

0948 a
2017



UNIVERSIDAD DE VALPARAISO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Análisis Estructural de Paneles de Perfilería Delgada con Enchapado de Madera Aglomerada

Por

Diego Iván Durán Mesa

Trabajo de título para optar al Grado de Licenciado en
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor guía: Joaquín Valenzuela Barbosa

19 de marzo de 2017



Índice general

Índice de tablas.....	4
Índice de figuras.....	5
Capítulo 1	7
1. Introducción.....	7
1.1 Planteamiento del problema.....	7
1.2 Objetivo general	8
1.3 Objetivos específicos.....	8
1.4 Metodología.....	9
1.5 Alcances.....	9
Capítulo 2	10
2. Antecedentes	10
2.1.1 Perfilera delgada de acero conformado en frío.....	10
2.1.2 Enchapado de madera.....	12
2.2 Armado de paneles.....	18
Capítulo 3	20
3. Análisis computacional	20
3.1.1 Geometría	22
3.1.2 Sistema arriostrante.....	23
3.2 Análisis por geometría, módulos de elasticidad	25
3.2.1 Sección cuadrada proporción 1:1.....	25
3.2.1.1 Sistema de un piso.....	25
3.2.1.2 Sistema de dos pisos	26
3.2.1.3 Resultados.....	27
3.2.2 Sección rectangular proporción 1:2.....	28
3.2.1.1 Sistema de un piso.....	28
3.2.1.2 Sistema de dos pisos	29
3.2.1.3 Resultados.....	30
3.2.3 Sección rectangular proporción 2:1.....	31
3.2.1.1 Sistema de un piso.....	31
3.2.1.2 Sistema de dos pisos	32
3.2.1.3 Resultados.....	33
3.2.4 Análisis de resultados: Módulos de elasticidad.....	34
3.3 Esfuerzos admisibles.....	35
3.3.1 Demanda.....	38

3.3.1.1 Perfilería de acero.....	38
3.3.1.2 OSB.....	39
3.3.2 Capacidad.....	40
3.3.2.1 Pandeo.....	40
3.3.2.2 Fluencia en área bruta.....	47
3.3.2.3 Ruptura área neta.....	47
3.3.2.4 Tornillos conexión diagonal-gusset.....	48
3.3.2.5 Carga concentrada viga maestra.....	49
3.3.2.6 OSB.....	52
3.3.3 Factor de utilización.....	53
3.3.4 Análisis de resultados: Esfuerzos admisibles.....	56
Capítulo 4.....	57
4. Ensayo para determinar propiedades mecánicas del sistema constructivo.....	57
4.1 Descripción del ensayo.....	57
4.2 Equipo disponible.....	60
4.3 Panel ensayo tipo.....	63
4.4 Resultados ensayo.....	68
4.4.1 Panel sin diagonales.....	69
4.4.2 Panel con diagonales.....	73
4.4.3 Módulo de corte.....	75
4.5 Análisis de resultados.....	77
Capítulo 5.....	78
5. Modelamiento de una vivienda mediante aplicación de resultados.....	78
5.1 Vivienda modelo.....	78
5.2 Modelo estructural.....	84
5.3 Sismo v/s viento.....	87
5.3.1 Sismo.....	87
5.3.2 Viento.....	88
5.3.3 Fuerzas de diseño.....	88
5.4 Modelamiento.....	89
5.5 Comentarios.....	89
Capítulo 6.....	92
6. Conclusiones y comentarios finales.....	92
Referencias.....	94

Índice de tablas

Tabla 2.1- Propiedades mecánicas enchapado de madera.....	15
Tabla 2.2- Coeficiente Poisson para maderas	17
Tabla 2.3- Propiedades mecánicas a utilizar en análisis computacional.....	17
Tabla 2.4- Designación diámetro pernos autoperforantes	19
Tabla 2.5- Detalle pernos autoperforantes.....	19
Tabla 3.1- Propiedades geométricas a modelar.....	23
Tabla 3.2- Condiciones geométricas, montantes, sistema arriostrante.....	24
Tabla 3.3- Desplazamientos máximos y módulos de corte sistemas proporción 1:1 de un piso	25
Tabla 3.4- Desplazamientos máximos y módulos de corte sistemas proporción 1:1 de dos pisos ..	26
Tabla 3.5- Resumen módulos elasticidad sistema 1:1	27
Tabla 3.6- Desplazamientos máximos y módulos de corte sistemas proporción 1:2 de un piso	28
Tabla 3.7- Desplazamientos máximos y módulos de corte sistemas proporción 1:2 de dos pisos ..	29
Tabla 3.8- Resumen módulos elasticidad sistema 1:2	30
Tabla 3.9- Desplazamientos máximos y módulos de corte sistemas proporción 2:1 de un piso	31
Tabla 3.10- Desplazamientos máximos y módulos de corte sistemas proporción 2:1 de dos pisos ..	32
Tabla 3.11- Resumen módulos elasticidad sistema 2:1	33
Tabla 3.12- Resumen módulos de elasticidad promedio distintos sistemas.....	34
Tabla 3.13- Propiedades para modelación según análisis computacional	34
Tabla 3.14- Esfuerzos verticales considerados para mecanismo de falla.....	35
Tabla 3.15- Valores de corte nominal para fuerzas de viento.....	37
Tabla 3.16- Área tributaria para montantes exteriores	38
Tabla 3.17- Máximas cargas en montantes debido a cargas gravitacionales	38
Tabla 3.18- Máxima carga axial elementos de acero debido a carga de corte.....	38
Tabla 3.19- Carga axial máxima elementos de perfilería delgada	39
Tabla 3.20- Esfuerzos de corte OSB 11.1 mm.....	39
Tabla 3.21- Propiedades geométricas perfiles sometidos a compresión	41
Tabla 3.22- Resistencia total del alma para secciones de espesor constante, en Newton	50
Tabla 3.23- Resistencia admisible elementos del sistema constructivo.....	52
Tabla 3.24- Esfuerzos nominales OSB 11.1 mm.....	52
Tabla 3.25- Capacidad al corte OSB	53
Tabla 3.26- Factor de utilización para resistencia admisible en porcentaje.....	53
Tabla 3.27- Factor de utilización para resistencia nominal en porcentaje	54
Tabla 3.28- Factor utilización en porcentaje sistemas sin OSB	55
Tabla 4.1- Resultados ensayo panel sin diagonales	69
Tabla 4.2- Resultados ensayo panel con diagonales	69
Tabla 4.3- Variación del módulo de corte panel sin diagonales.....	76
Tabla 4.4- Variación del módulo de corte panel con diagonales.....	76
Tabla 4.5- Propiedades modelación practica	77
Tabla 5.1- Corte basal modelo	88
Tabla 5.2- Deformaciones sísmicas.....	89

Índice de figuras

Figura 1.1- Componentes sistema "metalcon"	7
Figura 2.1- Acero conformado en frio distintas secciones	10
Figura 2.2- Panel típico Steel Frame	11
Figura 2.3- Perfiles metálicos análisis computacional	11
Figura 2.4- Tipo de recubrimiento estructural.....	12
Figura 2.5- Virutas dispuestas a ser adheridas	12
Figura 2.6- Chopo americano	13
Figura 2.7- Waferboard, virutas no siguen la misma orientación a diferencia del OSB	13
Figura 2.8- Capas de madera.....	13
Figura 2.9- Ejemplos uso de madera terciada.....	14
Figura 2.10- Delaminado.....	15
Figura 2.11- Vivienda forrada con madera terciada	15
Figura 2.12- Diagramas Esfuerzo – Deformación para maderas Latifoliadas	16
Figura 2.13- Detalle de armado panel sin diagonales	18
Figura 2.14- Incorrecta posición de tableros de madera.....	18
Figura 2.15- Detalle de armado de panel con diagonales	19
Figura 3.1- Esquema aplicación de fuerzas (en kg) sistemas de uno y dos pisos.....	20
Figura 3.2- Deformación angular Θ producto del esfuerzo inducido F.....	21
Figura 3.3- Panel modelo (PM) y panel equivalente (PE).....	22
Figura 3.4- Vivienda con sistema estructural "Metalcon".....	22
Figura 3.5- Panel estructural con diagonales.....	23
Figura 3.6- Vivienda compuesta de paneles estructurales	23
Figura 3.7- Consideraciones en los modelos computacionales	24
Figura 3.8- Deformada sistema 1:1 de un piso escala 1:100.....	25
Figura 3.9- Deformada sistema 1:1 de dos pisos escala 1:100	26
Figura 3.10- Deformada sistema 1:2 de un piso escala 1:200.....	28
Figura 3.11- Deformada sistema 1:2 de dos pisos escala 1:200	29
Figura 3.12- Deformada sistema 2:1 de un piso escala 1:50.....	31
Figura 3.13- Deformada sistema 2:1 de dos pisos escala 1:50	32
Figura 3.14- Planta tipo casa 70 m ²	35
Figura 3.15- Planta tipo casa 58 m ²	36
Figura 3.16- Elementos críticos para mecanismo de falla	37
Figura 3.17- Esquema modelos computacionales. En rojo elementos propenso a pandeo.....	40
Figura 3.18- Elemento analizado para pandeo en eje fuerte (en rojo)	42
Figura 3.19- Geometría de elementos	43
Figura 3.20- Elemento analizado para pandeo en eje débil (en rojo).....	44
Figura 3.21- Pletina analizada para pandeo en eje débil (en rojo).....	46
Figura 3.22- Gusset 200x200x1 conexión diagonales.....	47
Figura 3.23- Conexiones gusset sistema mixto y sistema arriostrado con pletinas.....	49
Figura 3.24- Viga compuesta entrepiso (viga maestra).....	49
Figura 3.25- Distribución tensiones debido a la presencia de pletinas.....	56
Figura 4.1- Ensayo ASTM E-564.....	57
Figura 4.2- Ensayo NCh2123 Albañilería confinada.....	58
Figura 4.3- Esfuerzos inducidos ensayos ASTM E-564 y NCh 2123	59
Figura 4.4- Marco de carga	60
Figura 4.5- Detalles marco de carga.....	60

Figura 4.6- Cuñas metálicas.....	61
Figura 4.7- Gato hidráulico.....	61
Figura 4.8- Manómetro.....	61
Figura 4.9- Deformímetro.....	62
Figura 4.10- Detalle deformímetro.....	62
Figura 4.11- Vista frontal y detalles tornillos en montantes.....	63
Figura 4.12- Vista reverso y detalle tornillos en diagonal.....	64
Figura 4.13- Perfiles metálicos panel ensayo.....	65
Figura 4.14- Perfiles C (U) y CA (C).....	65
Figura 4.15- Ensamble diagonal.....	65
Figura 4.16- Panel sin diagonales.....	66
Figura 4.17- Panel sin diagonales montado en marco de carga.....	66
Figura 4.18- Panel con diagonales.....	67
Figura 4.19- Panel con diagonales montado en marco de carga.....	67
Figura 4.20- Fallo de unión tornillos.....	70
Figura 4.21- Pandeo local perfil C.....	71
Figura 4.22- Estado final panel sin diagonales. OSB se raja debido al excesivo alabeo.....	72
Figura 4.23- Desgarro de bloque en diagonal.....	73
Figura 4.24- Pandeo local montante.....	74
Figura 4.25- Curva fuerza/deformación panel con diagonales.....	75
Figura 4.26- Curva fuerza/deformación panel sin diagonales.....	76
Figura 5.1- Planta arquitectura primer y segundo piso respectivamente vivienda unifamiliar.....	78
Figura 5.2- Planta arquitectura primer piso vivienda pareada.....	79
Figura 5.3- Planta arquitectura segundo piso vivienda pareada.....	79
Figura 5.4- Fachadas vivienda modelo.....	80
Figura 5.5- Cortes planos arquitectura.....	81
Figura 5.6- Plano estructural cielo primer piso.....	82
Figura 5.7- Plano estructural cielo segundo piso.....	83
Figura 5.8- Modelo estructural 3D.....	84
Figura 5.9- Planta primer piso modelo estructural.....	85
Figura 5.10- Planta segundo piso modelo estructural.....	86
Figura 5.11- Deformada sismo en X escala 1:100 módulo 2400 kg/cm ²	90
Figura 5.12- Deformada sismo en X escala 1:100 módulo 1000 kg/cm ²	90
Figura 5.13- Deformada sismo en Y escala 1:100 módulo 2400 kg/cm ²	91
Figura 5.14- Deformada sismo en Y escala 1:100 módulo 1000 kg/cm ²	91

Capítulo 1

1. Introducción

1.1 Planteamiento del problema

El sistema estructural compuesto por elementos de perfilería delgada de acero galvanizado con enchapado de madera aglomerada se usa de manera frecuente hoy en día en obras menores de hasta dos pisos. Dentro de este sistema los elementos resistentes a cargas laterales son los llamados paneles de corte. Éstos están compuestos por perfiles canales con alas atiesadas espaciados cada 40 cm o 60 cm. El marco está formado por perfiles canal. Este lleva atornillado un recubrimiento estructural de madera aglomerada de virutas orientadas (o terciado estructural), más conocido como OSB.

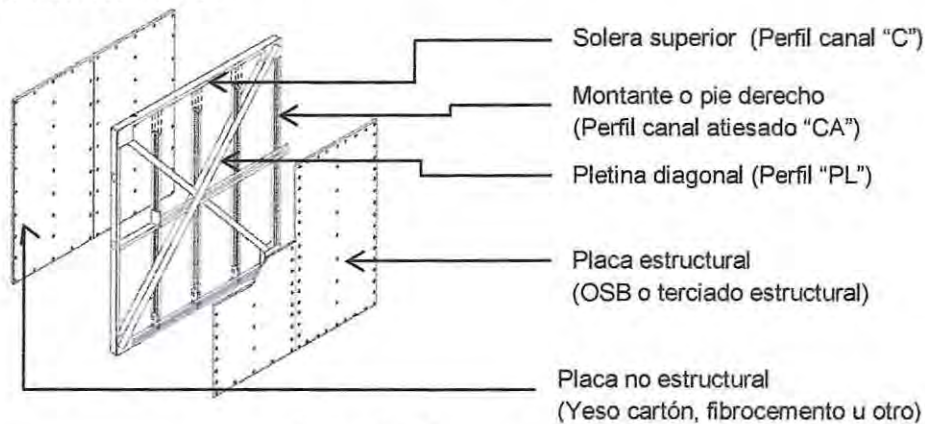


Figura 1.1- Componentes sistema "metalcon" [4]

De acuerdo a lo estipulado en la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones (OGUC), en su artículo 5.1.7, cualquier estructura compuesta por sistemas prefabricados del tipo metálico combinado con paneles de aglomerado (edificación clase G) deberá contar con un "Proyecto de Cálculo Estructural", cuando su superficie de edificación sea mayor a 100 m^2 o su carga de ocupación sea mayor a 20 personas. Éste debe contar con las siguientes indicaciones:

1. Cargas y sobrecargas verticales por metro cuadrado (fija o móvil).
2. Fuerzas horizontales (tales como solicitaciones sísmicas, viento, empujes laterales, y sus totales por pisos).
3. Tensiones admitidas en los materiales y en el terreno y justificación de estas últimas.
4. Indicación de las condiciones de medianería y, asimismo, previsiones hechas para resguardar la seguridad de los terrenos y edificaciones vecinas.

En la actualidad la mayoría de los ingenieros se limitan a seguir el manual dado por el fabricante, por ejemplo CINTAC, que no hace mención a los estados límites o mecanismos de falla. Por otra parte no contienen información respecto a las propiedades elásticas de los paneles formados por enchapado de OSB y perfilería de acero, dando como resultado incertidumbre respecto a las deformaciones que se producen en estos. Por lo expuesto anteriormente no se pueden comprobar los requisitos de servicio, como lo es la deformación sísmica establecida en la norma NCh433 o la deformación producida por las cargas de viento establecidas en la norma NCh432.

1.2 Objetivo general

- Determinar el comportamiento estructural, mediante un ensayo cuasi estático (carga aumenta de manera gradual a medida que se va registrando deformación) y modelos computacionales lineal-elástico, para proponer una modelación computacional práctica de este sistema compuesto por paneles de perfilería delgada de acero con enchapado de OSB de 11.1 mm.

1.3 Objetivos específicos

- Determinar la influencia del enchapado de OSB y la influencia de las pletinas (en las propiedades mecánicas) que tradicionalmente se utilizan para proporcionar rigidez lateral en este sistema constructivo.
- Comparar los resultados obtenidos de los modelos de elementos finitos y del ensayo de paneles para mostrar los posibles mecanismos de falla.
- Proponer propiedades mecánicas, tales como el módulo de corte y resistencia al corte para ser utilizado en una modelación práctica de este sistema constructivo frente a sollicitaciones laterales.

1.4 Metodología

- Recopilación de información de los distintos materiales empleados en este trabajo (perfilería delgada de acero, OSB) proporcionado por sus respectivos fabricantes. Recopilar información de la norma que rige en el cálculo estructural de cada elemento conformado por perfilera delgada de acero dispuestos en la American Iron and Steel Institute edición 2007 (AISI S100-2007).
- Utilizar modelo de elementos finitos lineales mediante software de análisis SAP2000 para determinar la influencia de los elementos verticales y del panel OSB bajo los esfuerzos de carga axial y los esfuerzos de corte.
- Para poder determinar el comportamiento de cada componente se realizará el ensayo de dos paneles compuestos por perfiles disponibles en mercado uno arriostrado solamente con OSB y uno arriostrado con OSB y pletinas en sus diagonales.
- Dicho ensayo se realizará como se establece en la norma NCh 2123 "Albañilería confinada – Requisitos de diseño y cálculo" a través de compresión diagonal ya que con esto se puede analizar bajo esfuerzos de compresión y esfuerzos de corte puro para determinar mecanismos de falla.
- Con la información obtenida del análisis computacional y de los ensayos de cada configuración proponer una modelación práctica que refleje el comportamiento de este sistema constructivo.

1.5 Alcances

- Para el análisis computacional y verificación de normas se utilizarán paneles de dimensiones normalmente utilizadas, con altura de 2.4 m y ancho de 1.2 m a 4.8 m.
- En este trabajo se supone que los anclajes trabajan de manera adecuada, es decir, no fallan antes de que lo haga el panel.
- Se realizarán análisis lineales y/o no lineales en geometría (pandeo fuera del plano) en los modelos analíticos.
- No se consideran cargas fuera del plano pero si la estabilidad en esa dirección.
- Debido a los bajos espesores de los elementos que componen cada panel, estos se modelaran dentro del rango elástico.
- Debido a que los montantes van atornillados al revestimiento no se considera el fenómeno de pandeo distorsional¹.

¹ Pandeo caracterizado por la rotación del ala en la unión ala/alma en miembros con elementos atiesados de borde.

Capítulo 2

2. Antecedentes

2.1.1 Perfilería delgada de acero conformado en frío

El uso de los perfiles conformados en frío se origina en Inglaterra y Estados Unidos hacia mediados del siglo XIX. Sin embargo, su uso fue principalmente experimental y se centró en obras civiles y edificios industriales. El impulso mayor en el uso de los perfiles conformados en frío se da en el período de entre guerras del siglo XX, logrando un desarrollo importante durante la 2ª guerra mundial y especialmente hacia fines de ella. El sistema constructivo formado por un entramado de perfiles conformado en frío está asociado al desarrollo de otros inventos y patentes que surgen hacia fines del siglo XIX. Entre ellos, la patente de la plancha de yeso-cartón para revestimientos interiores, la madera contrachapada y posteriormente el OSB para los revestimientos arriostrantes y hacia mediados del siglo XX los tornillos autoperforantes que mejoran y facilitan las conexiones tanto entre los elementos estructurales como la fijación de las distintas planchas de revestimientos comentados. [1]



Figura 2.1- Acero conformado en frío distintas secciones [2]

Usualmente cuando se habla de "Steel Frame" se refiere y entiende que se trata de una construcción en base a perfiles conformados en frío de acero galvanizado de bajo espesor que se usa como una estructura de entramados conformando tabiques, cerchas y envigados en entre piso. Aunque los perfiles conformado en frío de bajo espesor usualmente fluctúan entre espesores de 0.45 mm y 3.0 mm las normas, AISI S100 – 2007 entre otras, discriminan estos espesores entre los aceptados para tabiquerías no estructurales usualmente alrededor 0.5 mm de espesor y aquellos concebidos y aptos para uso en tabiquerías soportantes y otros elementos estructurales en espesores variables entre 0.85 mm y 1.6 mm. Una característica adicional que define este sistema constructivo es que las uniones y conexiones entre los elementos estructurales son mecánicas, usualmente atornilladas, aunque se conocen soluciones de conexiones apernadas. En este escenario, las conexiones atornilladas y/o apernadas son muy competitivas y rápidas de ejecutar. Cuando de tabiquerías se trata, el "Steel Frame" se estructura con soleras de perfil C (U) y montantes de perfiles CA (C) distanciados entre 400 mm y 600 mm a eje como se observa en la

figura 2.2, que son los responsables de transmitir las cargas gravitacionales hacia otros componentes estructurales, ya sea hacia las fundaciones en obras de un nivel o hacia otros entramados para obras de más de un nivel. El entramado actúa como una estructura en conjunto, asociado con una estructura arriostrante muchas veces confeccionada en base a una placa de OSB o de madera contrachapada. Opcionalmente, las placas arriostrantes se reemplazan por diagonales ejecutadas con pletinas de acero que sirven para tomar los esfuerzos horizontales de viento o sismo. [1]

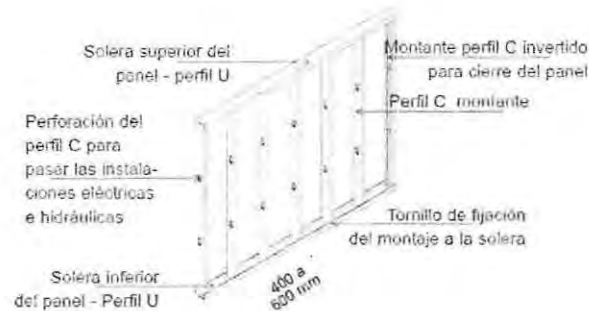


Figura 2.2- Panel típico Steel Frame [3]

Específicamente en este trabajo, en lo que respecta a la perfilera delgada de acero, se usarán para el análisis computacional montantes del tipo 90CA10, soleras del tipo 92C10 y pletinas del tipo 70PL10 conforme se aprecia en la figura 2.3 y las propiedades mencionadas en la tabla 2.1, conformadas por acero ASTM A 653 SQ Gr 40.

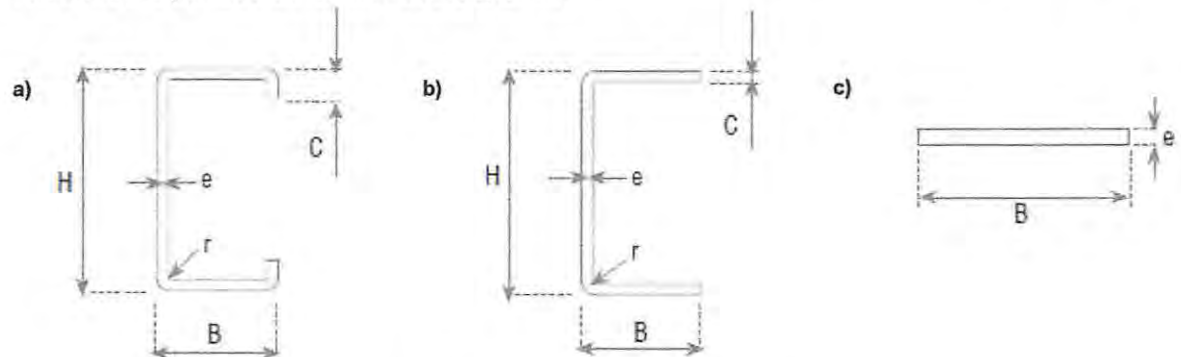


Figura 2.3- a) Estructural CA (C) [4]
b) Estructural C (U) [4]
c) Estructural PL (P) [4]

Tabla 2.1- Dimensiones geométricas secciones perfilera delgada [4]

Nomenclatura - Nombre	H [mm]	B [mm]	C [mm]	r [mm]	e [mm]
92C10 - U 2x4x1.0	92	30	0	-	1
90CA10 - C 2x4x1.0	90	38	12	-	1
70PL10 - P 70x1.0	-	70	-	-	1

Por otra parte el American Iron and Steel Institute (AISI) en su publicación North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members (AISI S100-200) define que

el módulo de elasticidad (E) para el acero clasificado como ASTM A653 corresponde a 2070000 kg/cm² con un módulo de Poisson (μ) igual a 0.3.

2.1.2 Enchapado de madera

Para el enchapado de madera se suele elegir típicamente entre dos opciones: OSB y madera terciada.

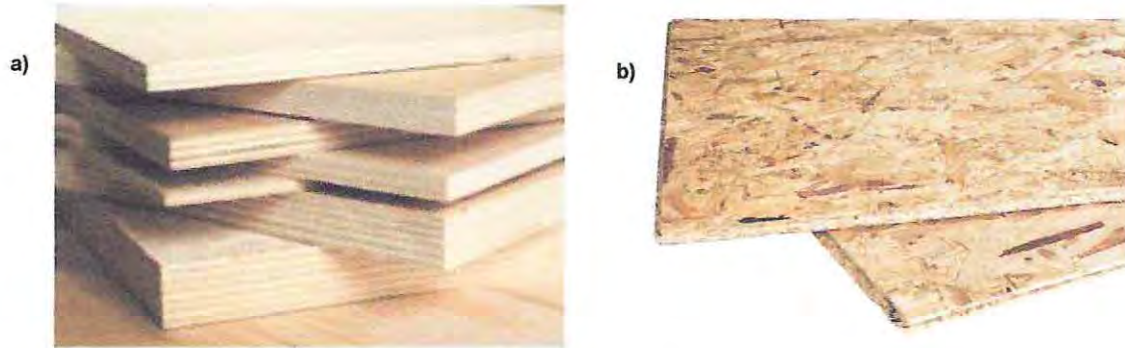


Figura 2.4- a) Madera terciada [5]
b) Oriented Strand Board (OSB) [6]

El OSB es un tablero que se obtiene aplicando presión a virutas de madera encoladas. Dichas virutas están alineadas y forman capas. La dirección longitudinal se corresponde con la dirección perpendicular a la dirección de las virutas de las capas exteriores.

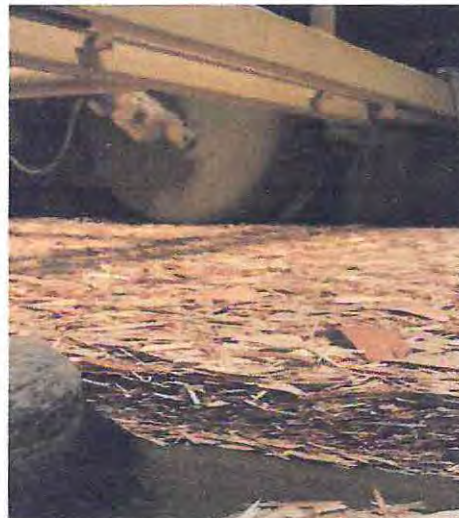


Figura 2.5- Virutas dispuestas a ser adheridas [7]

Su origen se remonta a 1954. Armin Elmendorf (1890 – 1984), un ingeniero tejano de origen alemán, diseñó y patentó un tablero de partículas denominado “Embebed Wall Board” utilizando como adhesivo cemento. Posteriormente, en junio de 1965, patentó lo que denominó Oriented Strand Board, un tablero de virutas similares con la diferencia de ser encolados con adhesivos

fenólicos. El objetivo era conseguir un tablero similar, en cuanto a propiedades, a los del tablero contrachapado, pero utilizando elementos de menor tamaño para aprovechar de mejor manera los recursos forestales. La idea se llevó a escala industrial en 1960 en Clairmont, New Hampshire. Se diseñó toda la tecnología para fabricarlo pero la idea fracasó porque no se diseñó de manera adecuada el tamaño del tablero y no se consiguieron las utilidades necesarias. La empresa quebró y la idea se dejó de lado, hasta que una multinacional canadiense (MacMillan Bloedel) la retomó y montó una fábrica similar en Saskatchewan, Canadá para fabricarlo pero con una viruta más ancha (la anterior era más alargada, con forma de tira). MacMillan patentó en 1966 este producto con el nombre de Aspenite (ya que utilizaba como materia prima chopo -aspen-), para diferenciarlo del OSB pero tampoco tuvo demasiado éxito. [7]

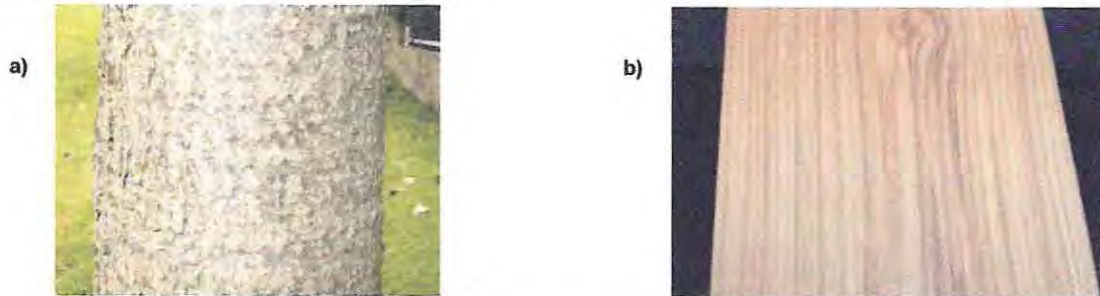


Figura 2.6- Chopo americano
a) Natural
b) Procesado

No obstante a comienzo de los años 80 la industria canadiense del contrachapado entró en recesión debido a la competencia de otros productores de EEUU, Europa y Asia. Producto de la carencia de la madera algunas grandes empresas cerraron. Los directivos de MacMillan decidieron realizar un cambio drástico a su producción y dejar de fabricar contrachapado para comenzar a fabricar el waferboard o el Aspenite pero con pino. Finalmente tomaron el nombre que le había dado inicialmente Elmendorf: OSB. El éxito fue rotundo pasando a superar al contrachapado en construcción en tan sólo 15 años (55% frente al 45%). [7]



Figura 2.7- Waferboard, virutas no siguen la misma orientación a diferencia del OSB

En lo que respecta a la madera terciada este es un tablero obtenido por el encolado de chapas de madera que forman ángulo recto. Las chapas o capas suelen disponerse en número impar para conseguir una sección simétrica.



Se atribuye la invención de los tableros contrachapados a los egipcios. En sentido estricto no es así ya que el contrachapado requiere chapas finas, adhesivos fuertes y presiones importantes, medios que no se encontraban al alcance de esta civilización. Una de las actividades que más hizo adelantar la aparición del contrachapado fue la construcción de claves y pianos a partir del siglo XVII. Las curvadas cajas de armonía y de resonancia de estos grandes instrumentos se solucionaban mediante laminado al hilo de diferentes capas de chapas. También en carpintería y ebanistería se ejecutaban piezas curvas a base de laminados. [8]

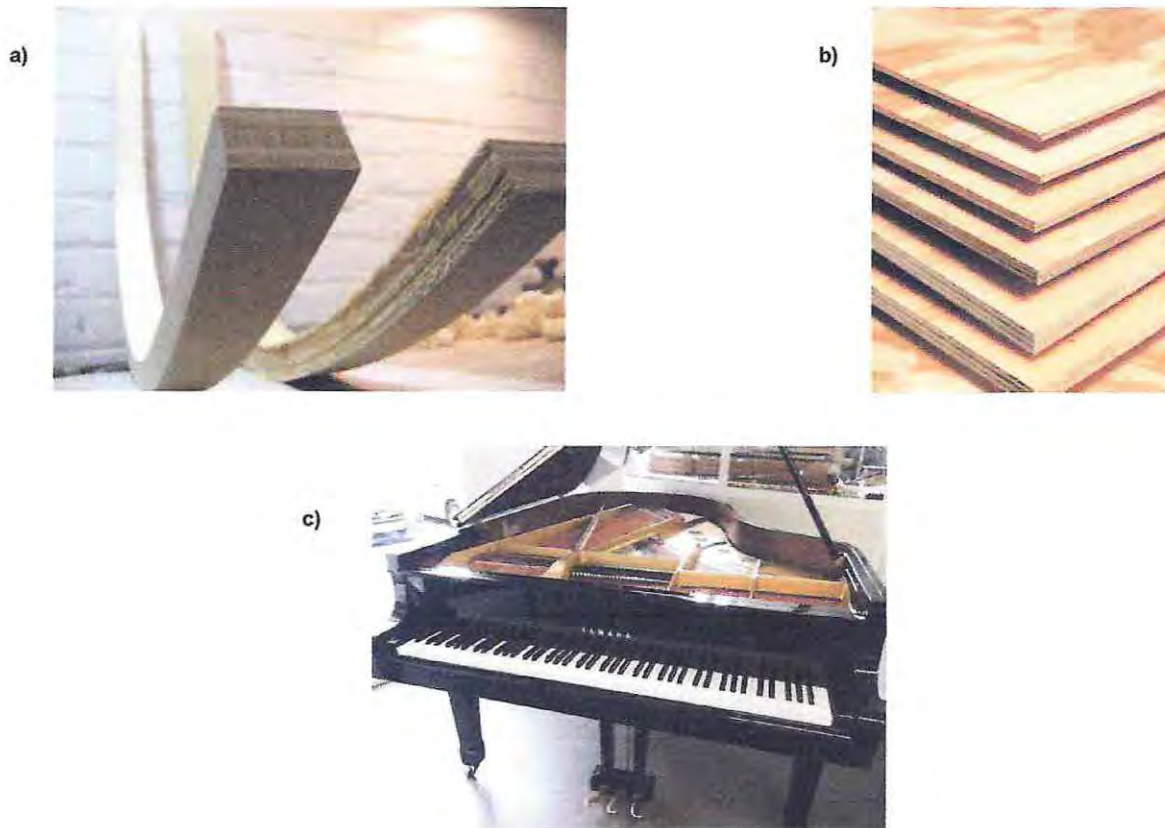


Figura 2.9- a) Terciado curvo
b) Terciado estructural
c) Piano de cola Yamaha C5 A 200 cm

A mediados del siglo XIX el inventor y padre fundador de los famosos premios, Emmanuel Nobel, investigó la yuxtaposición de sucesivas chapas de madera para obtener un producto superior a la madera natural. Su idea era utilizarlos para suelos y cubiertas. Con la invención del torno rotatorio en 1890 se logró obtener chapa continua de desenrollo, basado en el mismo principio del sacapuntas. En 1905 se instalan las primeras fábricas en Norteamérica y en 1920 ya se habla del

término plywood (madera formada por hojas) utilizada en la fabricación de puertas. Debido al uso de colas animales y caseína, constituyendo una unión débil, hasta 1930 las delaminaciones sucedían con frecuencia. En la década de 1930 se descubrieron las resinas sintéticas poniendo fin al problema del delaminado (Figura 2.10).

El mayor impulso de la industria del contrachapado se debe a la industria aeronáutica (fabricación de aviones albatros, yak, etc.) y del mueble, ya que elevaron notablemente sus exigencias mecánicas y aprovechaba su capacidad de moldeo y prensado en caliente. También se comenzó a utilizar en la elaboración de vehículos de motor (Ford Woody).

En Estados Unidos a partir de los años 1950 se empezó a utilizar activamente en la construcción de viviendas para acoger a los veteranos de la 2ª Guerra Mundial. [9]



Figura 2.10- Delaminado



Figura 2.11- Vivienda forrada con madera terciada

Respecto a las propiedades mecánicas de estos tableros (OSB, Madera terciada) cada fabricante estima valores en base a diferentes metodologías. Debido a la poca variabilidad de los módulos del OSB se hará un promedio de estos valores, ya que resulta en valores representativos para los aglomerados estudiados. En cambio para el terciado estructural se definirá un rango de valores. Estos módulos se emplearán en el análisis computacional que se hará más adelante.

Tabla 2.1- Propiedades mecánicas enchapado de madera. OSB 11.1 mm. y madera terciada 12 mm.

OSB			
Fabricante	MOE ² Paralela [kg/cm ²]	Normativa	Promedio [kg/cm ²]
SmartPly	35689.5	EN 310	36567.37
Structural Board Association	38748.6	O437.0 de CSA	
LP Building Products	35264	ASTM E-661	
Madera Terciada			
Fabricante	MOE Paralela [kg/cm ²]	Normativa	Rango [kg/cm ²]
Infodema	39054.51	No especifica	40000 - 76000
Arauco	75794.301	PS-1 95	

² MOE = Módulo de elasticidad.

Considerando que el OSB es más económico (30% en promedio [10]) y tiene mejor comportamiento a la humedad ya que el terciado estructural tiende a hincharse al contar con largas capas de madera pudiendo producir delaminado, sumado a la diferencia respecto a la variabilidad de sus propiedades mecánicas, se optará por el OSB como aglomerado de madera para los análisis de este trabajo.

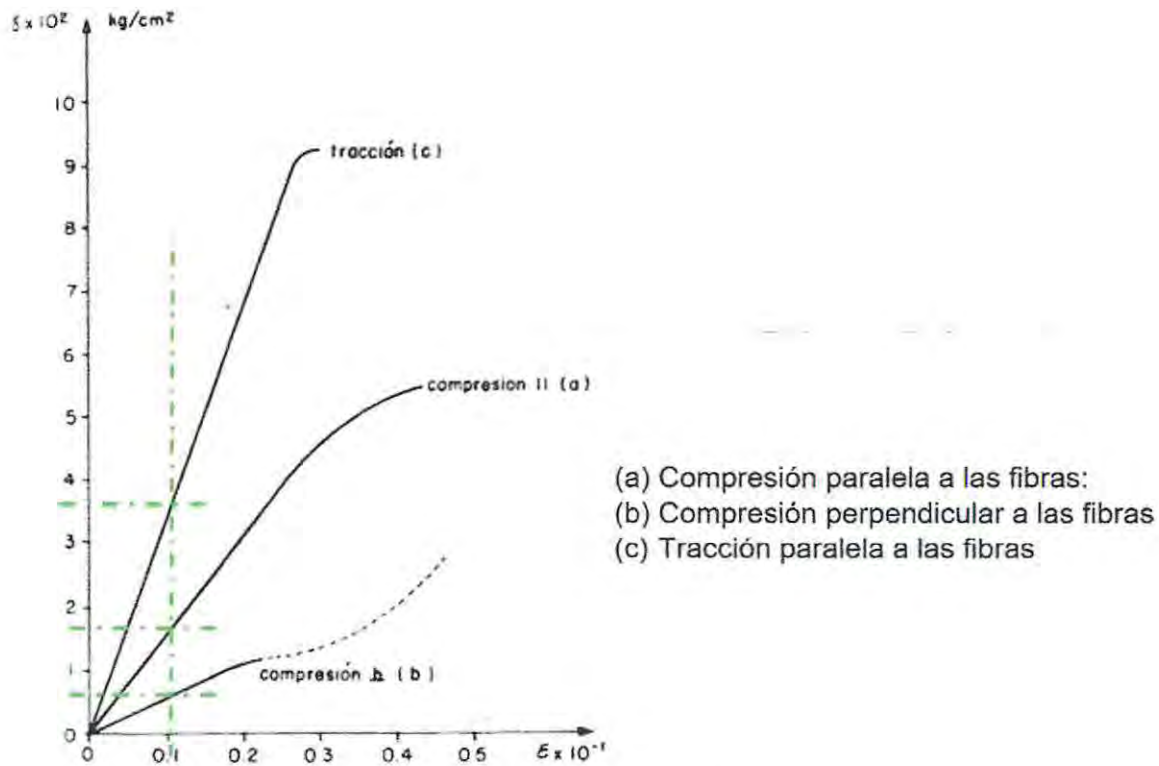


Figura 2.12- Diagramas Esfuerzo – Deformación para maderas latifoliadas [11]

Por otra parte, debido a la alta incertidumbre respecto a la homogeneidad de la madera se suele usar un esfuerzo admisible por debajo de su capacidad última (Figura 2.12) se entiende entonces que ésta trabaja solamente en el rango elástico por lo cual se puede determinar el módulo de corte G en base al módulo de elasticidad E , como se muestra en la ecuación (1).

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (1)$$

En lo que respecta sobre el módulo de Poisson μ de la madera este varía dependiendo de la dirección de la fibra y ya que los tableros OSB son un aglomerado de virutas se usará un valor promedio de la tabla 2.2 dando a lugar un coeficiente igual a 0.3.

Tabla 2.2- Coeficiente Poisson para maderas [12]

Orientación de la muestra	Coeficiente de Poisson	
	Maderas baja densidad	Maderas alta densidad
Longitudinal	0.4	0.43
Radial	0.25	0.35
Tangencial	0.20	0.18

Finalmente, para el análisis computacional se usarán las propiedades de la tabla 2.3 para cada material modelado.

Tabla 2.3- Propiedades mecánicas a utilizar en análisis computacional

Material	Módulo elasticidad E [kg/cm ²]	Módulo Poisson μ
Enchapado OSB	36500	0.3
Perfilería delgada ASTM A653	2070000	0.3

2.2 Armado de paneles

Como se observa en la figura 2.16, los paneles están compuestos por una determinada cantidad de elementos verticales de perfil CA llamados montantes y elementos horizontales transversales tipo C denominados soleras. La distancia entre los montantes o pie derechos, generalmente de 400 a 600 mm, la determinan las solicitaciones a que cada perfil es sometido. Lógicamente, cuanto mayor es la separación entre los montantes, tanto menor será la cantidad de los mismos y, por consiguiente, mayor será la carga que cada uno debe transmitir. Los montantes van unidos en sus extremos inferiores y superiores por soleras, perfil de sección transversal C simple. Su función consiste en fijar los montantes a fin de construir un entramado estructural.

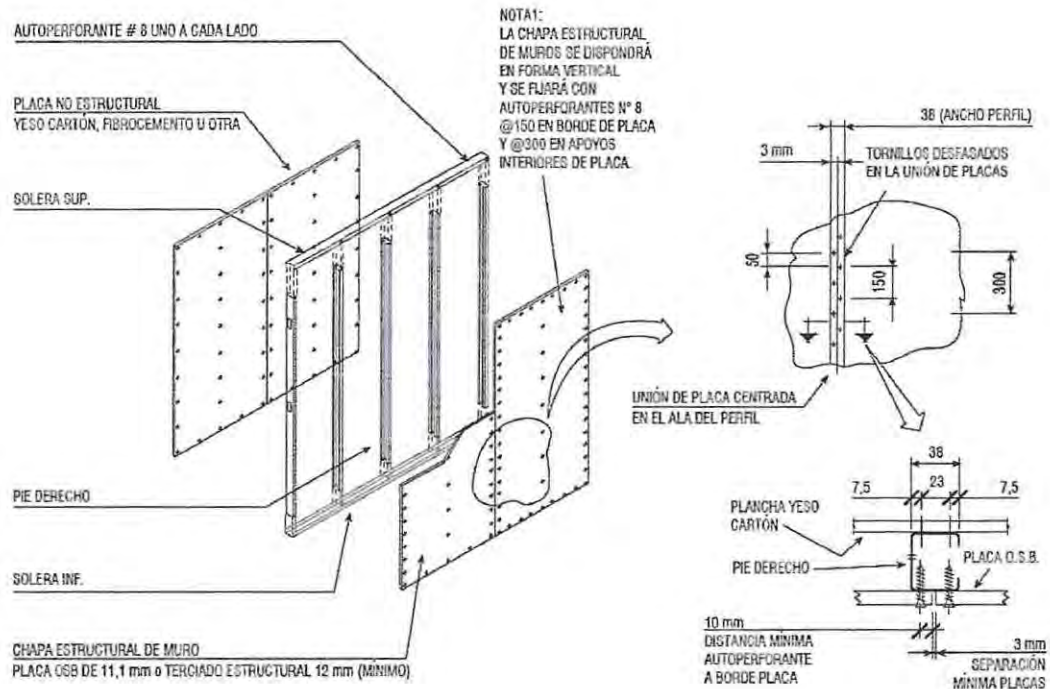


Figura 2.13- Detalle de armado panel sin diagonales [4]

La chapa estructural, ya sea madera terciada u OSB, debe ser puesta de manera vertical puesto que de lo contrario el corte no sería transmitido de placa a placa al haber una discontinuidad del elemento.

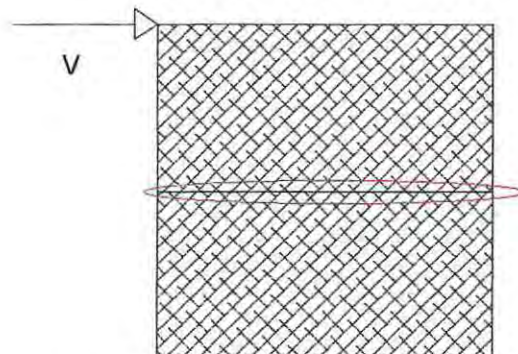


Figura 2.14- Incorrecta posición de tableros de madera

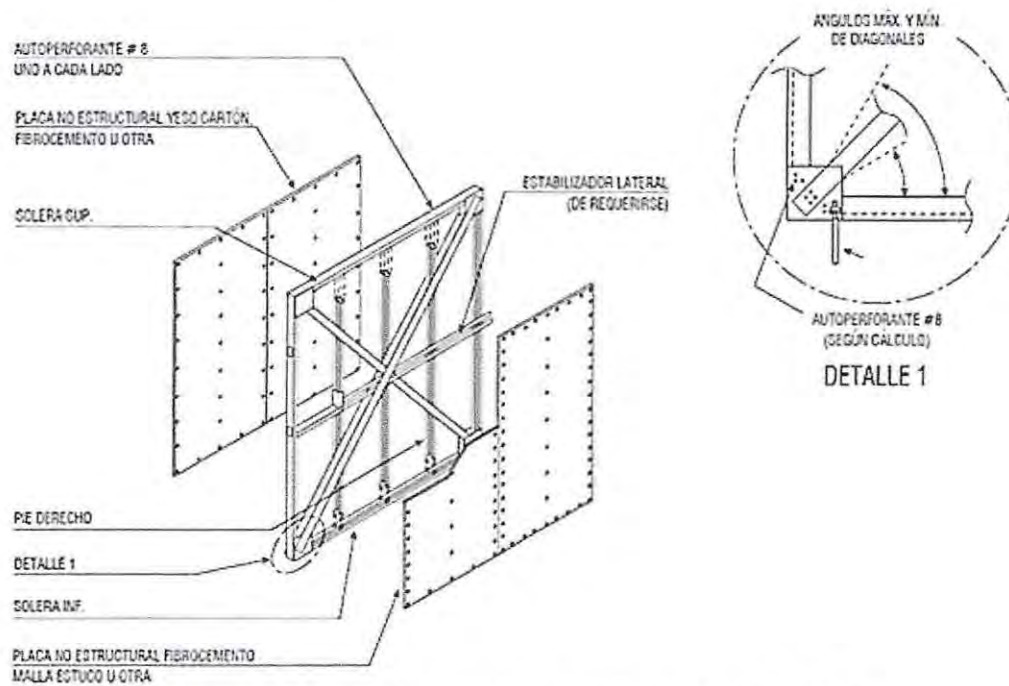





Figura 2.15- Detalle de armado de panel con diagonales [4]

Todos los paneles deben ser armados con uniones mediante pernos auto perforantes #8 (tabla 2.4 y tabla 2.5)), en el borde de la placa estructural estos deben ir espaciados como máximo a 15 cm y en el centro de la placa como máximo espaciados a 30 cm. El gusset que une pletinas, soleras y montantes debe llevar una cantidad de pernos determinados según cálculo.

Tabla 2.4- Designación diámetro pernos auto perforantes

N° de designación	Diámetro nominal D	
	[pulgada]	[mm]
6	0.138	3.51
8	0.164	4.17
10	0.19	4.83
12	0.216	5.49
1/4	0.25	6.35

Tabla 2.5- Detalle pernos auto perforantes

Figura	Descripción	Punta	Aplicación
	8x1/2 PPH SD	Broca	Unión a estructura metálica Uniones Exteriores Tornillo de cabeza lanteja, para fijar metal a metal, canal a montante de revestimiento.
	10x5/8 HWH SD 12x3/4 HWH SD	Broca Broca	Uniones Interiores Tornillo cabeza hexagonal para fijar metal a metal.
	8x1 8x1 1/4	broca e>0,85 broca e>0,85	Revestimientos Tornillo cabeza de trompeta para fijación de paneles de madera sobre metal o pie derecho de espesor mayor a 0,85 mm.

Capítulo 3

3. Análisis computacional

Este análisis tiene como fin modelar distintas implementaciones de paneles tanto en proporción, sistemas arriostrantes y espaciado de montantes frente a cargas laterales puntuales, siendo estas equivalente a las cargas a las que son sometidas las viviendas como lo son cargas de viento y/o cargas producto de movimientos sísmicos. Si bien estas cargas no son aplicadas directamente en la unión solera montante, se hará de esta manera debido a que se quiere analizar el desempeño del panel al corte producto de cargas laterales.³

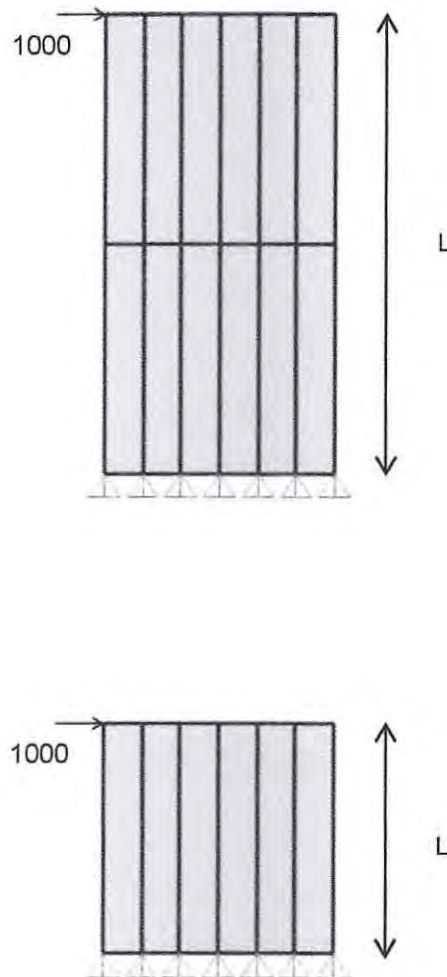


Figura 3.1- Esquema aplicación de fuerzas (en kg) sistemas de uno y dos pisos

³ Es claro que la carga de viento se aplica de manera distribuida en los paneles de corte. Para simplificar el modelamiento se hará de manera puntual a fin de representar una idealización del esfuerzo de corte, además de que la viga maestra transfiere las cargas de manera puntual en la parte superior en la presencia de espacios (puertas, pasillos, etc.).

Debido a que el comportamiento estructural de estos paneles es principalmente a corte y también a las bajas deformaciones (desplazamientos del orden de milímetros frente a dimensiones del orden de metros) es que las propiedades de estos se determinaran a partir del módulo de corte. Si bien los paneles a medida que se vuelven más esbeltos los efectos de la flexión son de mayor importancia, en viviendas de baja altura no son determinantes en las propiedades de estos por lo cual esta metodología se limita a edificaciones de hasta dos pisos.

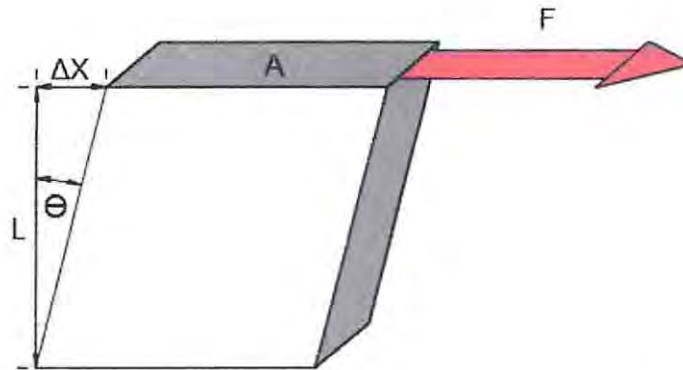


Figura 3.2- Deformación angular Θ producto del esfuerzo inducido F

El módulo de corte G en pequeñas deformaciones relaciona la distorsión angular con la tensión producida en el material. De la figura 3.2 obtiene el módulo de corte mostrado en la ecuación (2):

$$G = \frac{\frac{F}{A}}{\frac{\Delta X}{L}} = \frac{F \cdot L}{A \cdot \Delta X} \quad (2)$$

G: Módulo de corte

F: Fuerza de corte

A: Área del esfuerzo cortante

ΔX : Deformación

A su vez el módulo de corte se relaciona con el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson mediante la ecuación (1):

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1)$$

E: Módulo de elasticidad

ν : Coeficiente de Poisson

Debido a que se conoce todas las propiedades geométricas de los modelos tanto la altura como el área en contacto con el esfuerzo cortante solo se necesita medir el desplazamiento medido a la altura de la aplicación de la fuerza para poder determinar el módulo de corte del panel modelo.

Con el fin de lograr un modelamiento práctico y rápido para poder determinar los desplazamientos de viviendas basadas en este sistema constructivo es que se propone crear un material ficticio. Este material será del tipo isotrópico con un coeficiente de Poisson de 0.3 y un espesor de 10 cm con un módulo de elasticidad E determinado a partir del módulo de corte promedio para los sistemas modelados (PM, sistema modelado computacionalmente con todas sus componentes) y de los ensayos, cuyo objetivo es representar el sistema constructivo mediante un panel equivalente (PE, compuestos por el material ficticio previamente mencionado) para determinar los desplazamientos de la vivienda modelo.

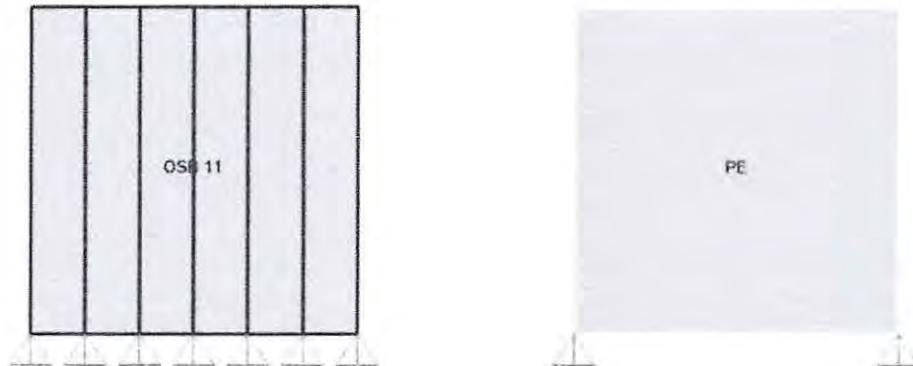


Figura 3.3- Panel modelo (PM) y panel equivalente (PE)

3.1.1 Geometría

Para el análisis computacional se modelarán paneles según las proporciones alto/ancho típicas usadas en la construcción de viviendas; las proporciones más usuales son 1:1, 1:2 y 2:1. Además se hará distinción si estos paneles son usados en viviendas de uno o dos niveles porque se desea verificar las deformaciones, y compararlas con las deformaciones permitidas en la normativa vigente.



Figura 3.4- Vivienda con sistema estructural de perfilaría delgada de acero y sistema arriostrante de OSB [13]

Las secciones se modelan con las proporciones mostradas en la tabla 3.1.

Tabla 3.1- Proporciones geométricas a modelar

Proporción	Alto [m]	Ancho [m]
Cuadrada 1:1	2.4	2.4
Rectangular 1:2	2.4	4.8
Rectangular 2:1	2.4	1.2

3.1.2 Sistema arriostrante

Dentro de estas geometrías típicas también se tienen distintos sistemas dependiendo del tipo de arriostramiento que se le dará atendiendo a las capacidades, en cuanto a resistencia, que estos requieran. Se entiende entonces que mientras más carga lateral reciba el panel mayor esfuerzo recibe por lo cual el OSB no suele ser suficiente para proveer rigidez lateral para cumplir con los parámetros de diseño por tanto se le agregan diagonales para suplir esta carencia.



Figura 3.5- Panel estructural con diagonales



Figura 3.6- Vivienda compuesta de paneles estructurales [14]

Para obtener mejores resultados que tomen en cuenta las posibles diferentes configuraciones de los paneles estructurales se modelarán 36 configuraciones.

Tabla 3.2- Condiciones geométricas, montantes, sistema arriostrante y denominación (CX) para cada modelo

Sistema arriostrante	Proporción	Pisos	Montantes a 40 cm	Montantes a 60 cm
OSB	1:1	1p	C1	C2
		2p	C3	C4
	1:2	1p	C5	C6
		2p	C7	C8
	2:1	1p	C9	C10
		2p	C11	C12
OSB Pletinas	1:1	1p	C13	C14
		2p	C15	C16
	1:2	1p	C17	C18
		2p	C19	C20
	2:1	1p	C21	C22
		2p	C23	C24
Pletinas	1:1	1p	C25	C26
		2p	C27	C28
	1:2	1p	C29	C30
		2p	C31	C32
	2:1	1p	C33	C34
		2p	C35	C36

El análisis se hará primero comparando los sistemas de una misma proporción, luego se comparará por la cantidad de pisos que abarca el modelo y finalmente se comparará el sistema arriostrante.

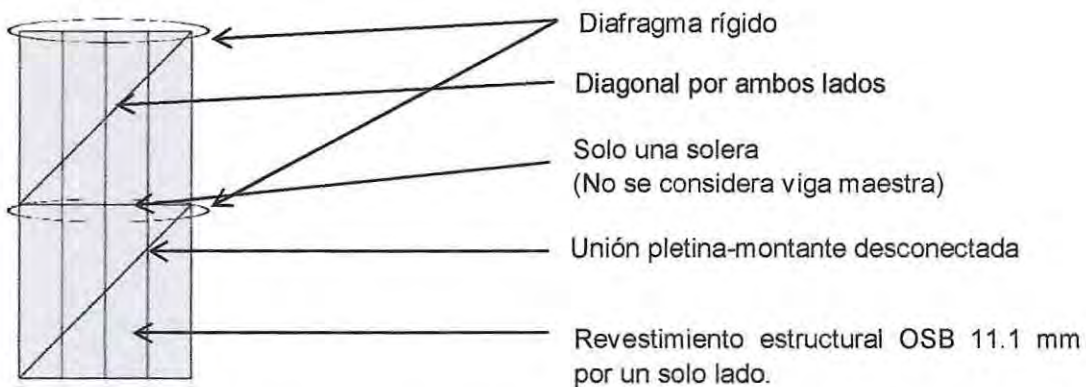


Figura 3.7- Consideraciones en los modelos computacionales

3.2 Análisis por geometría, módulos de elasticidad

3.2.1 Sección cuadrada proporción 1:1

3.2.1.1 Sistema de un piso

Este sistema en particular tiene un alto L de 240 cm y un área igual a 266.4 cm² considerando un espesor igual al del OSB de 1.11cm. Usando la relación del desplazamiento con el esfuerzo de corte (Ecuación 2) se puede obtener el módulo correspondiente de cada sistema como se ve en la tabla 3.3.

Tabla 3.3- Desplazamientos máximos y módulos de corte sistemas proporción 1:1 de un piso

Sistema arriostrante	M40 ⁴		M60 ⁵	
	Desplazamiento [mm]	Módulo de corte [kg/cm ²]	Desplazamiento [mm]	Módulo de corte [kg/cm ²]
OSB	0.93	9687	0.96	9384
OSB y Pletinas	0.76	11854	0.79	11404
Pletinas	3.01	2993	3.01	2993

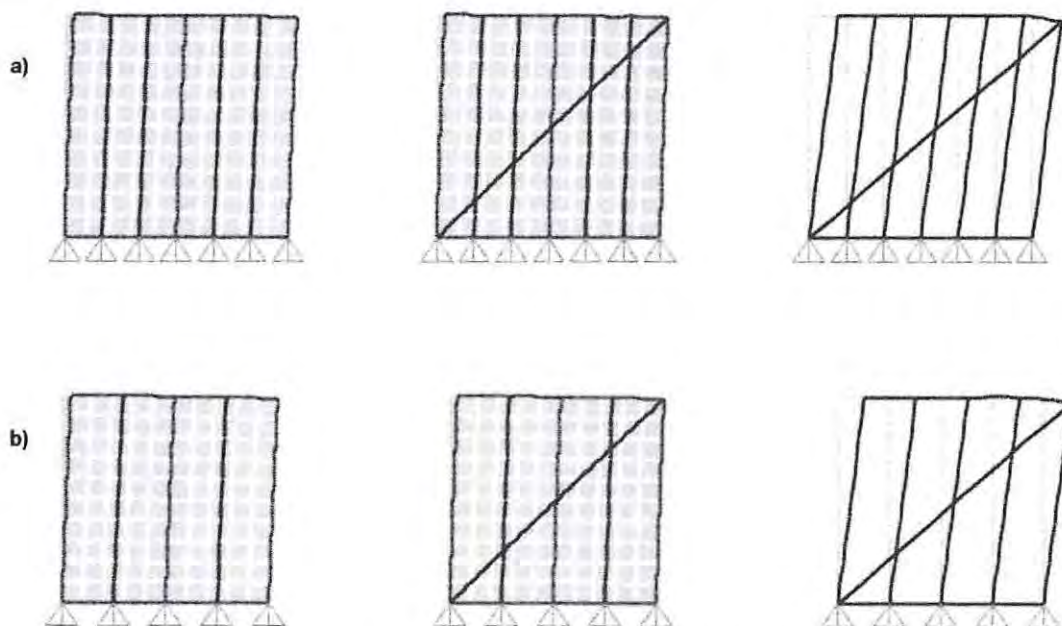


Figura 3.8- Deformada sistema 1:1 de un piso escala 1:100

- a) montantes a 40 cm
b) montantes a 60 cm

⁴ Montante a 40 cm.
⁵ Montante a 60 cm.

3.2.1.2 Sistema de dos pisos

En este caso el valor L es de 480 cm con igual área al sistema de un piso además la separación de los montantes tiene mayor incidencia comparado con los sistemas de un nivel. Esta diferencia de alrededor de 8% se debe a la esbeltez de los sistemas de dos pisos (tabla 3.4).

Tabla 3.4- Desplazamientos máximos y módulos de corte sistemas proporción 1:1 de dos pisos

Sistema arriostrante	M40		M60	
	Desplazamiento [mm]	Módulo de corte [kg/cm ²]	Desplazamiento [mm]	Módulo de corte [kg/cm ²]
OSB	3.29	5477	3.56	5061
OSB y Pletinas	2.93	6149	3.19	5648
Pletinas	8.54	2110	8.56	2105

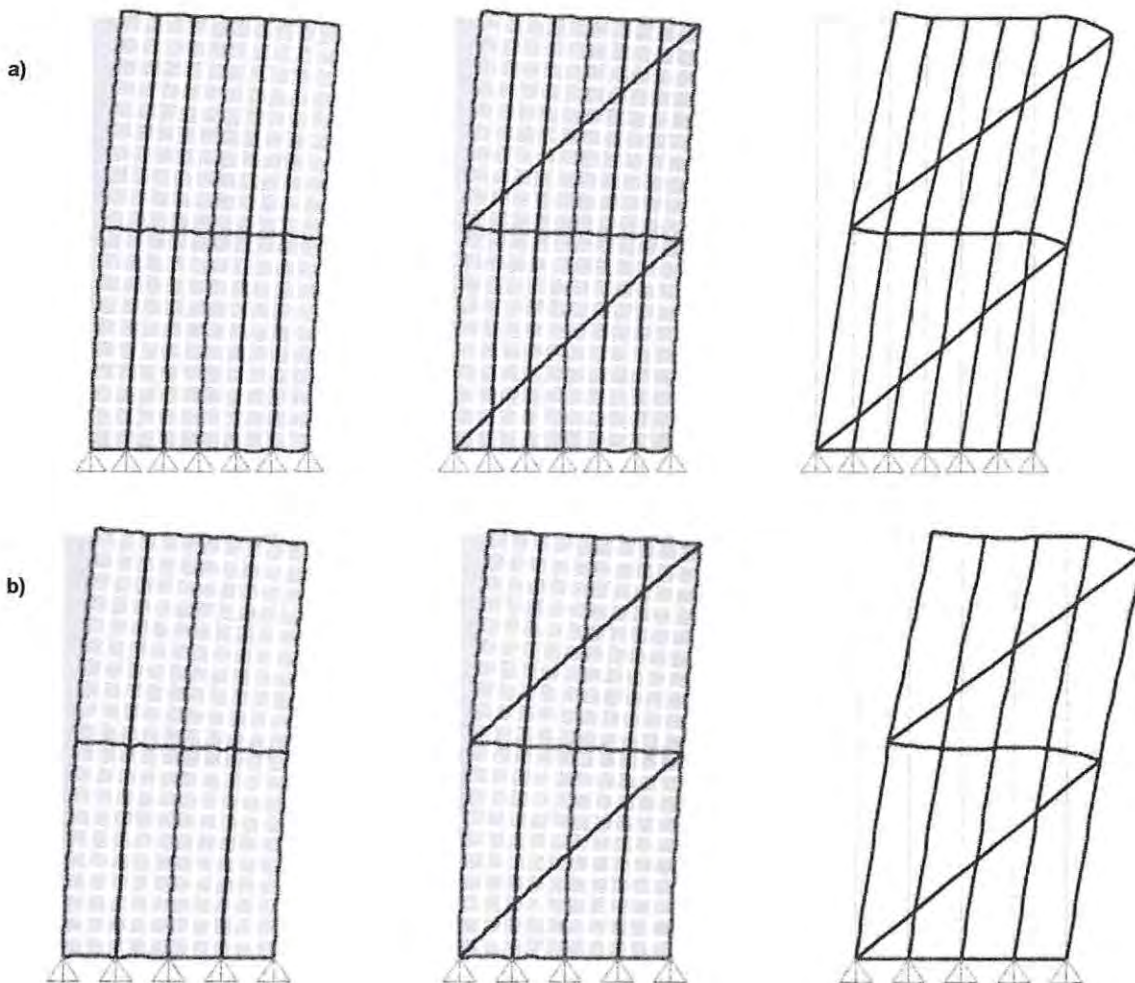


Figura 3.9- Deformada sistema 1:1 de dos pisos escala 1:100

- a) montantes a 40 cm
- b) montantes a 60 cm

3.2.1.3 Resultados

Al comparar los distintos sistemas se puede notar que la separación de montantes no tiene incidencia en la deformación obtenida en el modelo. Como se ha dicho anteriormente el módulo de elasticidad es directamente proporcional al módulo de corte en una proporción de 1 a 2.6 siempre y cuando el coeficiente de Poisson tiene un valor igual a 0.3, por tanto para relacionar los valores de G a E se debe multiplicar el primero por 2.6 (tabla 3.5).

Tabla 3.5- Resumen módulos elasticidad sistema proporción 1:1

Sistema arriostrante	1P ⁶		2P ⁷		Promedio [kg/cm ²]
	M40	M60	M40	M60	
OSB	25186	24398	14240	13159	19246
OSB y Pletinas	30820	29650	15987	14685	22786
Pletinas	7782	7782	5486	5473	6631

⁶ Primer piso

⁷ Segundo piso

3.2.2 Sección rectangular proporción 1:2

3.2.1.1 Sistema de un piso

Este sistema en tiene un alto L de 240 cm y un área igual a 532.8 cm². Con la ecuación (2), que relaciona el desplazamiento con G se obtienen los valores de la tabla 3.6.

Tabla 3.6- Desplazamientos máximos y módulos de corte sistemas proporción 1:2 de un piso

Sistema arriostrante	M40		M60	
	Desplazamiento [mm]	Módulo de corte [kg/cm ²]	Desplazamiento [mm]	Módulo de corte [kg/cm ²]
OSB	0.38	11854	0.39	11550
OSB y Pletinas	0.31	14531	0.31	14531
Pletinas	1.51	2983	1.51	2983

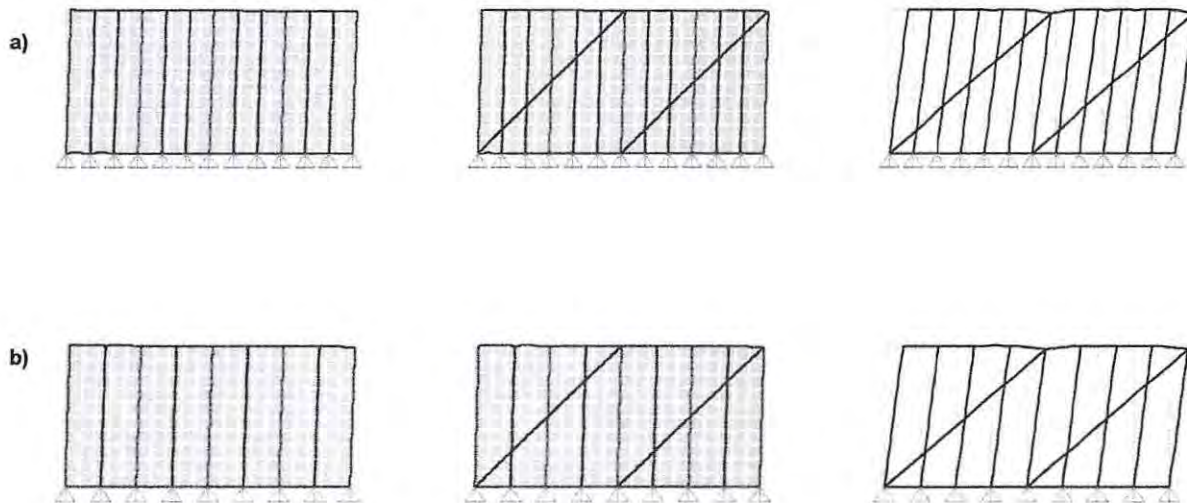


Figura 3.10- Deformada sistema 1:2 de un piso escala 1:200

- a) montantes a 40 cm
- b) montantes a 60 cm

3.2.1.2 Sistema de dos pisos

Con un alto L igual a 480 cm y un área de 532.8 cm². En este caso los montantes producen una variación mayor que el sistema de un piso aun así esta diferencia es despreciable (tabla 3.7).

Tabla 3.7- Desplazamientos máximos y módulos de corte sistemas proporción 1:2 de dos pisos

Sistema arriostrante	M40		M60	
	Desplazamiento [mm]	Módulo de corte [kg/cm ²]	Desplazamiento [mm]	Módulo de corte [kg/cm ²]
OSB	0.99	9100	1.05	8580
OSB y Pletinas	0.84	10725	0.89	10122
Pletinas	3.6	2503	3.61	2496

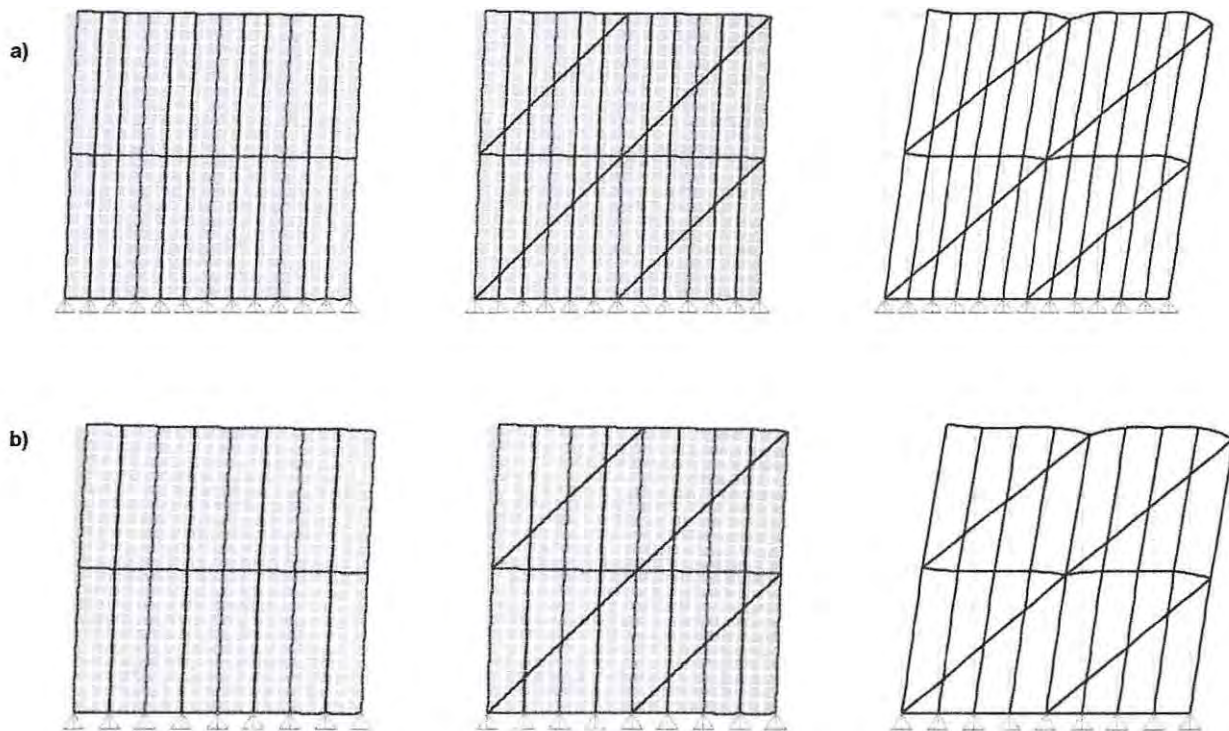


Figura 3.11- Deformada sistema 1:2 de dos pisos escala 1:200

- a) montantes a 40 cm
- b) montantes a 60 cm

3.2.1.3 Resultados

Para esta configuración la separación de montantes no tiene incidencia en los desplazamientos debido que al tener un largo mayor que la altura tiene un comportamiento más cercano a corte puro por tanto solo los elementos arriostrantes son los que determinan la magnitud del desplazamiento.

Por lo anterior se puede decir entonces que la separación de montantes para sistemas más largos que altos (tabla 3.8) la separación de montantes no tiene importancia en el módulo de elasticidad equivalente.

Tabla 3.8- Resumen módulos elasticidad sistema proporción 1:2

Sistema arriostrante	1P		2P		Promedio [kg/cm ²]
	M40	M60	M40	M60	
OSB	30820	30030	23660	22308	26705
OSB y Pletinas	37780	37780	27885	26318	32441
Pletinas	7756	7756	6507	6488	7127

3.2.3 Sección rectangular proporción 2:1

3.2.1.1 Sistema de un piso

Este sistema cuenta con un alto L de 240 cm y un área igual a 133.2 cm². Con la ecuación 2, que relaciona el desplazamiento con G, se obtienen los valores de la tabla 3.9.

Tabla 3.9- Desplazamientos máximos y módulos de corte sistemas proporción 2:1 de un piso

Sistema arriostrante	M40		M60	
	Desplazamiento [mm]	Módulo de corte [kg/cm ²]	Desplazamiento [mm]	Módulo de corte [kg/cm ²]
OSB	2.62	6877	2.69	6698
OSB y Pletinas	2.21	8153	2.28	7903
Pletinas	7.14	2524	7.21	2499

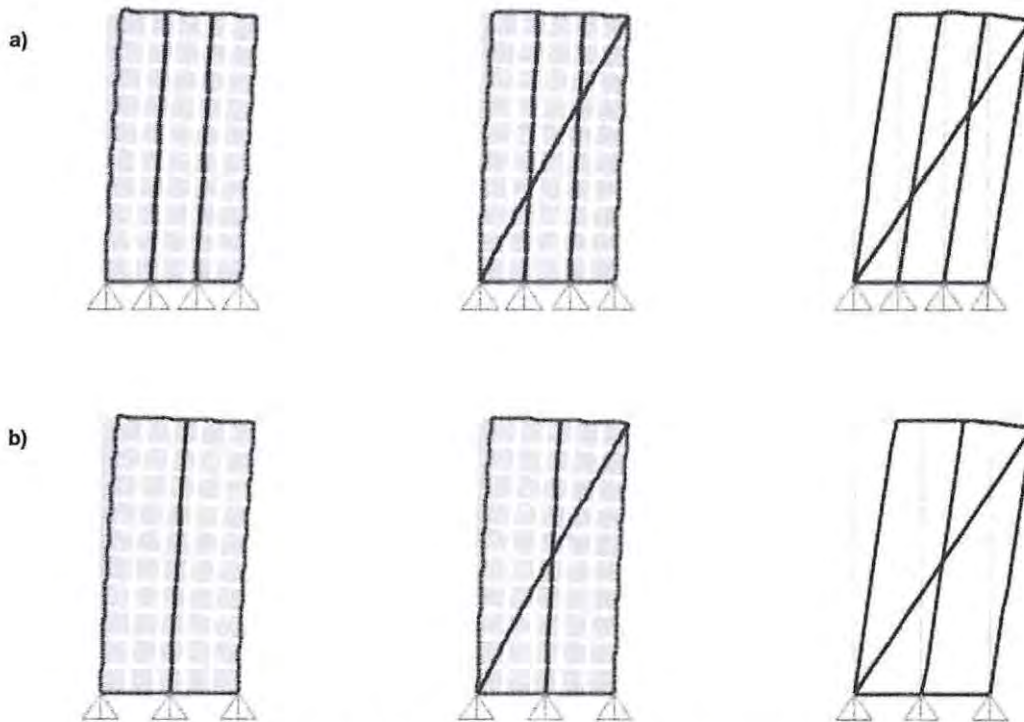


Figura 3.12- Deformada sistema 2:1 de un piso escala 1:50

- a) montantes a 40 cm
- b) montantes a 60 cm

3.2.1.2 Sistema de dos pisos

Los sistemas de dos pisos cuentan con un alto L de 480 cm y para la proporción estudiada un área de 133.2 cm² (Tabla 3.10).

Tabla 3.10- Desplazamientos máximos y módulos de corte sistemas proporción 2:1 de dos pisos

Sistema arriostrante	M40		M60	
	Desplazamiento [mm]	Módulo de corte [kg/cm ²]	Desplazamiento [mm]	Módulo de corte [kg/cm ²]
OSB	13.02	2768	13.84	2604
OSB y Pletinas	11.94	3018	12.69	2840
Pletinas	23.67	1522	24.49	1471

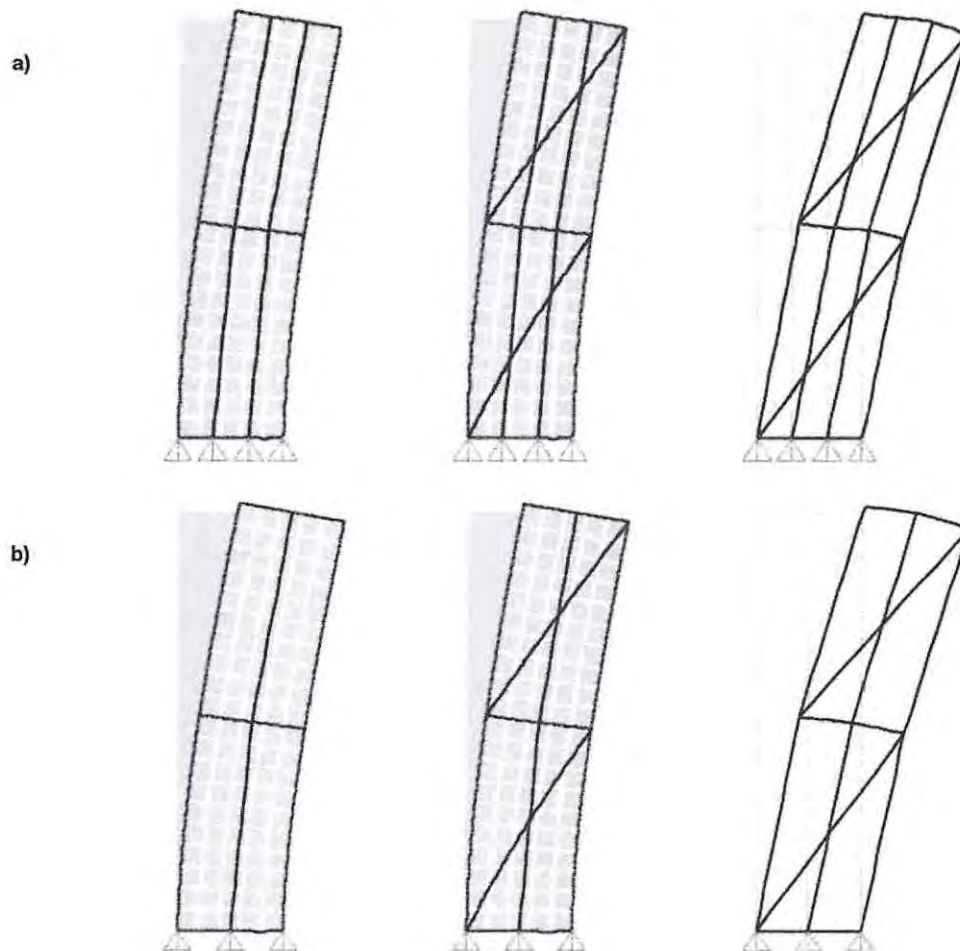


Figura 3.13- Deformada sistema 2:1 de dos pisos escala 1:50

- a) montantes a 40 cm
- b) montantes a 60 cm

3.2.1.3 Resultados

Esta configuración tiene una proporción más esbelta que el resto de sistemas evaluados lo que produce una diferencia más notoria en cuanto al módulo de elasticidad equivalente. Esta diferencia es del orden del 2% algo totalmente despreciable.

Tabla 3.11- Resumen módulos elasticidad sistema proporción 2:1

Sistema arriostrante	1P		2P		Promedio [kg/cm ²]
	M40	M60	M40	M60	
OSB	17880	17415	7196	6770	12315
OSB y Pletinas	21198	20547	7847	7383	14244
Pletinas	6561	6497	3958	3826	5211

3.2.4 Análisis de resultados: Módulos de elasticidad

Al observar los resultados de los módulos de elasticidad, para representar las propiedades mecánicas de los paneles modelos de diferentes proporciones, se puede notar algunos puntos:

- La separación de los montantes no tiene incidencia en las propiedades mecánicas
- El aporte de las pletinas como sistema arriostrante es mínimo
- El módulo disminuye en promedio un 40% al comparar sistemas de un piso con sistemas de dos pisos (20500 kg/cm² para el primero, 12200 kg/cm² para el segundo)
- Los módulos de los sistemas arriostrados con enchapado de madera (OSB y OSB con pletinas) varían en promedio 3700 kg/cm²
- 21200 kg/cm² es el valor promedio del módulo para representar los sistemas con enchapado de madera
- 16300 kg/cm² considerando todos los tipos de arriostramiento

Tabla 3.12- Resumen módulos de elasticidad promedio distintos sistemas

Sistema arriostrante	1:1	1:2	2:1	\bar{X}	Promedio[kg/cm ²]	
OSB	19246	26705	12315	19422	21289	16300
OSB PL	22786	32441	14244	23157		
Pletinas	6631	7127	5211	6323		

Al comparar los desplazamientos obtenidos de los distintos sistemas se nota una gran diferencia entre los modelos que cuentan con OSB y el sistema compuesto solamente por perfilería delgada por tanto se despreciará los valores obtenidos de estos a la hora de obtener un promedio para la modelación.

Todas las propiedades calculadas son para paneles de espesor 1.11 cm. Para un modelamiento práctico y evitar que los paneles equivalentes se confundan con vigas y columnas se modelarán de espesor 10 cm para esto los módulos calculados se deben reducir por el factor 1.11/10 dando lugar un módulo para modelación de 2363 kg/cm².

En conclusión para modelar este sistemas constructivo mediante el uso de software de análisis se propone implementar un sistema de muros de 10 cm de ancho compuestos por un material ficticio con propiedades mecánicas definidas a continuación:

Tabla 3.13- Propiedades para modelación según análisis computacional

Módulo de Poisson	0.3
Espesor [cm]	10
Módulo de elasticidad [kg/cm ²]	2400

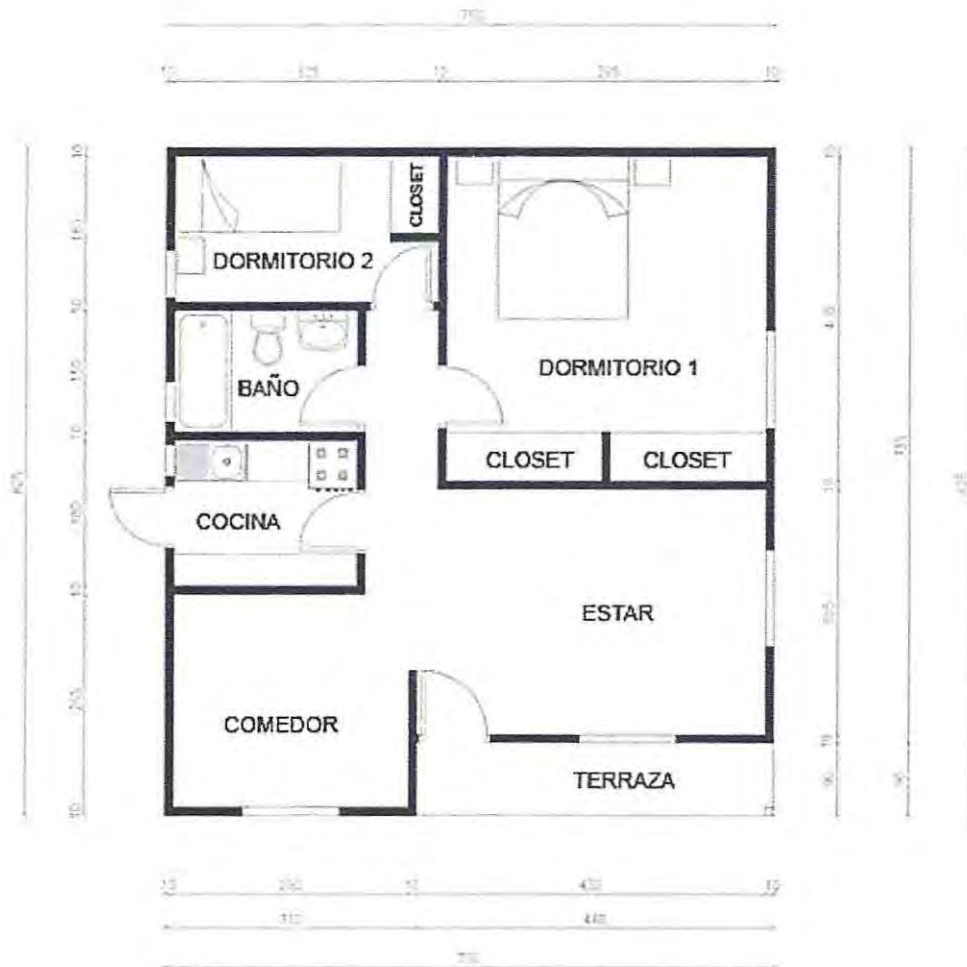


Figura 3.15- Planta tipo casa 58 m² [15]

En las plantas mostradas en las figuras 3.14 y 3.15 se puede observar que el ancho tributario que cae en los paneles es en promedio 3 m salvo en uno de los muros interiores de la planta de 70 m² (figura 3.14), en el que tributa aproximadamente 3.7 m. Sin embargo se usara el valor de 3 m al ser un caso más general.

Según establece el International Code Council, Inc. en su publicación "International Building Code 2000" (IBC2000), específicamente en el capítulo 22 "Acero", el corte nominal para muros de corte compuestos con acero conformado en frío ensamblado con revestimiento de OSB de 7/16" por un solo lado es de 910 lb/ft (1365 kg/m). Cabe mencionar que para que dicho panel desarrolle esta resistencia nominal los tornillos de borde deben ir espaciados como máximo a 6 pulgadas (15 cm) y los montantes o pie derechos como máximo pueden estar separados centro a centro 24 pulgadas (60 cm).

Tabla 3.15- Valores de corte nominal para fuerzas de viento en libras por pie para muros de corte enmarcado con postes de acero formados en frío [16]

ASSEMBLY DESCRIPTION	MAXIMUM HEIGHT/LENGTH RATIO	FASTENER SPACING AT PANEL EDGES ^b (Inches)				MAXIMUM FRAMING SPACING
		6	4	3	2	
3/32-inch Structural I Sheathing (4-ply) one side	2:1	1,065 ^c	—	—	—	24 inches o.c.
7/16-inch Rated Sheathing (OSB) one side	2:1	910 ^c	1,410	1,735	1,910	24 inches o.c.
7/16-inch Rated Sheathing (OSB) one side oriented perpendicular to framing	2:1	1,020 ^c	—	—	—	24 inches o.c.
7/16-inch Rated Sheathing (OSB) one side	4:1	—	1,025	1,425	1,825	24 inches o.c.
0.018-inch Steel sheet, one side	2:1	485	—	—	—	24 inches o.c.
0.027-inch Steel sheet, one side	4:1	—	1,000	—	—	24 inches o.c.

Los valores nominales de la tabla 3.15 deben ser divididos por el factor de seguridad Ω para determinar el corte admisible. Este valor corresponde a 2.5 como lo establece IBC2000 en la sección 2211.6.

Para trabajar estos valores en las unidades del sistema internacional SI: 1 libra/pie = 14.6 N/m, 9.8 N = 1 kgf, dando a lugar un corte admisible de 540 kg/m.

Los elementos críticos dentro de este sistema constructivo son los montantes de borde, los tornillos de la conexión en las diagonales que será mediante gusset, la carga concentrada en la viga maestra y el OSB que trabajara principalmente a corte.

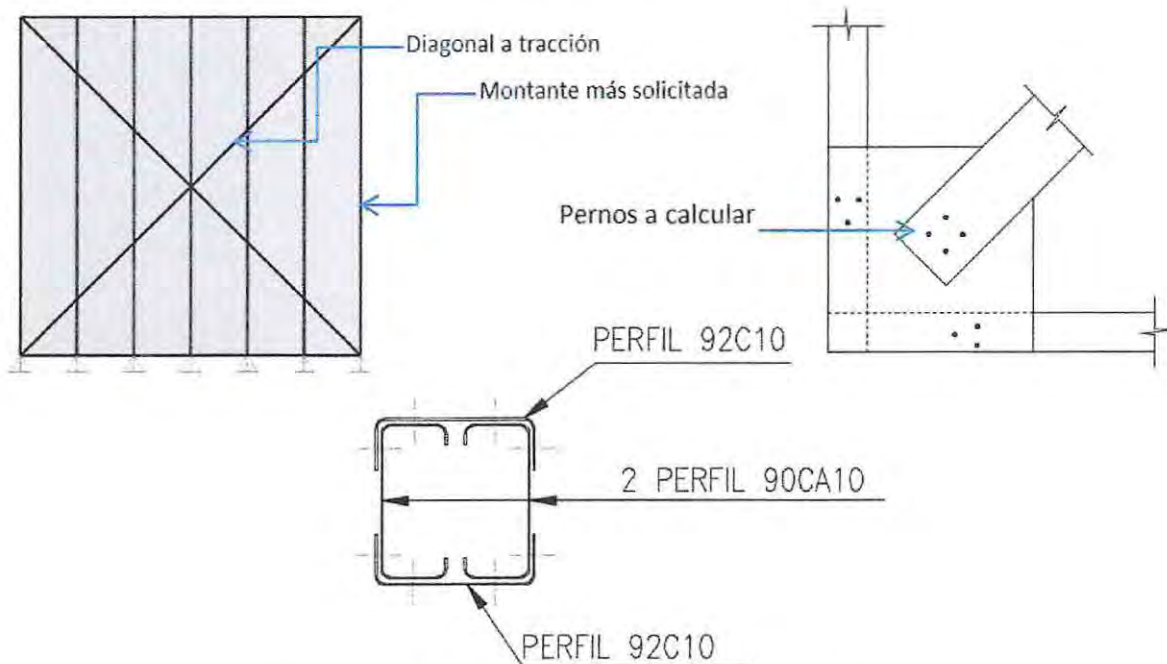


Figura 3.16- Elementos críticos para mecanismo de falla

3.3.1 Demanda

3.3.1.1 Perfilación de acero

Para determinar la carga que se transmite por los montantes exteriores se hará un análisis por separado de los estados de carga. Esto quiere decir que primero se determinará la fuerza a las que son sometidos los perfiles con la carga gravitacional y posteriormente se verá las fuerzas inducidas por las fuerzas de corte. Como lo que se pretende determinar es el mecanismo de falla para cada sistema se calculará solo para el caso más desfavorable, es decir, los sistemas con montantes espaciados a 60 cm.

Tabla 3.16- Área tributaria para montantes exteriores

Separación montantes [m]	Área tributaria montante [m ²]
0.6	1.8

Para los sistemas de un piso la carga gravitacional total es de 125 kg/m² y para los sistemas de dos pisos la carga total es de 375 kg/m², como se ve en la tabla 3.17.

Tabla 3.17- Máximas cargas en montantes debido a cargas gravitacionales

Sistema	Carga uniforme [kg/m ²]	Carga montante [kg]
1P	125	225
2P	375	675

La demanda que se considerará será de 540 kg/m, valor referenciado en los manuales de diseño proveniente del IBC2000. Así se tiene un corte total para las configuraciones 1:1, 1:2 y 2:1 de 1296 kg, 2592 kg y 648 kg respectivamente. Del modelo computacional se extraen los siguientes valores de carga axial máxima para los montantes:

Tabla 3.18- Máxima carga axial elementos de acero debido a carga de corte

Sistema arriostrante	Proporción	Nivel	Carga montante [kg]	Carga diagonal [kg]
OSB	1:1	1p	532	-
		2p	809	-
	1:2	1p	454	-
		2p	610	-
	2:1	1p	567	-
		2p	933	-
OSB Y Pletinas	1:1	1p	587	208
		2p	833	221
	1:2	1p	490	230
		2p	625	260
	2:1	1p	628	175
		2p	952	180
Pletinas	1:1	1p	1295	916
		2p	1724	916
	1:2	1p	1294	916
		2p	1745	970
	2:1	1p	1277	725
		2p	1689	725

Los muros de corte están sometidos simultáneamente a ambos estados de carga como lo son cargas gravitacionales y carga de corte producto del viento, por lo cual para determinar la máxima carga a la que son sometidos los montantes ambos estados se suman obteniendo así los máximos esfuerzos de compresión.

La conexión gusset-diagonal trabaja solamente para el estado de carga de viento. Los tornillos necesarios para esta conexión se deben calcular en base la cantidad de fuerza transmitidos por estos por lo cual se hace necesario saber la cantidad de fuerza axial transmitido por las pletinas que trabajan como diagonal para resistir los esfuerzos horizontales.

Tabla 3.19- Carga axial máxima elementos de perfilería delgada (Carga gravitacional y carga de viento)

Sistema arriostrante	Proporción	Nivel	Carga montante [kg]	Carga diagonal [kg]
OSB	1:1	1P	757	-
		2P	1484	-
	1:2	1P	679	-
		2P	1285	-
	2:1	1P	792	-
		2P	1608	-
OSB Y Pletinas	1:1	1P	812	208
		2P	1508	221
	1:2	1P	715	230
		2P	1300	260
	2:1	1P	853	175
		2P	1627	180
Pletinas	1:1	1P	1520	916
		2P	2399	916
	1:2	1P	1519	916
		2P	2420	970
	2:1	1P	1502	725
		2P	2364	725

3.3.1.2 OSB

En este sistema el OSB se supone que solo trabaja al corte [17] dado que a pesar de que las fuerzas axiales son resistidas por ambos materiales, el aporte del OSB frente al aporte del acero es menor, además de que no siempre se instala de manera tal que haya continuidad para transmitir los esfuerzos inducidos. Entonces es necesario determinar cuánto corte toma el OSB en presencia de las pletinas que si proveen resistencia a solicitaciones laterales. Mencionar que el mayor corte se produce el primer piso por tanto todos los valores presentados corresponden al primer nivel.

Tabla 3.20- Esfuerzos de corte OSB 11.1 mm

Sistema arriostrante	Proporción	Esfuerzo de corte OSB [kg/cm ²]
OSB	1:1	4.86
	1:2	4.86
	2:1	4.86
OSB y Pletinas	1:1	3.34
	1:2	3.68
	2:1	3.24

3.3.2 Capacidad

Los estados límites para los elementos de perfilera delgada son el pandeo, la fluencia en área bruta, la ruptura en área neta y la carga concentrada.

3.3.2.1 Pandeo

La mayor fuerza resistente a carga axial se calcula para este tipo de falla. Según AISI S100-2007 ésta se calcula de la siguiente forma:

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{A_e * f_n}{\Omega} \quad (3)$$

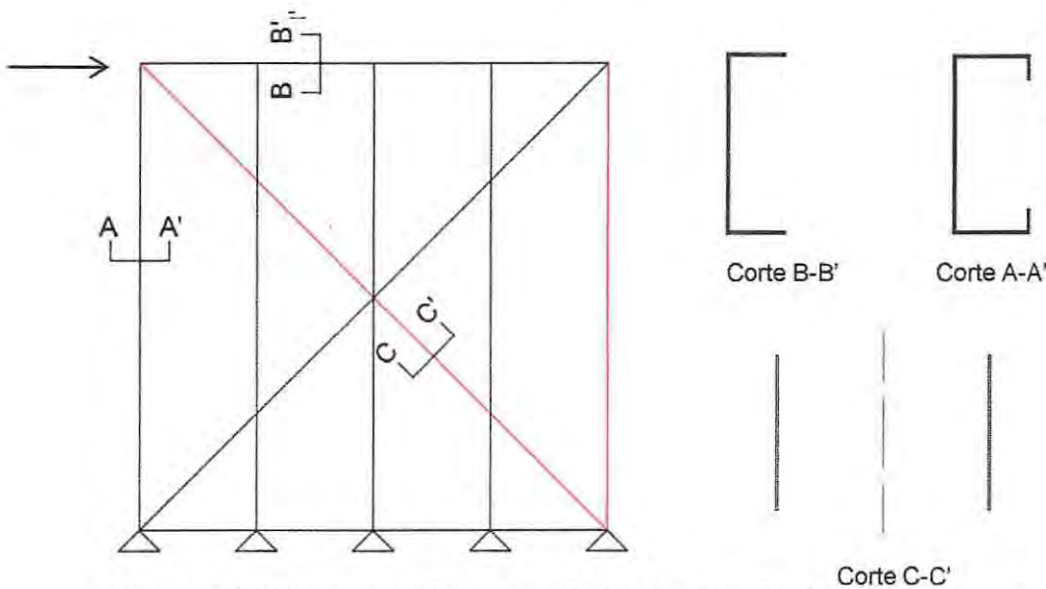


Figura 3.17- Esquema modelos computacionales. En rojo elementos propensos a pandeo

Donde Ω equivale a 1.8 según método ASD, A_e queda definido como el área efectiva siendo ésta el área de la sección menos el área que ocupan los tornillos en la sección crítica del perfil. F_n deberá ser calculado de la siguiente manera:

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$f_n = (0.658^{\lambda_c^2}) * f_y \quad (4)$$

Para $\lambda_c > 1.5$

$$f_n = \frac{0.877}{\lambda_c^2} * f_y \quad (5)$$

Donde

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{f_e}} \quad (6)$$

La tensión de pandeo elástico F_e se calcula de la siguiente manera:

$$f_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2} \quad (7)$$

E corresponde al módulo elástico del acero definido como 2070000 kg/cm², K es el factor de longitud efectiva que para miembros simplemente apoyados en sus extremos corresponde a uno (1), l es la longitud no apoyada lateralmente del miembro y r es el radio de giro para la dirección analizada que se define como la raíz cuadrada de la inercia sobre el área de la sección.

Tabla 3.21- Propiedades geométricas perfiles sometidos a compresión

Perfil	Área [cm ²]	Ix [cm ⁴]	Iy [cm ⁴]	rx [cm]	ry [cm]
90CA10	1.83	23.5	3.78	3.58	1.44
70PL10	0.7	0.0006	2.86	0.03	2.02

AISI S100-2007 estipula que la tensión de fluencia f_y utilizada para calcular la tensión f_n corresponde al 75% de la fluencia mínima que para el acero ASTM A653 equivale a 2812 kg/cm²:

$$f_y = 0.75 f_{y \text{ min}} = 0.75 * 2812 = 2109 \frac{kg}{cm^2}$$

El perfil 90CA10 tiene una longitud efectiva de 240 cm y en el caso de contar con enchapado de madera solo pueden pandear entorno a su eje fuerte por lo tanto se calculará su resistencia para ambos sentidos y no solamente para el sentido de menor resistencia.

3.3.2.1.1 Pandeo global eje fuerte (montante 90CA10)

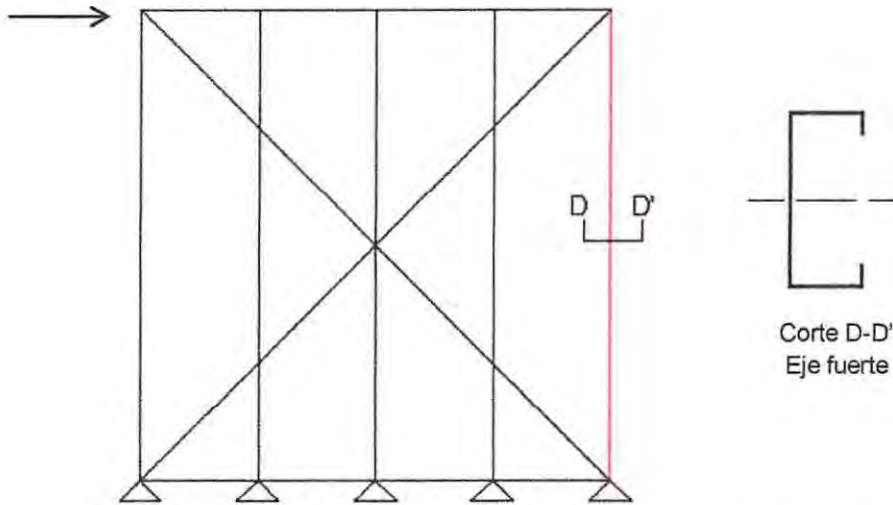


Figura 3.18- Elemento analizado para pandeo en eje fuerte (en rojo)

En este sentido tiene una esbeltez baja al ser su dirección con mayor inercia:

$$\left(\frac{K * l}{r}\right) = \left(\frac{1 * 240}{3.58}\right) = 67.04$$

Por otra parte:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2} = \frac{3.1415^2 * 2070000}{\left(\frac{1 * 240}{3.58}\right)^2} = 4545.83 \cong 4550 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{f_e}} = \sqrt{\frac{2109}{4550}} = 0.68$$

Este valor es inferior al valor establecido por la AISI S100-2007 de 1.5 por lo que f_n :

$$f_n = \left(0.658^{\lambda_c^2}\right) * f_y = \left(0.658^{0.68^2}\right) * 2109 = 1737.89 \cong 1740 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto usando la ecuación (3), la mayor fuerza axial que resiste este elemento a compresión considerando como máximo la presencia de dos tornillos n°8 en la sección crítica:

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{A_e * f_n}{\Omega} = \frac{1.75 * 1740}{1.8} = 1691.66 \cong 1700 \text{ kg}$$

Otro tipo de falla presente en este tipo de perfiles es el pandeo local. El pandeo local se puede presentar en cualquiera de las tres secciones de este perfil ya sea el alma, el ala o el atiesador. Para determinar la resistencia de estas secciones entonces se debe determinar por separado la resistencia de cada uno y finalmente usar el menor valor de estos como indica AISI S100-2007.

3.3.2.1.2 Pandeo local montante 90CA10 eje fuerte

Como se ha dicho el pandeo local puede producirse en el alma, ala o atiesador del perfil que se usa como montante. La resistencia crítica f_{cr} viene definida por:

$$(f_{cr})_{web} = k * \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \nu^2)} * \left(\frac{t}{h}\right)^2 \text{ con } k = 4 \quad (8)$$

$$(f_{cr})_{flange} = k * \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \nu^2)} * \left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ con } k = 4 \quad (9)$$

$$(f_{cr})_{lip} = k * \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \nu^2)} * \left(\frac{t}{d}\right)^2 \text{ con } k = 0.43 \quad (10)$$

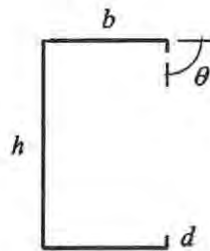


Figura 3.19- Geometría de elementos

$$t = 0.1 \text{ [cm]}$$

$$h = 9 \text{ [cm]}$$

$$b = 3.8 \text{ [cm]}$$

$$d = 1.2 \text{ [cm]}$$

$$f_{cr} \rightarrow \begin{array}{ll} \text{Alma (web)} & \rightarrow 923.89 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Ala (flange)} & \rightarrow 5182.51 \text{ kg/cm}^2 \cong 920 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Atiesador (lip)} & \rightarrow 5586.68 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

Entonces la tensión crítica para pandeo local a usar será de **920 kg/cm²**.

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{P_{ne}}{P_{crl}}} = 1.34$$

$$P_{crl} = Ag * f_{cr} = 1684 \text{ [kg]}$$

$$P_{ne} = \text{Carga crítica de pandeo global en la dirección analizada} = 3045 \text{ [kg]}$$

Con $\lambda_1 > 0.776$ la carga crítica de pandeo local es:

$$P_{nl} = \left[1 - 0.15 * \left(\frac{P_{crl}}{P_{ne}} \right)^{0.4} \right] * \left(\frac{P_{crl}}{P_{ne}} \right)^{0.4} * P_{ne} \quad (11)$$

$$P_{nl} = \left[1 - 0.15 * \left(\frac{1684}{3045} \right)^{0.4} \right] * \left(\frac{1684}{3045} \right)^{0.4} * 3045 = 2118.27 \cong 2120 \text{ kg}$$

Como la carga de pandeo local (2120 [kg]) es menor que la carga de pandeo global (3045 [kg]) el mecanismo de falla que controla el diseño del perfil 90CA10 en el sentido fuerte de este es el pandeo local.

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{P_{crl}}{\Omega} = \frac{2120}{1.8} = 1177.77 \cong 1180 \text{ kg}$$

3.3.2.1.3 Pandeo global eje débil (montante 90CA10)

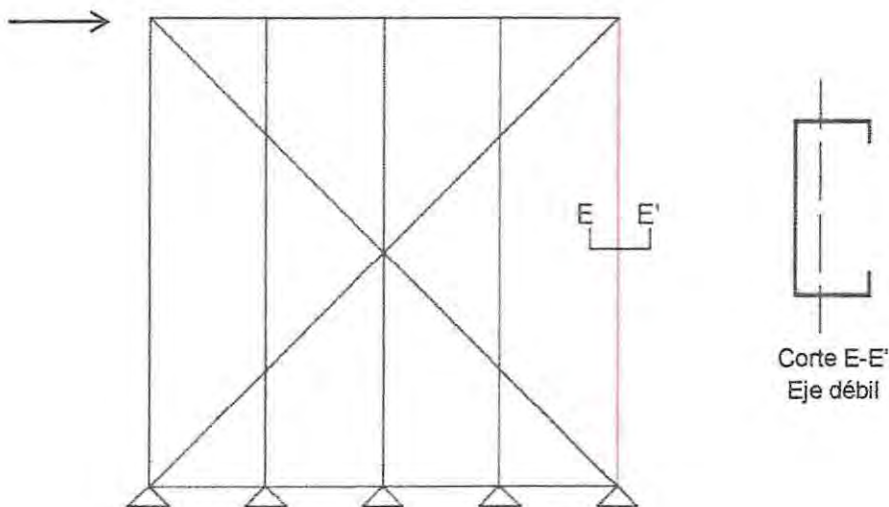


Figura 3.20- Elemento analizado para pandeo en eje débil (en rojo)

En esta dirección posee mayor esbeltez debido a su baja inercia:

$$\left(\frac{K * l}{r}\right) = \left(\frac{1 * 240}{1,44}\right) = 166,67$$

La tensión de pandeo elástico equivale:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2} = \frac{3.1415^2 * 2070000}{\left(\frac{1 * 240}{1,44}\right)^2} = 735,45 \cong 740 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{f_e}} = \sqrt{\frac{2109}{740}} = 1,68$$

Al ser mayor a 1.5 f_n se calcula con la siguiente relación:

$$f_n = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right] * f_y = \left[\frac{0,877}{1,68_c^2}\right] * 2109 = 655,33 \cong 660 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto usando la ecuación (3), la mayor fuerza axial que resiste este elemento a compresión considerando como máximo la presencia de dos tornillos n°8 en la sección crítica:

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{A_e * f_n}{\Omega} = \frac{1,75 * 660}{1,8} = 641,67 \cong 640 kg$$

3.3.2.1.4 Pandeo local montante 90CA10 eje débil

$$\lambda_l = \sqrt{\frac{P_{ne}}{P_{crl}}} = 0,828$$

$$P_{crl} = A_g * f_{cr} = 1684 [kg]$$

$$P_{ne} = \text{Carga crítica de pandeo global en la dirección analizada} = 1155 [kg]$$

Con $\lambda_l > 0,776$:

$$P_{nl} = \left[1 - 0,15 * \left(\frac{P_{crl}}{P_{ne}}\right)^{0,4}\right] * \left(\frac{P_{crl}}{P_{ne}}\right)^{0,4} * P_{ne} \quad (11)$$

$$P_{nl} = \left[1 - 0.15 * \left(\frac{1684}{1155} \right)^{0.4} \right] * \left(\frac{1684}{1155} \right)^{0.4} * 1155 = 1106.67 \cong 1100 \text{ kg}$$

La carga de pandeo global (1155 [kg]) es similar a la carga de pandeo local (1100 [kg]) por lo que se tomará el menor valor como control pero no se asegura que esta ocurra primero debido a las incertidumbres propias en la construcción.

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{P_{cr}}{\Omega} = \frac{1100}{1.8} = 611.11 \cong 610 \text{ kg}$$

3.3.2.1.5 Pandeo global eje débil (pletina 70PL10)

La pletina 70PL10 puede pandear en ambos sentidos por lo que se calculara solamente su resistencia a carga axial entorno a su eje débil.

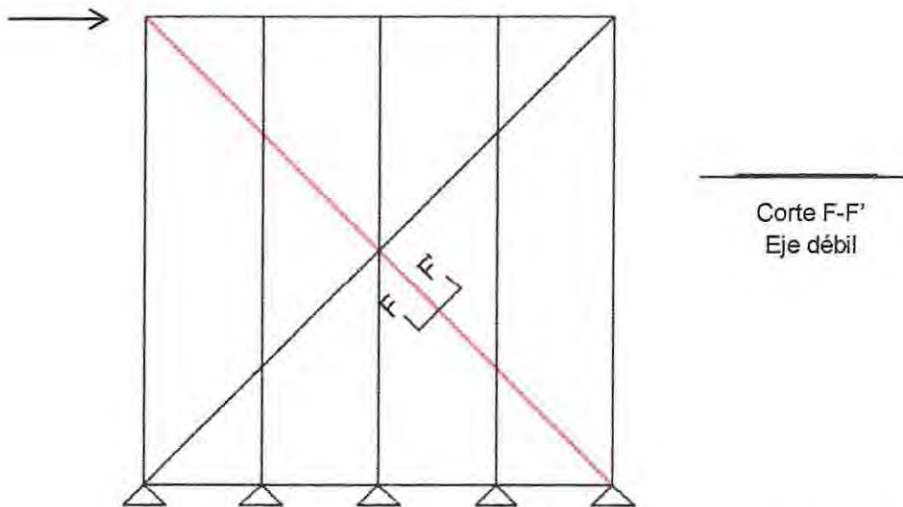


Figura 3.21- Pletina analizada para pandeo en eje débil (en rojo)

El largo efectivo de las diagonales para pandeo será la mitad de su longitud debido a que mientras una diagonal se comprime la otra diagonal se tracciona funcionando de punto de apoyo por lo cual la longitud efectiva es de 1.7 m:

$$\left(\frac{K * l}{r} \right) = \left(\frac{1 * 170}{0.03} \right) = 5667$$

Éste valor de esbeltez es por mucho mayor al límite recomendado en AISI S100-2007 de 200, lo que dará valores de resistencia axial muy bajos por lo cual se justifica despreciar el aporte a compresión de las diagonales.

3.3.2.2 Fluencia en área bruta

Debido que para los montantes el tipo de falla crítica es la carga de pandeo, este tipo de falla (fluencia área bruta) solo se calculará para las pletinas 70PL10.

La fluencia en área bruta sigue la siguiente relación:

$$\frac{T_n}{\Omega} = \frac{A_g * F_y}{\Omega} = \frac{0.7 * 2109}{1.67} = 884.01 \cong 884 \text{ kg} \quad (12)$$

3.3.2.3 Ruptura área neta

Para calcular este tipo de falla primero se debe determinar la cantidad de tornillos que se usarán para la conexión diagonal-gusset.

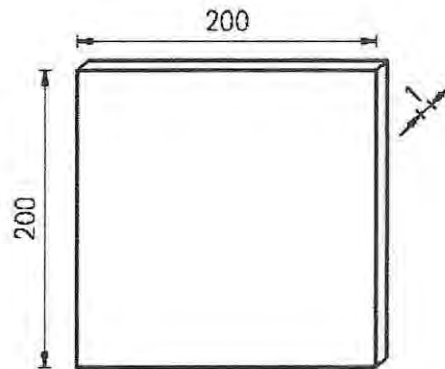


Figura 3.22- Gusset⁹ 200x200x1 conexión diagonales

La norma AISI S100-2007 estipula que la tensión de tracción f_u utilizada para calcular la tensión T_n además del corte nominal P_{ns} corresponde al 75% de la tensión de tracción mínima que para el acero ASTM A653 equivale a 3867 kg/cm^2 :

$$f_u = 0.75 f_{u \text{ min}} = 0.75 * 3867 = 2900.25 \cong 2900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para los casos con sistema arriostrante mixto (OSB y pletinas) la mayor cantidad de carga axial en las diagonales es de 260 kg, la menor de 175 kg con un promedio de 212 kg por lo que para el sistema mixto se calculara con el valor promedio y se verificara que cada caso resista de manera adecuada.

⁹ Placa metálica usada para la unión de elementos

Para los casos con sistema arriostrante de pletinas (sin OSB) las diagonales más solicitadas tienen una carga de 970 kg con un promedio de 860 kg por lo que la cantidad de tornillos será calculada el caso más desfavorable.

3.3.2.4 Tornillos conexión diagonal-gusset

El corte nominal P_{ns} por tornillo para una relación $t_2/t_1 \leq 1$ con t_2 igual al espesor de la plancha no conectada a la cabeza del tornillo (gusset espesor 1 mm) y t_1 igual al espesor de la sección unida a la cabeza del tornillo (70PL10) es igual al menor valor de:

$$\frac{P_{ns}}{\Omega} = \frac{4.2 * \sqrt{(t_2^3 * d)} * F_{u2}}{\Omega} = \frac{4.2 * \sqrt{(0.1^3 * 0.417)} * 2900}{3} = 82.9 \cong 83 \text{ kg}$$

$$\frac{\phi P_{ns}}{\Omega} = \frac{2.7 * t_1 * d * F_{u1}}{\Omega} = \frac{2.7 * 0.1 * 0.417 * 2900}{3} = 108.84 \cong 110 \text{ kg}$$

$$\frac{\phi P_{ns}}{\Omega} = \frac{2.7 * t_1 * d * F_{u2}}{\Omega} = \frac{2.7 * 0.1 * 0.417 * 2900}{3} = 108.84 \cong 110 \text{ kg}$$

Con:

F_{u1} = tensión de tracción mínima del elemento en contacto con la cabeza del tornillo = $2900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

F_{u2} = tensión de tracción mínima del elemento no en contacto con la cabeza del tornillo = $2900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

d = Diámetro nominal tornillo = 4.17 mm

Por tanto se asumirá que cada tornillo tomara como máximo un corte equivalente a 83 kg. Por otra parte el corte admisible máximo por tornillo no deberá ser menor a 1.25 veces P_{ns} bastando con tornillos de calidad A270 (resistencia superior a 760 kg/cm^2). La distancia mínima entre tornillos es de 3 veces el diámetro del mismo al igual que la mínima distancia a cualquier borde de la conexión por lo cual como máximo se pueden usar 4 tornillos en la sección con una resistencia total al corte de 332 kg.

Dicho lo anterior para el sistema arriostrado mixto con 3 tornillos (249 kg) es suficiente para resistir la carga promedio de 212 kg pero no basta para el caso de mayor carga (260 kg). Por tanto se usarán 4 tornillos (332 kg) que se dispondrán en 2 hileras de 2 tornillos para así tener una mayor resistencia a la ruptura en la pletina. Para el sistema arriostrado solamente por pletinas serán necesarios 12 tornillos (996 kg) que estarán dispuestos de 4 hileras de 3 tornillos.

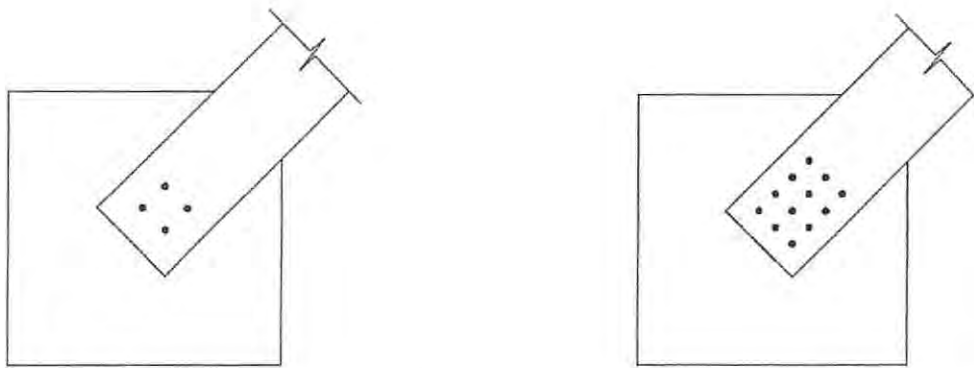


Figura 3.23- Conexiones gusset sistema mixto y sistema arriostrado con pletinas

Finalmente, la resistencia a la ruptura neta depende de la cantidad de tornillos a utilizar por lo cual para el sistema mixto éste tiene un área neta de 0.62 cm^2 mientras que el sistema arriostrado por pletinas tiene una sección neta de 0.57 cm^2 .

Sistema mixto:

$$\frac{T_n}{\Omega} = \frac{A_n * F_u}{\Omega} = \frac{0.62 * 2900}{2} = 899 \cong 900 \text{ kg}$$

Sistema arriostrado por pletinas:

$$\frac{T_n}{\Omega} = \frac{A_n * F_u}{\Omega} = \frac{0.57 * 2900}{2} = 826.5 \cong 830 \text{ kg}$$

3.3.2.5 Carga concentrada viga maestra

En la normativa AISI S100-2007 se dan recomendaciones en cuanto a las dimensiones de los perfiles usados para componer la viga maestra por lo tanto es necesario recurrir a otra normativa para determinar de manera más precisa la resistencia admisible de esta. Usando la normativa británica British Standard: Structural use of steelwork in building (BS 5950-5:1998) en la sección 5.3 proporciona ecuaciones para determinar la resistencia total del alma para vigas simples. Estas ecuaciones también son aplicables para secciones compuestas para lo cual se debe calcular por separado la resistencia de cada alma para finalmente sumarlas obteniendo así la resistencia total.

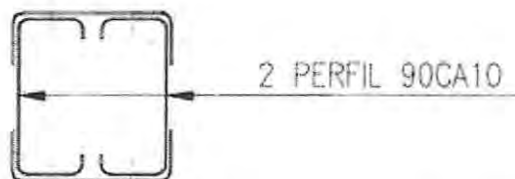
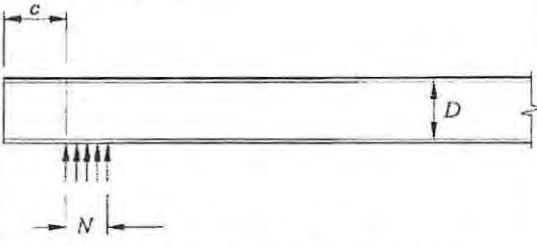
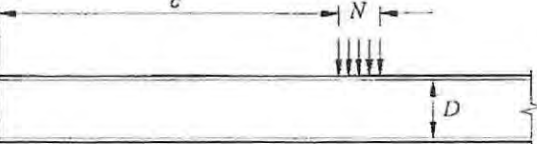
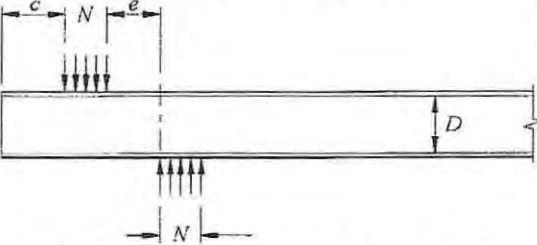
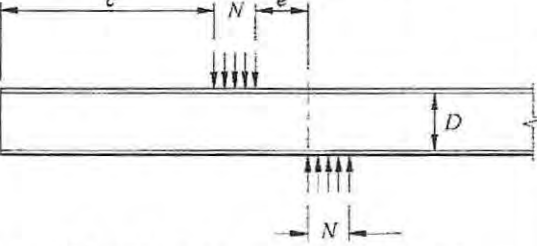


Figura 3.24- Viga compuesta entrepiso (viga maestra)

Tabla 3.22- Resistencia total del alma para secciones de espesor constante, en Newton [18]

Type and position of loadings	Total web resistance, P_w
<p>Single load or reaction</p>  <p>$c < 1.5D$. Load or reaction near or at free end</p>	<p>Stiffened flanges $P_w = t^2 k C_3 C_4 C_{12} \{2\ 060 - 3.8(D/t)\} \times \{1 + 0.01(N/t)\}$ Unstiffened flanges^a $P_w = t^2 k C_3 C_4 C_{12} \{1\ 350 - 1.73(D/t)\} \times \{1 + 0.01(N/t)\}$</p>
<p>Single load or reaction</p>  <p>$c > 1.5D$. Load or reaction far from free end</p>	<p>Stiffened and unstiffened flanges^b $P_w = t^2 k C_1 C_2 C_{12} \{3\ 350 - 4.6(D/t)\} \times \{1 + 0.007(N/t)\}$</p>
<p>Two opposite loads or reactions $e < 1.5D$</p>  <p>$c \leq 1.5D$. Loads or reactions near or at free end</p>	<p>Stiffened and unstiffened flanges $P_w = t^2 k C_3 C_4 C_{12} \{1\ 520 - 3.57(D/t)\} \times \{1 + 0.01(N/t)\}$</p>
<p>Two opposite loads or reactions $e < 1.5D$</p>  <p>$c > 1.5D$. Loads or reactions far from free end</p>	<p>Stiffened and unstiffened flanges $P_w = t^2 k C_1 C_2 C_{12} \{4\ 800 - 14(D/t)\} \times \{1 + 0.0013(N/t)\}$</p>
<p>^a When $N/t > 60$, the factor $\{1 + 0.01(N/t)\}$ may be increased to $\{0.71 + 0.015(N/t)\}$ ^b When $N/t > 60$, the factor $\{1 + 0.007(N/t)\}$ may be increased to $\{0.75 + 0.011(N/t)\}$ NOTE In this table P_w represents the total load or reaction for one solid web connecting top and bottom flanges. For beams with two or more such adjacent webs P_w should be determined for each individual web and the results added to obtain the total crushing load.</p>	

Las ecuaciones de la tabla 3.22 son válidas solo para vigas con $\frac{D}{t} \leq 200$ y $\frac{r}{t} \leq 6$. En estas ecuaciones:

- D es el alto total del alma en mm.
- T es el espesor del alma en mm.
- r es el radio de curvatura interno en mm.
- N es el largo de la superficie de apoyo en mm. En caso de estar apoyada por ambos lados con largos distintos, usar el menor valor de estos.

- P_w es la resistencia de carga concentrada de una sola alma en N.
- c es la distancia desde el término de la viga a la carga o reacción en mm.
- C es una constante con los siguientes valores:

$$C1 = (1.22 - 0.22k)$$

$$C2 = (1.06 - 0.06r/t) \leq 1.0$$

$$C3 = (1.33 - 0.33k)$$

$$C4 = (1.15 - 0.15r/t) \leq 1.0 \text{ pero no menor a } 0.50$$

$$C5 = (1.49 - 0.53k) \geq 0.6$$

$$C6 = (0.88 + 0.12m)$$

$$C7 = 1 + (D/t)/750 \text{ cuando } D/t < 150;$$

$$C7 = 1.20 \text{ cuando } D/t > 150$$

$$C8 = 1/k, \text{ cuando } D/t < 66.5;$$

$$C8 = (1.10 - (D/t)/665)/k \text{ cuando } D/t > 66.5$$

$$C9 = (0.82 + 0.15m)$$

$$C10 = (0.98 - (D/t)/865)/k$$

$$C11 = (0.64 + 0.31m)$$

$$C12 = 0.7 + 0.3(\theta/90)^2$$

Donde $K = F_y/228$, F_y resistencia de diseño en newton por milímetro cuadrado (N/mm^2)

$$m = t/1.9$$

θ es el ángulo en grados entre el plano del alma y el plano de la superficie de apoyo cuando $45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$

De la tabla 3.22 usando la relación 4:

$$P_w = t^2 k C_1 C_2 C_{12} \left\{ 4800 - 14 \left(\frac{D}{t} \right) \right\} x \left\{ 1 - 0.0013 \left(\frac{N}{t} \right) \right\}$$

Recordando: $F_y = 2109 \text{ kg/cm}^2$

$$1 \text{ N/mm}^2 = 10.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 207 \text{ N/mm}^2$$

Las variables necesarias para determinar la carga total son las siguientes:

- $t = 1$
- $k = \frac{F_y}{228} = 0.91$
- $r \approx 1$
- $D = 90$
- $N = 38$
- $C_1 = (1.22 - 0.22k) = 1.02$
- $C_2 = \left(1.06 - 0.06 \frac{r}{t} \right) \leq 1 \rightarrow 1 \leq 1$
- $C_{12} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{\theta}{90} \right)^2 = 1$

Finalmente se tiene:

$$P_w = 1^2 * 0.91 * 1.02 * 1 * 1 * \left\{ 4800 - 14 \left(\frac{90}{1} \right) \right\} x \left\{ 1 - 0.0013 \left(\frac{38}{1} \right) \right\} = 3124 [N] = 319 [kg]$$

Entonces la carga concentrada máxima resistida por una sección 90CA10 es de 319 kg lo que quiere decir que la viga maestra tiene como resistencia nominal a la carga concentrada 638 kg. Por otra parte AISI S100-2007 define un factor de seguridad Ω de 2 para el cálculo de la resistencia admisible de almas para perfiles conformados en frío por lo que la capacidad admisible final de la viga maestra es de 319 kg.

Tabla 3.23- Resistencia admisible elementos del sistema constructivo

Elemento	Pandeo local en eje fuerte [kg]	Pandeo local en eje débil [kg]	Fluencia área bruta [kg]	Ruptura área neta		Corte nominal tornillos		Abollamiento del alma por carga concentrada [kg]
				Sistema mixto [kg]	Sistema Pletinas [kg]	Sistema mixto [kg]	Sistema Pletinas [kg]	
90CA10	1180	610	-	-	-	-	-	-
70PL10	-	-	884	900	830	-	-	-
Autoperforantes n°8	-	-	-	-	-	332	996	-
Viga Maestra	-	-	-	-	-	-	-	319

3.3.2.6 OSB

Respecto al enchapado de OSB los esfuerzos límites son especificados por los distintos fabricantes. Los fabricantes en Chile dan los siguientes valores nominales para sus tableros OSB:

Tabla 3.24- Esfuerzos nominales OSB 11.1 mm

Solicitud	Lp Building Products [kg/cm ²]	SmartPly [kg/cm ²]	Promedio [kg/cm ²]
Corte	66	69	68

Por otra parte la Structural Board Association (SBA) en su publicación del 2004 Construction Sheathing and Design Rated Oriented Strand Board establece una resistencia admisible al corte para paneles OSB de 11.1 mm de 33 kg/cm². La American Wood Council (AWC) en su publicación del 2012 National Design Specification for Wood Construction especifica una resistencia nominal al corte para paneles compuestos por planchas de OSB 11.1 mm de 30 kg/cm² que para el caso de cargas de viento debe ser mayorado un 60% dando un valor nominal de 48 kg/cm².

Para cargas de viento la American Forest & Paper Association en su publicación Wind & Seismic, special design provisions for wind and seismic, edición 2008 establece un factor de seguridad Ω para determinar las resistencias admisibles de los tableros compuestos por aglomerado de madera de 11.1 mm. Usando estos parámetros junto con los valores dados por los fabricantes en Chile y

comparando con la información norte americana (AWC, SBA) se puede estimar una resistencia admisible al corte de 30 kg/cm².

Por otra parte, al contrastar estos valores con los mencionados en la norma chilena NCh 1198 en la cual las resistencias admisibles al corte para las maderas presentes en Chile van desde 4 kg/cm² (Clase estructural F2) hasta 25 kg/cm² (Clase estructural F34) se puede apreciar la sobre estimación de la resistencia estructural más aun tomando en cuenta que el OSB está compuesto por virutas aglomeradas con adhesivo mientras que las maderas mencionadas en la NCh 1198 son maderas aserradas puras.

Dicho lo anterior y tomando en cuenta el corte admisible propuesto en el IBC 2000 para muros de corte compuestos con perfilera delgada y OSB de 540 kg/m se considerará de manera prudente una resistencia al corte admisible de 5 kg/cm²

Tabla 3.25- Capacidad al corte OSB

Solicitud	Resistencia admisible [kg/cm ²]
Corte	5

3.3.3 Factor de utilización

Tabla 3.26- Factor de utilización para resistencia admisible en porcentaje

Sistema arriostrante	Proporción	Nivel	Pandeo local montante	Fluencia área bruta diagonal	Ruptura área neta diagonal	Corte nominal tornillos	Corte OSB	Carga concentrada viga maestra
OSB	1:1	1P	64	-	-	-	97	-
		2P	126	-	-	-	97	73
	1:2	1P	58	-	-	-	97	-
		2P	109	-	-	-	97	53
	2:1	1P	67	-	-	-	97	-
		2P	136	-	-	-	97	91
OSB y Pletinas	1:1	1P	69	24	23	63	67	-
		2P	128	25	25	67	67	76
	1:2	1P	61	26	26	69	74	-
		2P	110	29	29	78	74	56
	2:1	1P	72	20	19	53	65	-
		2P	138	20	20	54	65	95
Pletinas	1:1	1P	249	104	110	92	-	-
		2P	393	104	110	92	-	170
	1:2	1P	249	104	110	92	-	-
		2P	397	110	117	97	-	201
	2:1	1P	246	82	87	73	-	-
		2P	388	82	87	73	-	164

Tabla 3.27- Factor de utilización para resistencia nominal en porcentaje

Sistema arriostrante	Proporción	Nivel	Pandeo local montante	Fluencia área bruta diagonal	Ruptura área neta diagonal	Corte nominal tornillos	Corte OSB	Carga concentrada viga maestra
OSB	1:1	1P	36	-	-	-	49	-
		2P	70	-	-	-	49	37
	1:2	1P	32	-	-	-	49	-
		2P	60	-	-	-	49	27
	2:1	1P	37	-	-	-	49	-
		2P	76	-	-	-	49	46
OSB y Pletinas	1:1	1P	38	13	12	32	34	-
		2P	71	14	13	34	34	38
	1:2	1P	34	14	13	35	37	-
		2P	61	16	15	39	37	28
	2:1	1P	40	11	10	27	33	-
		2P	77	11	10	27	33	48
Pletinas	1:1	1P	138	58	55	46	-	-
		2P	218	58	55	46	-	85
	1:2	1P	138	58	55	46	-	-
		2P	220	61	59	49	-	101
	2:1	1P	137	46	44	37	-	-
		2P	215	46	44	37	-	82

Calculados ya la demanda y la capacidad, tanto en valor nominal como admisible, para cada componente de los paneles como lo son la perfilería delgada de acero y el aglomerado de madera OSB se puede predecir qué tipo de falla y que elemento controlará el diseño para cada configuración a través del factor de utilización que se define como la demanda dividida la capacidad del elemento.

Analizando ambas tablas (3.26 y 3.27), sin tomar en cuentas los resultados de las configuraciones sin aglomerado de madera, se puede notar que el elemento que controla el diseño y produce el mecanismo de falla generalmente es el OSB para configuraciones de un piso y el montante de borde para las de dos pisos, salvo en los casos que cuentan con diagonales que para las configuraciones de un piso de proporciones 1:1 y 2:1 se produce el fallo del montante de borde.

Observando estos resultados se podría decir que el corte de diseño de 540 kg/m supera los valores admisibles para los elementos que componen los paneles pero recordando que el análisis hecho en este trabajo considera el uso de un solo montante de borde y los manuales de diseño especifican el uso de dos montantes unidos espalda-espalda en los extremos por lo cual se solucionaría este problema para los casos más desfavorables (Viviendas de dos pisos).

Tabla 3.28- Factor utilización en porcentaje sistemas sin OSB

Corte nominal [kg/m]	Luz máxima [m]	Proporción	Pandeo local montante	Fluencia área bruta diagonal	Ruptura área neta diagonal	Corte nominal tornillos
170	3	1:1	85	33	35	87
		1:2	85	33	35	87
		2:1	84	26	27	69
200	2	1:1	91	38	41	68
		1:2	91	38	41	68
		2:1	90	30	32	81

De la tabla 3.26 es claro que para los sistemas sin enchapado de madera el corte nominal de diseño debe ser inferior al valor de referencia de 540 kg/m. El elemento crítico en los sistemas arriostrados solamente con perfilera delgada son los montantes que están solicitados en promedio al 320% de su capacidad recordado que al no contar con enchapado de madera los perfiles pandean entorno a su eje débil. Por tanto este sistema estructural no es adecuado para ser usado en viviendas de más de un piso ya que la carga gravitacional supuesta (675 kg) ya supera la máxima capacidad del perfil (610 kg) por tanto se debe limitar a luces más pequeñas recordando que se supuso una luz de 3 m y/o limitarla a viviendas de un solo nivel.

Por tanto para este sistema en particular se limitará a viviendas de un piso y considerando una luz máxima de 3 m resiste un corte nominal de 170 kg/m y considerando una luz máxima de 2 m bajo las mismas condiciones resiste un corte nominal de 200 kg/m.

Para el caso con luz máxima de 2 m y proporciones 1:1 y 1:2 se consideró 6 tornillos en la conexión diagonal gusset.

3.3.4 Análisis de resultados: Esfuerzos admisibles

Observando los resultados se puede ver la prevalencia del OSB como elemento crítico para los sistemas constructivos de un piso y en caso de usar un solo montante de borde para los sistemas de dos pisos es este el que controla el diseño y el mecanismo de falla. Los sistemas que no cuentan con enchapado de madera como sistema arriostrante ocasionan que el perfil de borde trabaje entorno a su eje débil por lo que su resistencia admisible es más baja que el resto de los sistemas por tanto su factor de utilización es muy alto recordando también que los paneles se modelaron con la máxima carga establecida en los manuales de diseño, carga supuesta para paneles con OSB de 11.1 mm en una de sus caras como sistema arriostrante por lo que se recomienda el uso de sistemas compuestos solamente por perfilería delgada para viviendas de un solo piso y de uso poco frecuente (Caseta de vigilancia, bodega, etc.).

Dejando fuera los sistemas sin OSB, los paneles para viviendas de dos pisos están mayormente controlados por pandeo local en el montante de borde lo que supondría que la carga de diseño de los manuales es superior a las cargas admisibles para este tipo de paneles. Es por esto que los manuales de diseño especifican que los montantes de borde deban configurarse con pie derechos dobles espalda-espalda solucionando este problema.

En resumen:

- Sistemas arriostrados con OSB resisten sin problemas el corte recomendado de 540 kg/m siempre y cuando dispongan con pie derechos dobles en los extremos.
- Para vivienda de un piso se puede usar un solo montante en los extremos.
- Sistemas compuestos solamente por perfilería delgada tienen problemas para resistir esfuerzos laterales como máximo se recomienda un valor de 170 kg/m para luces (ancho tributario) de hasta 3 [m] y altura máxima de 2.4 [m].
- Las pletinas producen un relajo en las tensiones del OSB y un leve incremento en las tensiones del montante de borde.

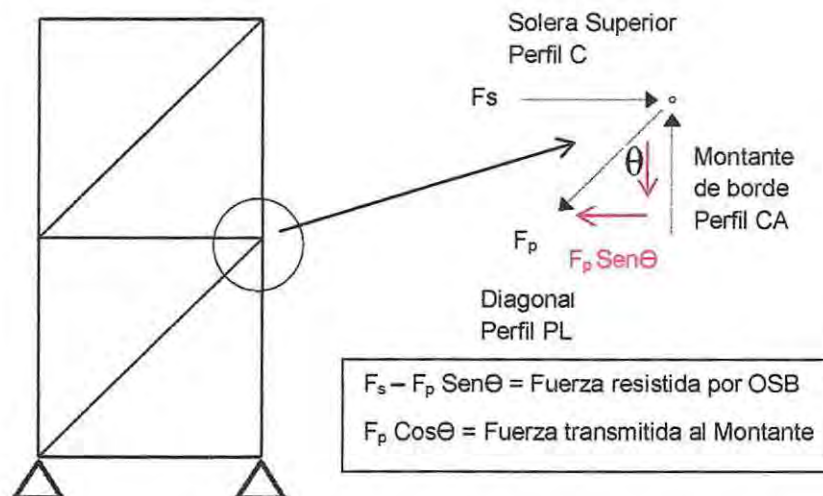


Figura 3.25- Distribución tensiones debido a la presencia de pletinas

Capítulo 4

4. Ensayo para determinar propiedades mecánicas del sistema constructivo

4.1 Descripción del ensayo

Para contrastar los resultados obtenidos del análisis computacional se realizará el ensayo de paneles para determinar las propiedades mecánicas. Para esto se recurrirá a la Norma ASTM E 564 "Static Load Test for Shear Resistance of Frames Walls for Buildings"

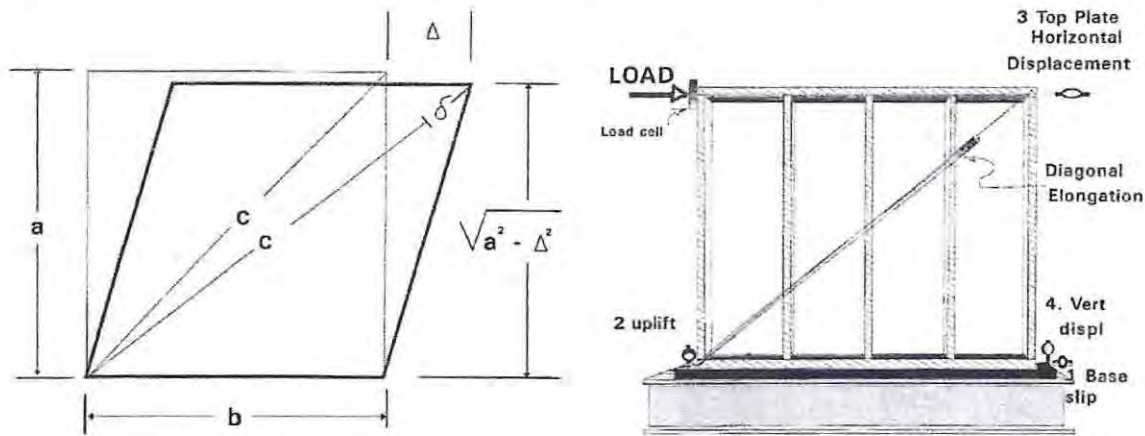


Figura 4.1- Ensayo ASTM E-564 [19]

Este ensayo consiste en cargar lateralmente (corte puro) el panel y relaciona la rigidez al corte con el desplazamiento producido por la carga. Este puede ser la rigidez de corte global (G') como rigidez de corte interno (G_{int}). El primero incluye rotación, traslación o ambos y su objetivo es representar el desempeño promedio del muro dentro del ensamblado final mientras que el segundo representa la rigidez debido solo al desplazamiento producto del corte [19].

$$(C + \delta)^2 = (b + \Delta)^2 + (a^2 - \Delta^2)$$

$$a^2 + b^2 = c^2$$

$$2c\delta + \delta^2 - 2b\Delta = 0$$

$$\Delta = \frac{(2c\delta + \delta^2)}{2b}$$

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

$$G' = \frac{P}{\Delta_{int}} * \frac{a}{b}$$

El desplazamiento interno Δ_{int} es un ajuste del desplazamiento Δ removiendo los efectos de la rotación y la traslación:

$$\Delta_{int} = \Delta_3 - \Delta_1 - (\Delta_2 - \Delta_4) * \frac{a}{b}$$

Por otra parte en la norma chilena NCh 2123 of 97 "Albañilería confinada – Requisitos de diseño y cálculo" en el anexo A de esta se presenta una forma de ensayar muretes para medir la resistencia básica de corte. Este ensayo consiste en comprimir diagonalmente un murete hasta llevarlo a la rotura

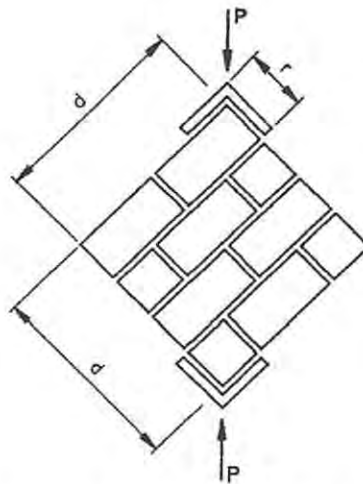


Figura 4.2- Ensayo NCh2123 Albañilería confinada [20]

Actualmente en la universidad no se cuenta con el equipo necesario para realizar el ensayo ASTM pero si lo hay para realizar el de muretes de albañilería por lo cual se realizará éste, ya que ambos ensayos inducen los mismos esfuerzos sobre los paneles.

Ambos ensayos consisten en cargar paneles en estado de corte puro por tanto es compatible realizar el ensayo NCh y usar las ecuaciones ASTM para determinar el módulo de corte.

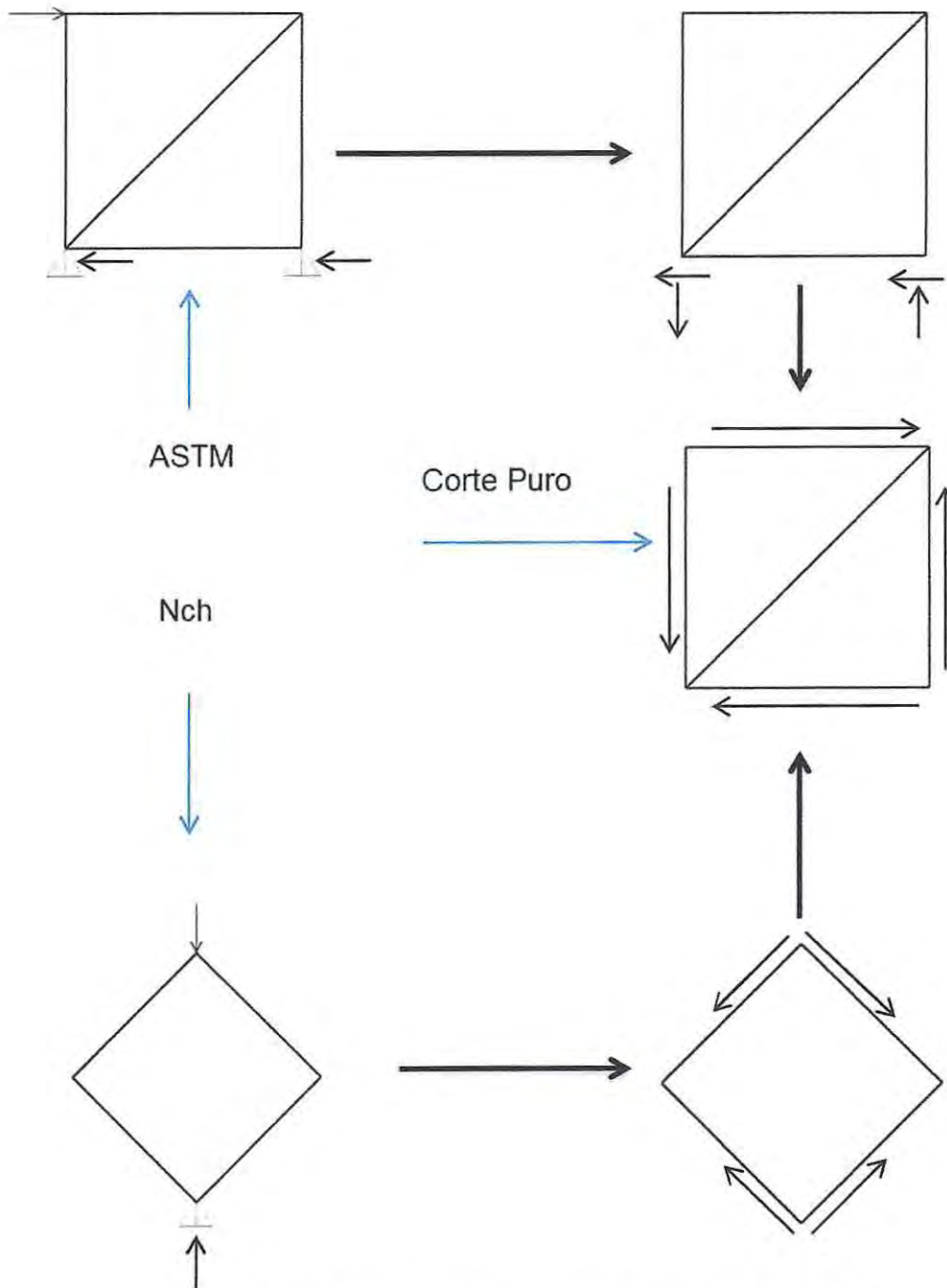


Figura 4.3- Esfuerzos inducidos ensayos ASTM E-564 y NCh 2123

4.2 Equipo disponible

El equipo presente en el laboratorio de la Universidad de Valparaíso consiste en un marco de carga (Figura 4.4), compuesto por dos columnas IN 200x90x8x6, dos vigas IN 400x155x17x6 y una viga superior IN 200x90x8x6 con una altura total de 4.75 m y un ancho total de 3.45 m.

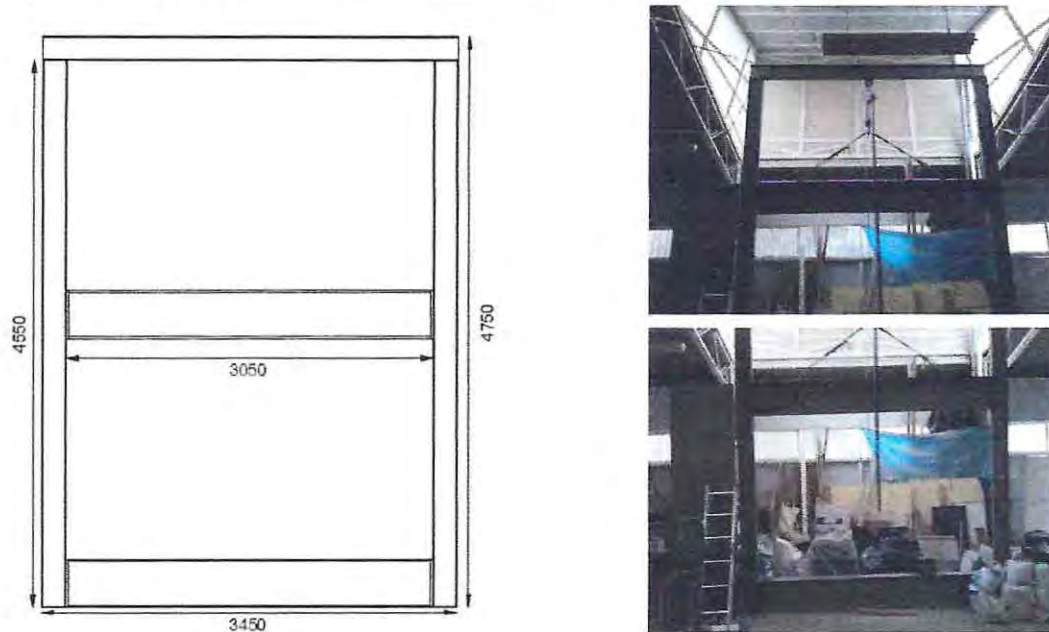


Figura 4.4- Marco de carga

La viga central se puede ajustar a la altura deseada y es fijada a las columnas con 4 pernos de diámetro 2 cm en cada extremo. El gato hidráulico (Figura 4.7) se dispondrá en la viga inferior y sobre esta se pondrá el panel que ira apoyado en cuñas de acero (Figura 4.6) en ambos extremos. Sobre la cuña inferior va puesto el deformímetro (Figura 4.9) midiendo el desplazamiento vertical del panel.

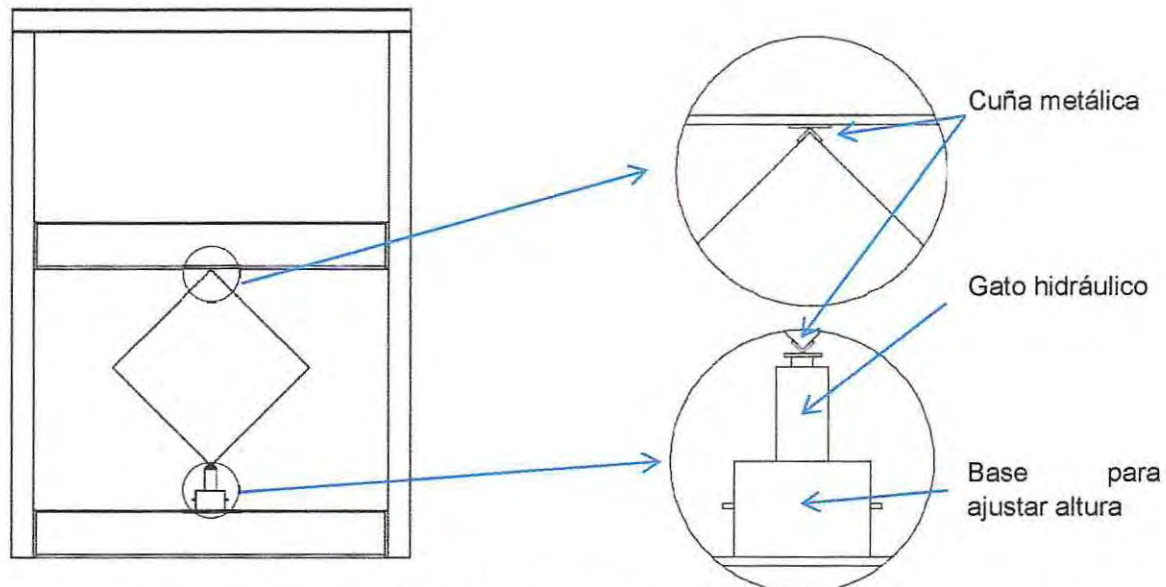


Figura 4.5- Detalles marco de carga

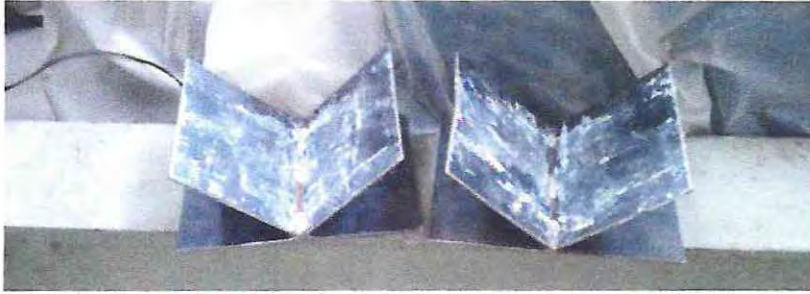


Figura 4.6- Cuñas metálicas

El gato hidráulico es de la marca MVP™ Super Line con una capacidad de carga máxima de 20000 kg y cuenta con un manómetro para medir la presión en Bar y Psi (Figuras 4.7 y 4.8)



Figura 4.7- Gato hidráulico



Figura 4.8- Manómetro



Figura 4.9- Deformímetro



Figura 4.10- Detalle deformímetro

4.3 Panel ensayo tipo

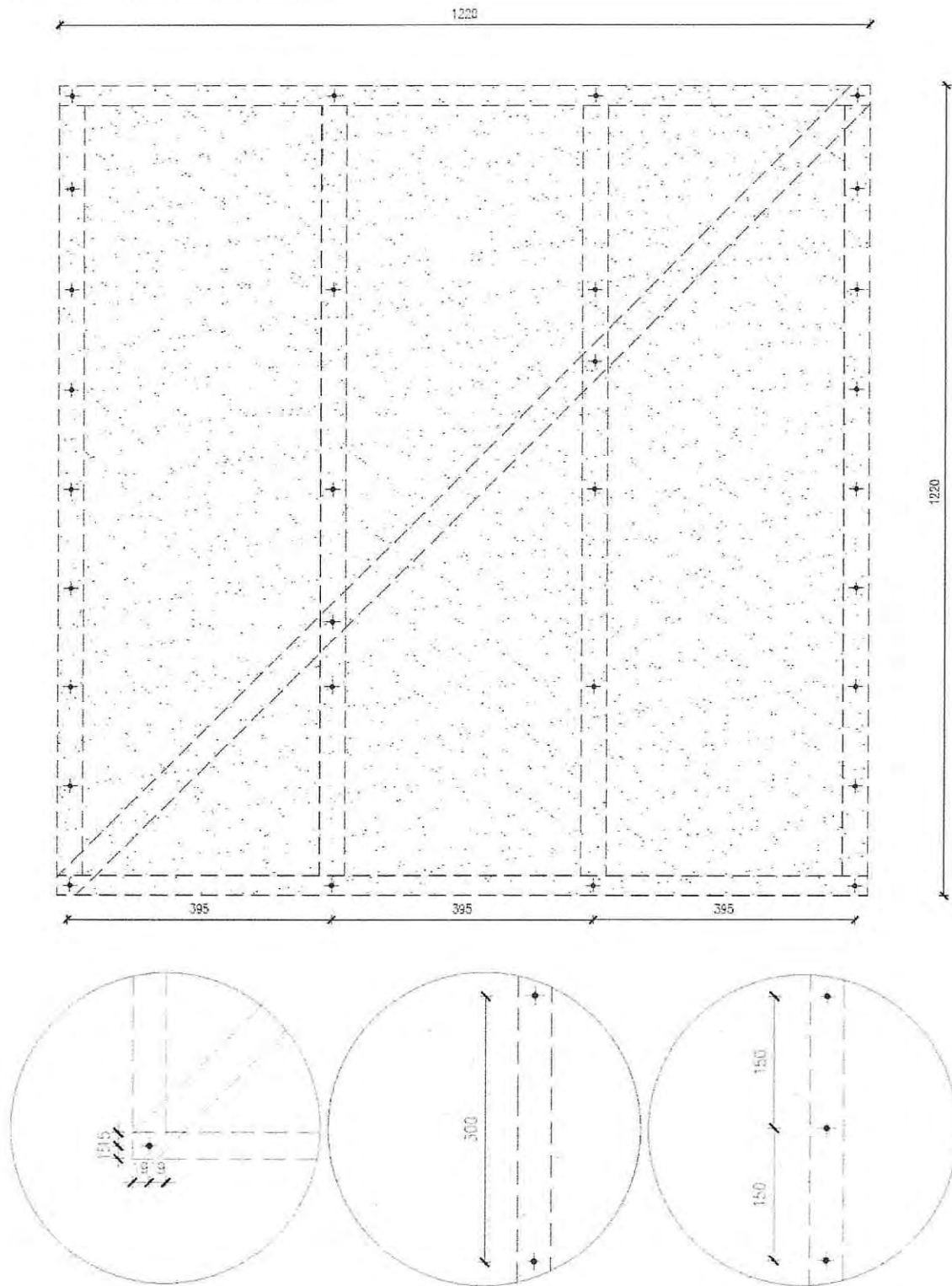


Figura 4.11- Vista frontal y detalles tornillos en montantes

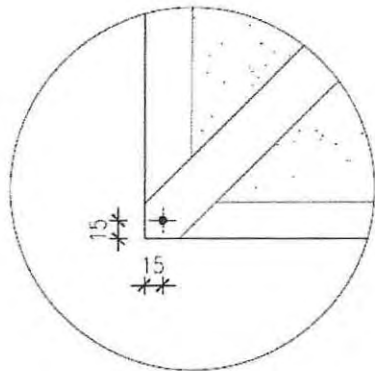
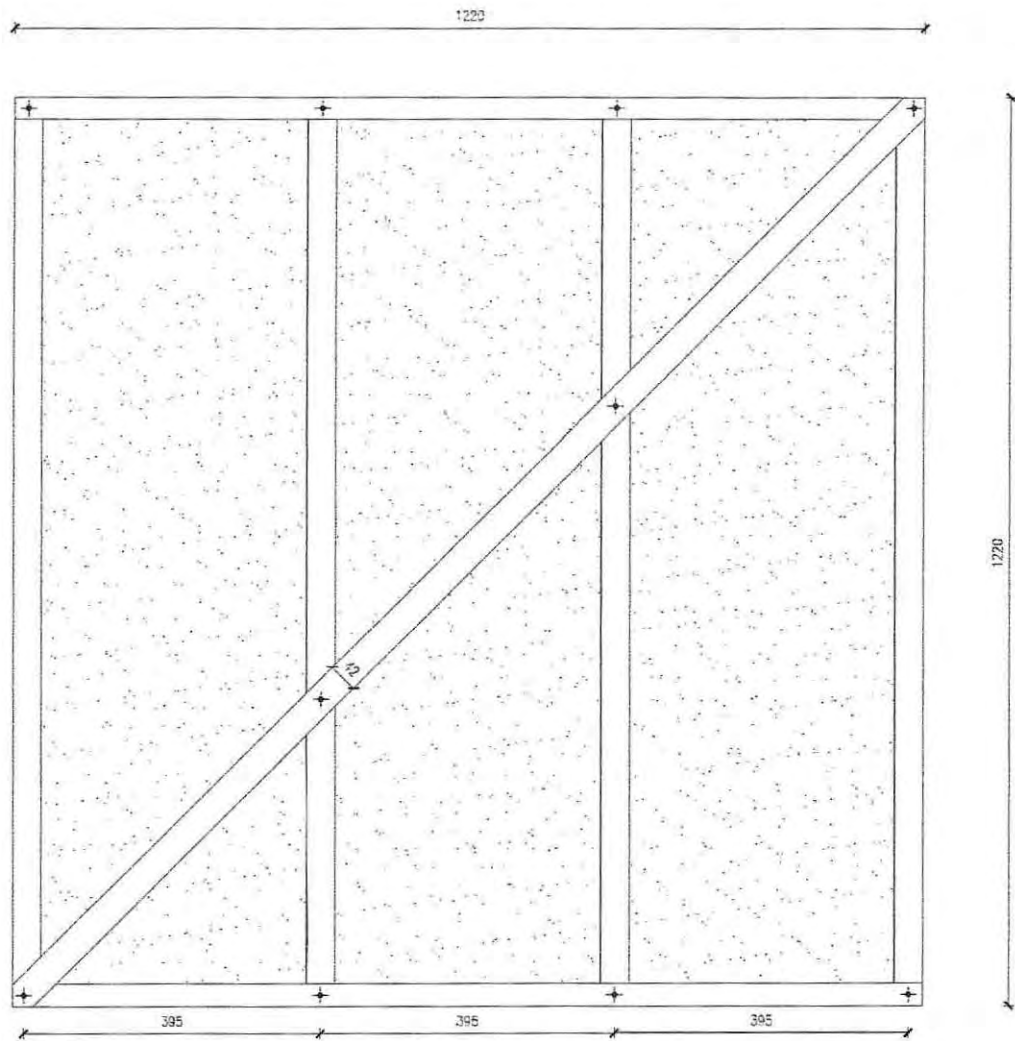


Figura 4.12- Vista reverso y detalle tornillos en diagonal

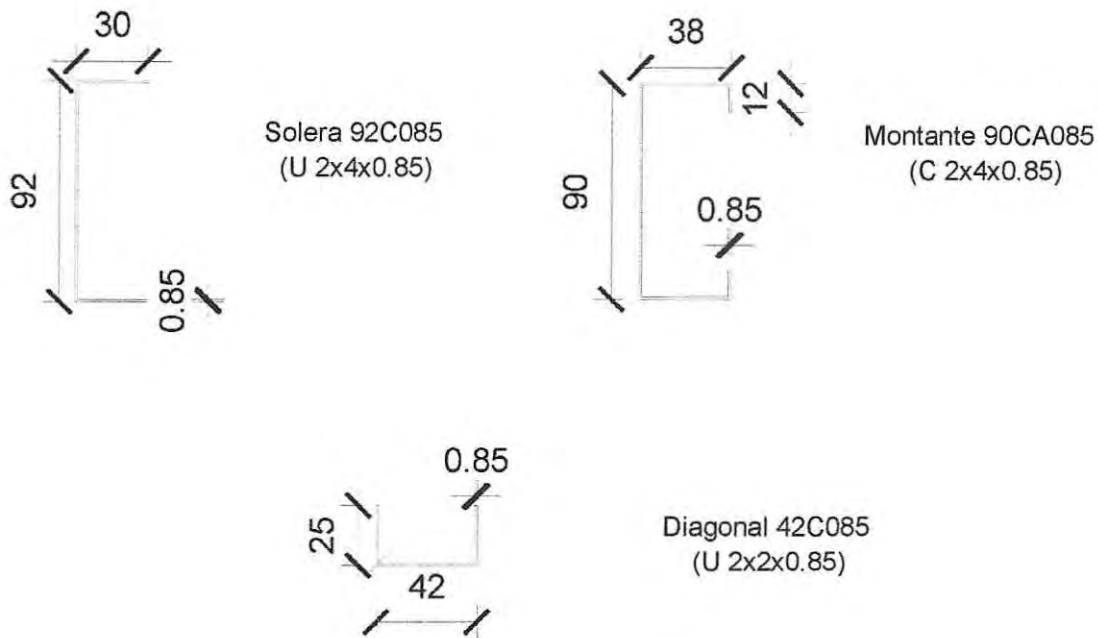


Figura 4.13- Perfiles metálicos panel ensayo

Debido a la poca disponibilidad de perfiles es que se recurrió a la serie 085. Como no había perfiles PL ni gusset a la hora de confeccionar los paneles es que las pletinas serán reemplazadas por un perfil C cortado de manera adecuada para ser ensamblado y se atornillará directamente en los perfiles de la unión solera-montante.



Figura 4.14- Perfiles C (U) y CA (C)

Para este ensayo se armaron dos tipos paneles compuestos por los perfiles mencionados previamente y planchas de OSB con la diferencia de que uno cuenta con la adición de perfil C en sus diagonales (Figura 4.18). Para conectar las diagonales los perfiles 42C085 fueron cortados de tal manera que pudieran calzar con la montante presente de este modo se les corto el ala por lo que el ancho efectivo de estas es solamente el alto del alma.



Figura 4.15- Ensamble diagonal



Figura 4.16- Panel sin diagonales



Figura 4.17- Panel sin diagonales montado en marco de carga



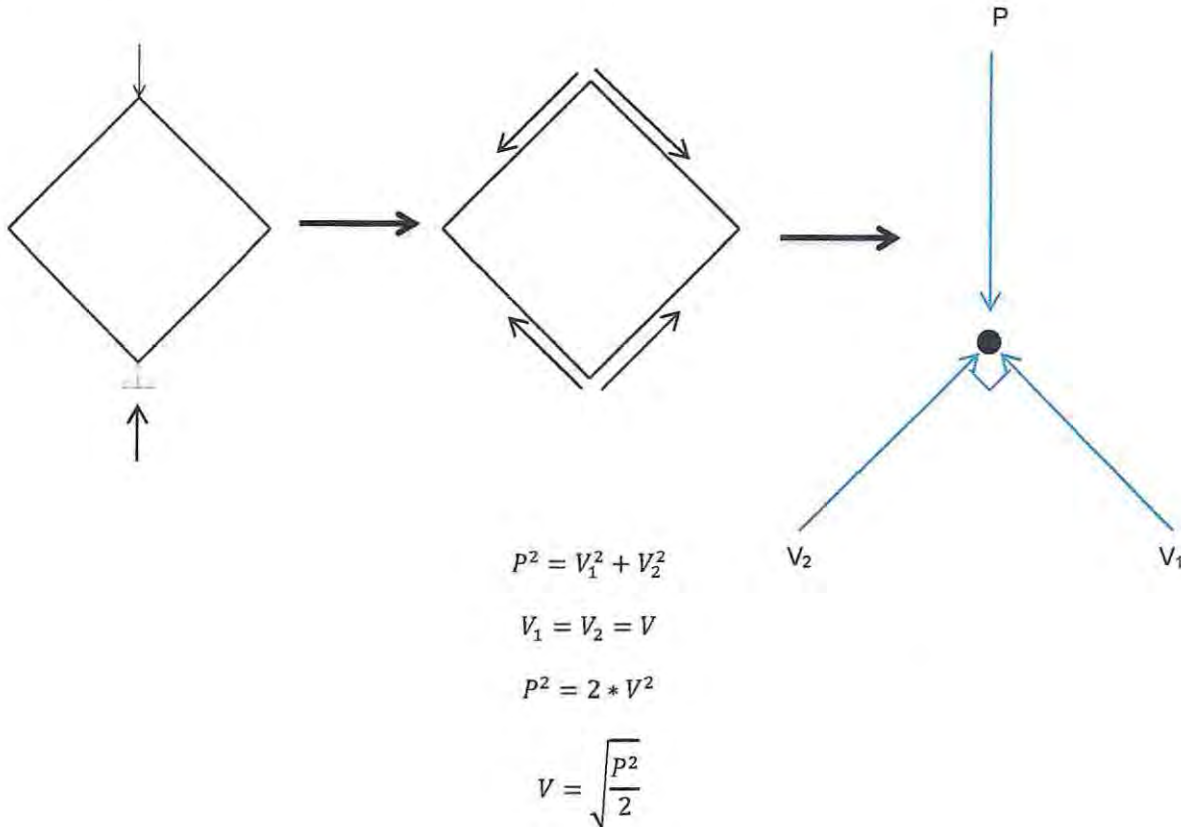
Figura 4.18- Panel con diagonales



Figura 4.19- Panel con diagonales montado en marco de carga

4.4 Resultados ensayo

Para el ensayo ASTM E - 564 es necesario saber qué cantidad de fuerza es aplicada como corte por las soleras por tanto para determinar esto se debe hacer una suma vectorial para descomponer la fuerza aplicada:



Recordando que el gato hidráulico solo mide presión esta se debe transformar en fuerza. Tomando como referencia la medida en Bar:

$$1[\text{Bar}] = 1.02 [\text{Kg}/\text{cm}^2]$$

Por tanto necesitamos determinar el área de aplicación de fuerza del gato. De la información del fabricante se sabe que el diámetro de éste es de aproximadamente 5 cm entonces el área:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 5^2}{4} = 19.63 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Presión} * \text{Área} = \text{fuerza}$$

$$1.02 [\text{Kg}/\text{cm}^2] * 19.63 [\text{cm}^2] = 20.02 [\text{kg}]$$

Entonces cada bar medido en el gato equivale aproximadamente a 20 kg de fuerza. Con este dato ya podemos analizar la información obtenida del ensayo.

Tabla 4.1- Resultados del ensayo del panel sin diagonales

Presión [bar]	Desplazamiento [cm]	Fuerza cortante [kg]	Δ [cm]
10	0.03	141.6	0.04
13	0.098	184.0	0.14
16	0.207	226.5	0.29
20	0.294	283.1	0.42
20	0.305	283.1	0.43
20	0.4	283.1	0.57

Tabla 4.2- Resultados del ensayo del panel con diagonales

Presión [bar]	Desplazamiento [cm]	Fuerza cortante [kg]	Δ [cm]
15	0.05	212	0.07
15	0.1	212	0.14
20	0.15	283	0.21
25	0.2	354	0.28
30	0.38	425	0.54
40	0.45	566	0.64
40	0.5	566	0.71
35	0.63	495	0.89
40	0.7	566	0.99
42	0.75	595	1.06
50	0.8	708	1.13
50	0.85	708	1.21
50	0.9	708	1.28
50	0.95	708	1.35
52	1	736	1.42
55	1.1	779	1.56
56	1.15	793	1.63
60	1.195	849	1.70

4.4.1 Panel sin diagonales

En el caso del panel sin diagonales este fallo de manera prematura con una carga de 235 kg/m Debido a la forma en que se apoyaron los paneles se presentó un tipo de falla no esperado para este tipo de paneles, el alabeo de la plancha de OSB (Figura 4.22). Producto de esto se observó a medida que se cargaba el panel como las uniones OSB-acero comenzaban a separarse (Figura 4.20) ya sea quedando el tornillo adosado al OSB desprendiéndose del montante o quedando fijo en el montante perforando el OSB. Ya hacia el final se observó el efecto de pandeo local en los perfiles metálicos (Figura 4.21) de las soleras (perfil C). Por último el panel colapso al rajarse el OSB debido al pronunciado alabeo al cuál fue sometido (Figura 4.22).

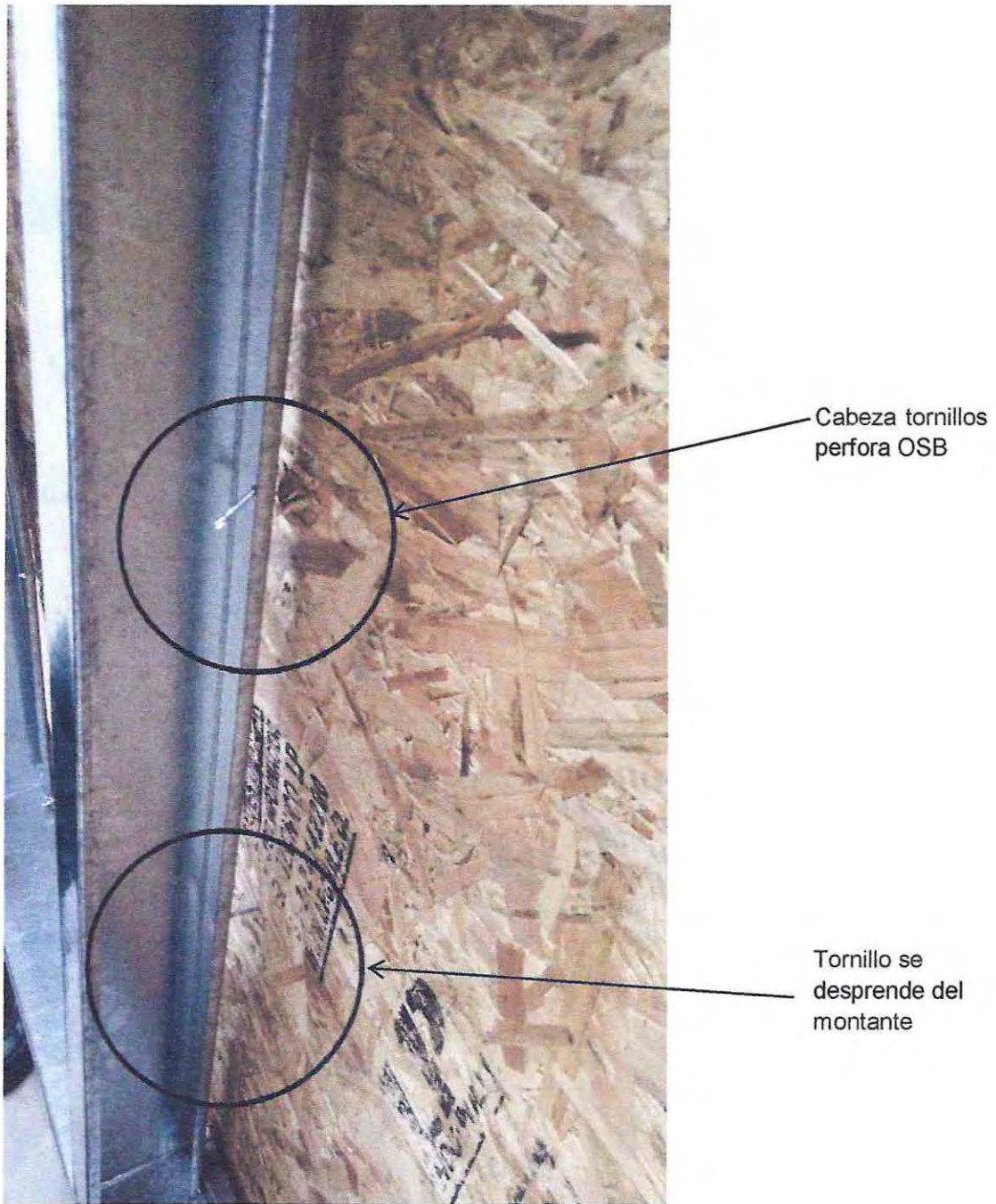


Figura 4.20- Fallo de unión tornillos

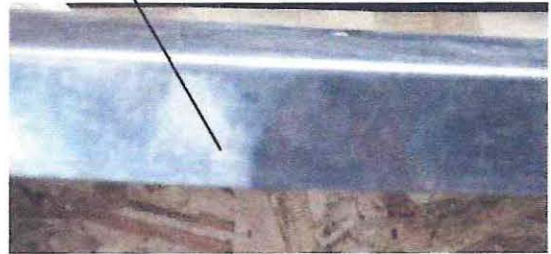


Figura 4.21- Pandeo local perfil C

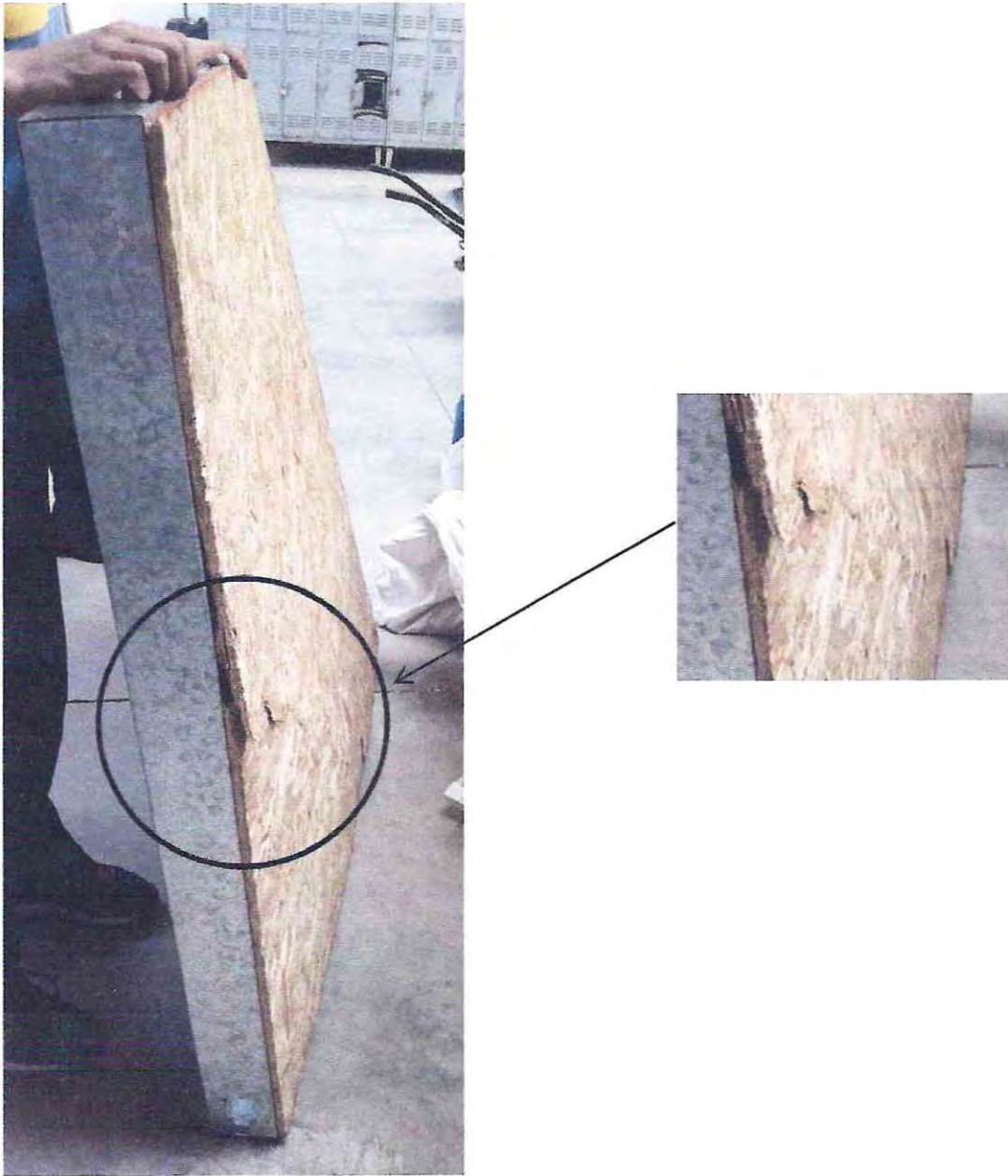


Figura 4.22- Estado final panel sin diagonales. OSB se raja debido al excesivo alabeo

4.4.2 Panel con diagonales

Esta configuración fue cargada sin colapsar hasta una carga aproximada de 700 kg/m. El primer tipo de falla que se produjo fue el desgarro de bloque (Figura 4.23). Esto era algo que se esperaba puesto que la unión diagonal-montantes se hizo solamente con un tornillo¹⁰.

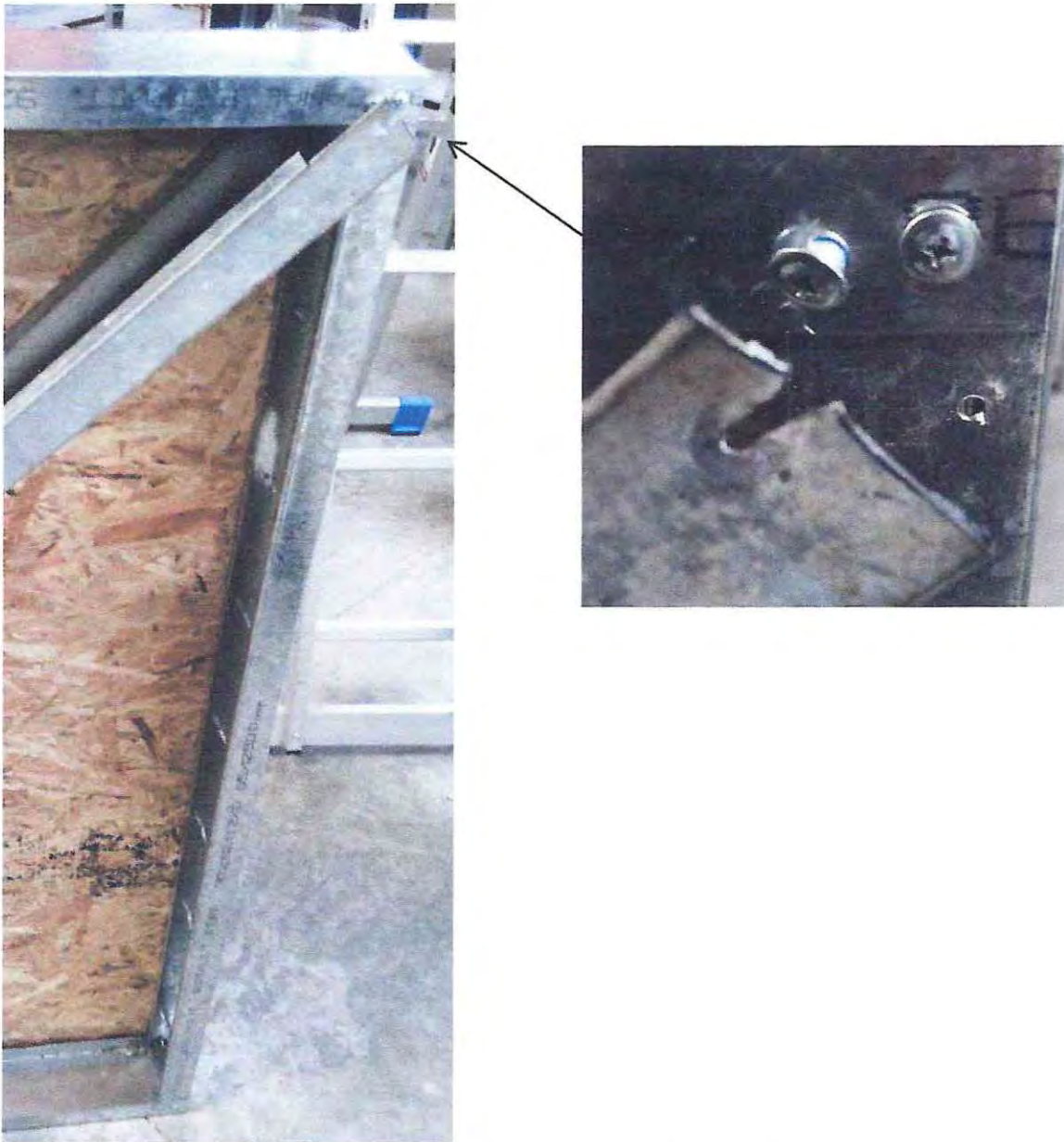


Figura 4.23- Desgarro de bloque en diagonal

¹⁰ A pesar de que el manual CINTAC especifica que la unión se deba realizar con una cantidad de pernos calculados(en este caso 4), de acuerdo a lo conversado con gente que trabaja en la confección de este sistema constructivo, la unión pletina-montante se suele hacer con un solo tornillo en cada intersección

En este panel también se produjo el alabeo del OSB producto de lo cual también se desprendieron las uniones cediendo los tornillos del OSB o del perfil metálico. En este caso se produjo el efecto de pandeo local en los montantes presuntamente debido a la carga transmitida por la diagonal (Figura 4.24). Este panel no se pudo llevar a la rotura debido al pronunciado alabeo que pudo haber producido que este se saliera de los apoyos siendo peligroso cargarlo demasiado.



Figura 4.24- Pandeo local montante CA

4.4.3 Módulo de corte

Para determinar el módulo de corte se debe hacer la gráfica de fuerza v/s desplazamiento, determinar la parte de comportamiento lineal-elástico y realizar la linealización de esta zona.

Analizando la ecuación para determinar el módulo de corte se puede conseguir la relación entre esta y la ecuación de la recta.

$$G = \frac{V * L}{A * \Delta} \quad (2)$$

Despejando la fuerza aplicada (V) en función del desplazamiento obtenido (Δ):

$$V = \left(\frac{G * A}{L} \right) * \Delta \quad (13)$$

$$Y = m * X \quad (14)$$

$$m = \frac{G * A}{L} \quad (15)$$

Con la ecuación 15 se puede ver que la pendiente de la linealización de la curva fuerza/deformación obtenido en el ensayo se relaciona directamente con el módulo de corte.

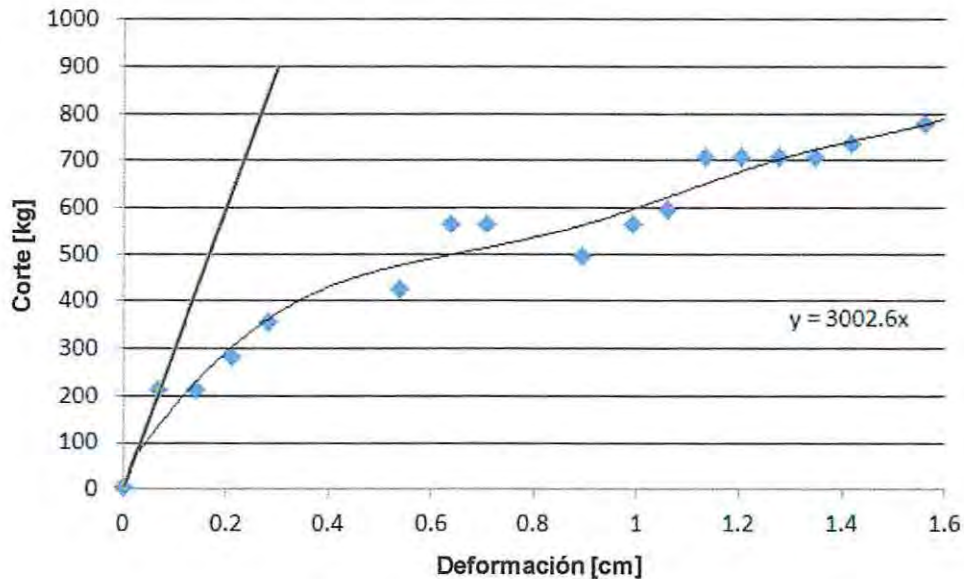


Figura 4.25- Curva fuerza/deformación panel con diagonales

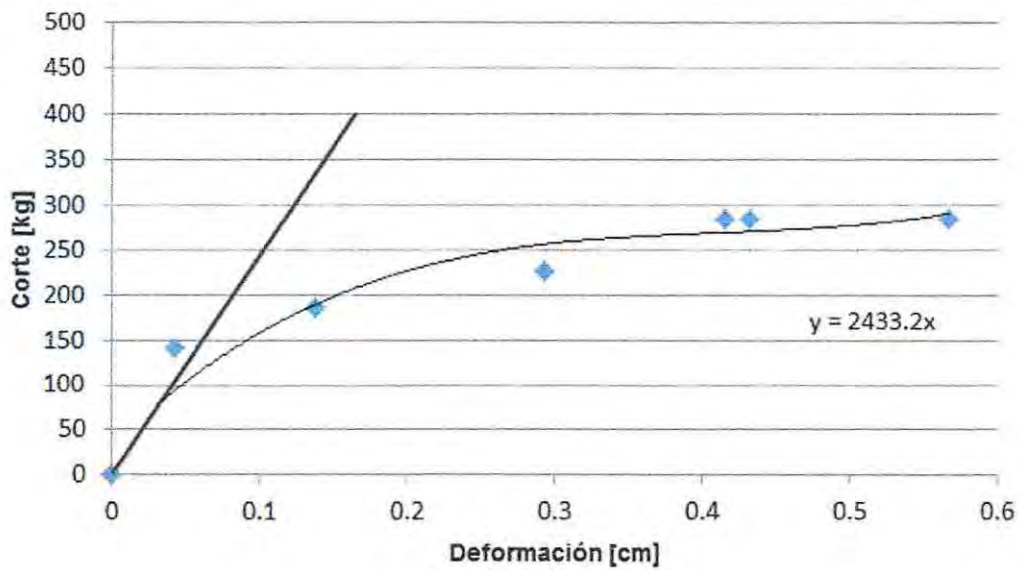


Figura 4.26- Curva fuerza/deforcación panel sin diagonales

Al suponer un comportamiento lineal elástico se ingresó el valor de desplazamiento cero con fuerza igual a cero y a partir de ahí se realizó la linealización de ambas curvas. La pendiente promedio es de 2718 kg/cm lo que significa un módulo de corte de $2448 \approx 2500 \text{ kg/cm}^2$ (considerando un ancho para el área de corte igual al espesor de la plancha de OSB). Esto significa un módulo de elasticidad para la modelación de 6500 kg/cm^2 (con un módulo de Poisson de 0.3).

Usando las formulas ASTM y dividiendo estos valores por el ancho del panel considerado al corte (1.11 cm), se puede determinar cómo varía el módulo a medida que se aumenta la carga de corte.

Tabla 4.3- Variación del módulo de corte panel sin diagonales

Presión [bar]	Desplazamiento [cm]	Fuerza cortante [kg]	Δ [cm]	G' [kg/cm]	G [kg/cm ²]
13	0.098	184	0.14	1327	1196
16	0.207	227	0.29	773	697
20	0.294	283	0.42	680	613
20	0.305	283	0.43	656	591
20	0.4	283	0.57	500	450

Tabla 4.4- Variación del módulo de corte panel con diagonales

Presión [bar]	Desplazamiento [cm]	Fuerza cortante [kg]	Δ [cm]	G' [kg/cm]	G [kg/cm ²]
15	0.1	212	0.14	1501	1352
20	0.15	283	0.21	1334	1202
25	0.2	354	0.28	1251	1127
30	0.38	425	0.54	789	711
40	0.45	566	0.64	889	801

4.5 Análisis de resultados

Mediante la determinación del módulo de corte a partir de la linealización de resultados obtenidos mediante el ensayo de paneles se llega a un resultado menor al obtenido del análisis computacional. Considerando esto es que se propone definir un rango de valores para la modelación de este sistema constructivo mediante el uso del módulo de elasticidad:

- El límite superior se calculó computacionalmente, obteniendo un valor de 21289 kg/cm².
- El límite inferior obtenido de los ensayos se estimó como 6500 kg/cm² que se aproximará a 10000 kg/cm² debido a las incertidumbres¹¹ propias del ensayo realizado.

Para llevar a cabo el modelamiento práctico se propone la modelación con paneles equivalentes con un material ficticio que refleje el comportamiento de este sistema constructivo. Este modelamiento se hará con muros (Wall section) definidos con un espesor de 10 cm por tanto las características de estos son las siguientes:

Tabla 4.5- Propiedades modelación practica

Espesor [cm]	Módulo de Poisson	Módulo de elasticidad [kg/cm ²]	
		Límite inferior	Límite superior
10	0.3	1000	2400

El límite inferior puede dar lugar a valores muy conservadores recordando que no se contaba con equipo especializado para medir desplazamiento y fuerza aplicada al panel por lo que las curvas obtenidas no son totalmente representativas del comportamiento de este sistema constructivo.

11

- Equipo posiblemente mal calibrado (gata hidráulica)
- Deformación de la viga en el centro al transmitir fuerzas del panel
- Pernos que fijan la viga central pueden ceder
- Cuña metálica usada como apoyo para medir deformación se giraba midiendo deformaciones mayores

Capítulo 5

5. Modelamiento de una vivienda mediante aplicación de resultados

5.1 Vivienda modelo

En este capítulo se realizará un modelamiento práctico de una vivienda con las características necesarias para ser modelado con los parámetros obtenidos en el capítulo 3 y capítulo 4.

Esta vivienda está compuesta por casas pareadas de dos pisos, con una superficie aproximada de 47 m² cada una. El primer piso está compuesto por una terraza, una sala de estar-comedor, cocina y un baño. En la segunda planta se encuentran tres habitaciones, una matrimonial y dos individuales.

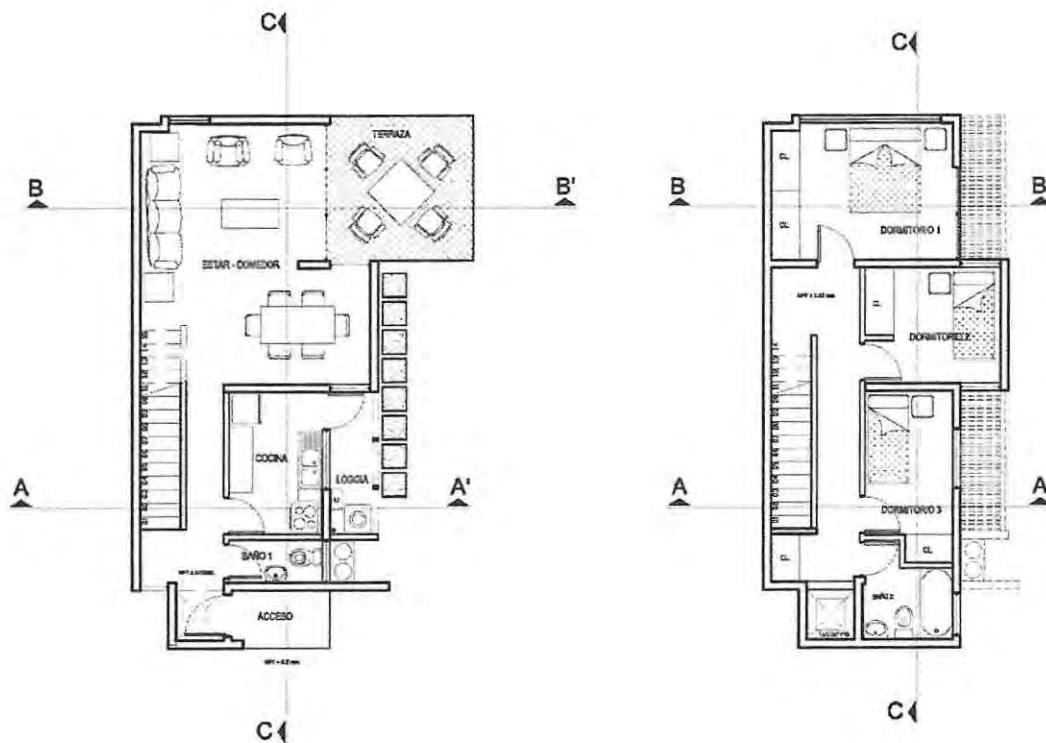


Figura 5.1- Planta arquitectura primer y segundo piso respectivamente vivienda unifamiliar [21]

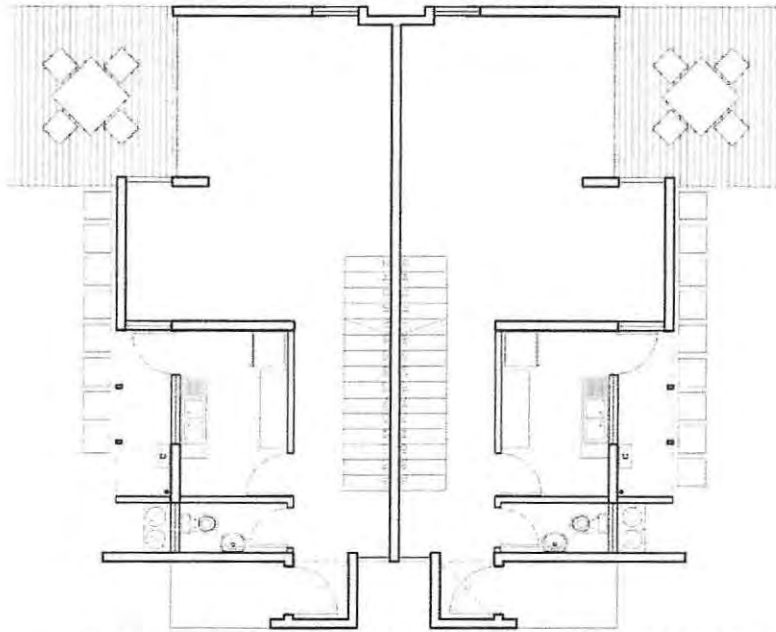


Figura 5.2- Planta arquitectura primer piso vivienda pareada [21]

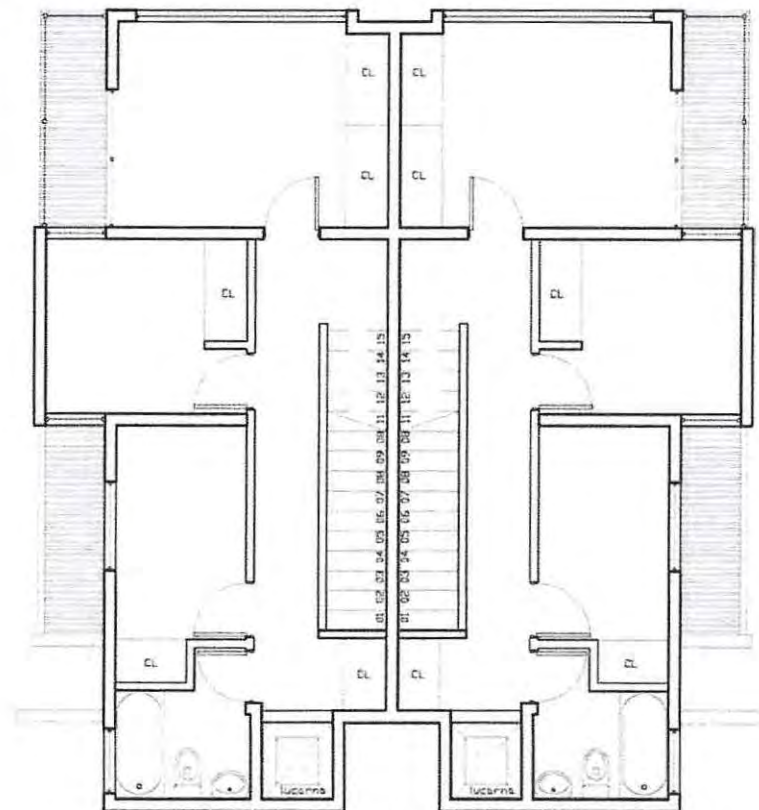


Figura 5.3- Planta arquitectura segundo piso vivienda pareada [21]

Esta vivienda está destinada para ser de uso habitacional por lo que la normativa vigente para determinar la sobrecarga de uso corresponde a la norma NCh 1537 of. 2009 Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso. En ésta se propone una sobrecarga uniformemente distribuida de 200 kg/m^2 para una vivienda y la sobrecarga de techo en 100 kg/m^2 .

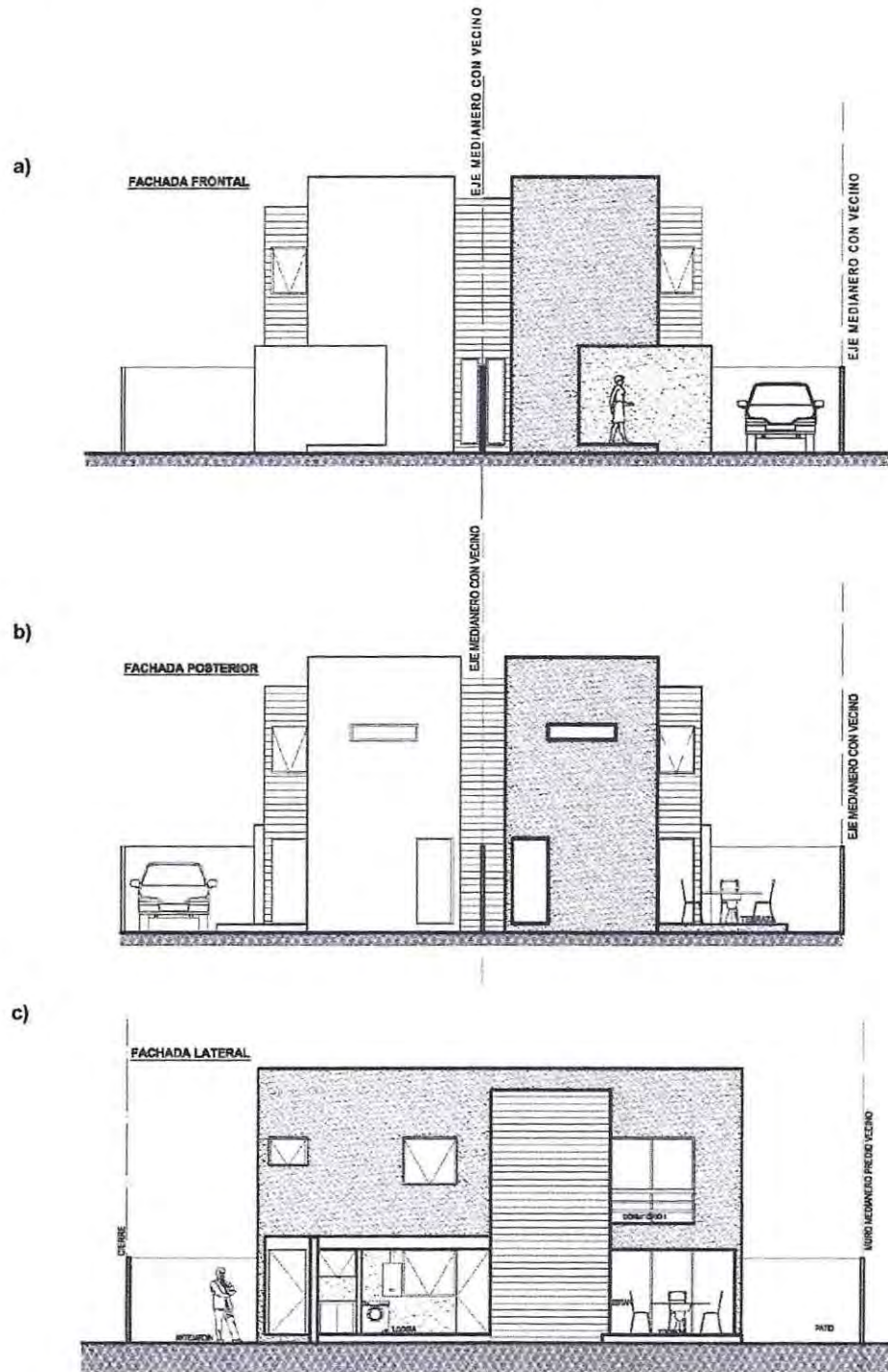


Figura 5.4- Fachadas vivienda modelo [21]

- a) Fachada frontal
- b) Fachada posterior
- c) Fachada lateral

La sobrecarga por peso propio se supuso como 150 kg/m^2 para el primer piso, mientras que la sobre carga de techo se estimó en 50 kg/m^2 (valores de peso propio usuales).

Esta vivienda tiene una altura de 6.4 m en la parte más elevada y una altura de alero de 5 m. El ancho de techo es de 8 m formando un ángulo en la cercha de 15°

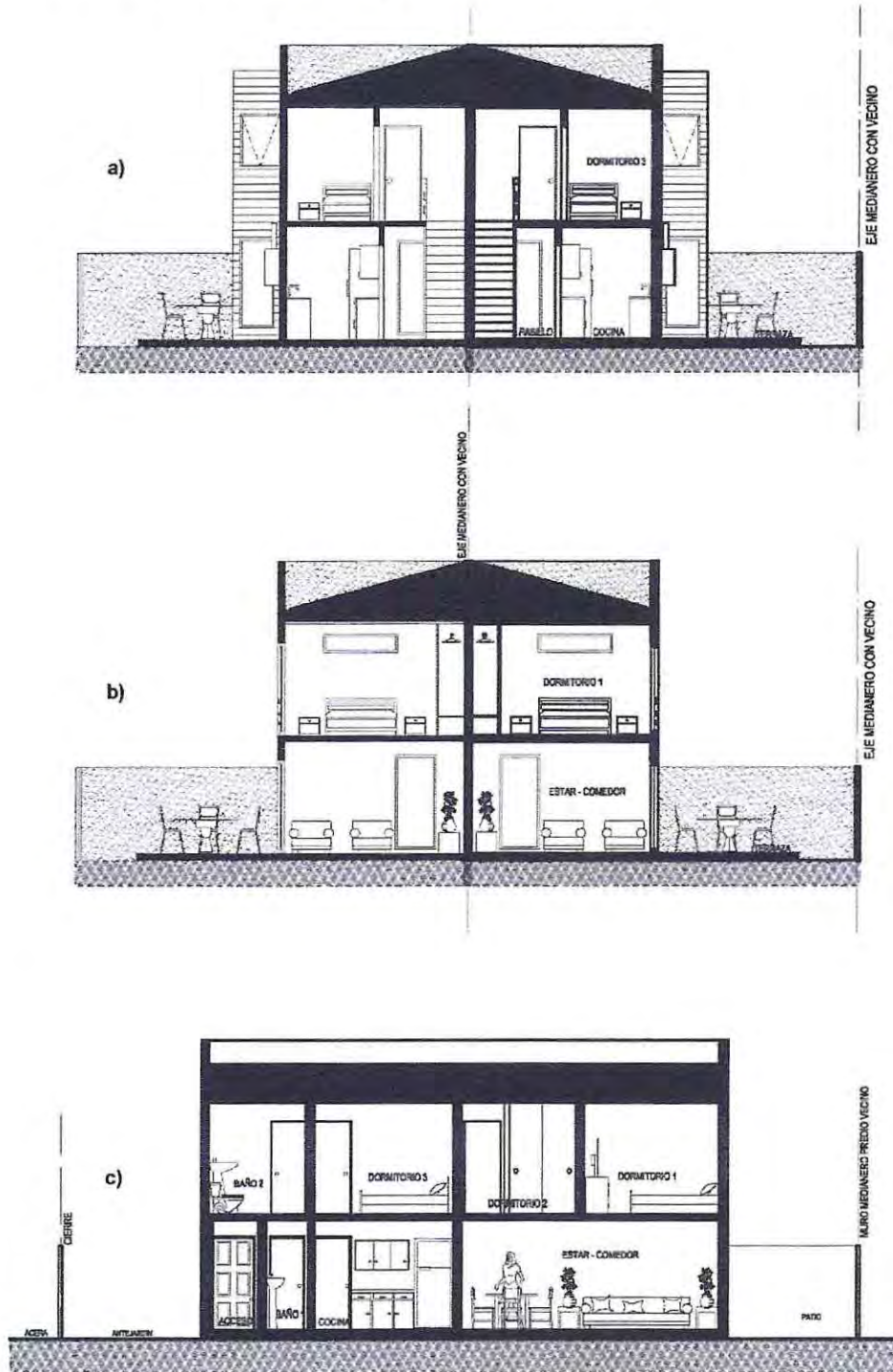


Figura 5.5- Cortes planos arquitectura [21]

- a) Corte A-A'
- b) Corte B-B'
- c) Corte C-C'

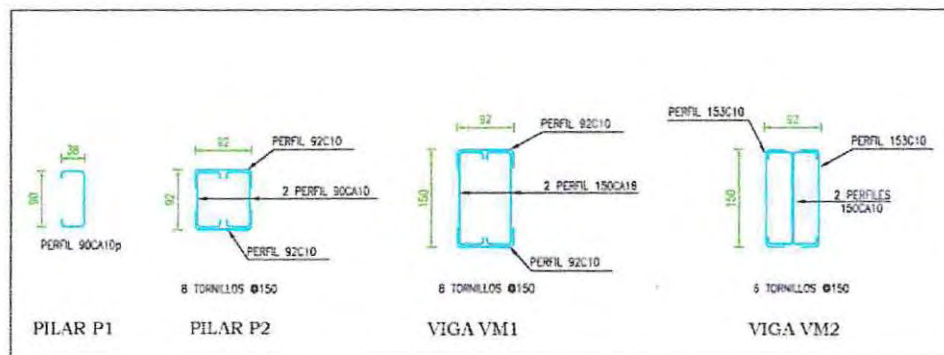
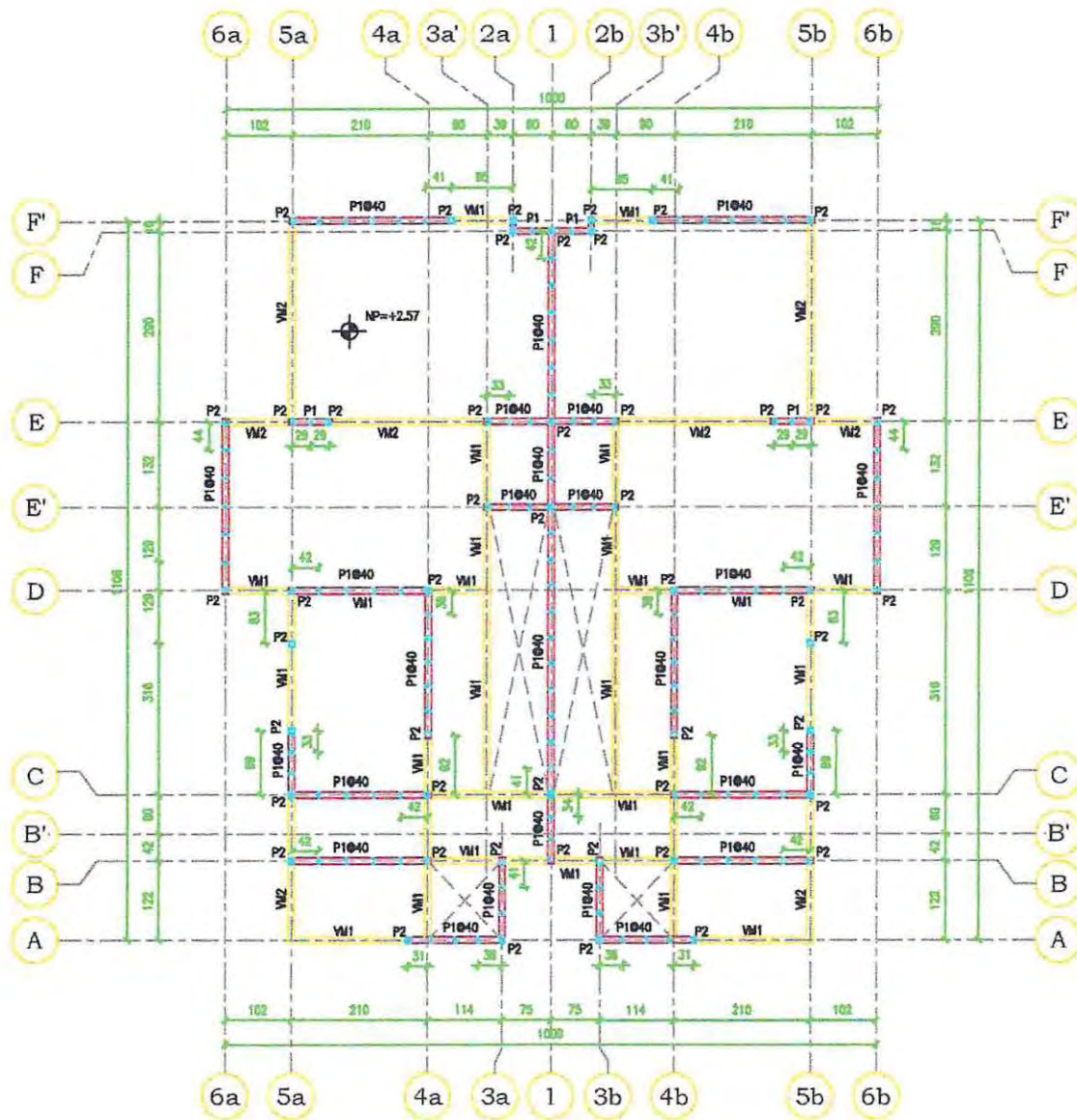


Figura 5.6- Plano estructural cielo primer piso [22]

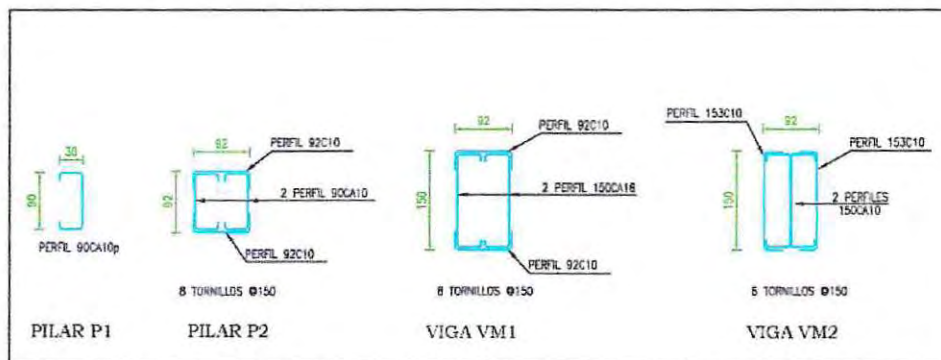
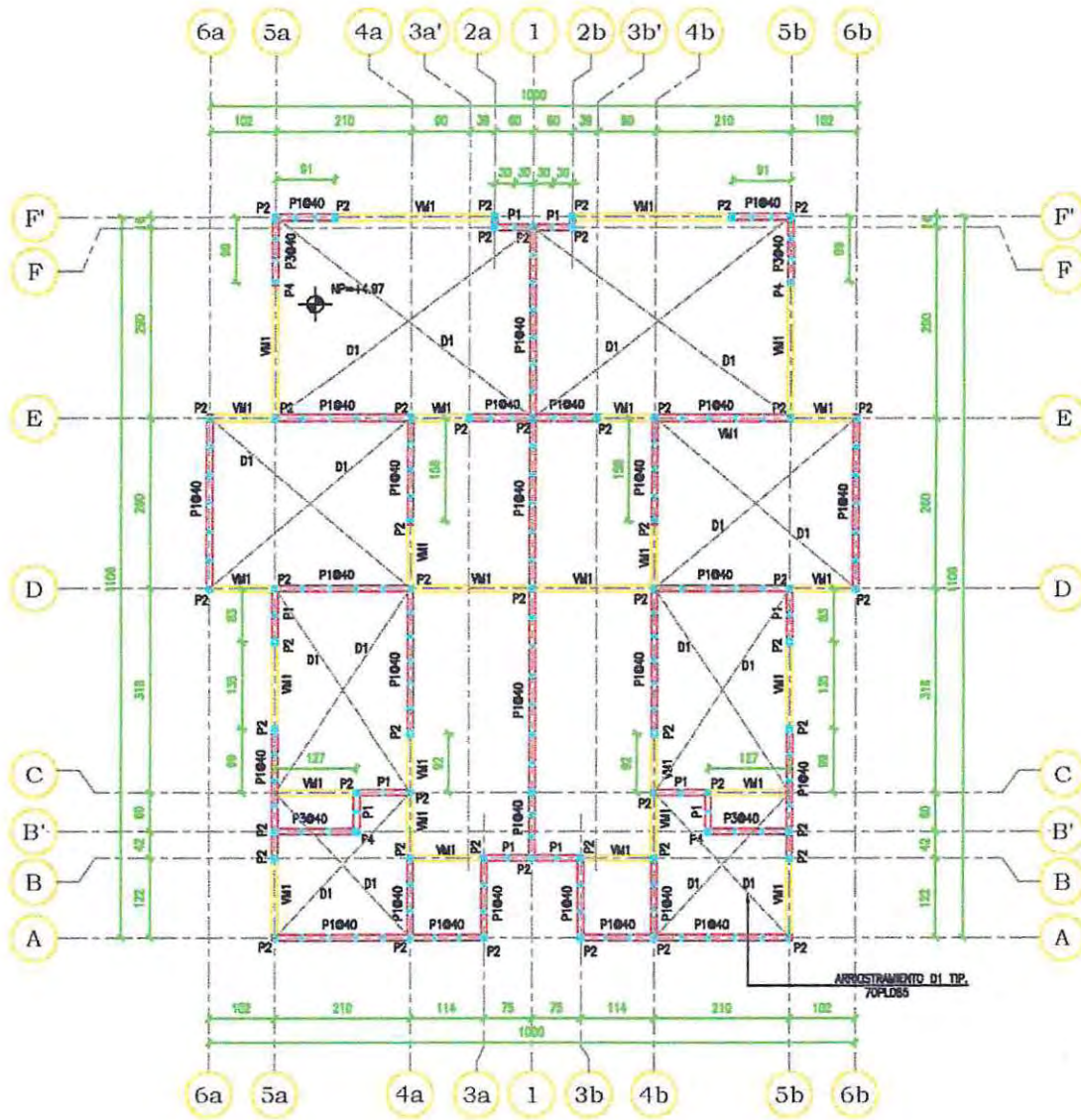


Figura 5.7- Plano estructural cielo segundo piso [22]

5.2 Modelo estructural

A fin de realizar un modelamiento práctico los muros estructurales serán reemplazados por paneles equivalentes mediante una sección de muro (Wall section), todos los materiales modelados tendrán masa igual a cero a fin de agregar manualmente la carga muerta y la carga viva asumida en el cálculo de esta.

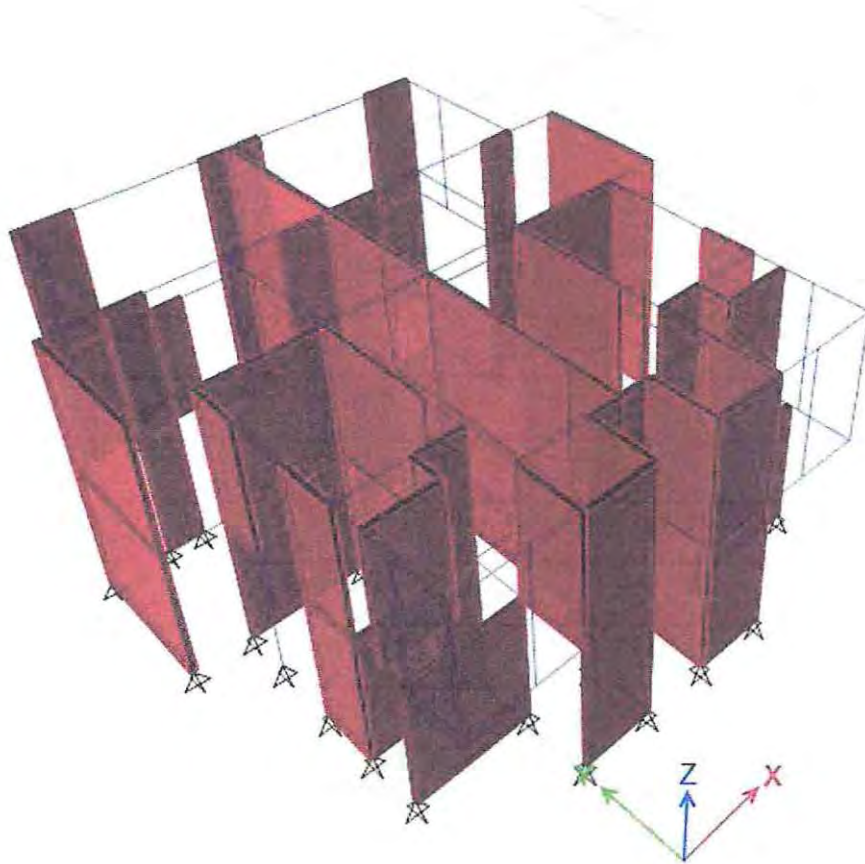


Figura 5.8- Modelo estructural 3D

Los elementos en color rojo representan los paneles equivalentes de espesor 10 cm mientras que los elementos en azul representan el acero estructural, tanto como las vigas maestras y los pilares compuestos.

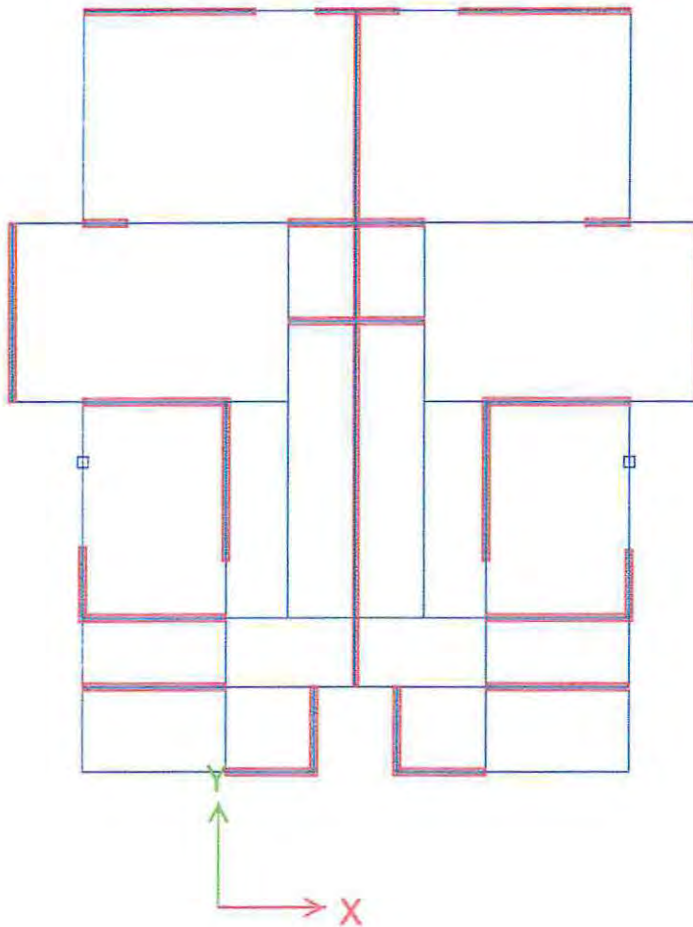


Figura 5.9- Planta primer piso modelo estructural

La altura de pisos de este modelo es de 2.5 m por tanto la máxima altura del modelo es de 5 m. Al momento de representar las cargas de viento estas serán directamente aplicadas a las vigas maestras que corresponda.

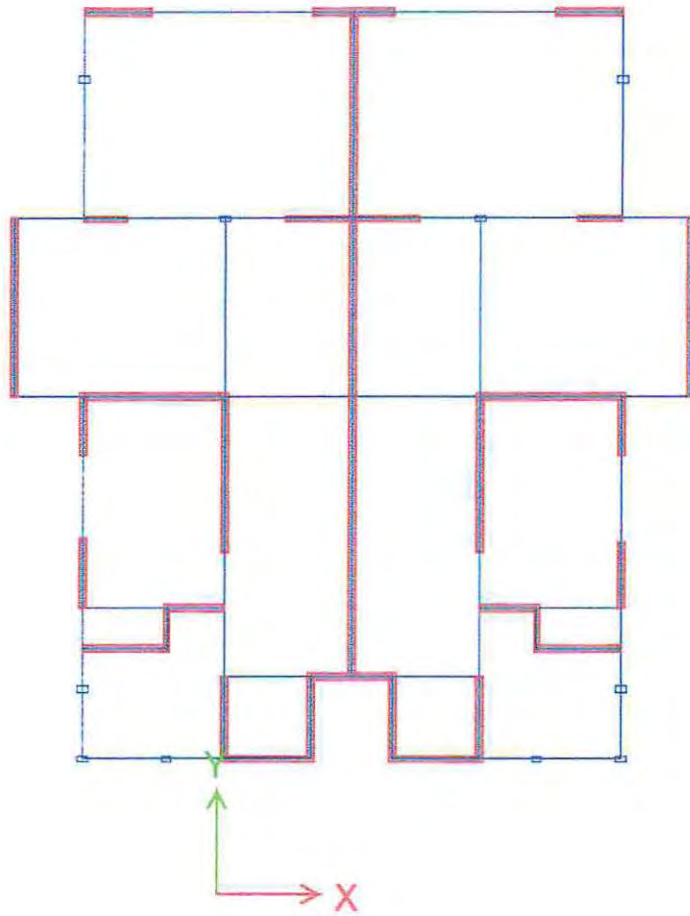


Figura 5.10- Planta segundo piso modelo estructural

5.3 Sismo v/s viento

Una vez estructurada la vivienda es necesario determinar que sollicitación será la que controle el diseño por lo cual es necesario comparar las fuerzas producto del viento con las fuerzas sísmicas a las que la vivienda puede ser sollicitada.

5.3.1 Sismo

La vivienda se supone ubicada en la región de Valparaíso, por tanto está en la zona sísmica III, destinada a uso habitacional por lo que la categoría de ocupación corresponde al tipo II sobre un suelo del tipo C.

La normativa vigente para el diseño sísmico en Chile es la norma NCh 433.0f1996 modificada en 2009, "diseño sísmico de edificios". La vivienda modelo cumple con los requisitos necesarios para realizar un **análisis estático** al ser una vivienda de no más de 5 pisos y de altura no mayor a 20 m.

El coeficiente sísmico máximo C_{max} depende del factor de modificación de respuesta R. Para este tipo vivienda no se tiene certeza sobre el tipo de material estructural al ser un sistema compuesto por distintos materiales por tanto se usará el menor factor impuesto para los materiales con un comportamiento similar frente a sollicitaciones sísmicas. El factor R para estructuras de madera es de 5.5 mientras que para marcos concéntricos corrientes de acero estructural este valor es de 3 por tanto se considerará un C_{max} de $0.6 SA_0/g$.

Los parámetros que dependen del uso de suelo se toman del Decreto Supremo N° 61 (D.S n° 61) del cual solo se necesita el valor S igual a 1.05

La aceleración efectiva según NCh 433 es 0.4g.

$$C_{max} = \frac{0.6 * S * A_0}{g} = \frac{0.6 * 1.05 * 0.4 * g}{g} = 0.253 \approx 0.25$$

Esto quiere decir que el 25% de la masa del edificio se mueve con el movimiento sísmico. El peso sísmico se considera como el peso propio más un porcentaje de la sobrecarga de uso no inferior al 25%. En el modelo estructural el área total por piso en el modelo es de 80.26 m^2 para el primero y 92 m^2 para el segundo.

$$D = A * P_p = 80.26 * 150 + 92 * 50 = 16639 \text{ kg}$$

$$L = A * S_c = 80.26 * 200 + 92 * 100 = 25252 \text{ kg}$$

$$P = D + 0.25L = 16639 * 0.25 + 25252 = 22952 \approx 23000 \text{ kg}$$

El corte basal Q_0 de diseño sísmico viene dado por:

$$Q_0 = C * I * P$$

$$Q_0 = 0.25 * 1 * 23000 = 5750 \text{ kg}$$

5.3.2 Viento

La fuerza de viento mínima según la norma NCh 432-2010 diseño estructural – cargas de viento es de 50 kg/m^2 un valor muy poco conservador para hacer un análisis comparativo por lo que se supondrá una carga de viento de 100 kg/m^2 .

En la dirección X el largo por el cual es golpeado por el viento es de 11 m y en la dirección Y el largo es de 10 m.

El corte basal debido a viento para cada dirección:

$$V_x = 11 * 5 * 100 = 5500 \text{ kg}$$

$$V_y = 10 * 5 * 100 = 5000 \text{ kg}$$

5.3.3 Fuerzas de diseño

Al comparar los cortes basales obtenidos para cada sollicitación se opta por el de mayor magnitud por tanto se tomará como referencia el caso sísmico para la modelación práctica.

Tabla 5.1- Corte basal modelo

Solicitación	Corte basal [kg]
Sismo	5750
Viento X	5500
Viento Y	5000

5.4 Modelamiento

En los puntos anteriores de este capítulo se detalló la vivienda a modelar y los esfuerzos laterales a los que será sometido. Los resultados del modelamiento práctico muestran que usando el valor del módulo establecido como límite superior la vivienda se comporta dentro de los límites establecidos en la normativa chilena. Usando el límite inferior esta supera las deformaciones permitidas por NCh 433.

Tabla 5.2- Deformaciones sísmicas

Módulo de elasticidad [kg/cm ²]	Dirección sismo	Max desplazamiento absoluto modelo [mm]	Max desplazamiento entre pisos [mm]	Max desplazamiento entre pisos NCh 433 [mm]
2400	X	7.7	5.0	5
	Y	1.6	0.9	5
1000	X	17.7	12.1	5
	Y	3.9	1.8	5

5.5 Comentarios

Del modelamiento práctico se puede decir que al evaluar el comportamiento de la vivienda frente a la sollicitación sísmica usando el valor correspondiente al límite superior esta cumple con los requisitos establecidos en la NCh433. Por otra parte se observa que usando el valor correspondiente al límite inferior supera por mucho, 2.4 veces, los desplazamientos permitidos. Queda a criterio que valor usar dentro de este rango ya que el límite inferior a primera vista parece ser un valor muy conservador.

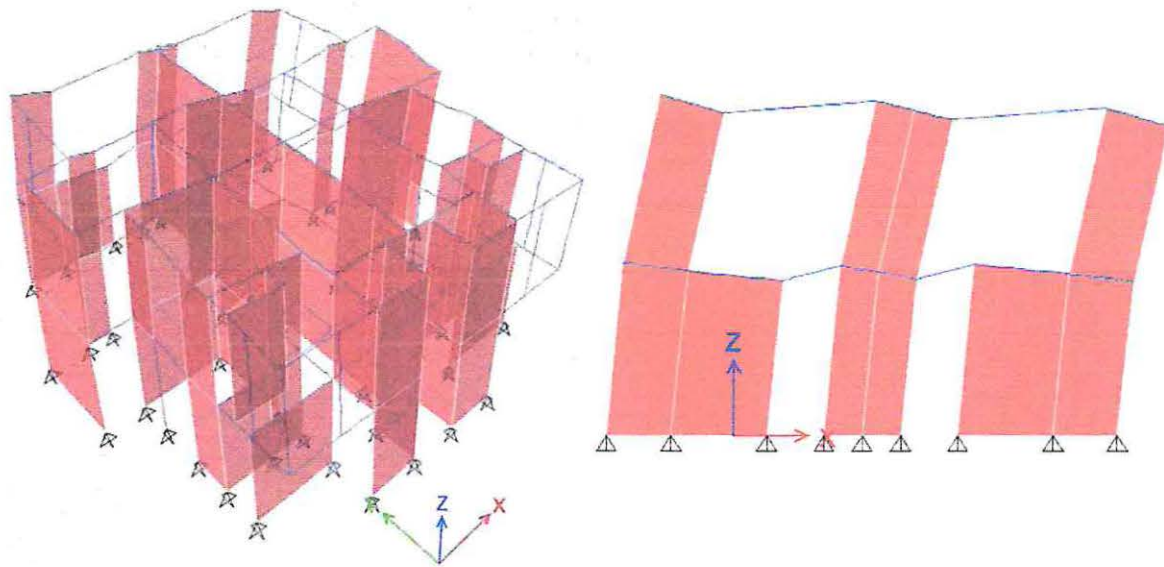


Figura 5.11- Deformada sismo en X escala 1:100 módulo 2400 kg/cm²

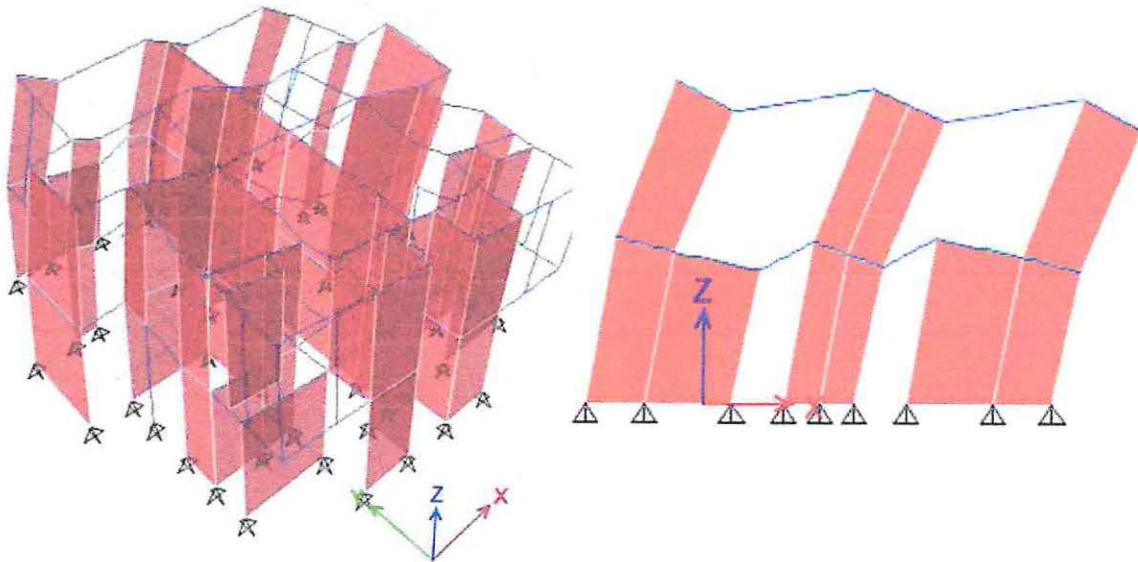


Figura 5.12- Deformada sismo en X escala 1:100 módulo 1000 kg/cm²

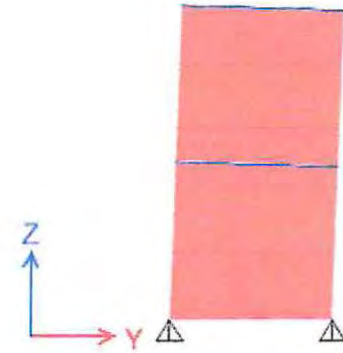
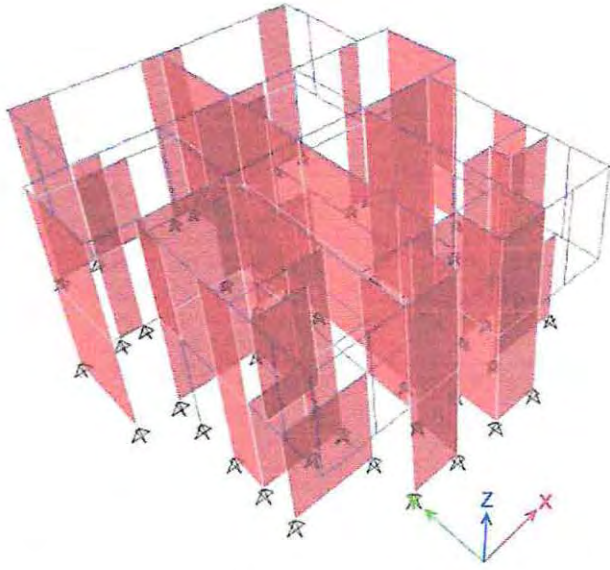


Figura 5.13- Deformada sismo en Y escala 1:100 módulo 2400 kg/cm^2

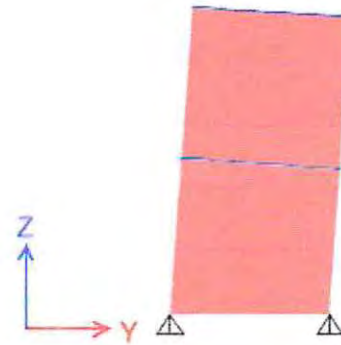
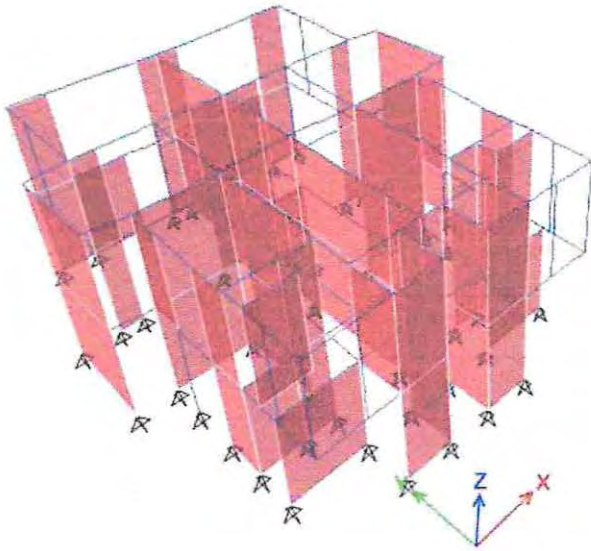


Figura 5.14- Deformada sismo en Y escala 1:100 módulo 1000 kg/cm^2

Capítulo 6

6. Conclusiones y comentarios finales

Conclusiones

- Del análisis computacional se observó que las pletinas toman en promedio un 20% del corte solicitante y reducen un 17% el desplazamiento horizontal.
- El módulo de elasticidad obtenido computacionalmente para el sistema sin enchapado de madera es notoriamente menor, aproximadamente un 30% al de los modelos con OSB.
- El sistema sin aglomerado de madera como componente arriostrante no es capaz de desarrollar los valores de resistencia admisible establecida en los manuales de diseño. En caso de tener que usar esta configuración se admite a lo máximo un corte nominal de 170 kg/m para viviendas de un piso usando secciones simples de canal atiesado en todos los montantes.
- Mediante el cálculo y la estimación de las resistencias admisibles de los componentes del sistema constructivo se demostró que son capaces de desarrollar sin problemas el corte nominal de 540 kg/m dentro de los límites de aplicabilidad establecido en los manuales de diseño, principalmente usando montantes dobles unidos espalda-espalda en los bordes.
- Para viviendas de un nivel este sistema constructivo es capaz de desarrollar el corte nominal de 540 kg/m sin la necesidad de usar pies derechos dobles en los extremos.
- El módulo de elasticidad para la modelación se estimó computacionalmente en 2400 kg/cm², con espesor de 10 cm.
- Del ensayo se determinó un módulo de elasticidad para modelación de 1000 kg/cm², con espesor de 10 cm.
- En vista de la diferencia de módulos ya que ninguno es totalmente representativo del sistema constructivo se propone un rango de valores para la modelación práctica con un límite inferior de 1000 kg /cm² y un límite superior de 2400 kg/cm² con espesor de muro igual a 10 cm.

Comentarios

- Del análisis computacional y mediante el cálculo y estimación de las resistencias nominales se estableció el corte en el OSB como mecanismo de falla para este sistema constructivo con pies derechos dobles en los extremos.
- Con montantes simples en los extremos el mecanismo de falla para viviendas de dos pisos es el pandeo local en el pie derecho de borde y para viviendas de un piso lo es el corte en el OSB.
- Del ensayo a compresión diagonal se observó que el mecanismo de falla del sistema constructivo es el desprendimiento de los tornillos. Esto sucede debido al alabeo del panel entorno a la plancha de OSB por lo que se debe tener cuidado a la hora de armar una vivienda usando este sistema asegurando que los paneles no sean susceptibles a este fenómeno.

- También se observó el fenómeno de pandeo local en los perfiles C que conforman la solera debido a que el ensayo de compresión diagonal genera compresión en ambos sentidos debido al par de fuerzas inducidas.
- Los paneles ensayados fueron elaborados usando los parámetros de los manuales de diseño excepto por la falta de pies derechos dobles en los extremos y la cantidad de tornillos en el borde de placa. Además la unión de las diagonales se hizo mediante un tornillo en cada extremo y en la intersección entre montantes y esta.
- La conexión entre la diagonal y los montantes de borde se calculó con cuatro tornillos pero se hizo mediante uno ya que en obra suele hacerse de esta manera en cada intersección entre montante-diagonal.
- El montante interior sufrió de pandeo local debido a la fuerza inducida por la unión de la diagonal.
- Para las magnitudes de carga (700 kg/m aproximadamente) el OSB no presentó problemas para resistir el corte inducido.
- Comparando los módulos de elasticidad estimados computacionalmente y mediante ensayos, se observa una gran diferencia. Esto se debe a que por una parte el análisis computacional se basa en un análisis ideal en el cual la transmisión de fuerzas por los componentes es perfecta e inmediata ignorando la presencia de los tornillos que son los que realmente se encargan de traspasar las fuerzas de un elemento a otro (OSB – acero) y a que el ensayo elaborado se llevó a cabo con instrumentos no especializados ni adecuados para medir con precisión la fuerza y el desplazamiento resultando en curvas fuerza-deformación no totalmente representativas.
- De la modelación se observó que usando el límite superior la vivienda modelo cumple con las deformaciones establecidas en la normativa vigente. Por otra parte el límite inferior produce deformaciones mayores a las permitidas. Por tanto se debe usar con criterio un valor dentro de este rango para el modelamiento computacional.

Como conclusión y en vista que ninguno de los métodos para tratar de determinar el módulo de corte equivalente (para este sistema constructivo) es realmente representativo debido a que por una parte el análisis computacional no considera la interacción entre las uniones de los elementos y los ensayos se llevaron a cabo mediante equipo no especializado. Por esto es que se propone un rango de valores en el cuál se debe elegir con criterio y prudencia a fin de tener una referencia para determinar los desplazamientos de la vivienda analizada.

Referencias

[1] Web "Arquitectura en Acero", sección historia, artículo "Steel Frame y entramados de perfiles conformados en frío".

<http://www.arquitecturaenacero.org/historia/teoria/steel-frame-y-entramados-de-perfiles-conformados-en-frio>

[2] Web "Hi supplier", imagen de referencia.

<http://shunli.en.hisupplier.com/product-78127-Cold-Formed-Steel-Sections.html>

[3] Asociación Latinoamericana del Acero, Alacero, "Steel Framing: Arquitectura", manual técnico del sistema "Steel Framing", edición 2006 – 2007.

[4] Cintac, "Manual de diseño Metalcon", manual de diseño, edición diciembre del 2012.

[5] Imagen de referencia "Madera terciada".

https://www.google.cl/search?hl=es419&site=img&source=hp&biw=1366&bih=669&q=OSB&oq=OSB&gs_l=img.3..0l10.1070.1469.0.1927.3.3.0.0.0.152.338.2j1.3.0....0...1ac.1.64.img..0.3.337.1P-B79CfC8Q#hl=es-419&tbm=isch&q=madera+terciada*

[6] Imagen de referencia "OSB".

https://www.google.cl/search?hl=es419&site=img&source=hp&biw=1366&bih=669&q=OSB&oq=OSB&gs_l=img.3..0l10.1070.1469.0.1927.3.3.0.0.0.152.338.2j1.3.0....0...1ac.1.64.img..0.3.337.1P-B79CfC8Q

[7] Web "Consejo Superior de Colegios de Arquitectos de España", publicación sobre el OSB.

http://www.cscae.com/area_tecnica/aitim/actividades/act_paginas/libro/13%20Tableros%20OSB.pdf

[8] y [9] Web "Consejo Superior de Colegios de Arquitectos de España", publicación sobre el contrachapado estructural.

http://www.cscae.com/area_tecnica/aitim/actividades/act_paginas/libro/11%20Tableros%20contrachapados.pdf

[10] Consulta de precios en webs de Homecenter Sodimac y Easy Chile, en mes de diciembre 2016.

[11] Web "Web del profesor universidad de los Andes", Venezuela. Presentación "Fundamentos de diseño estructural, Parte I Materiales"

http://webdelprofesor.ula.ve/arquitectura/argicast/publicaciones/Fundamentos%20de%20Dise%20Estructural_Materiales.pdf

[12] Web "ATCP Engenharia Física", Productos > Caracterización de materiales > Propiedades de materiales > Tablas de propiedades > Maderas

<http://www.atcp.com.br/es/productos/caracterizacion-de-materiales/propiedades-materiales/tablas-propiedades/maderas.html>

[13] Blog "Isla morada en construcciones livianas", imagen de referencia.

<http://isla-morada-construccion-liviana.blogspot.cl/2015/05/cerramiento-de-muros-y-techo-con.html>

- [14] Tumblr "Metalcon Cintac", imagen de referencia.
<http://metalconcintac.tumblr.com/post/85774890959/qu%C3%A9-es-metalcon-y-que-tipos-de-perfiles-lo>
- [15] Web "Verplanos.com", imagen de referencia, sección "Casas"
- [16] International Code Council, Inc. Publicación "International Building Code, IBC2000" Edición febrero 2005.
- [17] Asociación Latinoamericana del Acero, Alacero, "Manual de ingeniería de Steel Framing", manual de diseño del sistema "Steel Framing", segunda edición, 2007.
- [18] British Standard "Structural use of steelwork in building, BS 5950-5:1998", Código de prácticas para el diseño de secciones delgadas formadas en frío, edición enero 2005.
- [19] American Society for Testing and Materials, ASTM. ASTM E-564, Estándares para prueba de carga estática para resistencia al corte de paredes para edificios, diciembre del 2000.
- [20] Instituto nacional de normalización, INN. "NCh 2123, Albañilería Armada: Requisitos para el diseño y cálculo" edición 2003.
- [21] Proyecto de arquitectura "Casa Huara". Arquitecto Mario Schilman.
- [22] Proyecto de estructura "Casa Huara", elaboración propia.