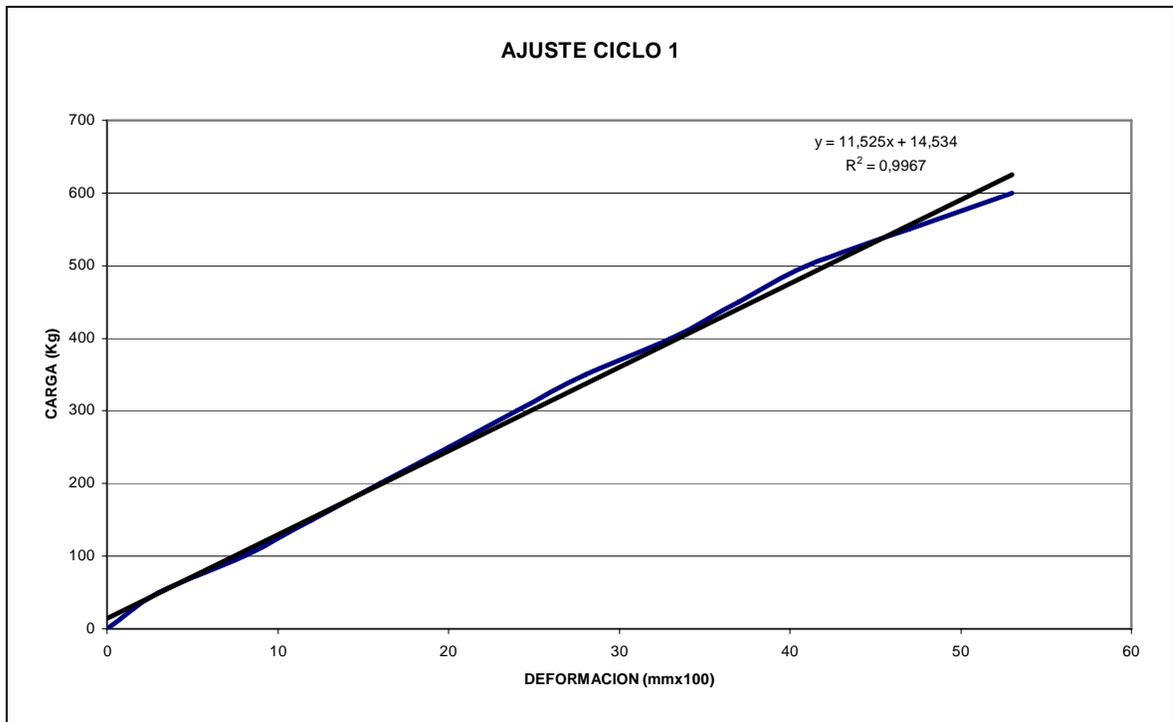


Figura E.6. Ajuste lineal ciclo 1 probeta N°2

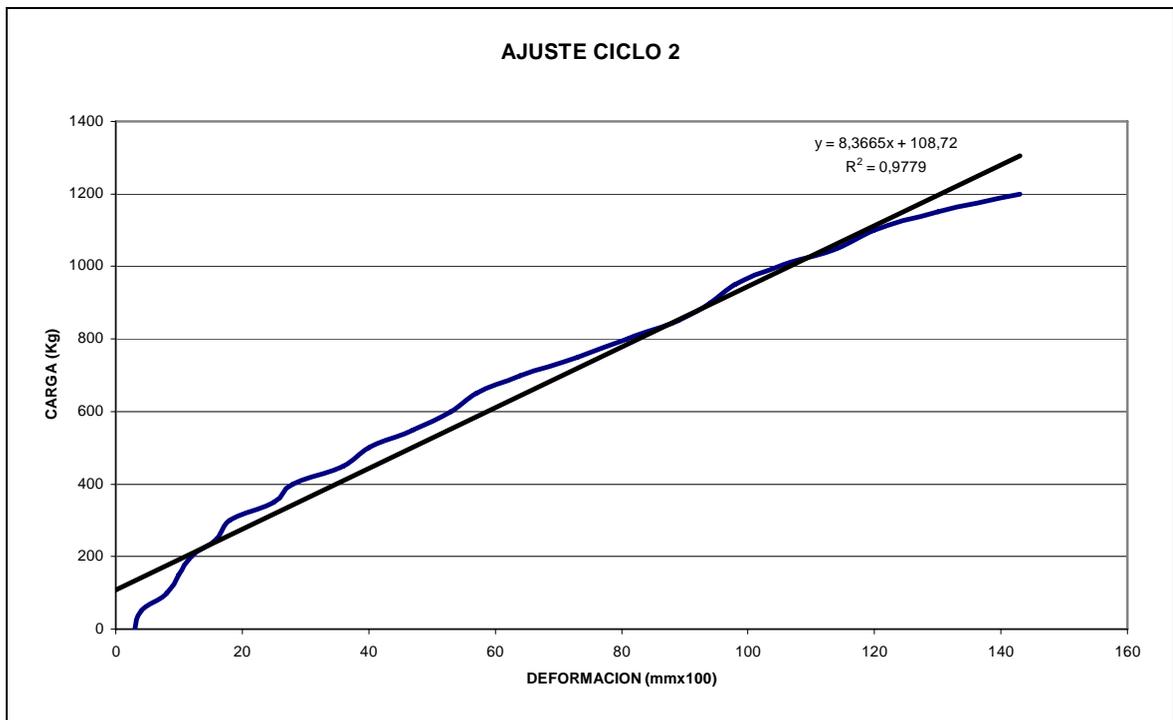


Figura E.7. Ajuste lineal ciclo 2 probeta N°2

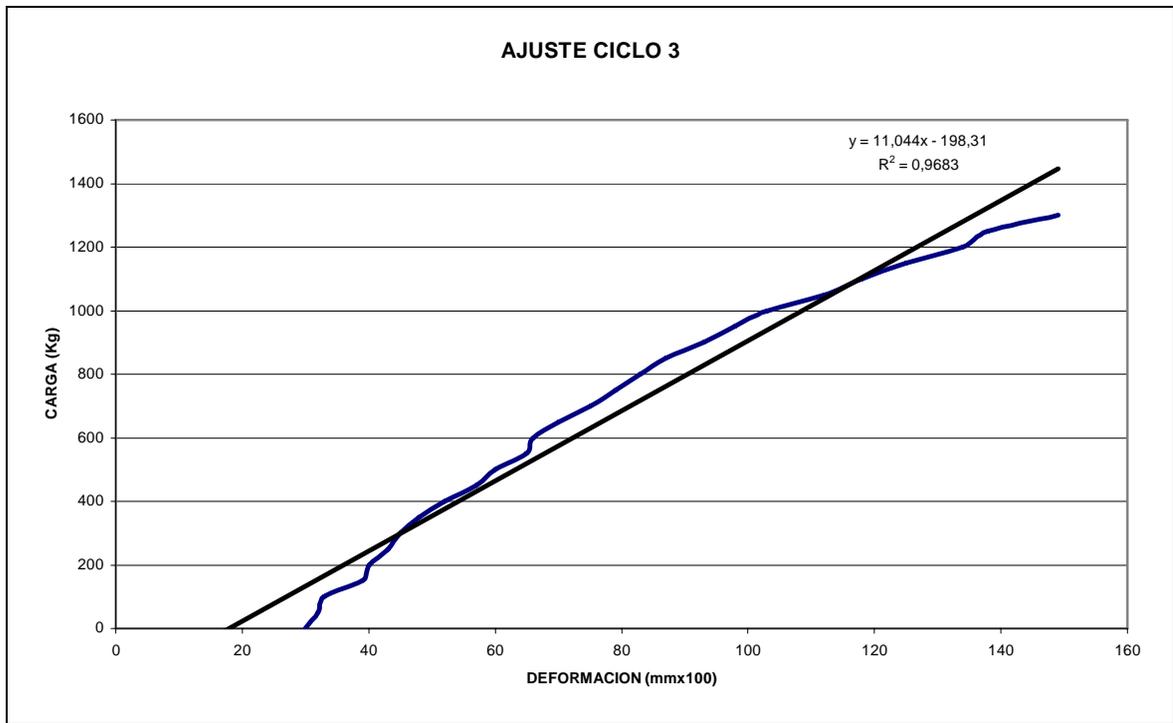


Figura E.8. Ajuste lineal ciclo 3 probeta N°2