

ESCUELA  
COLOMBIANA  
DE INGENIERÍA  
JULIO GARAVITO

**Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes sollicitaciones como elementos no estructurales.**

**Yeison Andrés Siachica Guerrero**

Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito

Posgrado en Ingeniería Civil

Bogotá, Colombia

2021

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales

# **Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales.**

**Yeison Andrés Siachica Guerrero**

Proyecto de Grado para optar al título de Magister en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería Estructural

Directora

PhD. Nancy Torres Castellanos

Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito

Posgrado en Ingeniería Civil

Bogotá, Colombia

2021

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing,  
sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales

La tesis de maestría titulada “Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales.”, presentada por Yeison Andrés Siachica Guerrero, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería Estructural.

---

Ing. Nancy Torres Castellanos, Ph. D  
Directora de la tesis

---

Ing. José Joaquín Álvarez  
Jurado

---

Ing. William Carrillo  
Jurado

Bogotá, D.C., \_\_\_\_\_ de 2021

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales

## **Agradecimientos**

A la Ingeniera Nancy Torres que puso a mi disposición todo su conocimiento para guiarme desde la concepción de este proyecto.

A la escuela colombiana de Ingeniería Julio Garavito y a todo el equipo de laboratorio, que me permitió desarrollar este proyecto.

A mi familia por el apoyo incondicional que me han brindado en las etapas de mi vida.

## Resumen

Los paneles en Steel framing (SF, por sus siglas en inglés), han sido utilizados desde mediados del siglo XIX, sin embargo, su concepción data de los inicios del mismo siglo con el uso de madera para elaborar marcos o celosías (Wood frame), que posteriormente fueron reemplazados por acero al finalizar la segunda guerra mundial, debido a que el uso de la madera potenció los incendios en las ciudades bombardeadas. A partir de entonces se inició la industrialización del Steel framing potenciando la construcción de edificaciones para diferentes usos.

Los marcos están conformados por perfiles de acero moldeados en frío, los cuales poseen una delgada capa de zinc para evitar su corrosión, y son conectados entre sí de tal manera que forman una estructura con capacidad portante. Su uso principal es en edificaciones como paneles divisorios para viviendas y oficinas, su bajo peso y construcción rápida son algunas de sus características principales, pueden ser revestidos con placas construidas con viruta de madera, yeso o placas de fibrocemento.

En Colombia gracias a su rendimiento en la etapa de construcción es utilizado en muros divisorios y estructuras no portantes, reemplazando la mampostería tradicional, lo que permite a constructoras disminuir los tiempos de ejecución en obra y por lo tanto sus costos operativos.

Considerando el crecimiento en otros países y las ventajas que ofrece el sistema Steel framing, el autor de este documento considera pertinente dar conocimiento al lector de algunas de las bondades que este sistema ofrece, implementado como sistema de construcción principal. De manera tal que la metodología que se desarrolló en esta investigación tiene un alto componente experimental, la cual consistió en evaluar 18 paneles de una y dos secciones revestidas con placas de yeso en sus dos caras, logrando un espesor final de 12 cm, los perfiles utilizados fueron calibre 20 o 0.92 mm de espesor, las alturas de los paneles fueron de 2.44 m con ancho variable de 1.22 m y 2.44 m. Los paneles fueron sometidos a cargas estáticas axiales, fuera del plano y en él.

## Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes sollicitaciones como elementos no estructurales. VI

Los resultados de este proyecto experimental fueron comparados con las capacidades máximas obtenidas teóricamente, siguiendo la metodología presentada por el American Iron and steel institute (AISI, por sus siglas en ingles), encontrando que para los ensayos a flexión existe una variación importante en la relación capacidad teórica / capacidad experimental, en la cual se concluye que existe una sobre estimación de la capacidad del panel a flexión, igualmente, fueron comparados los resultados para los ensayos a compresión, encontrando una variación menor entre la relación de capacidad teórica / capacidad experimental, por lo tanto, la metodología propuesta por AISI se puede implementar, ya que predice valores coherentes para el diseño de estas estructuras, con respecto a los ensayos ante carga lateral se encontraron resultados que permiten validar la metodología teórica actual, pues la variación en relación de sus capacidades fue ligeramente menor.

**Palabras clave:** Steel framing, sistema liviano, Revestimiento en láminas de Yeso, Cargas estáticas.

## Abstract

Steel framing (SF) panels have been used since the mid-nineteenth century, however, its conception dates back to the beginning of the same century with the use of wood to make frames or lattices (Wood frame), which were later replaced by steel at the end of the Second World War, because the use of wood enhanced the fires in the bombed cities. Since then, the industrialization of steel framing began, promoting the construction of buildings for different uses.

The frames are made of cold-formed steel profiles, which have a thin layer of zinc to prevent corrosion, and are connected to each other in such a way that they form a structure with bearing capacity. Its main use is in buildings as partition panels for homes and offices, its low weight and fast construction are some of its main features, can be coated with plates built with wood chips, gypsum or fiber cement boards.

In Colombia, thanks to its performance in the construction stage, it is used in dividing walls and non-load-bearing structures, replacing traditional masonry, which allows construction companies to reduce on-site execution times and therefore their operating costs.

Considering the growth in other countries and the advantages offered by the Steel framing system, the author of this document considers it pertinent to inform the reader of some of the benefits that this system offers, implemented as the main construction system. In such a way that the methodology developed in this research has a high experimental component, which consisted of evaluating 18 panels of one and two sections coated with gypsum boards on both sides, achieving a final thickness of 12 cm, the profiles used were 20 gauge or 0.92 mm thick, the heights of the panels were 2.44 m with variable width of 1.22 m and 2.44 m. The panels were subjected to static axial, out-of-plane and in-plane loads.

The results of this experimental project were compared with the maximum capacities obtained theoretically, following the methodology presented by the American Iron and steel institute (AISI), finding that for the flexural tests there is a significant variation in the theoretical capacity / experimental capacity ratio, in which it is concluded that there is an overestimation of the panel

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. VIII

capacity in flexure, as well, The results for the compression tests were compared, finding a smaller variation between the ratio of theoretical capacity / experimental capacity, therefore, the methodology proposed by AISI can be implemented, since it predicts coherent values for the design of these structures. With respect to the lateral load tests, results were found that allow validating the current theoretical methodology, since the variation in the ratio of their capacities was slightly lower.

Keywords: Steel framing, lightweight system, Gypsum Sheathing, Static loads.

# Contenido

1. INTRODUCCIÓN	17
2. MARCO TEÓRICO	20
2.1 Steel Framing.	21
2.2 Acero formado en frío.	22
2.3 Comportamiento de las conexiones.	24
2.4 Revestimientos.	27
2.5 Deflexiones.	27
2.6 Consideraciones de análisis y diseño	28
2.6.1 Diseño de panel sometido a carga axial.	28
2.6.2 Diseño de panel sometido a carga lateral.	34
2.6.3 Diseño a flexión de paneles revestidos con láminas de yeso.	35
2.7 Coeficiente de capacidad de disipación básico (R).	39
2.8 Rigidez Teórica	40
2.9 La rigidez experimental	40
3. ESTADO DEL ARTE.	41
3.1 Comportamiento ante cargas laterales.	41
3.2 Comportamiento a flexión.	42
3.3 Comportamiento a compresión.	43
4. OBJETIVOS	45
4.1 Objetivo general.	45
4.2 Objetivos específicos.	45
5. Programa experimental.	46
5.1 Variables de estudio.	46
5.2 Panel en Steel framing revestido con placas de yeso.	46
5.2.1 Identificación de los paneles.	48

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. X

5.3	Materiales.	49
5.3.1	Paneles de yeso.	49
5.3.2	Acero formado en frío.	50
5.3.3	Tornillos.	50
5.4	Capacidades a corte mediante carga estática en paneles simples y dobles	50
5.4.1	Evaluación de resistencia al corte en paneles.	51
5.4.2	Ensayo de compresión en paneles.	52
5.4.3	Ensayo a flexión fuera del plano	53
5.5	Cálculos teóricos	53
5.5.1	Cálculos teóricos carga axial	53
5.5.2	Cálculos teóricos carga lateral.	54
5.5.3	Cálculos teóricos ante cargas fuera del plano.	54
5.6	Proceso constructivo	54
5.6.1	Flexión.	55
5.6.2	Compresión	56
5.6.3	Corte.	57
6.	RESULTADOS Y ANÁLISIS	58
6.1.1	Capacidad de los paneles a flexión fuera del plano.	58
6.1.2	Modos de falla	62
6.2	Ensayos a compresión	65
6.2.1	Capacidad de los paneles a compresión	66
6.2.2	Modos de falla.	68
6.3	Ensayos a corte	72
6.3.1	Capacidad.	73
6.4	Modos de falla.	74
6.5	Rigidez	77
6.5.1	Paneles simples y dobles sometidos a carga lateral (corte)	78
6.6	Coefficiente de disipación de energía	79
6.6.1	Paneles simples y dobles.	79
6.7	Comparativo económico steel framing vs mampostería estructural	81

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing,  
sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. XI

7.	Conclusiones y recomendaciones	84
7.1	Conclusiones	84
7.2	Recomendaciones	85
8.	Bibliografía.	87
9.	Anexos.	89
9.1	Calculo teórico a flexión en paneles simples y dobles.	89
9.2	calculo teórico a compresión en paneles simples y dobles.	94
9.3	Calculo carga axial sobre ensayo a corte.	98
9.4	Cálculo de capacidad a corte.	99
9.5	Cálculo de la rigidez de los paneles.	102
10.	Fichas técnicas	103
10.1	Placa st	103
		103

## Lista de figuras

Figura 1 Construcción de vivienda en Wood frame. Fuente: AZ Construcciones - Argentina. ....	20
Figura 2 Geometría estándar para uso de Steel framing revestido con láminas de yeso. Fuente: Autor. ....	21
Figura 3 Secciones formadas en frío Fuente: (Yu, 2003) .....	22
Figura 4 Secciones comunes en acero formado en frío. Fuente :(Yu, 2003) .....	22
Figura 5 transferencia de cortante conexión revestimiento - panel.....	24
Figura 6 Corte longitudinal a lo largo. Fuente (USG Corporation, 2014) .....	25
Figura 7 Falla por acumulación del material. Fuente (USG Corporation, 2014).....	25
Figura 8 Falla por desgarramiento. Fuente (USG Corporation, 2014) .....	25
Figura 9 Falla por corte del perno. Fuente (USG Corporation, 2014) .....	26
Figura 10 Dimensiones en conexiones atornilladas. Fuente. (USG Corporation, 2014) .....	26
Figura 11 placa de OSB. Fuente: LPColombia.....	27
Figura 12 placa de yeso forrada en cartón. Fuente (Etex-Colombia) .....	27
Figura 13 Deflexión en el centro de la luz. Fuente : (USG Corporation, 2014) .....	27
Figura 14 Dimensiones utilizadas en el diseño a momento. Fuente: (Yu, 2003) .....	36
Figura 15 Esquema panel simple, dimensiones 1.22m X 2.44m .....	47
Figura 16 Esquema panel doble, dimensiones 2.44m X 2.44m,.....	47
Figura 17 vista en planta, corte A-A' .....	48
Figura 18 Tornillo autoperforante 8 X1/2" conexión montante- solera .....	50
Figura 19 Tornillo autoperforante conexión revestimiento - montante .....	50
Figura 20 Esquema de ensayo a paneles simples (M-S-C-L-#) .....	51
Figura 21 Esquema de ensayo a paneles dobles (M-D-C-L-#).....	51
Figura 22 Esquema de ensayo a paneles simples a compresión (M-S-C-A-#).....	52
Figura 23 Esquema de ensayo a paneles dobles en compresión (W-D-C#).....	52
Figura 24 Esquema de ensayo a flexión fuera del plano, panel simple (W-S-F#).....	53

## Lista de tablas

Tabla 1	Espesores mínimos para elementos estructurales. Fuente:(AISI-S211, 2007) .....	23
Tabla 2	Espesores mínimos para elementos no estructurales. Fuente: (AISI-S211, 2007) .....	23
Tabla 3	Esfuerzo de fluencia en relación con el espesor base. Fuente:(AISI-S211, 2007).....	23
Tabla 4	Calibre representados en mm. Fuente: (AISI-S211, 2007) .....	24
Tabla 5	factor de retraso. Fuente (W.-W. Yu, 2003).....	31
Tabla 6	carma nominal axial para secciones C. Fuente (W.-W. Yu, 2003).....	33
Tabla 7	Máxima carga axial nominal. Fuentes AISI S240. ....	34
Tabla 8	Resistencia nominal a cortante. Fuente: AISI S400.....	35
Tabla 9	Restricción rotacional. Fuente: (Yu, 2003).....	37
Tabla 10	Rigidez lamina de yeso. Fuente: (Yu, 2003).....	37
Tabla 11	Identificación de especímenes de ensayo .....	49
Tabla 12	Propiedades físicas de panel de yeso .....	49
Tabla 13	Propiedades mecánica de los paneles de yeso.....	49
Tabla 14	valores teóricos ensayos a compresión en paneles simples y dobles. ....	53
Tabla 15	Valores teóricos paneles simples y dobles. ....	54
Tabla 16	Valores teóricos para paneles simples y dobles ante cargas laterales .....	54
Tabla 17	Valores de momento máximo y desplazamiento en la zona elástica paneles simples	59
Tabla 18	Valores de momento máximo y desplazamiento en la zona elástica paneles dobles..	61
Tabla 19	valores teóricos vs experimentales ensayos en paneles simples .....	61
Tabla 20	valores teóricos vs experimentales ensayos en paneles dobles .....	61
Tabla 21	Comparación de valores teóricos vs experimentales. Paneles simples .....	67
Tabla 22	Comparación de valores teóricos vs experimentales. Paneles simples .....	67
Tabla 23	Comparación ensayos a compresión en paneles dobles.....	67
Tabla 24	Comparación de valores teóricos vs experimentales. Paneles dobles.....	67
Tabla 25	Valores teóricos vs experimentales ensayo carga lateral paneles simples y dobles. ...	74
Tabla 26	Rigidez Experimental paneles simples y dobles .....	78
Tabla 27	Comparación teórica vs experimental de rigideces en paneles simples y dobles .....	78
Tabla 28	Valores de R para paneles dobles y simples .....	80
Tabla 29	Análisis de precios unitarios Steel framing .....	82
Tabla 30	Análisis de precios unitarios mampostería estructural. ....	83

## Tabla de graficas

Grafica 1 Envoltentes ensayos a flexión fuera del plano paneles simples .....	59
Grafica 2 Envoltente ensayos a flexión fuera del plano .....	60
Grafica 3 relación entre capacidad teórica y capacidad experimental ( $\phi=0.9$ ).....	64
Grafica 4 relación entre capacidad teórica y capacidad experimental .....	64
Grafica 5. Envoltente ensayo a compresión .....	66
Grafica 6 relación entre capacidad teórica y capacidad experimental .....	71
Grafica 7 relación entre capacidad teórica y capacidad experimental .....	71
Grafica 8 Envoltente de carga lateral paneles simples .....	73
Grafica 9 relación entre capacidad teórica y capacidad experimental $\phi=0.7$ .....	77
Grafica 10 relación entre capacidad teórica y capacidad experimental .....	77
Grafica 11 Envoltente MSCL-2.....	79
Grafica 12 Envoltente MSCL-1 .....	79
Grafica 13 Envoltente MSCL-3.....	79
Grafica 14 Envoltente MDCL-1.....	79
Grafica 15 Envoltente MDCL-3.....	80

## Símbolos con letras latinas

Símbolo	Término	Unidad
A	área transversal de la sección	mm <sup>2</sup> .
Ae	Área efectiva mm <sup>2</sup>	
Ag	área bruta de la sección	mm <sup>2</sup>
Ant	Área neta de la sección transversal	mm <sup>2</sup>
Ix	Inercia alrededor del eje x	mm <sup>4</sup> .
Iy	Inercia alrededor del eje y	mm <sup>4</sup> .
J	Momento polar de inercia	mm <sup>4</sup> .
Rx	radio de giro en x	mm.
ry	radio de giro en y	mm.
Cw	Constante de alabeo	mm <sup>6</sup>
Xo	distancia al centroide de la sección	mm.
Ro	Radio de giro polar de la sección transversal	mm
Ly	longitud entre tornillos del revestimiento	mm
l	espaciamiento entre montantes	mm
Lx	espaciamiento entre montantes	mm
Fcre	Esfuerzo de pandeo por flexión y torsión	kN/m <sup>2</sup>
K	factor de longitud efectiva	
Λc, Λ	Factores de esbeltez	
Fn	Esfuerzo nominal de compresión	kN/m <sup>2</sup>
Pn	Fuerza axial nominal [resistencia] del miembro	kN
G	módulo de cortante 78000	MPa
s	distancia longitudinal entre tornillos consecutivos	mm
g	distancia transversal entre tornillos	mm
nb	número de tornillos a lo largo de la trayectoria analizada	
dh	diámetro del agujero	mm
t	espesor base de la sección	mm
β	Coefficiente	
Us1	Factor de retraso de corte	
ho	altura de la sección transversal del móntate	mm

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. XVI

$\sigma_{ex}$	Esfuerzo de flexión elástica basado en el momento de inercia medio ponderado momento de inercia medio ponderado en torno al eje principal x	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_t$	Esfuerzo de pandeo por torsión	kN/m <sup>2</sup>

## 1. INTRODUCCIÓN

El aumento rápido en la población ha llevado al ser humano a buscar nuevos sistemas de construcción que sean de fácil aplicación, con poco desperdicio y bajo costo. Los materiales de construcción como el yeso y el acero han tenido un papel importante en el desarrollo de la civilización, contribuyendo al crecimiento de viviendas urbanas y rurales. A inicios del siglo XIX diferentes empresas dedicadas a la construcción con yeso se unieron para conformar United States Gypsum Company. (USG, por sus siglas en inglés), posteriormente lanzaron al mercado un panel de yeso forrado en cartón.

Por otra parte, en Norte América y Japón para el siglo XIX, se utilizaba la madera en la construcción de casas, ya que este era un material fácil de conseguir y de trabajar para la elaboración de celosías de bajo peso, fácil armado y buen desempeño (Wood Framing); sin embargo, después de la Segunda Guerra Mundial Japón elimina el uso de la madera como material de construcción para estructuras portantes, ya que la madera fue un factor que amplificó el daño ante los bombardeos, además buscaba disminuir la deforestación. Como consecuencia en Japón y en otras partes del mundo se inició la industrialización del acero formado en frío para remplazar las celosías en madera por celosías en acero (Steel Framing), aprovechando el auge de los paneles de yeso se construyeron casas portantes en Steel framing revestidas de yeso y fibrocemento.(Cristina & De Crasto, 2007).

Desde entonces, el desarrollo de marcos metálicos revestidos con paneles de yeso se convierte en un sistema ampliamente utilizado en Europa, Norte América y Latino América, su uso se centró en la construcción de paneles divisorios, paneles para fachada, entresijos y cielos rasos; siendo Chicago, Brasil, Perú, Argentina, y Chile los países que implementaron en mayor medida el sistema en la construcción.

El Steel Framing ofrece múltiples ventajas, algunas de ellas son: su alta capacidad de ser reciclado varias veces, su resistencia al fuego, bajo peso, aislamiento térmico y acústico, además, al ser un método industrializado se tiene mayor control en sus propiedades y comportamiento estructural.(Cristina & De Crasto, 2007).

Actualmente el steel framing tiene un gran desarrollo en países como EE. UU, China, Australia, Japón y Finlandia, países donde se buscan construcciones rápidas, eficientes e innovadoras,

con costos reducidos en residencias de baja y mediana altura, además se han desarrollado normas que rigen el diseño. Algunas diferencias entre las normas desarrolladas es el número de niveles permitido para uso residencial y el tipo de cargas que toman estas estructuras.(Veljkovic & Johansson, 2007).

Ahora bien, aun cuando la demanda del sistema está en aumento, en Colombia se tienen inquietudes relacionadas con su comportamiento estructural y aplicaciones, dadas las pocas investigaciones relacionadas con el sistema Steel framing; mientras en algunos países como China se está investigando el desempeño sísmico, en Colombia solo está siendo utilizado como un sistema de instalación rápido en paneles divisorios que reduce costos operativos. De cualquier manera, si el sistema se quisiera implementar para una construcción donde su función sea estructural, no sería posible, debido a que la norma actual (NSR-10) en su alcance, no incluye el acero formado en frío como un sistema principal de uso estructural, no obstante, menciona en el título F.4 las disposiciones generales para el diseño de estos perfiles.

El uso de Steel Framing y otras tecnologías está siendo afectado por falta de interés, ya que en el medio colombiano de la construcción hay gran variedad de sistemas constructivos que parecen de uso estándar y no estructural, pero que también pueden ser utilizados específicamente con el conocimiento adecuado. La construcción en Colombia se encuentra enfocada en sistemas y materiales tradicionales como el concreto y la mampostería, que ocasionan un mayor impacto ambiental, dado que la fabricación de estos conlleva la explotación de canteras para la extracción de material específico.

Consecuentemente, la mayoría de las investigaciones están enfocadas en el comportamiento del concreto, anclajes, muros en mampostería, dejando de lado sistemas como el Steel framing y su comportamiento ante cargas verticales y laterales.

Sin embargo, en los últimos años se ha incrementado el uso del steel framing en algunos países de Latino América, por lo cual en años futuros es probable una aceptación en Colombia como sistema estructural, por lo tanto mediante este trabajo se considera pertinente realizar aportes sobre su comportamiento ante diferentes solicitaciones, a fin de poder evaluar estructuras actuales y construir adecuadamente edificaciones nuevas que cumplan desde todo punto de vista con los lineamientos exigidos por la NSR. El objetivo de este trabajo de grado consistió en evaluar el comportamiento del sistema Steel framing revestido con placas de yeso, ante cargas fuera del plano y en él, en dos tipologías: panel simple y panel doble con

dimensiones comunes para el uso en edificación, simulando las cargas a las cuales estaría expuesta una estructura de este tipo, evaluando el comportamiento en cuanto a su deformación y capacidad máxima de carga. Esto con el fin de que el steel framing se presente para la sociedad como una oportunidad de construir de forma más limpia, implementando tecnologías recientes de menor impacto ambiental, sin dejar de lado la comodidad y seguridad de las construcciones actuales.

## 2. MARCO TEÓRICO

El steel framing, es un sistema constructivo de concepción racional, su estructura está conformada por perfiles en acero formados en frío, estos perfiles son dispuestos de manera tal que se unen por conexiones pernadas o soldadas para la construcción de paneles estructurales y no estructurales, que posteriormente son revestidos con placas de viruta de madera orientada (OSB, por sus siglas en inglés) o de yeso. Este sistema aparenta ser una tecnología reciente, pero se inició con la construcción de marcos en madera, un material con mayor disponibilidad y de fácil manejo para la época, es así como nace el “Wood Frame” ver figura 1.



Figura 1 Construcción de vivienda en Wood frame. Fuente: AZ Construcciones - Argentina.

El Wood frame era más popular de lo que se pensaba para la época, su uso alrededor del mundo estaba en crecimiento en Japón y E.E.U.U, se contaba con múltiples edificaciones en madera a mediados del siglo XIX, posteriormente estas estructuras fueron migrando a materiales más industrializados como el acero, cambiando el rumbo y dando paso a lo que sería el futuro de la construcción. (Cristina & De Crasto, 2007).

En Latinoamérica, Chile se encuentra entre los países más desarrollados en cuanto al uso y reglamentación de Steel framing, al igual que Perú, Brasil y Argentina. En Colombia en general

los muros estructurales son construidos en mampostería, sin embargo, algunas constructoras utilizan el Steel framing para muros divisorios y su uso está limitado a elementos no estructurales, actualmente el mercado ofrece diferentes sistemas, los cuales no cuentan con un aval de los reglamentos de construcción, de tal manera que requieren mayor investigación para una aceptación, siendo este el caso del Steel framing.

## 2.1 Steel Framing.

El sistema Steel framing, comúnmente conocido como sistema liviano es utilizado para la construcción de elementos estructurales, y no estructurales, sus principales características son: fácil manejo, rapidez en su construcción, resistencia al fuego, bajo peso, proceso de construcción limpio y bajo consumo de agua, en consecuencia, es uno de los sistemas más utilizados en la actualidad por múltiples empresas dedicadas a la construcción de edificaciones, casas y centros comerciales.

Ahora mismo en Colombia el sistema se encuentra estandarizado por sus fabricantes, de esta manera ofrecen su uso para muros interiores, es decir, como elementos no portantes. En la figura 2 se observa la configuración geométrica de un entramado metálico para un panel interior con revestimiento en láminas de yeso.

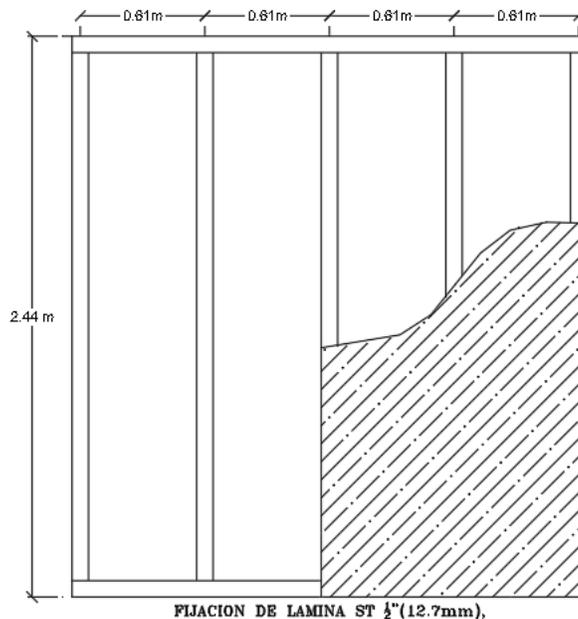


Figura 2 Geometría estándar para uso de Steel framing revestido con láminas de yeso. Fuente: Autor.

## 2.2 Acero formado en frío.

En la construcción de acero existen dos tipos de elementos, los que son formados en caliente de uso común y los que son formados en frío, que, aunque no son muy utilizados tienen gran utilidad e importancia por su crecimiento en la construcción. Su conformación se da a partir de láminas de acero que pasan por maquinas con rodillos y proporcionan la sección transversal que se desee, los espesores de estos elementos oscilan entre 0.378 mm hasta 6.35 mm aproximadamente.(W.-W. Yu, 2003). En la figura 3 se muestran algunas secciones usuales de perfiles formados en frío, y en la figura 4 se observan las secciones utilizadas para conformar el sistema Steel framing.



Figura 3 Secciones formadas en frío Fuente: (Yu, 2003)

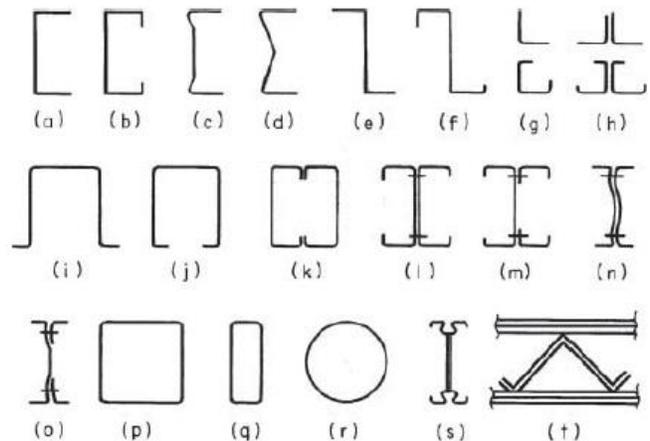


Figura 4 Secciones comunes en acero formado en frío. Fuente : (Yu, 2003)

El AISI presenta las provisiones generales para el uso de perfiles conformados en frío, entre estos, los espesores mínimos de acero base para uso estructural y no estructural. En la tabla 1 y 2 se observan los espesores mínimos del acero base según su uso, los cuales son resultado de proyectos experimentales como el realizado por (Nie et al., 2020) en el cual concluye que el espesor es una característica fundamental para la capacidad del panel, por lo cual es indispensable seguir la recomendación de AISI-S211.

Tabla 1 Espesores mínimos para elementos estructurales. Fuente:(AISI-S211, 2007)

Espesor mínimo de acero base		Espesor de diseño	
(inch)	(mm)	(inch)	(mm)
0,0329	0,836	0,0346	0,879
0,0428	1,087	0,0451	1,146
0,0538	1,367	0,0566	1,438
0,0677	1,72	0,0713	1,811
0,0966	2,454	0,1017	2,583
0,118	2,997	0,1242	3,155

Tabla 2 Espesores mínimos para elementos no estructurales. Fuente: (AISI-S211, 2007)

Espesor Mínimo de Acero Base		Espesor de Diseño	
(inch)	(mm)	(inch)	(mm)
0,0179	0,455	0,0188	0,478
0,0269	0,683	0,0283	0,719
0,0296	0,752	0,0312	0,792

De igual forma el AISI, indica los esfuerzos de fluencia del material usados para diseño, lo cuales deben estar relacionados con el espesor como se indica en la tabla 3.

Tabla 3 Esfuerzo de fluencia en relación con el espesor base. Fuente:(AISI-S211, 2007)

Espesor mínimo de Acero Base	Esfuerzo de diseño	
	(ksi)	(MPa)
0.455	33	230
0,836	33	230
1,087	33	230
1,367	50	345
1,720	50	345
2,454	50	345

Históricamente el espesor de los perfiles conformados en frío ha sido referenciado en calibres, por lo cual, se presenta la tabla 4 como apoyo para tener una referencia en mm, y así facilitar la comprensión de este documento.

Tabla 4 Calibre representados en mm. Fuente: (AISI-S211, 2007)

Calibre	Espesor base de acero y Uso	
	(mm)	Uso
25	0,455	No estructural
22	0,683	No estructural
20	0,752	No estructural
20	0,836	Estructural
18	1,087	Estructural
16	1,367	Estructural
14	1,720	Estructural
12	2,454	Estructural
10	2,997	Estructural

### 2.3 Comportamiento de las conexiones.

Los elementos estructurales de acero formado en frío, para su trabajo en conjunto se conectan por algunos de los métodos que existen en la actualidad, la conexiones pueden ser: atornilladas o soldadas. El correcto funcionamiento de una estructura en Steel framing dependerá de que tan apropiada sea la conexión que se utilice. es por eso, que (Henriques et al., 2017) estudió el comportamiento de las conexiones atornilladas en paneles de Steel framing con y sin revestimiento de OSB, básicamente este estudio se dividió en dos partes, una enfocada a las conexiones acero – acero y otra a las conexiones con placas de OSB, utilizaron arriostramientos con láminas de acero y arriostramientos con perfiles en K, una de las particularidades de estas conexiones es que las paredes de los perfiles ensamblados son muy pequeñas, además, los tornillos con que se realizan no cuentan con tuercas, lo que implica que la conexión depende en gran medida de la interfaz mecánica entre la rosca y las placas conectadas, ya que estas conexiones tienen importante rotación en el tornillo, en especial cuando se utiliza solo uno. La rotación del tornillo, cuando existan más de uno en la conexión dependerá del paso. El revestimiento conectado transfiere la carga a través de los tornillos como cortante, ver figura 5

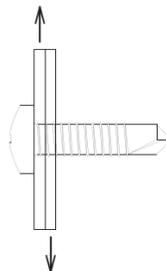


Figura 5 transferencia de cortante conexión revestimiento - panel

Sin embargo, este tipo de falla a corte en conexiones es propenso cuando el revestimiento es muy pesado, pero debido a su concepción el revestimiento en yeso para muros suele ser liviano, por lo que otro modo de falla es la extracción del tornillo o inclinación, lo cual dependerá de la capacidad de la lámina a ser deformada y del distanciamiento entre los perfiles montantes, ya que cuando ocurre esto el tornillo disminuye su resistencia al corte porque existe una combinación de esfuerzos. Como conclusiones de este trabajo de investigación encontraron que en los paneles arriostrados tienen un mejor comportamiento con respecto a los que no se encontraban arriostrados, así mismo que en los paneles arriostrados la falla inicial se da en las conexiones del revestimiento con los montantes, mientras que en los que no se encuentran arriostrados la falla se da en las conexiones de acero-acero.

En la universidad de Cornell desde el mediados del siglo XX se realizaron investigaciones experimentales de conexiones atornilladas en perfiles conformados en frío, encontrado 4 tipos comunes de falla:

1. Corte longitudinal a lo largo de las líneas paralelas. Figura 6.

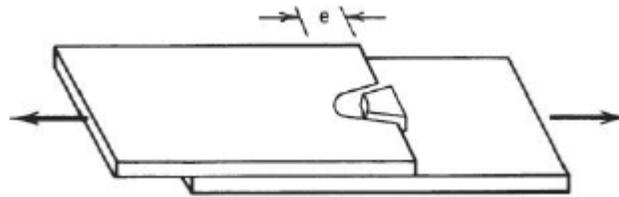


Figura 6 Corte longitudinal a lo largo. Fuente (USG Corporation, 2014)

2. Acumulación de material delante del perno.



Figura 7 Falla por acumulación del material. Fuente (USG Corporation, 2014)

3. Desgarramiento de la lámina en la sección.

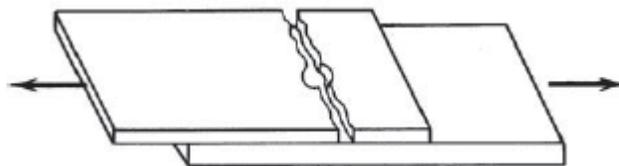


Figura 8 Falla por desgarramiento. Fuente (USG Corporation, 2014)

4. Corte del perno.

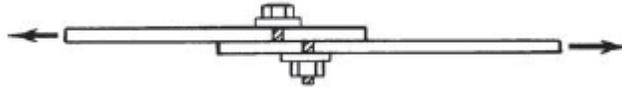


Figura 9 Falla por corte del perno. Fuente (USG Corporation, 2014)

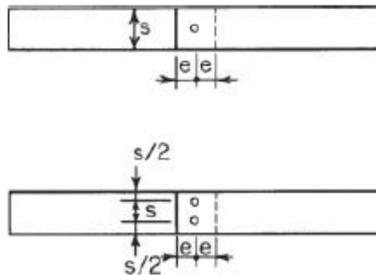


Figura 10 Dimensiones en conexiones atornilladas. Fuente. (USG Corporation, 2014)

### 2.3.1 Uso de conexiones teniendo en cuenta efectos sísmicos

Las conexiones utilizadas para el sistema de resistencia sísmica deberán ser diseñadas siguiendo lo descrito en AISI S400, el cual hace referencia al American Society of civil engineers (ASCE, por sus siglas en ingles), minimum Design load for Buildings and other structures, para determinar las cargas con las cuales se deberán diseñar los elementos, teniendo en cuenta los factores de sobre resistencia en las combinaciones de carga.

1.  $1.4D$
2.  $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3.  $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5W)$
4.  $1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5.  $0.9D + 1.0W$
6.  $1.2D + E_v + E_{mh} + L + 0.2S$
7.  $0.9D - E_v + E_{mh}$

$$E_{mh} = \Omega_0 \Omega_E$$

**Ecuación. 1**

Donde:

$\Omega_0$  = factor de sobre resistencia

$\Omega_E$  = Fuerzas sísmicas.

## 2.4 Revestimientos.

Existen diferentes materiales para revestir los marcos en Steel framing, sin embargo, son dos los más comunes; las placas de OSB, y las placas de yeso, el uso general de las ultimas es para paneles internos, ya que las placas de yeso son susceptibles a la humedad, sin embargo, para uso exterior existen placas de fibrocemento, escoger cualquiera de estas dependerá del uso que se requiera dar, además cada una de estas aportará una rigidez diferente a la estructura. A continuación, se presentan las figuras 12 (lamina OSB) y 11 (Lamina de yeso).



Figura 11 placa de OSB. Fuente: LPColombia



Figura 12 placa de yeso forrada en cartón. Fuente (Etex-Colombia)

## 2.5 Deflexiones.

Las deflexiones en los elementos estructurales deben ser controladas para evitar incomodidades y daños a los elementos no estructurales, por lo cual, es necesario limitarlas de acuerdo al uso destinado, para el Steel framing la (USG Corporation, 2014), recomienda sean limitadas a  $L/360$  medidas desde el centro del panel hacia fuera del plano, como se observa en la figura

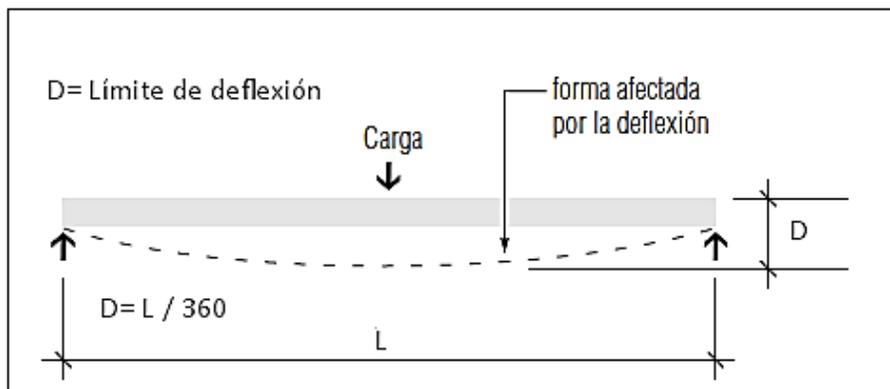


Figura 13 Deflexión en el centro de la luz. Fuente : (USG Corporation, 2014)

## **2.6 Consideraciones de análisis y diseño**

La metodología de diseño unificada, utilizada en la actualidad para elementos formados en frío es producto del desarrollo de la industria del Steel framing en otros países, en 1986 (Pekoz, 1986) presentó esta metodología la cual se basa en datos y conclusiones obtenidos a partir de diferentes investigaciones, entre ellas las desarrolladas por Delwof, Pekoz, y Winter (1973), Kalyanamaran, Pekoz y Winter (1972), Kalyanamaran y Pekoz (1978), Desmond, Pekoz y Winter (1978), relacionadas con el comportamiento de elementos formados en frío. La metodología unificada es el resultado de una comparación de los resultados obtenidos en los ensayos correlacionados con los resultados esperados, calculados con métodos analíticos rigurosos, para así de esta manera postular las ecuaciones que predecían de manera más cercana el comportamiento de los elementos con revestimiento, razón por la cual AISI adoptó el uso de la metodología unificada.

### **2.6.1 Diseño de panel sometido a carga axial.**

Los marcos en Steel framing tienen revestimientos en ambos lados, generando una restricción discreta sobre los montantes, lo cual proporciona un soporte lateral y por lo tanto aumenta la resistencia global al pandeo de los montantes.

El diseño del marco se basa en un análisis racional, el cual asume que el revestimiento arriestra el montante en la ubicación de cada fijación del revestimiento al montante, en cuanto al pandeo en el eje mayor la longitud no arriestrada es la distancia entre las conexiones en sentido horizontal, para el pandeo sobre el eje menor y torsión, la longitud no arriestrada se toma como el doble de la distancia vertical entre los conectores del revestimiento al montante. Para evitar el fallo de la conexión entre el revestimiento y los montantes, la carga axial máxima se limita a la resistencia de la conexión según AISI.

A continuación, se presenta el diseño de un panel sometido a compresión axial considerando el arriostramiento generado por el revestimiento.

El diseño se puede resumir en 4 pasos:

1. Calcular el esfuerzo de pandeo global.
2. Calcular el esfuerzo de flexo - torsión.

3. Calcular la carga axial nominal por pandeo local.
  4. Determinar la carga utilizando un factor de resistencia.
- Pandeo global.

La fuerza nominal axial debida al pandeo global debe determinarse teniendo en cuenta la fuerza axial del montante y la conexión entre el revestimiento y el montante, para evitar el pandeo entre las fijaciones en el plano del panel, se debe tener en cuenta el pandeo por flexión sobre los ejes menor y mayor, además de revisar el pandeo por flexo torsión.

Primero se verifica la relación de esbeltez del elemento, teniendo en cuenta el arriostramiento ocasionado por el revestimiento y las condiciones de apoyo.

La longitud no arriostrada se calcula de la siguiente manera.

$$K * Ly = 2 * l$$

**Ecuación. 2**

El valor k puede tomarse como,1

$$\frac{K * Ly}{ry}$$

**Ecuación. 3**

La longitud arriostrada, se podrá calcular como;

$$K * Lx = 2 * l$$

**Ecuación. 4**

$$\frac{K * Lx}{rx}$$

**Ecuación. 5**

Ahora se deberá revisar el esfuerzo por pandeo alrededor del eje que controle, es decir el que tenga mayor esbeltez, de la siguiente manera:

$$F_{cre} = \frac{\pi^2 * E}{\frac{KL}{r^2}}$$

**Ecuación. 6**

- Pandeo por flexo torsión.

Para el pandeo por flexo torsión se debe utilizar la longitud no arriostrada, luego entonces el esfuerzo se podrá calcular como:

$$F_{cre} = \frac{1}{2\beta} * (\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 * \beta * \sigma_{ex} * \sigma_t}$$

**Ecuación. 7**

Donde:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\frac{KL}{r^2}}$$

**Ecuación. 8**

$$\sigma_t = \frac{1}{A * r_o^2} * (G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{L^2})$$

**Ecuación. 9**

$$\beta = 1 - \frac{X_o^2}{r_o}$$

**Ecuación. 10**

Se deben comparar los dos valores de esfuerzo y tomar el valor que controla, es decir el menor. Por último, se calcula la fuerza axial nominal para pandeo global, así:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cre}}}$$

**Ecuación. 11**

Para  $\lambda c \leq 1.5$

$$Fn = (0.658^{\lambda c}) * Fy$$

**Ecuación. 12**

Para  $\lambda c > 1.5$

$$Fn = \left( \frac{0.877}{\lambda c^2} \right) * Fy$$

**Ecuación. 13**

$$Pn = Ag * Fn$$

**Ecuación. 14**

- Fuerza nominal axial

Ahora se procede a calcular la carga axial nominal por pandeo local. De acuerdo con lo descrito en AISI S100.

$$Pnl = Ae * Fn$$

**Ecuación. 15**

Donde:

$$Ae = Us1 * Ant$$

**Ecuación. 16**

$$Ant = Ag - nb * dh * t + t * [s'^2 / (4 * g + 2dh)]$$

**Ecuación. 17**

Us1 es determinado por medio de la siguiente tabla. (W.-W. Yu, 2003)

Tabla 5 factor de retraso. Fuente (W.-W. Yu, 2003)

**Table J6.2-1**  
**Shear Lag Factors for Connections to Tension Members**

Description of Element	Shear Lag Factor, $U_{sl}$
(1) For flat sheet <i>connections</i> not having staggered hole patterns	$U_{sl} = 0.9 + 0.1 d/s$ (Eq. J6.2-4)
(2) For flat sheet <i>connections</i> having staggered hole patterns	$U_{sl} = 1.0$
(3) For other than flat sheet <i>connections</i>	
(a) When load is transmitted only by transverse welds	$U_{sl} = 1.0$ and $A_{nt}$ = Area of the directly connected elements
(b) When load is transmitted directly to all the cross-sectional elements	$U_{sl} = 1.0$
(c) For <i>connections</i> of angle members not meeting (a) or (b) above	For a welded angle: $U_{sl} = 1.0 - 1.20 \bar{x}/L \leq 0.9$ (Eq. J6.2-5) but $U_{sl}$ shall not be less than 0.4. For a bolted angle: $U_{sl} = \frac{1}{1.1 + \frac{0.5b_1}{b_2 + b_1} + \frac{2\bar{x}}{L}}$ (Eq. J6.2-6)
(d) For <i>connections</i> of channel members not meeting (a) or (b) above	For a welded channel: $U_{sl} = 1.0 - 0.36 \bar{x}/L \leq 0.9$ (Eq. J6.2-7) but $U_{sl}$ shall not be less than 0.5. For a bolted channel: $U_{sl} = \frac{1}{1.1 + \frac{b_f}{b_w + 2b_f} + \frac{\bar{x}}{L}}$ (Eq. J6.2-8)

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 33

- Pandeo por distorsión se puede obtener de la siguiente tabla.

De acuerdo con AISI para montantes cargados axialmente, el pandeo por distorsión puede ser determinado de la siguiente tabla, teniendo en cuenta si existe o no arriostramiento.

Tabla 6 carma nominal axial para secciones C. Fuente (W.-W. Yu, 2003)

Table III - 5 (continued)											
Nominal Axial Strength, $P_n$ , kips <sup>1</sup>											
SSMA Studs											
C-Sections With Lips											
$\Omega_c = 1.80$											
$\phi_c = 0.85$											
											
Section	$KL_x$ , ft.	$F_y = 33$ ksi					$F_y = 50$ ksi				
		Bracing ( $KL_y = KL_t$ )					Bracing ( $KL_y = KL_t$ )				
		Cont.	1/4 Pt.	1/3 Pt.	1/2 Pt.	None	Cont.	1/4 Pt.	1/3 Pt.	1/2 Pt.	None
600S162-33	3.0	5.79	5.77	5.75	5.68	5.16					
	5.0	5.71	5.67	5.60	5.38	3.91					
	8.0	5.52	5.42	5.26	4.59	2.03					
	10.0	5.36	5.19	4.93	3.91						
	12.0	5.13	4.90	4.50	3.22						
	15.0	4.71	4.33	3.80	2.27						
	17.0	4.38	3.93	3.33	1.83						
20.0	3.85	3.33	2.66								
550S162-88	3.0	14.7	14.6	14.5	14.2	12.6	20.8	20.7	20.5	19.9	18.5
	5.0	14.3	14.2	14.0	13.2	9.44	20.1	19.8	19.4	17.8	10.7
	7.0	13.9	13.6	13.2	11.9	6.11	19.2	18.6	17.8	15.1	6.11
	9.0	13.3	12.9	12.3	10.3	3.88	18.0	17.1	16.0	12.1	3.88
	11.0	12.6	12.0	11.3	8.58		16.5	15.4	14.0	9.22	
	14.0	11.4	10.6	9.64	6.11		14.2	12.7	11.0	6.11	
	18.0	10.5	9.61	8.53	4.85		12.6	11.0	9.13	4.85	
18.0	9.61	8.60	7.46	3.88		10.9	9.24	7.59	3.88		
550S162-54	3.0	11.0	11.0	10.9	10.7	9.49	15.1	15.0	14.9	14.6	12.5
	5.0	10.8	10.7	10.5	9.95	7.16	14.7	14.6	14.3	13.5	8.15
	7.0	10.4	10.2	9.93	8.96	4.69	14.2	14.0	13.4	11.5	4.69
	9.0	9.98	9.67	9.23	7.78	3.06	13.5	12.9	12.0	9.25	3.06
	11.0	9.46	9.03	8.43	6.53		12.5	11.6	10.5	7.08	
	14.0	8.56	7.95	7.16	4.69		10.7	9.55	8.15	4.69	
	18.0	7.90	7.18	6.30	3.74		9.47	8.19	6.70	3.74	
18.0	7.22	6.41	5.47	3.06		8.25	6.89	5.54	3.06		
550S162-43	3.0	8.31	8.28	8.23	8.07	7.18					
	5.0	8.13	8.05	7.93	7.51	5.43					
	7.0	7.87	7.72	7.49	6.75	3.59					
	9.0	7.54	7.30	6.95	5.88	2.34					
	11.0	7.14	6.81	6.34	4.96						
	14.0	6.46	5.98	5.36	3.59						
	18.0	5.96	5.40	4.69	2.86						
18.0	5.44	4.81	4.05	2.34							
550S162-33	3.0	5.78	5.78	5.74	5.65	5.17					
	5.0	5.68	5.64	5.56	5.37	3.95					
	7.0	5.55	5.47	5.35	4.90	2.61					
	9.0	5.38	5.23	5.02	4.25	1.69					
	11.0	5.14	4.93	4.60	3.58						
	14.0	4.69	4.33	3.86	2.61						
	18.0	4.32	3.90	3.37	2.07						
18.0	3.94	3.47	2.89	1.69							

Una vez evaluadas las ecuaciones descritas, se debe escoger el valor que controla el pandeo en el panel, es decir el menor. Por último, se verifica la capacidad de la conexión del revestimiento al montante. Ver tabla 7.

### Fuerza limitada por la conexión entre el revestimiento y el montante.

Se debe revisar el límite entre la conexión del revestimiento al panel, para este caso AISI S240 presenta la máxima carga especificada por el espesor del revestimiento en yeso y el número de tornillo.

Tabla 7 Máxima carga axial nominal. Fuentes AISI S240.

<b>Maximum Axial Nominal Load [Specified Load] Limited by Gypsum Sheathing-to-Wall Stud Connection Capacity</b>		
<b>Gypsum Sheathing</b>	<b>Screw Size</b>	<b>Maximum Nominal [Specified] Stud Axial Load</b>
1/2 inch (12.7 mm)	No. 6	5.8 kips (25.8 kN)
1/2 inch (12.7 mm)	No. 8	6.7 kips (29.8 kN)
5/8 inch (15.9 mm)	No. 6	6.8 kips (30.2 kN)
5/8 inch (15.9 mm)	No. 8	7.8 kips (34.7 kN)

Por último, se determina la fuerza axial admisible del conjunto por LRFD, así:

$$\phi=0.85$$

$$\phi * P_n$$

Ecuación. 18

### 2.6.2 Diseño de panel sometido a carga lateral.

Siguiendo los parámetros descritos en AISI S400 la resistencia nominal al corte se determina de acuerdo con:

$$V_n = v_n * w$$

Ecuación. 19

$$\frac{h}{w} \leq 2$$

Ecuación. 20

Donde:

$h$  = Altura del muro de corte.

$w$  = Ancho del muro de corte.

$v_n$  = resistencia nominal a corte por unidad de longitud.

$$\phi=0.7$$

Los datos de la siguiente tabla son utilizados en Canadá de acuerdo con ensayos practicados

Tabla 8 Resistencia nominal a cortante. Fuente: AISI S400

**Nominal Shear Resistance ( $v_n$ ) per Unit Length for Seismic Loads for Shear Walls Sheathed With Gypsum Board on One Side of Wall<sup>1,2,3</sup> (kN/m)**

Assembly Description	Maximum Aspect Ratio (h:w)	Fastener Spacing at Panel Edges/Field (mm)			Designation Thickness of Stud and Track (mils)	Required Sheathing Screw Size
		100/300	150/300	200/300		
12.5 mm gypsum board; studs max. 600 mm o.c.	2:1	3.4	3.1	2.7	33 (min.)	6

En algunos países como: México tienen sus propias tablas, sin embargo, para los cálculos desarrollados en el presente trabajo se usaron los datos obtenidos en Canadá.

Cuando se utilizan arriostramientos diagonales el marco metálico será analizado como una cercha, y la capacidad de carga lateral estará limitada a la resistencia a tensión del elemento que arriostra.

### 2.6.3 Diseño a flexión de paneles revestidos con láminas de yeso.

Existen varios métodos para determinar la capacidad a flexión, pero dependerá de la precisión que se desee la elección de este. En el método del ancho efectivo se determinan unas áreas utilizando las áreas efectivas del ala de compresión y del alma de la viga, se calculan para el esfuerzo de compresión desarrollado a partir del momento de flexión. Sin embargo, otro método muy común para estimar la capacidad a flexión con mayor facilidad puede determinarse considerando que la inercia de la sección es constante en la longitud del elemento.

La aproximación para estimar el momento resistente, cuando no se tiene en cuenta el arriostramiento por el revestimiento, se puede calcular así:

$$\sigma = \frac{M * Ycg}{I}$$

Ecuación. 21

Sin embargo, cuando se utiliza el revestimiento, como se ha mencionado anteriormente se genera una restricción discreta, es decir el revestimiento arriostra las vigas, ocasionando que

se pueda evitar el pandeo global, por lo tanto, el pandeo local y la fuerza nominal debida al pandeo por distorsión podrán determinarse siguiendo el procedimiento descrito a continuación:

Momento nominal considerando el pandeo local.

$$Mnl = Se * Fy$$

**Ecuación. 22**

$$\phi Mnl$$

**Ecuación. 23**

Para determinar la fuerza de pandeo por distorsión, es necesario determinar el momento por pandeo de distorsión, se debe tener en cuenta las restricciones generadas por las conexiones del revestimiento y el módulo del revestimiento utilizado.

Para determinar  $k\phi$ , se calcula inicialmente  $k\phi_w$ , Así:

$$k\phi_w = EI_w/L_1 + EI_w/L_1$$

**Ecuación. 24**

Donde:

$EI_w$ = módulo de rigidez de las láminas de yeso. N-mm<sup>2</sup>/mm

$L_1$  y  $L_2$  = ver figura 13.

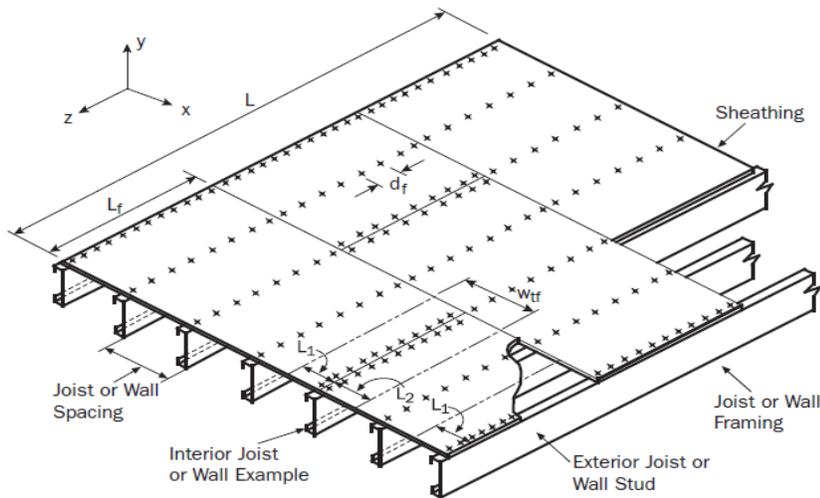


Figura 14 Dimensiones utilizadas en el diseño a momento. Fuente: (Yu, 2003)

Tabla 9 Restricción rotacional. Fuente: (Yu, 2003)

T (mils)	t (in.)	$k_{\phi c}$ (lbf-in./in./rad)	$k_{\phi c}$ (N-mm/mm/rad)
18	0.018	78	348
27	0.027	83	367
30	0.03	84	375
33	0.033	86	384
43	0.043	94	419
54	0.054	105	468
68	0.068	123	546
97	0.097	172	766

Note:

1. Fasteners spaced 12 in. (25.4 mm) o.c. or less.

Tabla 10 Rigidez lamina de yeso. Fuente: (Yu, 2003)

Board Thickness (in.) (mm)	$EI$ (Lbf-in. <sup>2</sup> /in.) of width (N-mm <sup>2</sup> /mm)
0.5 (12.7)	1500 to 4000 (220,000 to 580,000)
0.625 (15.9)	3000 to 8000 (440,000 to 1,160,000)

Note:

1. Gypsum board bending rigidity is obtained from the Gypsum Association.

Posteriormente se debe seleccionar el valor de  $k_{\phi c}$  de acuerdo con el espesor del perfil para poder obtener  $k_{\phi}$ , la rigidez elástica rotacional y geométrica por la conexión son obtenidas a partir de:

$$K_{\phi} = (1/k_{\phi w} + 1/k_{\phi c}) - 1$$

Ecuación. 25

$$K_{\phi f e} = \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 \left( EI_{x_f} * (X_{of} - h_{x_f})^2 + EC_{w_f} - E \frac{I_{xy_f}^2}{I_{y_f}} (X_{of} - h_{x_f})^2 \right) + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 * G * J_f$$

Ecuación. 26

$$K_{\phi w e} = \left( \frac{E * t^3}{6h_0(1-\mu^2)} \right)$$

Ecuación. 27

$$K_{\phi w g} = \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 * \left(\frac{t * h_0^3}{60}\right)$$

Ecuación. 28

Donde L= será el menor valor entre,

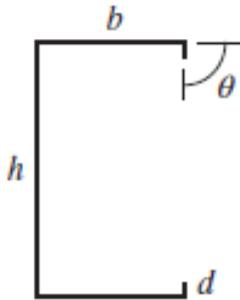
$$L_{crd} = \left( \frac{6\pi^4 h_0(1-\mu)}{t^3} \right)^4 \left( I_{x_f}(X_{of} - h_{x_f})^2 + C_{w_f} - \frac{I_{xy_f}^2}{I_{y_f}} (X_{of} - h_{x_f})^2 \right)^{1/4}$$

Ecuación. 29

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 38

$L_m =$  Distancia entre la conexiones discretas.

Las propiedades calculadas para un perfil montate tipo C, son obtenidas a partir de las siguientes ecuaciones.



$$A_f = (b + d)t$$

**Ecuación. 30**

$$J_f = \frac{1}{3}bt^3 + \frac{1}{3}dt^3$$

**Ecuación. 31**

$$I_{xf} = \frac{t(t^2b^2 + 4bd^3 + t^2bd + d^4)}{12(b + d)}$$

**Ecuación. 32**

$$I_{yf} = \frac{t(b^4 + 4db^3)}{12(b + d)}$$

**Ecuación. 33**

$$I_{xyf} = \frac{tb^2d^2}{4(b + d)}$$

**Ecuación. 34**

$$C_{wf} = 0$$

**Ecuación. 35**

$$x_{of} = \frac{b^2}{2(b + d)}$$

**Ecuación. 36**

$$h_{xf} = \frac{-(b^2 + 2db)}{2(b + d)}$$

**Ecuación. 37**

$$h_{yf} = y_{of} = \frac{-d^2}{2(b + d)}$$

**Ecuación. 38**

Por último, el momento por deformación elástica es evaluado a partir de la siguiente ecuación.

$$M_{crd} = S_f * F_{crd}$$

**Ecuación. 39**

Donde:

$$F_{crd} = \beta * \frac{k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi}}{k_{\phi fg} + k_{\phi wg}}$$

**Ecuación. 40**

$$S_f = \frac{Ix}{\frac{h_o}{2}}$$

**Ecuación. 41**

Para una sección C – Stud se tiene que el momento por pandeo distorsional se calcula siguiendo.

$$\lambda d = \sqrt{\frac{My}{M_{crd}}}$$

**Ecuación. 42**

$$M_{nd} = [1 - 0.22(\frac{M_{crd}}{My})^{0.5}](\frac{M_{crd}}{My})^{0.5} My$$

**Ecuación. 43**

$$\phi M_{nd}$$

Finalmente se escoge el valor que controla, es decir el valor menor de momento y se multiplica por el factor de resistencia  $\phi=0.9$

## 2.7 Coeficiente de capacidad de disipación básico (R).

Para evaluar el coeficiente de capacidad de disipación de energía básico debido a la ductilidad  $R_{\mu}$ , se utilizó el método planteado en una de las investigaciones realizadas por Newmark y Hall(1982), (Roberto Rochel Awad, 2012). Allí establece que el parámetro es sensible al periodo de la estructura, por lo cual utiliza el criterio de iguales desplazamiento e igualdad de energía.

Concluyendo que, para periodos  $T > 1$

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 40

$$R = \mu$$

**Ecuación. 44**

Donde:

$$\mu = \delta u / \delta y$$

**Ecuación. 45**

y para periodos cortos  $0.12 \text{ s} \leq T \leq$

$$R = \sqrt{2\mu - 1}$$

**Ecuación. 46**

## 2.8 Rigidez Teórica

La rigidez teórica de un panel en el steel framing es presentada (Nie et al., 2020) en una de sus investigaciones con la ecuación 46, esta fue adoptada para el cálculo de la rigidez teórica, los detalles de presentan en el anexo 9.5.

$$K = \frac{E A L^2}{(L^2 + H^2)^{3/2}}$$

**Ecuación. 47**

## 2.9 La rigidez experimental

Para obtener la rigidez experimental AISI presenta un documento con los métodos actualmente utilizados para determinar la rigidez en ensayos de laboratorio, la ecuación 47 predice la rigidez en elementos construidos en SF, teniendo en cuenta la geometría del elemento.

$$K = \frac{P * a}{\Delta * b}$$

**Ecuación. 48**

Donde:

P= Carga lateral

a= Altura del espécimen

b= Ancho del espécimen

$\Delta$ = Desplazamiento

### **3. ESTADO DEL ARTE.**

Existen diferentes trabajos de investigación los cuales se han enfocado en el comportamiento estructural; es así como se han realizado pruebas de mesa vibratoria, ensayos cíclicos a cortante con diferentes materiales en yeso, acero y madera, multinacionales como Knauf empresa dedicada a la fabricación de placas en yeso para steel framing, han financiado proyectos para caracterizar sus sistemas en estructurales y no estructurales, sin embargo han encontrado que las capacidades de carga máxima son muy sensibles a arriostamientos o cambios de revestimiento por lo cual recomiendan realizar más investigaciones para complementar la información actual.(Landolfo, 2019)

A continuación, se presentan algunas investigaciones del sistema Steel framing.

#### **3.1 Comportamiento ante cargas laterales.**

En las últimas décadas varios programas de investigación se enfocaron en la respuesta sísmica y lateral. (Pan & Shan, 2011) realizaron ensayos cíclicos a paneles de Steel framing sometidos a fuerza cortante revestidos con paneles de yeso, considerando la distancia de las conexiones al borde de la placa. Los resultados mostraron que la falla era gobernada por las conexiones de los paneles, pero que no existía gran influencia en la distancia al borde, mientras que los arriostamientos en los paneles contribuyeron al aumento en un 20% de la capacidad resistente y a una reducción de la deflexión. Posteriormente, (Macillo et al., 2017), realizó una investigación a escala del comportamiento de una vivienda en steel framing sometida a cargas cíclicas, los resultados permitieron caracterizar que en los paneles de corte, la falla se da en la conexiones entre el revestimiento y el marco de acero, además que la resistencia ante carga lateral del panel se reduce en un 20 % en ensayos de corte cíclicos, y que la presencia del material de revestimiento aumenta la capacidad en un 50% con respecto al panel solo.

Por otra parte (Feng et al., 2019) realizó ensayos cíclicos a corte en paneles revestidos con láminas de yeso, encontrando que de acuerdo a la configuración de los elementos que componen el panel, este podrá obtener muy buenos resultados ante cargas sísmica, además, afirmó que el uso de revestimiento aumenta la capacidad y mejora el comportamiento ante cargas laterales. Es decir que una estructura en Steel framing no puede ser diseñada solo teniendo en cuenta los elementos formados en frio, debido a que las investigaciones

presentadas anteriormente sustentan el aumento de la capacidad a cortante cuando el sistema tiene un revestimiento.

Una investigación realizada por (C. Yu, 2010) evaluó el comportamiento lateral de paneles revestidos con láminas de acero de diferentes espesores, con una configuración de paneles de 1.22 m X 2.44 m, revestidos solo en una cara, encontrando que la falla común fue observada en la conexión montante-revestimiento.

En efecto, tal como lo mencionan los diferentes autores, los diseños que pretendan utilizar el Steel framing, deberán tener en cuenta el revestimiento, y sus propiedades en la evaluación de su desempeño en la edificación que estén realizando, debido a que el comportamiento de las estructuras dependerá en gran medida de, si el panel esta revestido en una o en las dos caras, las consideraciones para el diseño serán distintas por las restricciones que el revestimiento genera sobre el marco.

### **3.2 Comportamiento a flexión.**

Durante la revisión del estado del arte se encontraron varias investigaciones de paneles en Steel framing sometidos a cargas laterales cíclicas, probablemente por el enfoque a cargas de sismo, sin embargo, se encuentra poca información con respecto a ensayos fuera del plano.

Una investigación que tiene un amplio acercamiento al comportamiento de este sistema fuera del plano fue realizada por (Selvaraj & Madhavan, 2019), en esta investigación evaluaron el comportamiento estructural a flexión de un panel revestido con un tablero de 62% cemento y 28% madera, se restringió el movimiento en el plano, para evitar movimientos no deseados en el estudio de la flexión, utilizaron un actuador de 250 kN con un desplazamiento controlado de 0.3mm/min. Los autores concluyen que una correcta instalación entre el revestimiento y el montante influye en que la falla se dé primero en el montante por pandeo local del elemento, sin embargo, se debe tener en cuenta la esbeltez del elemento, ya que esta mejora la resistencia a momento de la estructura,

Por otra parte (Padilla-Llano et al., 2016) ha investigado la flexión en elementos formados en frío sometidos a cargas cíclicas, esta investigación no tuvo en cuenta ningún tipo de revestimiento, por lo cual el pandeo local, distorsional y torsión lateral fueron las variables

evaluadas, encontrando que la disipación de energía varía con respecto al tipo de pandeo que predomina en la falla, además que los elementos formados en frío proporcionan rigidez aun después del pandeo, pero presentan una reducción en su capacidad de momento en un 80%.

### **3.3 Comportamiento a compresión.**

El comportamiento en paneles sometidos a cargas axiales es uno de los casos de interés en cualquier análisis de estructural, las cargas dependerán del uso y los acabados de la construcción, razón por la cual existen investigaciones acerca del comportamiento a compresión y su influencia ante cargas combinadas. Autores como (Zhang et al., 2021) han investigado cómo influyen las cargas axiales en el comportamiento a corte, encontrando que para cargas axiales bajas no existe efecto alguno, pero que para cargas relativamente altas existe una disminución al corte.

Estudios realizados por (Landolfo, 2019), han descrito que solo existen dos formas de diseñar este tipo de elementos y son: diseñando totalmente en acero o diseñando con el revestimiento, sin embargo la última tiene una complicación y es la sensibilidad a factores como el distanciamiento de las conexiones, que pueden reducir ampliamente la capacidad y el tipo de revestimiento.

Observando el crecimiento del steel framing y las ventajas que puede traer el desarrollo, es pertinente avanzar en la investigación de paneles sometidos a cargas fuera del plano, axiales y de corte debido a la importancia que tienen en el diseño ante cargas de viento y sismo, que provocan flexión en los paneles, para evaluar el comportamiento es necesario tener en cuenta la longitud libre entre apoyos, distanciamiento entre montantes, distanciamiento entre conexiones del revestimiento – acero y espesores de los perfiles.

En la actualidad ante los desastres naturales como el huracán IOTA, ocurrido en el Departamento Archipiélago de San Andrés, fue expedido el decreto 1711 del 13 de diciembre del 2021, por el cual se modificó parcialmente la norma sismo resistente NSR-10, con el fin de cambiar las velocidades de viento e incluir una nueva tipología de sistema constructivo en estructuras metálicas.” Sistemas estructurales de resistencia sísmica con perfiles de lámina formada en frío para edificaciones de 1 y 2 pisos”, es decir que se pretende construir con steel framing.(Vivienda, 2021)

Dadas las pocas investigaciones que estudian el comportamiento del sistema ante solicitaciones fuera del plano, el presente proyecto pretendió abordar no solo el comportamiento y capacidad ante cargas en el plano, sino que también fuera de él, tomando como base las investigaciones y el decreto mencionado anteriormente, los cuales reflejan la pertinencia de este proyecto, se procuró obtener unos valores que puedan ser objeto de aporte al estado del arte.

## **4. OBJETIVOS**

### **4.1 Objetivo general.**

Evaluar el comportamiento de paneles en Steel Framing revestidos con placas de yeso recubiertas con cartón reforzado sometido a diferentes solicitaciones.

### **4.2 Objetivos específicos.**

- Evaluar teóricamente la capacidad a flexión, compresión y corte de los paneles siguiendo los parámetros de AISI S100-16 – North American Standard for Cold-Formed Steel.
- Determinar experimentalmente la resistencia a flexión, compresión y corte de los paneles en Steel framing con revestimiento en láminas de yeso sometidos a cargas fuera del plano.
- Validar los resultados obtenidos de forma experimental para las dos tipologías de paneles.
- Realizar un comparativo económico entre el sistema Steel framing y el tradicional en mampostería estructural.

## **5. Programa experimental.**

La metodología llevada a cabo para la realización del proyecto planteado en este documento se clasifica en dos importantes ítems: El primero donde analizaron las ecuaciones para el cálculo de las capacidades teóricas de los paneles Steel framing, basado en AISI y el segundo en la evaluación experimental de paneles sometidos a solicitaciones de corte, compresión y flexión. Como base para la realización de los ensayos de laboratorio fueron tomadas las normas ASTM. Todo el programa experimental se llevó a cabo en el laboratorio de Estructuras y Materiales – Alejandro Sandino, de la Universidad Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

### **5.1 Variables de estudio.**

A continuación, se presentan las variables objeto de estudio, para el desarrollo de este documento:

- Tamaño de espécimen (simple y acoplado)
- Continuidad del revestimiento.
- Numero de fijaciones (simple y acoplado)
- Cantidad de montantes

### **5.2 Panel en Steel framing revestido con placas de yeso.**

Los paneles en steel framing que son usados como elementos de resistencia estructural, usualmente son revestidos en sus dos caras laterales, ya que su uso común es para fachadas o divisiones interiores, a continuación, se presenta las figuras 15 y 16 con las dimensiones de un panel simple y dos paneles acoplado los cuales fueron objeto de estudio para los tres casos de carga (lateral, compresión y fuera del plano). Las aberturas en los montantes son utilizadas para los pases de las tuberías.

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 47

Configuración geométrica para un panel simple revestido con placas de yeso.

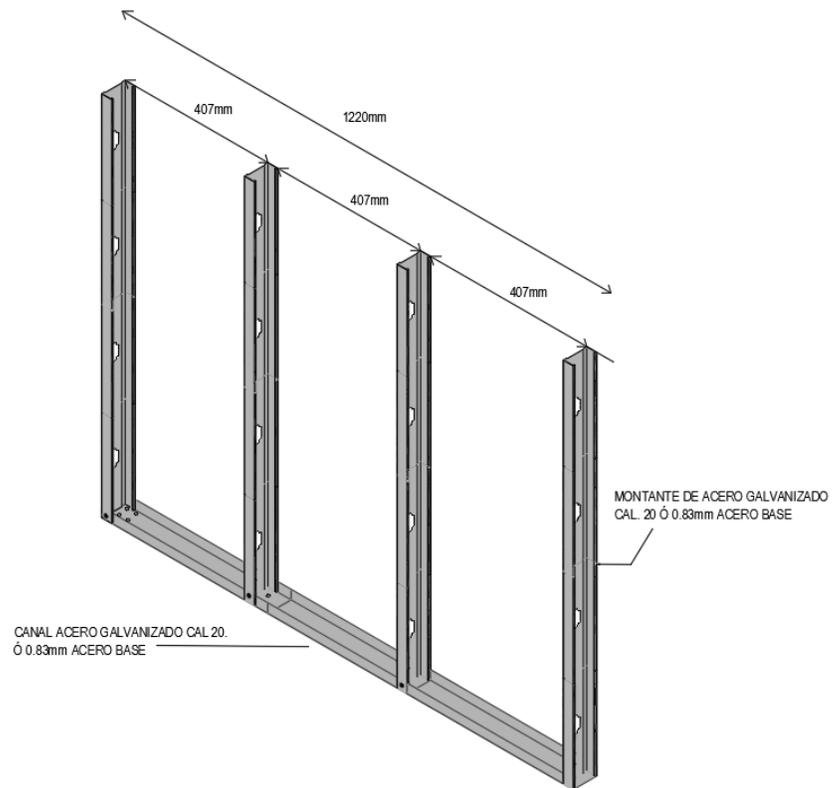


Figura 15 Esquema panel simple, dimensiones 1.22m X 2.44m

Configuración geométrica para dos paneles acoplados. (panel doble)

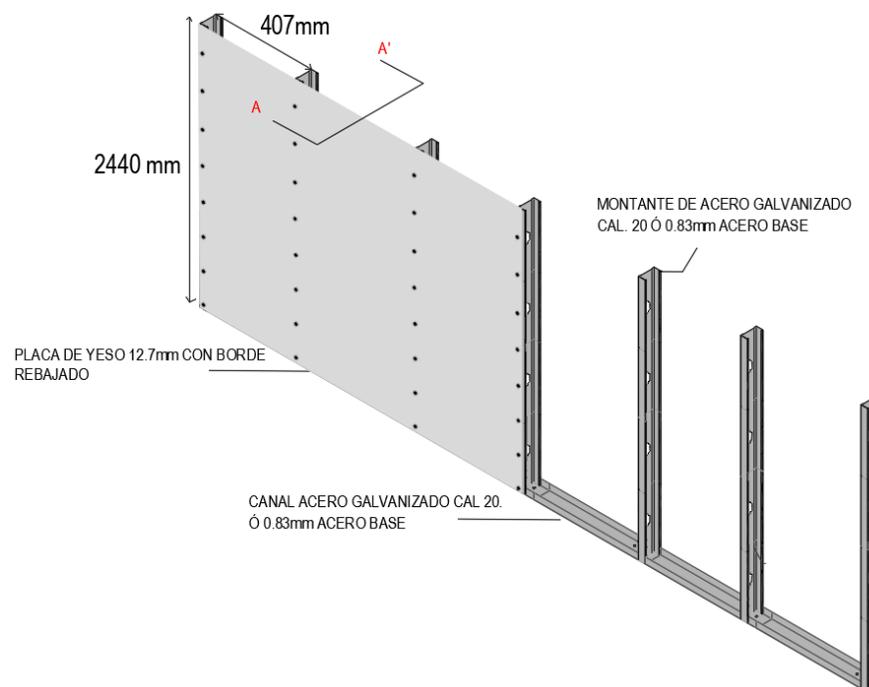


Figura 16 Esquema panel doble, dimensiones 2.44m X 2.44m,

En la figura 17, se puede observar el corte A – A' en planta, el ancho total de panel con las dos placas en las caras laterales conectadas mediante tornillos a los montantes.

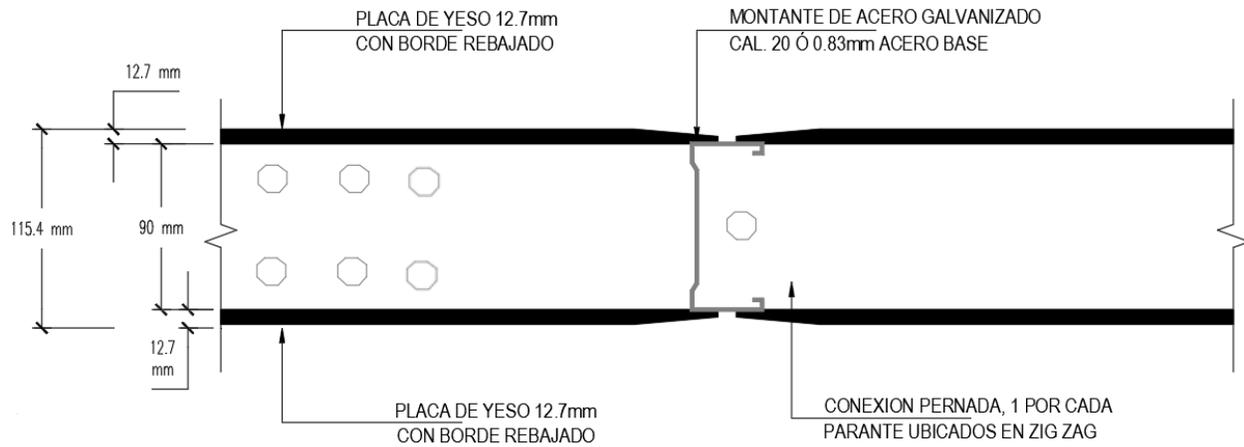


Figura 17 vista en planta, corte A-A'

Para las conexiones de las soleras con su apoyo se propuso utilizar 6 pernos en el inicio y fin del panel, con el fin de restringir el movimiento y que la falla no de inicio en este lugar.

### 5.2.1 Identificación de los paneles.

Ahora bien, para la identificación y cantidad de los especímenes de ensayo se presenta la siguiente tabla, donde:

M= Panel.

S= Simple.

L=Lateral.

C= Carga

D=Doble.

A= Axial

# = Numero de ensayo

Tabla 11 Identificación de especímenes de ensayo

Ensayo	Designación	Cantidad
Panel simple -ensayo a cortante en el plano.	M-S-C-L-#	3
Panel simple -ensayo a compresion.	M-S-C-A-#	3
Panel simple - ensayo a flexion fuera del plano	M-C-S-#	3
Panel Doble -ensayo a cortante en el plano.	M-D-C-L-#	3
Panel Doble -ensayo a compresion.	M-D-C-A-#	3
Panel Doble - ensayo a flexion fuera del plano	M-C-D-#	3

### 5.3 Materiales.

Se presentarán algunas propiedades físicas y mecánicas de los materiales, las cuales fueron necesarias para el cálculo de las capacidades teóricas y posterior validación con los resultados obtenidos en el programa experimental.

#### 5.3.1 Paneles de yeso.

Los paneles de yeso están compuestos por un núcleo de roca de yeso y aditivos, cuyas caras están revestidas por varias capas de 100% celulosa de procesos reciclados, son fabricadas cumpliendo las especificaciones de la norma NTC16159.

Tabla 12 Propiedades físicas de panel de yeso

Presentación	
Ancho	1,22m
Largo	2,44m
Espesor	0,0127m
Peso	6,8kg/m <sup>2</sup>

Tabla 13 Propiedades mecánica de los paneles de yeso

Propiedades mecánicas		
Espesor (mm)	Resistencia perpendicular (N)	Resistencia paralela (N)
9,5	150	380
12,7	200	590
15,9	280	780

### 5.3.2 Acero formado en frío.

El acero formado en frío puede tener diferentes espesores según el uso, esta investigación se limitó a elementos fabricados en calibre 20 (0.83 mm, acero base), el cual está descrito por AISI como estructural. Las dimensiones de los montantes utilizados son 3-5/8 " X 1-5/8", el peso es 1.36 (kg/m), en cuanto a las propiedades mecánicas el límite de fluencia es de 230 MPa y el límite de rotura es de 360 MPa.

### 5.3.3 Tornillos.

Las conexiones usadas fueron atornilladas con pernos A307 o A325, autoperforantes, los tornillos 8 X 1/2" se usaron para las conexiones de montantes con soleras, y para la conexión del revestimiento con los montantes se utilizaron tornillos 6X1". Véase figura 18 y 19.



Figura 18 Tornillo autoperforante 8 X 1/2" conexión montante- solera



Figura 19 Tornillo autoperforante conexión revestimiento - montante

## 5.4 Capacidades a corte mediante carga estática en paneles simples y dobles

El cálculo y posterior evaluación en el programa experimental inició con la valoración en paneles simples, con una configuración geométrica de 2.44 m X 1.22 m, el espesor de los paneles es de 0.1154 m, con las dos caras laterales revestidas en láminas de yeso de 12.7mm, posteriormente se realizó para los paneles dobles. La carga estática fue aplicada por medio de un gato hidráulico.

De acuerdo con las normas de ensayo de American Society Testing Materials (ASTM, por sus siglas en inglés), se debían realizar mínimo 2 ensayos, pero si la diferencia en los resultados era más de un 15% se debía realizar un tercer ensayo y los valores tomados como resistencia y rigidez serán los más bajos obtenidos de los tres especímenes ensayados siguiendo la ASTM.

### 5.4.1 Evaluación de resistencia al corte en paneles.

Para los cálculos teóricos y la validación experimental se simuló las condiciones de trabajo del panel, anclándolo a una viga metálica en la parte inferior por medio de pernos y restringir el movimiento fuera del plano en la zona superior por medio de dos perfiles tubulares a una altura de 1.80 m para evitar que el espécimen de ensayo se saliera del plano mientras era aplicada la carga, posteriormente se aplicó la fuerza en el borde superior en sentido paralelo al plano del espécimen, ver figura 20

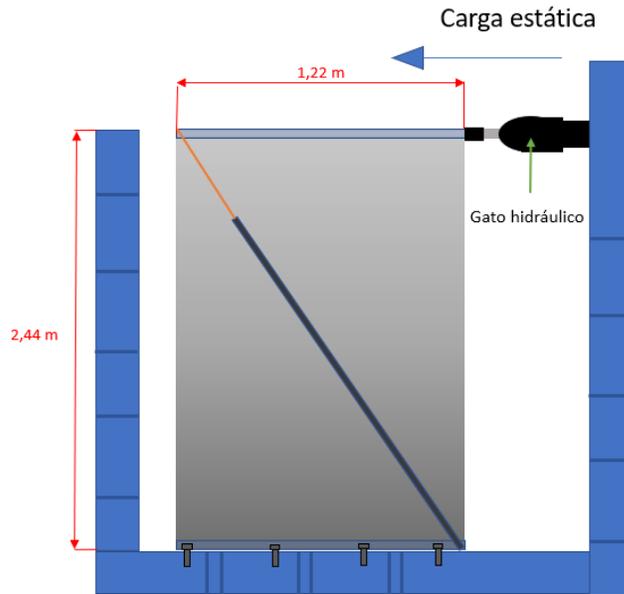


Figura 20 Esquema de ensayo a paneles simples (M-S-C-L-#)

Mediante esta valoración se pretendía conocer la capacidad al corte de un panel en Steel framing, de gran ayuda cuando se estén diseñando o analizando para cargas de sismo y viento, y su efecto en la estructura.

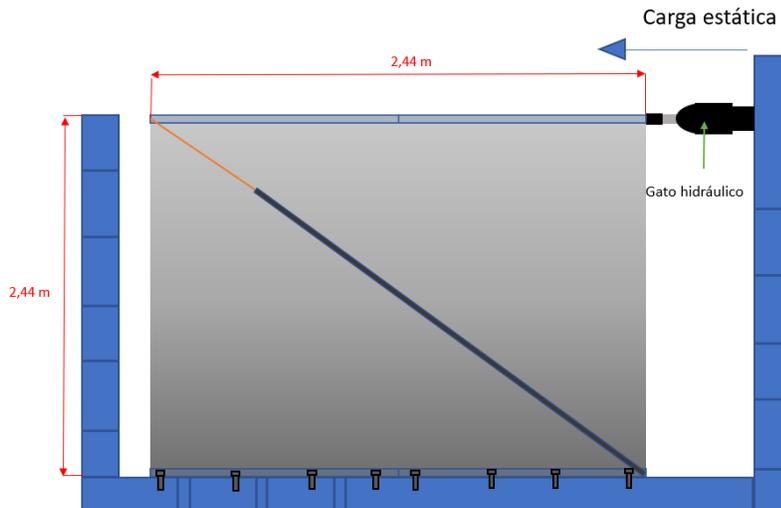


Figura 21 Esquema de ensayo a paneles dobles (M-D-C-L-#)

### 5.4.2 Ensayo de compresión en paneles.

Mediante la propuesta de este ensayo se buscaba obtener la capacidad de un panel sometido a cargas de compresión, se realizaron tres especímenes de ensayo, la geometría del panel fue ajustada a las dimensiones de uso real, es decir, panel simple 1.22m x 2.44m y panel doble 2.44m x 2.44m. La carga fue aplicada con un gato hidráulico sobre una viga metálica para garantizar que fuera distribuida en la longitud total del espécimen.

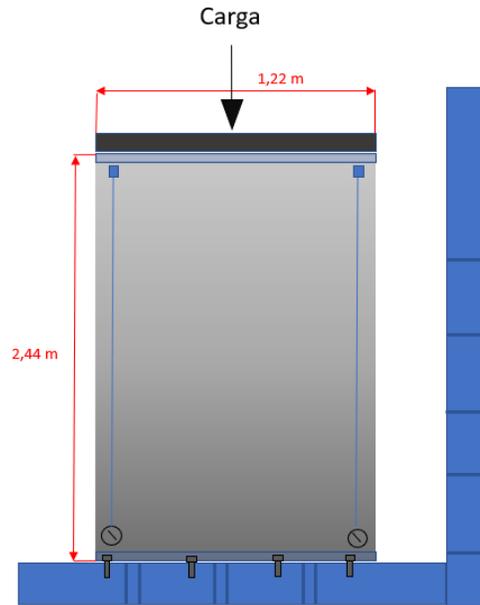


Figura 22 Esquema de ensayo a paneles simples a compresión (M-S-C-A-#)

Las cargas de compresión axial en los paneles de Steel framing, son inducidas por niveles propios de ocupación en las viviendas, este ensayo permite evaluar el comportamiento y la capacidad máxima que puede aplicarse.

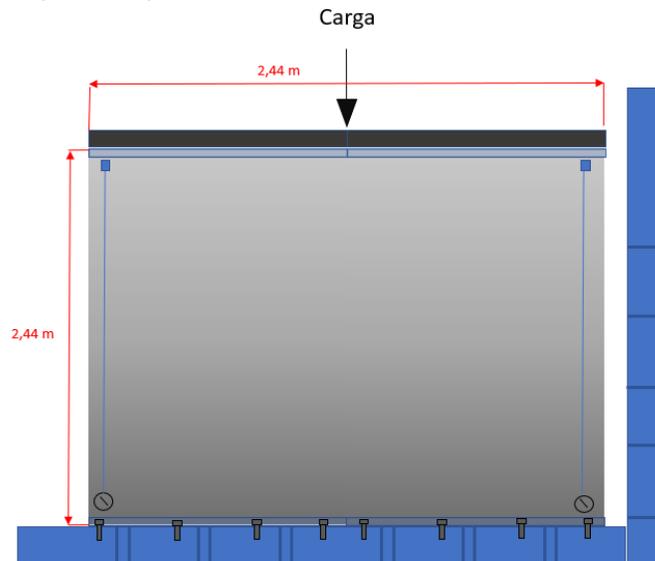


Figura 23 Esquema de ensayo a paneles dobles en compresión (W-D-C#)

### 5.4.3 Ensayo a flexión fuera del plano

Mediante la propuesta de este ensayo, se buscaba caracterizar el comportamiento de un panel de entramado metálico o de madera, sometido a cargas fuera del plano, los ensayos se realizaron en tres especímenes, simples 1.22 m x 2.44 m y dobles 2.44 m x 2.44m, para este ensayo el espécimen fue dispuesto de forma vertical. Ver figura 24.

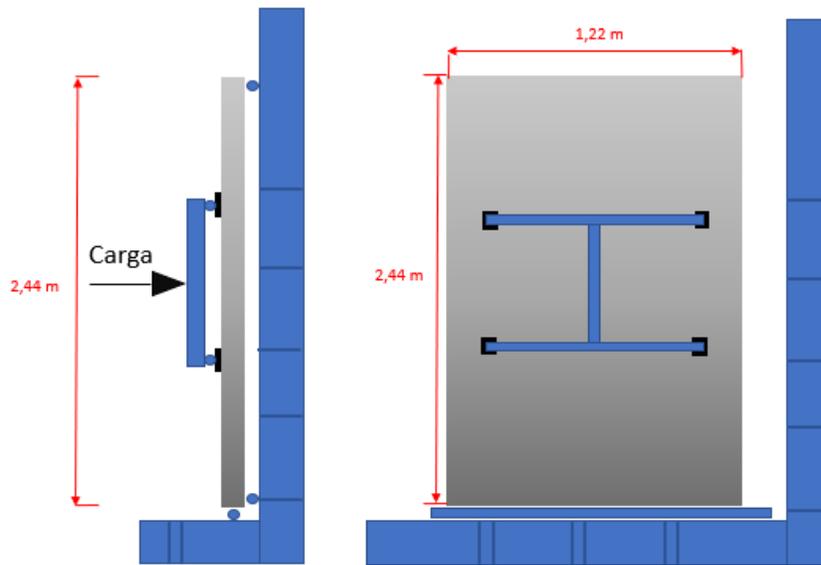


Figura 24 Esquema de ensayo a flexión fuera del plano, panel simple (W-S-F#)

## 5.5 Cálculos teóricos

### 5.5.1 Cálculos teóricos carga axial

Con base en la metodología presentada 2.5 y las propiedades de los materiales y características de los paneles a evaluar, se obtuvieron las siguientes capacidades teóricas, para el cálculo detallado ver, anexo 9.2

Paneles simples revestidos en las dos caras sujetos a fuerzas axiales – (compresión)

Tabla 14 valores teóricos ensayos a compresión en paneles simples y dobles.

Tipo	Carga axial teórica (kN)
MSCA-1-2-3	101
MDCA-1-2-3	176

### 5.5.2 Cálculos teóricos carga lateral.

Siguiendo la metodología descrita en 2.5.2., se obtuvieron los valores presentados a continuación ver anexo 9.1 para el cálculo detallado.

Capacidad de paneles simples y dobles ante cargas laterales en el plano.

Tabla 15 Valores teóricos paneles simples y dobles.

Tipo	Carga lateral teórica (kN)
MSCL-1-2-3	11,5
MDCL-1-2-3	18

### 5.5.3 Cálculos teóricos ante cargas fuera del plano.

A continuación, se presentan los valores obtenidos para los paneles simples y dobles, luego de seguir la metodología presentada en 2.6.3 ver anexo 9.1

Tabla 16 Valores teóricos para paneles simples y dobles ante cargas laterales

Tipo	Carga máxima (N-m)	Carga máxima P (N)
MCS-1-2-3	6011	15219
MCD-1-2-3	10520	26634

## 5.6 Proceso constructivo

Para la evaluación de las capacidades ante las diferentes solicitaciones en los paneles de Steel framing revestidos con placas de yeso, fue necesario construir los paneles con personal de obra calificado, ya que, aunque a simple vista parece un proceso fácil, hay que tener cuidado con las dimensiones que se dan al marco, en especial cuando se están acoplando más paneles.

### 5.6.1 Flexión.

El bajo peso de los montantes facilitó el proceso constructivo, ya que el ensamble se realizó en el suelo, ubicando los perfiles de tal manera que quedarán en el lugar correcto para atornillarlos ver fotografías 1 y 2.

Disposición de perfiles, para armado según la distancia descritas, ver figuras 14 y 15



Fotografía 1 proceso de ubicación de perfiles



Fotografía 2 fijación de los perfiles en su posición

Luego de tener el marco metálico ensamblado se procedió a instalar el revestimiento en yeso en ambas caras, dando vuelta fácilmente ya que el peso total del panel es de  $17.86 \text{ kg/m}^2$ , ver fotografía 3.

Revestimiento en placa de yeso



Fotografía 3 instalación del revestimiento

Ubicación en el marco de ensayo



Fotografía 4 Posicionamiento del ensayo a flexión

## 5.6.2 Compresión

Para el ensayo a compresión el marco de acero fue ensamblado de igual manera que a flexión y luego fue anclado a una viga metálica ver fotografía 5 y 6.

Construcción del panel en el marco



Fotografía 5 Anclaje del marco a la viga

Anclaje de solera inferior



Fotografía 6 Anclaje de solera a viga

Para facilitar el anclaje del marco metálico, el revestimiento fue instalado cuando ya se encontraba en posición de ensayo ver fotografía 7 y 8.



Fotografía 7 instalación de revestimiento



Fotografía 8 panel terminado

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 57

### 5.6.3 Corte.

El ensamble del marco se realizó dejándolo posicionado en el lugar de ensayo como puede observarse en las fotografías 9 y 10.

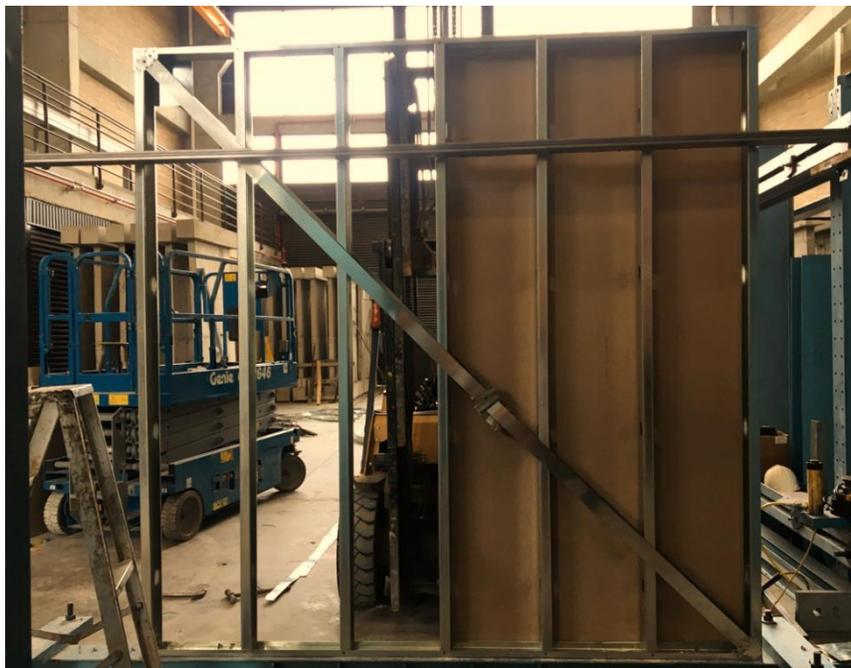


Fotografía 9 posicionamiento de perfiles



Fotografía 10 fijación de todos los perfiles.

Una vez que la estructura se encontraba ensamblada en su totalidad, se procedió a instalar el revestimiento teniendo cuidado de no perder la verticalidad en el proceso.



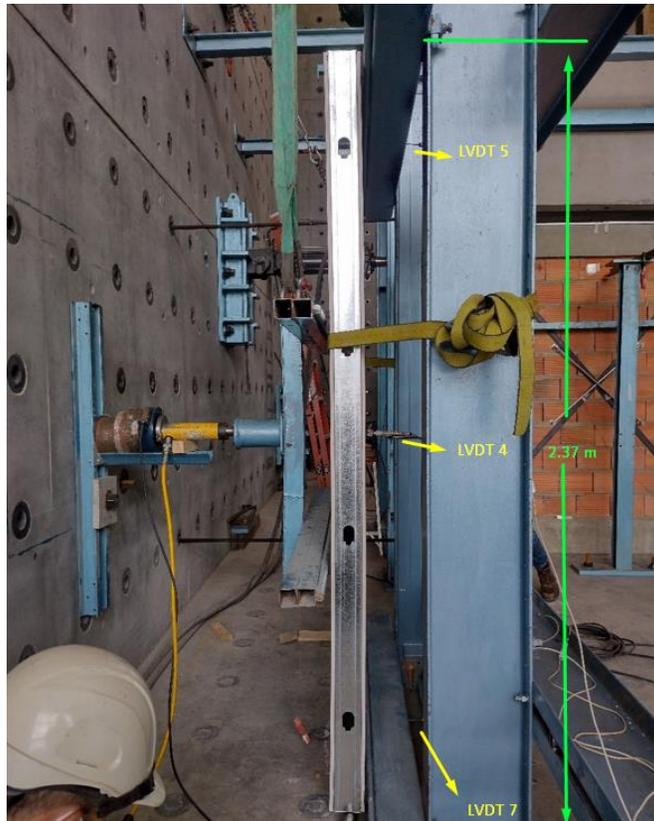
Fotografía 11 instalación de revestimiento.

## 6. RESULTADOS Y ANÁLISIS

A continuación, se presenta una recopilación de los datos obtenidos de forma experimental y el respectivo comparativo con los cálculos teóricos, identificando la variación de cada uno de los especímenes de prueba.

### 6.1.1 Capacidad de los paneles a flexión fuera del plano.

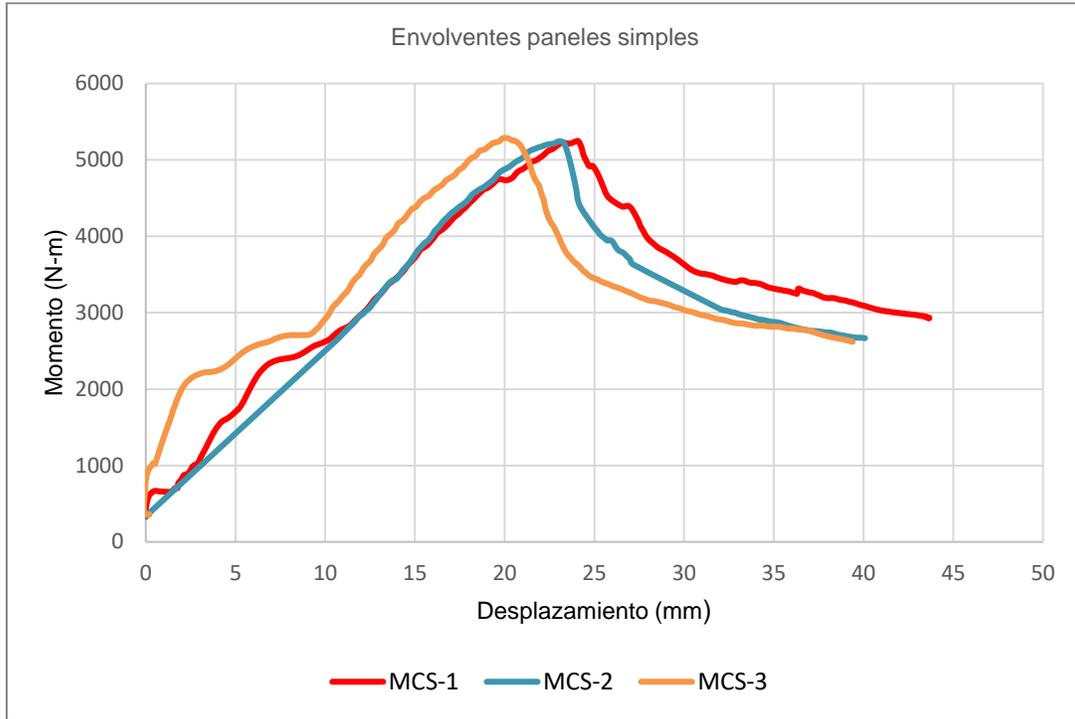
Fue evaluada la resistencia a flexión en los paneles simples siguiendo un protocolo de carga en ciclos continuos con aumentos de 25% respecto a la carga teórica esperada hasta llegar a la capacidad máxima, según lo descrito en el capítulo 5. A continuación en la fotografía 12 se puede observar el montaje y la instrumentación utilizada para la obtención de las deformaciones en los lugares de interés.



Fotografía 12 Ensayo a flexión fuera del plano instrumentación MCS-1

Para obtener la capacidad teórica de los paneles se siguió la metodología descrita en 5.5.3 obteniendo los siguientes valores: 6011 N-m panel simple y 10520 N-m panel doble.

A continuación, se presentan las envolventes para los tres especímenes de ensayo simples sometidos a la solicitación fuera del plano.



Grafica 1 Envolventes ensayos a flexión fuera del plano paneles simples

En la gráfica 1 se observa que los tres paneles simples tienen un comportamiento similar, identificando una zona lineal hasta llegar a la capacidad máxima. La diferencia porcentual entre especímenes es del orden de 14% como se observa en la tabla 17, por lo tanto, los ensayos cumplieron con el requisito iniciales para ser tenidos en cuenta, y es que ninguno tenga una diferencia mayor al 15% con respecto al otro.

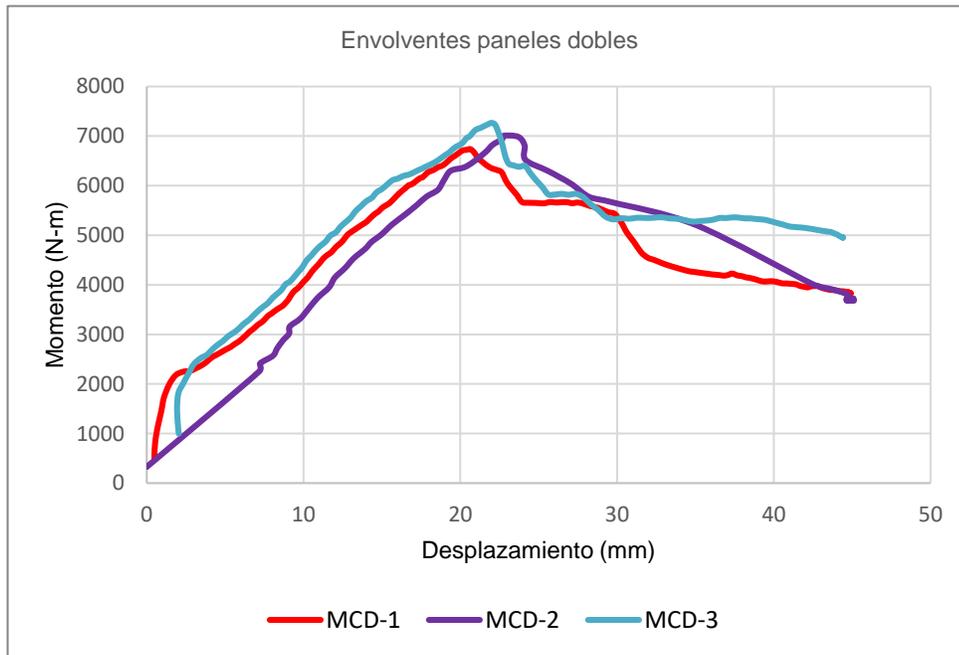
Tabla 17 Valores de momento máximo y desplazamiento en la zona elástica paneles simples

	Momento máximo experimental (zona elástica) (N-m)	Desplazamientos máximos en centro de la luz (mm)	Diferencias porcentuales de los desplazamientos en el centro de la luz
MCS-1	5286	27	14%

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 60

	Momento máximo experimental (zona elástica) (N-m)	Desplazamientos máximos en centro de la luz (mm)	Diferencias porcentuales de los desplazamientos en el centro de la luz
MCS-2	5244	23	14%
MCS-3	5285	20	14%
Promedio	5271	23	

En la gráfica 2 se presentan las curvas envolventes para los paneles dobles, se observa que también se comporta lineal hasta llegar a la capacidad máxima de carga y que además los desplazamientos máximos en la zona elástica e inelástica no presenta mayor variación con respecto a los paneles simples, por lo cual es posible decir que el desplazamiento no es un parámetro dependiente de la carga, sino que depende de la geometría y el material.



Grafica 2 Envolvente ensayos a flexión fuera del plano paneles dobles

En la tabla 18, se observan los valores obtenidos para los paneles dobles encontrando que las diferencias porcentuales cumplen con el criterio de ser menores al 15 %, y que los desplazamientos en el centro de la luz son prácticamente iguales a los obtenidos para paneles simples.

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 61

Tabla 18 Valores de momento máximo y desplazamiento en la zona elástica paneles dobles.

	Momento máximo experimental (zona elástica) (N-m)	Desplazamientos máximos en centro de la luz (mm)	Diferencias porcentuales de los desplazamientos
MCD-1	6736	21	-12%
MCD-2	7008	24	-12%
MCD-3	7266	22	8%
Promedio	7003	22	

A continuación, se presenta la tabla 19 la cual es una comparación de los momentos teóricos vs momentos experimentales para paneles simples, los últimos fueron promediados para obtener un solo valor, los momentos presentaron una variación promedio de un 12%, es decir que la metodología consultada en AISI predice un mayor valor de la capacidad máxima real obtenida.

Tabla 19 valores teóricos vs experimentales ensayos en paneles simples

Tipo	Momento teórico a flexión (N-m)	Momento experimental a flexión (N-m)	Diferencia Teórico vs experimental
MCS-1-2-3	6011	5271	-12%

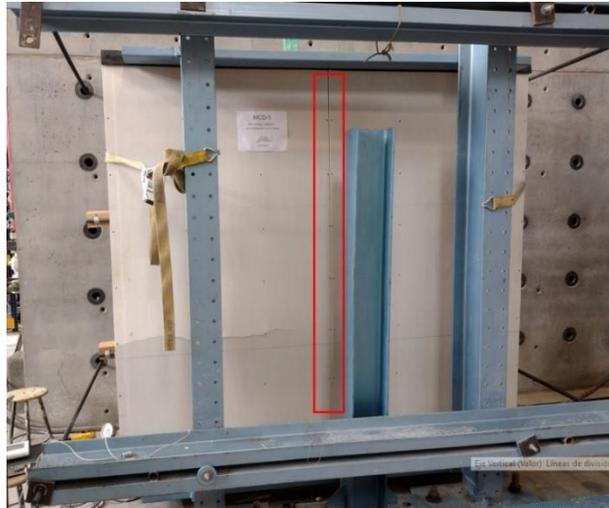
En la tabla 20, se observa una comparación para los paneles dobles del momento teórico vs el momento experimental, obteniendo una diferencia promedio de 33%, es decir que la metodología actual también sobre estima un promedio de 33.3% más la capacidad máxima.

Tabla 20 valores teóricos vs experimentales ensayos en paneles dobles

Tipo	Momento teórico a flexión (N-m)	Momento experimental a flexión (N-m)	Diferencia Teórico vs experimental
MCD-1-2-3	10520	7003	-33%

Al comparar el panel doble con él con el panel simple se observa que en el panel doble la diferencia se triplica, lo que se atribuye a la unión entre paneles, ya que al no ser un revestimiento completo como el del panel simple, no se puede garantizar que la carga sea distribuida en todos los montantes en la misma proporción, esto porque el montante en la unión tiene más tornillos de fijación se ver fotografía 13.

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 62



Fotografía 13 Unión de placas

### 6.1.2 Modos de falla

En las siguientes fotografías se pueden observar algunos modos de falla comunes obtenidos durante los ensayos a paneles simples y dobles, en las fotografías a y b se observa que la falla da inicio por pandeo local en los montantes, ocasionando la fractura del revestimiento en la conexión revestimiento – montante.



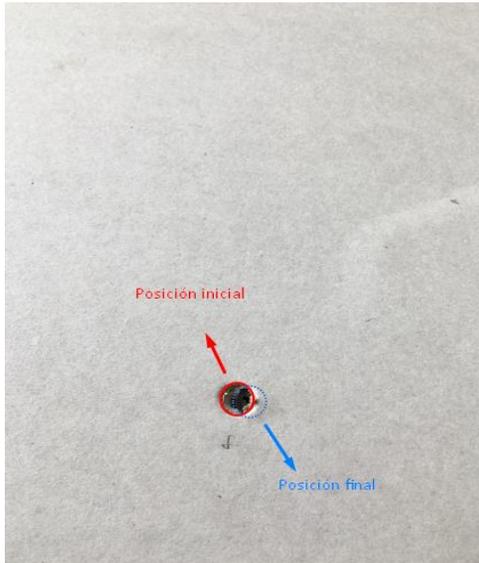
(a) Fractura del revestimiento en la conexión al montante.



(b) pandeo local en la zona en compresión.

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 63

En la fotografía c se observa el desgarramiento del revestimiento, en los tercios superior e inferior cuando la carga fue aumentada, por otro lado, la fotografía d presenta la fractura del revestimiento en la cara a tensión, la cual solo se presenta después de la falla en los montantes, es decir con una deformación aproximada de 40mm



(c) *Desgarramiento del revestimiento los tercios en superior e inferior.*



(d) *Fractura del revestimiento en la cara sometida a tensión*

La falla en los paneles simples y los paneles dobles fue igual en todos los ensayos, la única variación fue el lugar donde se iniciaba el pandeo en los montantes.

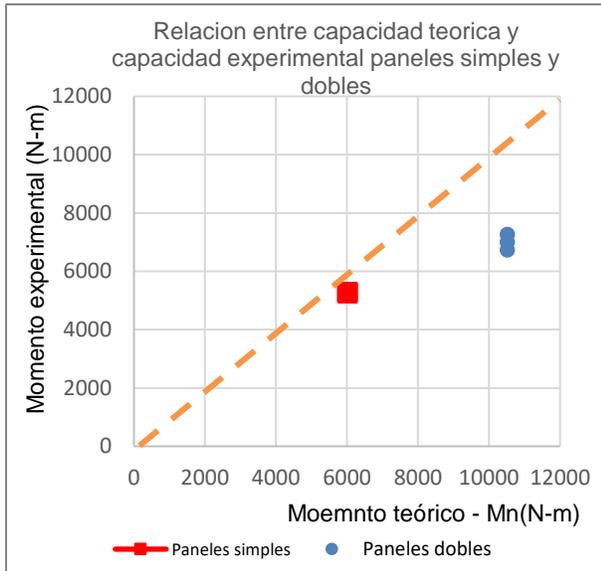


(e) *Pandeo local panel doble*

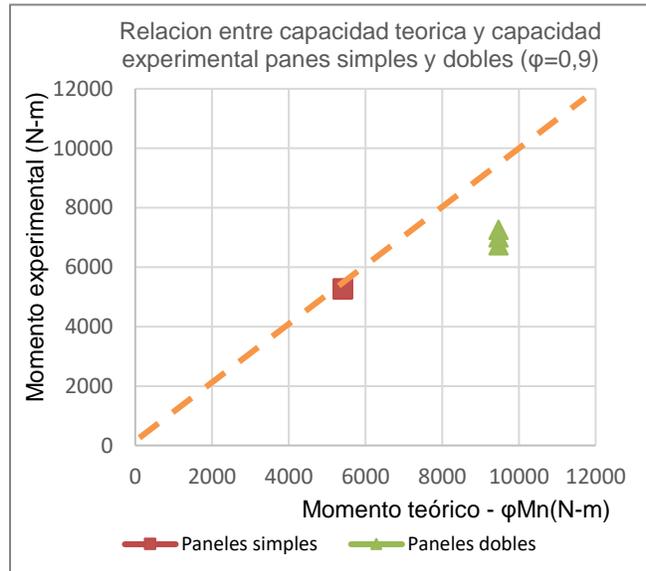
Fue posible concluir que la falla en todos los casos se inició en los montantes por pandeo local como lo menciona en su investigación (Selvaraj & Madhavan, 2019), sin importar que el panel sea simple o doble, pero también que las aberturas del montante son un factor importante, ya que las fallas siempre se presentaron cerca de estas, además la falla se da de manera aleatoria en los costados, esto se atribuyó a todas las variables que comprenden la construcción de los paneles, algunos presentaron falla en la zona superior y otros en la zona inferior.

Este párrafo se incluye con el fin de dar al lector una premisa acerca de cómo se da el inicio de la falla a flexión fuera del plano y que de esta manera se pueda predecir en construcciones actuales. La falla a flexión fuera del plano se inicia en los tercios extremos, las conexiones presentan desgarramiento del revestimiento en la zona de compresión como el observado en la fotografía (c) *Desgarramiento del revestimiento en los tercios extremos*. posterior a esto se presenta la fractura de las conexiones en la zona de compresión en el tercio central y por último la fractura total del revestimiento en la cara en tensión.

Para dar más claridad de los resultados obtenidos se presenta la gráfica 3, donde se observa la relación de capacidad teórica vs capacidad experimental, y la gráfica 4 que presenta la relación entre capacidad teórica vs capacidad experimental reducida por  $\phi$ .



Grafica 3 relación entre capacidad teórica y capacidad experimental



Grafica 4 relación entre capacidad teórica y capacidad experimental ( $\phi=0.9$ )

En las gráficas 3 y 4 se observa que los datos en su mayoría se encuentran por debajo de la línea trazada a 45° para los paneles simples y dobles, lo cual indica que las relaciones entre capacidad teórica vs capacidad experimental son menores a 1, por lo cual es posible concluir que la metodología actual sobre estima la capacidad teórica en todos los casos, aun cuando ya han sido multiplicadas por el coeficiente de reducción  $\phi$ , por lo tanto se recomienda realizar más ensayos con diferentes revestimiento, para obtener un coeficiente  $\phi$  que incluya todas las variables que tiene el sistema SF.

## 6.2 Ensayos a compresión

En primer lugar, se obtuvo el peso de la viga usada en el montaje para adicionarlo a la carga registrada por la celda durante el ensayo, se instrumentó en ambas caras del panel, mediante 4 LVDts colocados en dirección axial con el fin de observar y promediar la deformación unitaria en una longitud de 1.37 m, ver fotografía 14, el ensayo se realizó siguiendo el protocolo de carga con aumentos de 25% la capacidad máxima teórica siguiendo lo especificado en la guía ASTM -E72.

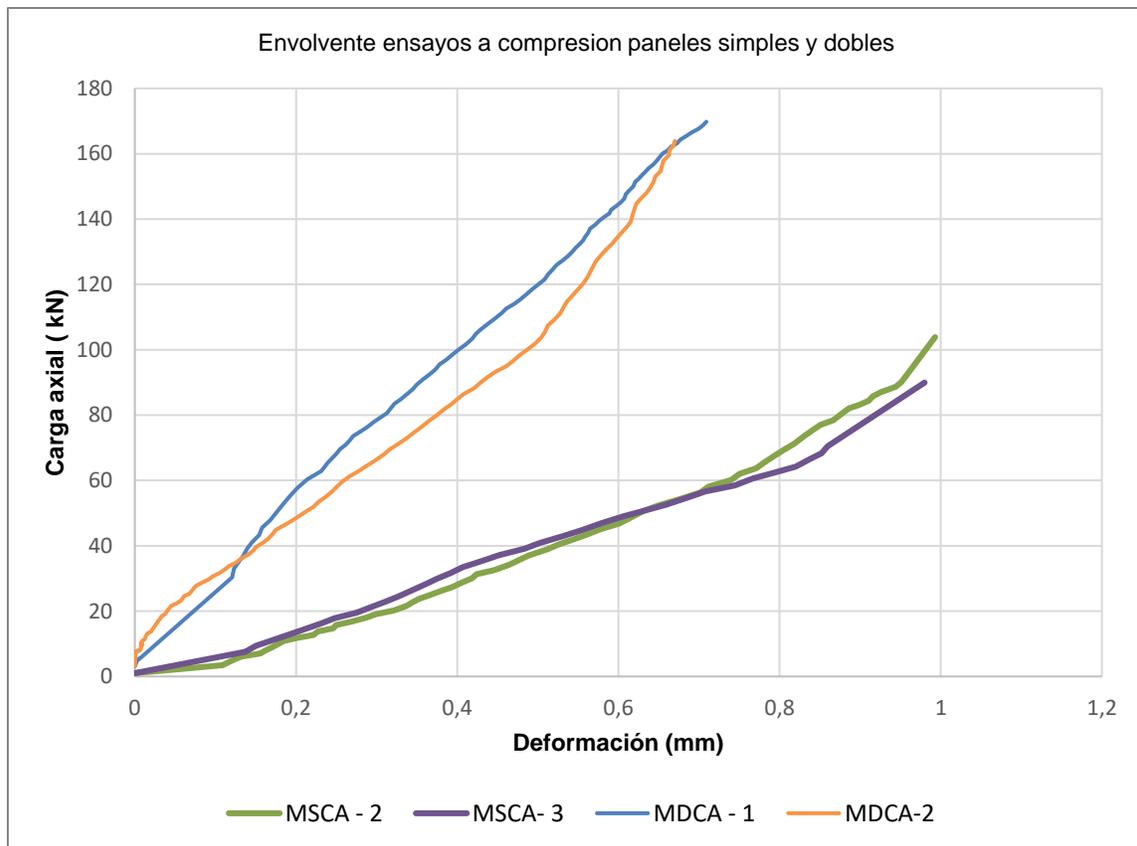


Fotografía 14 Instrumentación ensayos a compresión

### 6.2.1 Capacidad de los paneles a compresión

La capacidad de los paneles en compresión fue evaluada siguiendo lo descrito en ASTM E-72, a continuación, se presenta la gráfica 5 con las envolventes de los ensayos estáticos en los paneles simples y dobles, de acuerdo con lo presentado en la tabla 14 los valores para los paneles fueron 101 kN para paneles simples y 176 kN MPa para paneles dobles. Se descartaron dos muestras por problemas en el montaje.

Se observa que los paneles simples y dobles tienen un comportamiento lineal hasta alcanzar la capacidad máxima, sin embargo, el panel simple tiene un mayor acortamiento, esto se atribuye a la estabilidad que tiene el utilizar un espécimen con un ancho menor, ya que el panel doble fue más propenso a salirse de su plano, sin embargo, no fue posible identificar un pandeo general en el panel, ya que el lugar de la falla no fue predecible.



Grafica 5. Envolvente ensayo a compresión paneles simples y dobles

En la tabla 20 y 21 se presenta una comparación del esfuerzo teórico vs el esfuerzo experimental y de la carga teórica vs carga experimental para paneles simples, con el fin que el

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 67

lector tenga una mejor percepción de los datos obtenidos, se observó que no existió una alta variación en los datos.

Tabla 21 Comparación de valores teóricos vs experimentales. Paneles simples

Tipo	Esfuerzo Teórico (MPa)	Esfuerzo experimental (MPa)	Diferencia Teórico vs experimental
MSCA-2	0,718	0,736	2, %
MSCA-3	0,718	0,639	-11%

Tabla 22 Comparación de valores teóricos vs experimentales. Paneles simples

Tipo	Carga Teórica (kN)	Carga experimental (kN)	Diferencia Teórico vs experimental
MSCA-2	101	103	2%
MSCA-3	101	89	-11%

En la tabla 21 y 23 se presenta el esfuerzo teórico vs el esfuerzo experimental y la carga teórica vs carga experimental para paneles dobles, al igual que los paneles simples la variación es mínima.

Tabla 23 Comparación ensayos a compresión en paneles dobles

Tipo	Esfuerzo Teórico (MPa)	Esfuerzo experimental (MPa)	Diferencia Teórico vs experimental
MDCA-1	0,628	0,607	-3%
MDCA-2	0,628	0,586	-6%

Tabla 24 Comparación de valores teóricos vs experimentales. Paneles dobles

Tipo	Carga Teórica (kN)	Carga experimental (kN)	Diferencia Teórico vs experimental
MDCA-1	177	170	-3%
MDCA-2	177	165	-6%

Consecuentemente con los valores obtenidos las variaciones fueron atribuidas a todas las variables que deben estar perfectamente instaladas para el correcto funcionamiento en conjunto del panel razón por la cual el autor enfatiza el especial cuidado en las etapas de construcción y posterior control, con el fin de garantizar que el panel aporte capacidad de carga a compresión. Sin embargo, los valores obtenidos experimentalmente son altamente cercanos esto quiere decir que la metodología propuesta por AISI, tiene una buena aproximación a la capacidad máxima de carga real.

### **6.2.2 Modos de falla.**

De acuerdo con el protocolo de carga, inicialmente se realizó una precarga para asentar todas las conexiones, posteriormente al aumentar la carga se observó que el material de revestimiento se aplasta y finalmente comienza a trabajar en conjunto con el marco, algo usual en la construcción en obra es que los paneles no estén totalmente alineados con el marco, sin embargo en los ensayos no se observó que existiera relación con la capacidad de carga, ya que fue posible evidenciar el trabajo en conjunto, dado que supero la capacidad máxima del marco sin revestimiento. Algunas de las fallas encontradas en el proceso de carga fue que, en la medida que la carga aumenta algunas conexiones del revestimiento-montante del tercio inferior se desgarran hasta desprenderse totalmente del marco *(d) desprendimiento total del revestimiento*, por lo cual al fallar primero las conexiones pierde arriostramiento discreto y la falla se termina de dar por pandeo local en los montantes, en algunos casos la falla fue en la zona superior y otros en la zona inferior *(e) Pandeo local después de alcanzar su capacidad máxima*, en todos los casos el revestimiento se fracturó luego de aplastarse, *(c) aplastamiento del revestimiento*.

Una vez terminados los ensayos a compresión en paneles simples y dobles fue posible concluir que la capacidad máxima para la configuración propuesta en este proyecto, si está dada por la capacidad de la conexión revestimiento – montante, como fue calculada con la metodología unificada de AISI presentada en 2.6.1. la fotografía *(d) desprendimiento total del revestimiento*, sustenta lo anterior.

En la fotografía (a) falla de la conexión revestimiento – montante se da al alcanzar la capacidad máxima, pero también puede iniciar en la zona inferior como se observa en la fotografía (b)

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 69

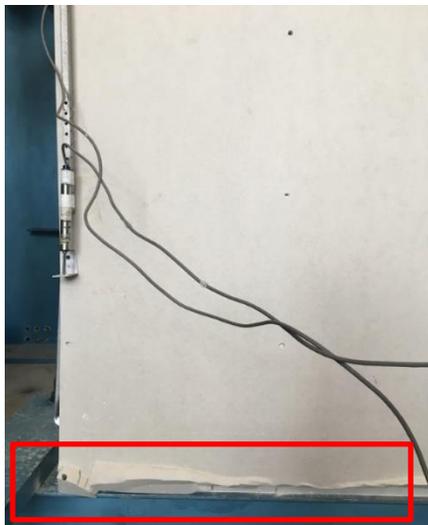
pandeo local del montante, este pandeo se evidencio cuando ya el espécimen ha pasado su capacidad máxima



(a) falla de la conexión revestimiento – montante.



(b) pandeo local del montante



(c) aplastamiento del revestimiento



(d) desprendimiento total del revestimiento

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 70



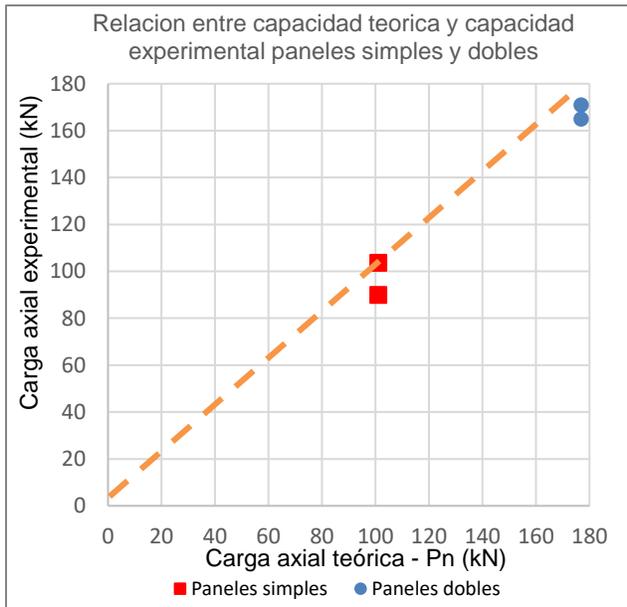
(e) Pandeo local después de alcanzar su capacidad máxima

En estos montajes sucedió algo en particular, cuando se realizaron los primeros ensayos la capacidad máxima a compresión fue muy baja de acuerdo a lo esperado teóricamente, razón por la cual se revisó que podría estar influyendo en el resultado, encontrando que: el marco metálico era más largo que el revestimiento, ver fotografía 16, lo cual es un error de construcción y por lo tanto ocasionaba que el revestimiento no tomara carga, es decir, no aportaba en la capacidad máxima, se tomó la decisión de repetirlos ensayos dejando alineados correctamente el revestimiento con el marco, obteniendo como resultado las tablas 21 y 23 con valores cercanos al cálculo de capacidad máxima teórica.

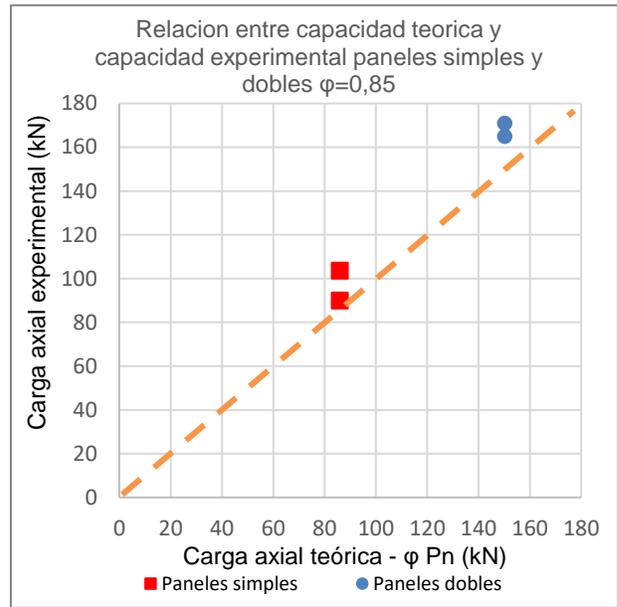


Fotografía 15 diferencias de altura panel - revestimiento

Con respecto a los ensayos de carga axial en paneles simples y dobles, se observó un acercamiento bastante importante con respecto a la metodología teórica actual, en la gráfica 6 se evidencia que las relaciones de capacidad se aproximan uno, indicando que la metodología unificada es óptima para el desarrollo de estas estructuras, la gráfica 7 confirma lo expuesto anteriormente, ya que la relación entre capacidad teórica reducida por el coeficiente  $\phi$  vs experimental presenta valores por encima de la línea trazada a 45°, es decir, todos los valores teóricos son mayores a los experimentales.



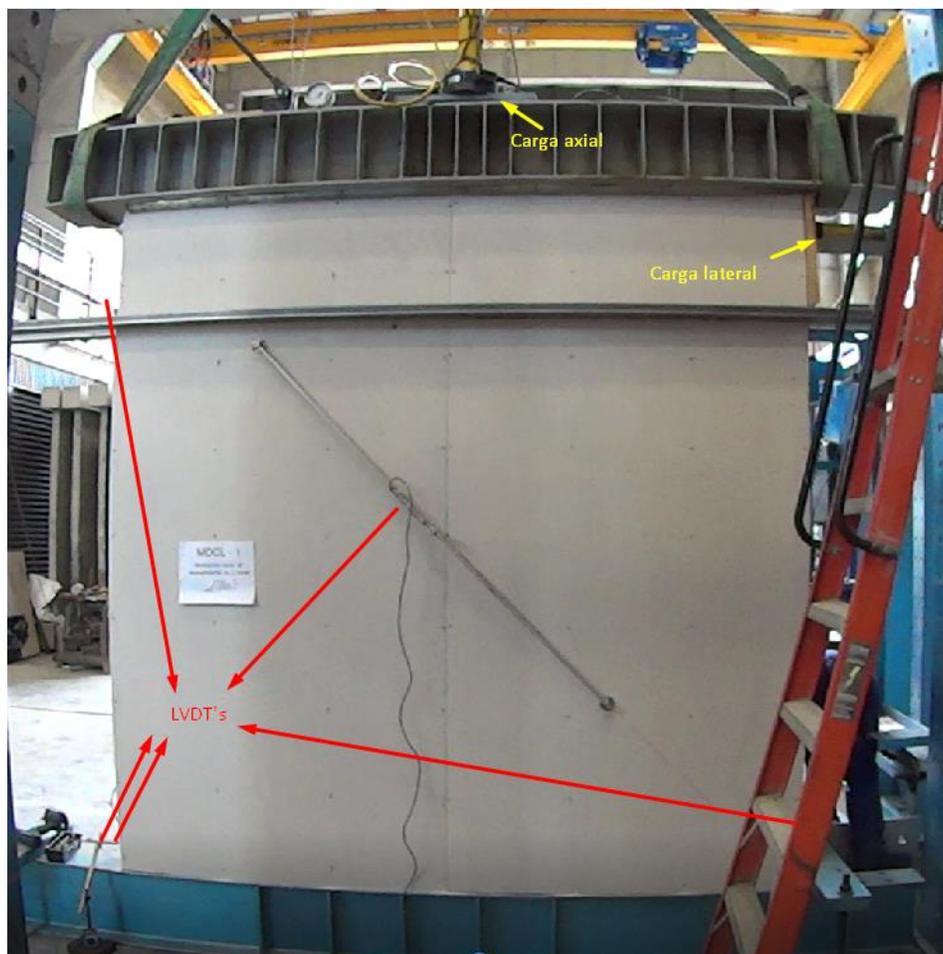
Grafica 6 relación entre capacidad teórica y capacidad experimental



Grafica 7 relación entre capacidad teórica y capacidad experimental

### 6.3 Ensayos a corte

Una vez obtenidos los datos de compresión, fue posible evaluar la capacidad teórica de los paneles a corte, teniendo en cuenta una carga axial debida a un nivel adicional de uso residencial con una cubierta en teja, ver anexo 9.3, el ensayo a corte fue llevado a cabo siguiendo los lineamientos y protocolo de carga descrito en ASTM E564. En la fotografía 16 se observa el montaje para un panel doble, de igual manera fue realizado para un panel simple, instrumentado en los lugares de interés, las cargas fueron aplicadas por medio de gatos hidráulicos, en la zona superior se utilizaron rodillos que permitieran el desplazamiento lateral, transfiriendo la carga axial a una viga de acero, de modo tal que se garantizara una carga distribuida constante sobre el panel, actuando en conjunto con la carga lateral en sus diferentes etapas de incrementos.

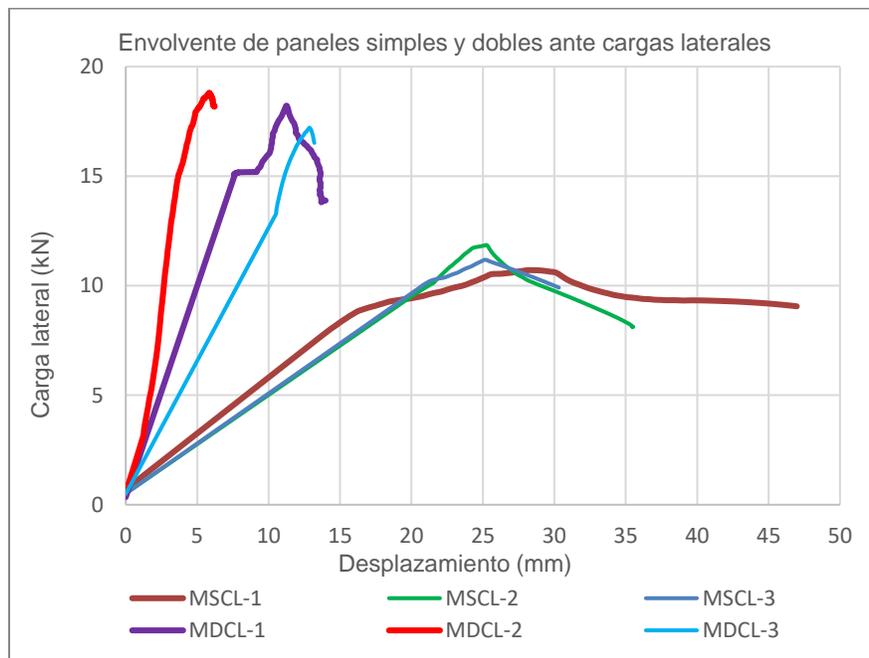


Fotografía 16 Instrumentación ensayo a corte panel doble.

### 6.3.1 Capacidad.

La capacidad a corte de los paneles fue calculada siguiendo la metodología presentada en 5.5.2 cuando no tiene arriostramiento, sin embargo, AISI S100 menciona que cuando se utilicen arriostramientos diagonales la capacidad del panel se limita a la resistencia a tensión del elemento, por lo tanto, se calculó también como una cercha, Ver anexo 9.4 obteniendo los siguientes resultados: panel simple 11.5 kN y panel doble 18 kN

En la gráfica 8, se presenta los resultados obtenidos para los paneles simples y dobles, se observa que los paneles simples tienen un mayor desplazamiento con respecto a los paneles dobles, en otras palabras quiere decir que el panel doble es más rígido para esta configuración en particular, esto también a atribuyo al ángulo de arriostramiento, debido a que la riostra de los paneles simples tenía un ángulo mayor a  $45^\circ$  por lo tanto la componente horizontal es menor en comparación con los paneles dobles, que tenían la riostra a  $45^\circ$ .



Gráfica 8 Envolvente de carga lateral paneles simples

En la tabla 25 se observan los valores obtenidos para los paneles simples y dobles, allí se evidencia que la variación porcentual no es alta, sin embargo, la falla no se da en el elemento en tensión como se esperaba, la falla se inicia en la canal inferior del panel levantándose las aletas, aunque el valor es cercano porque tienen el mismo espesor y se esperaba que fluyera el arriostramiento, pero en este caso fluyeron las aletas. La metodología presentada por AISI

tiene un acercamiento bastante bueno para el diseño de los paneles a corte, el aporte del revestimiento se desprecia ya que el trabajo principal se da en el marco.

Tabla 25 Valores teóricos vs experimentales ensayo carga lateral paneles simples y dobles.

Tipo	Carga lateral teórica (kN)	Carga lateral experimental (kN)	Diferencia Teórico vs experimental
MSCL-1	11,5	12	8%
MSCL-2	11,5	11	2%
MSCL-3	11,5	11	-2%
MDCL-1	18	18	1%
MDCL-2	18	18	4%
MDCL-3	18	17	-4%

La variación mínima en los resultados muestra coherencia de acuerdo la investigación realizada por (Zhang et al., 2021), donde concluye que las cargas axiales no influyen en la capacidad a corte, además como se mencionó anteriormente la configuración influirá de manera directa con la capacidad a corte ya razón por la cual los paneles doble son más rígidos, esto también es mencionado y acorde a lo encontrado en una de las investigaciones de (Feng et al., 2019) mencionadas en el estado del arte. En el capítulo 6.5 se presenta una comparación de las rigideces en paneles simples y paneles dobles.

## 6.4 Modos de falla.

Durante los ensayos fue posible identificar algunos modos de falla comunes, los cuales se presentan a continuación, la zonas donde el revestimiento tiene más contacto ante carga lateral presentan aplastamiento y desgarramiento en la conexión, es decir que la conexión del revestimiento al montante es la primera en fallar tal como encontró en su investigación (Macillo et al., 2017). Las siguientes fotografías representan una secuencia de la falla, con el fin que el lector pueda identificar que sucede en una estructura de steel framing antes de llegar a su capacidad máxima, se observa como al inicio el material sufre aplastamiento, luego la esquinas de las placas comienzan a desportillarse, posteriormente se fractura el revestimiento en la conexión al montante ocasionando que ya no trabaje todo el revestimiento (c) *factura del*

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 75

*revestimiento- separación del marco metálico -revestimiento, y por ultimo las aletas de la canal ceden a tensión y el montante a compresión se pandea (e) aplastamiento del montaje y panel*



(a) Desgarramiento del revestimiento en la zona superior del panel.



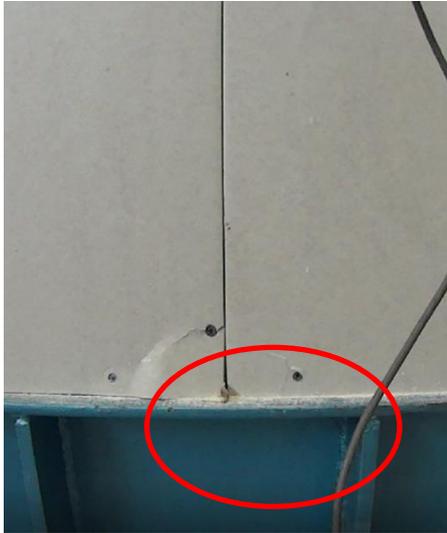
(b) Aplastamiento en la zona de Compresión.

Se observa como el marco sigue trabajando, cuando ya ha sido fracturada la placa de yeso



(c) fractura del revestimiento- separación del marco metálico -revestimiento

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 76



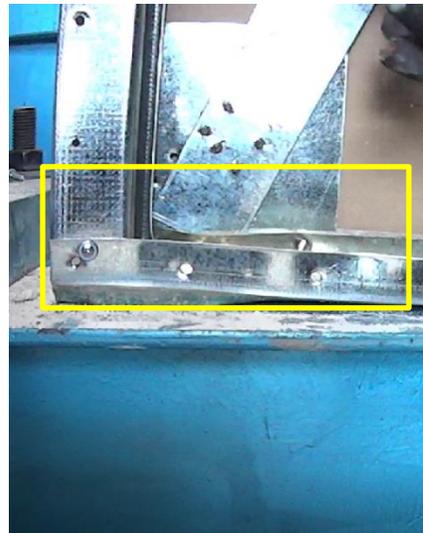
(d) Aplastamiento en la unión del panel doble



(e) Aplastamiento panel y montante



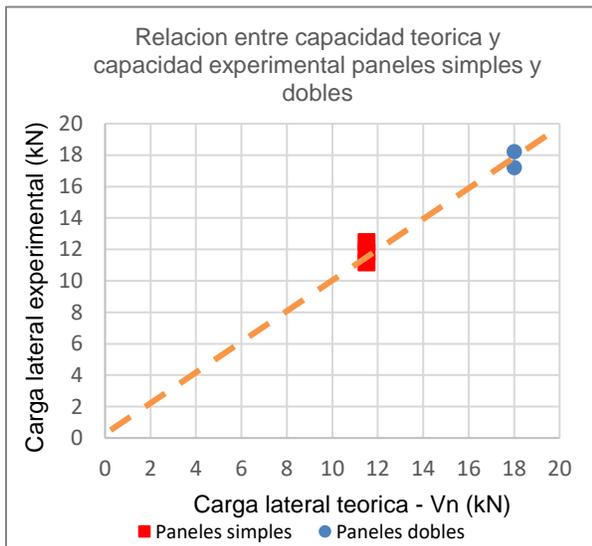
(f) levantamiento en las aletas del elemento solicitado a tensión



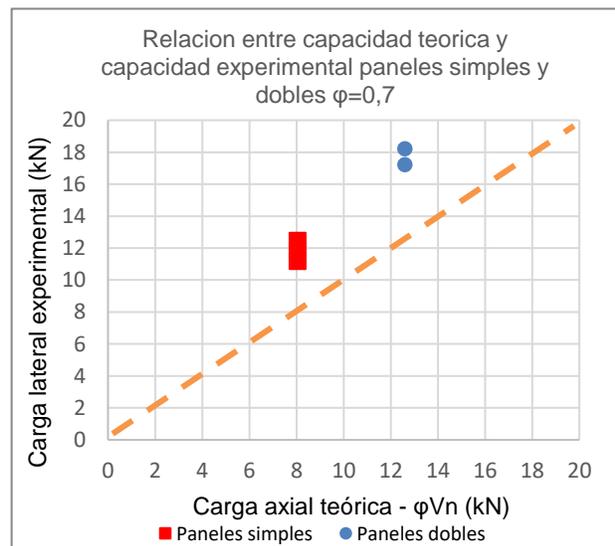
Una vez falla la conexión del revestimiento – montante el sistema el marco metálico sigue trabajando, tal como menciona (Pan & Shan, 2011) el arriostramiento diagonal mejora la capacidad a corte.

La gráfica 9 muestra que todos los datos están cerca al trazo diagonal, indicando que las relaciones entre capacidades están próximas a 1, es decir que la metodología unificada es válida para evaluar capacidades ante carga lateral, en la gráfica 10 cuando la capacidad teórica es reducida por el coeficiente  $\phi$ , los datos obtenidos se encuentran por encima de la diagonal afirmando que la metodología unificada predice valores menores a la capacidad real ante carga lateral.

Por otra parte, puede concluirse que el no tener en cuenta el aporte del revestimiento no tiene mayor incidencia en los valores de capacidad máxima, por lo cual el autor considera que un valor de  $\phi=0.7$  como coeficiente de reducción para paneles a corte revestidos en sus dos caras con placas de yeso es adecuado.



Gráfica 9 relación entre capacidad teórica y capacidad experimental



Gráfica 10 relación entre capacidad teórica y capacidad experimental  $\phi=0.7$

## 6.5 Rigidez

La rigidez teórica fue calculada como lo presenta (Nie et al., 2020), tiene en cuenta el módulo de elasticidad, geometría y el área del material utilizado como arriostramiento, la rigidez experimental fue calculada teniendo en cuenta la geometría de los paneles simples y dobles siguiendo AISI.

### 6.5.1 Paneles simples y dobles sometidos a carga lateral (corte)

A continuación, se presenta la tabla 26, en la cual se observan los valores de rigidez obtenidos a partir de la metodología descrita en 2.9, allí no solo relacionan la fuerza y el desplazamiento, sino que también se tuvo en cuenta las dimensiones del espécimen.

El espécimen de ensayo MDCL-2 fue descartado, ya que se presume un error en la lectura de deformación.

Tabla 26 Rigidez Experimental paneles simples y dobles

Tipo	Fuerza(kN)	Desplazamiento(mm)	a(mm)	b(mm)	Rigidez (N/mm)
MSCL-1	12	25	2440	1220	989
MSCL-2	11	25	2440	1220	936
MSCL-3	11	25	2440	1220	889
MDCL-1	18	11	2440	2440	1654
MDCL-3	17	12	2440	2440	1339

En la tabla 27, se observa una comparación de valores de rigideces teóricos vs experimentales para los paneles simples y dobles, evidenciando que la rigidez experimental es prácticamente mayor en todos los casos, esto se atribuye a que la forma en que fue evaluada la rigidez no contemplo un posible aumento en la rigidez debido al aporte por el revestimiento.

Tabla 27 Comparación teórica vs experimental de rigideces en paneles simples y dobles

Tipo	Rigidez teórica (N/mm)	Rigidez experimental (N/mm)	Diferencia teórica vs experimental
MSCL-1	809	989	22%
MSCL-2	809	936	16%
MSCL-3	809	889	10%
MDCL-1	1599	1654	3%
MDCL-3	1599	1339	-16%

Al observar la rigidez teórica vs la experimental en los paneles simples y dobles, es notable que la rigidez calculada por (Nie et al., 2020) tiene un acercamiento al comportamiento de los paneles objeto de estudio, sin embargo, se recomienda realizar más estudios en paneles sometidos a carga lateral teniendo en cuenta el aporte del revestimiento, ya que fue evidente.

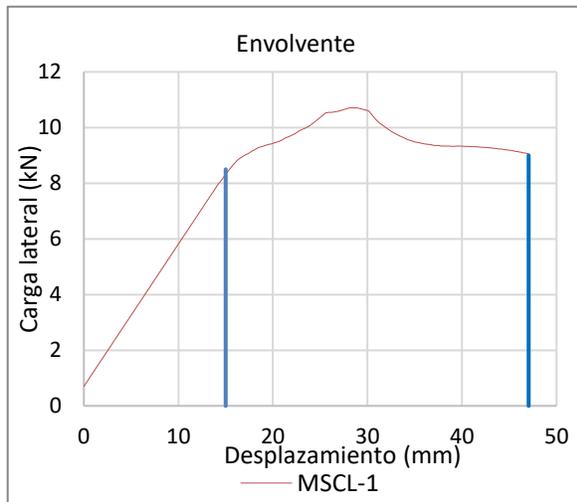
## 6.6 Coeficiente de disipación de energía

Para evaluar el coeficiente de disipación de energía se utilizó las gráficas de las envolventes obtenidas a partir de los ensayos a corte, la cuales se muestran a continuación.

### 6.6.1 Paneles simples y dobles.

El valor de R obtenido después de calcular el promedio de los ensayos realizados en los paneles simples y dobles es de 1.50, lo que al parecer no es un valor bueno, sin embargo, se debe revisar las cargas de diseño sísmico, como es conocido el sistema tiene un peso menor a las construcciones en concreto y mampostería estructural, por lo tanto, las cargas horizontales para hacer la evaluación sismo serán menores con respecto a otros sistemas.

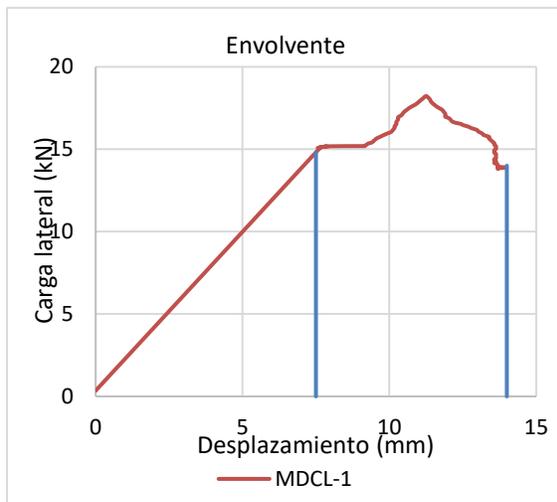
A continuación, se presentan las gráficas para paneles simples y dobles a partir de las cuales fue obtenido el valor de R, descartando la tipología MDCL-2 por un error de medición.



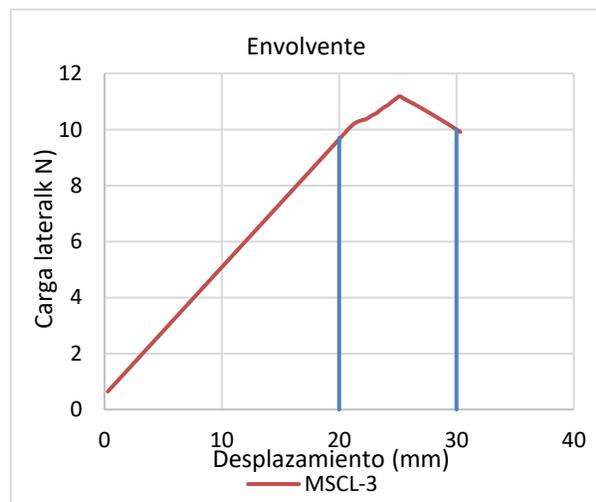
Grafica 11 Envolvente MSCL-1



Grafica 12 Envolvente MSCL-2

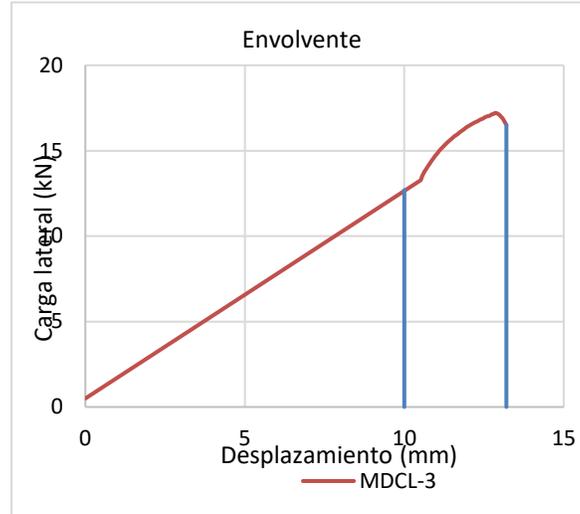


Grafica 13 Envolvente MDCL-1



Grafica 14 Envolvente MSCL-3

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 80



Grafica 15 Envolvente MDCL-3

Los resultados teóricos de R observados en la tabla 28, son resultados del uso de la metodología descrita en 2.7.

Tabla 28 Valores de R para paneles dobles y simples

Tipo	$\delta_u$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\mu$	$R_0$
MSCL-1	47	15	3	2,2
MSCL-2	35	25	1	1,3
MSCL-3	30	20	1	1,4
MDCL-1	14	7,5	1	1,6
MDCL-3	13	10	1	1,2

Promedio 1,5

Se llama la atención al lector en este punto, ya que como se observó las rigideces experimentales fueron mayores, esto puede atribuirse al aporte del revestimiento como se mencionó anteriormente, razón por la cual es posible que existan varios valores de R en otras literaturas, se recomienda realizar más investigaciones para incluir valores de R con diferentes revestimientos, pues este parámetro afecta las cargas sísmicas en la etapa de diseño.

## **6.7 Comparativo económico steel framing vs mampostería estructural**

Uno de los factores más importantes al momento de elegir un sistema estructural con respecto a otro, siempre será el aspecto económico, ya que es primordial para el desarrollo de un proyecto, en la tabla 29 se observa el subtotal antes de IVA por metro cuadrado para el SF y en la tabla 30 el subtotal antes de iva por metro cuadrado para la mampostería estructural, al comparar estos dos valores se observa una variación de 1%, siendo favorable para el SF.

sin embargo, existen otros aspectos importantes que inciden en el costo total de un proyecto como lo es el rendimiento; construir con SF es más rápido en un 15% con respecto a la mampostería estructural, lo cual coincide con lo mencionado por (Cristina & De Crasto, 2007),consecuentemente los gastos operacionales del proyecto tendrían una reducción significativa.

Otro factor que se debe tener en cuenta es el peso total de la estructura, el SF tiene un peso por m<sup>2</sup> de 17.66 kg/m<sup>2</sup>, un valor bastante bajo al compararlo con construcciones en concreto y mampostería estructural, es decir, que las fuerzas sísmicas de diseño para una estructura de capacidad portante en steel framing serán menores, así como los requerimientos en la cimentación.

Desde el punto de vista económico, la mampostería estructural esta mejor posicionada, sin embargo, al analizar los otros factores como el peso y la velocidad de construcción, se encuentran más favorables las construcciones en SF.

Los valores de subtotal antes de iva reportados en las tablas 28 y 29 son para el año 2021 en la ciudad de Bogotá D.C.

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 82

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

ITEM

m<sup>2</sup>

**Panel doble cara revestido con placas de yeso**

I. EQUIPO Y TRANSPORTE

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Vlr.unitario
Herramienta menor		\$ 3.000	1	\$ 3.000

**Subtotal \$ 3.000**

II. MATERIALES

Descripción	Unidad m.	Precio/Unitario	Cantidad	Vlr.unitario
Canal gavanizada cal. 20 base 9cm	un	\$ 15.670	0,343	\$ 5.369
Cargas tiro a tiro 32 wc	un	\$ 260	2,227	\$ 578
Cinta de papel	un	\$ 3.100	0,653	\$ 2.024
Clavo de acero 1"	un	\$ 120	0,041	\$ 5
Clavo de acero 1 1/4"	un	\$ 130	2,227	\$ 290
Dilatación	un	\$ 4.189	0,673	\$ 2.820
Lamina de yeso ST 1/2"	un	\$ 20.588	0,685	\$ 14.109
Lija	un	\$ 800	0,408	\$ 326
Masilla Gyplac (5 gl)	caneca	\$ 31.092	0,136	\$ 4.229
Paral gavanizado cal. 20 base 9cm	un	\$ 20.560	1,114	\$ 22.896
Pintura tipo 2 (1 mano)	gl	\$ 96.476	0,029	\$ 2.812
Refuerzo en pino	un	\$ 9.664	0,139	\$ 1.346
Tornillo 6"x 7/16"	un	\$ 30	4,454	\$ 134
Tornillo 6x1	un	\$ 30	21,930	\$ 658
				<b>\$ 57.595</b>

III. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Vlr.unitario
Oficial de instalacion	\$ 60.000	36%	\$ 81.600	19	\$ 4.295
Ayudante de instalacion	\$ 50.000	36%	\$ 68.000	19	\$ 3.579
Oficial de masillado	\$ 60.000	36%	\$ 81.600	9	\$ 9.067

**Subtotal \$ 16.940**

**Subtotal costo directo \$ 77.535**

IV. COSTOS INDIRECTOS

Descripción	Porcentaje	Valor total
Administración	13%	\$ 10.079,56

**Subtotal antes de iva \$ 87.615**

Tabla 29 Análisis de precios unitarios Steel framing

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 83

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

ITEM

Muro portante de 15 cm mampostería reforzada

m2

I. EQUIPO Y TRANSPORTE

Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Vlr.unitario

**Subtotal \$ -**

II. MATERIALES

Descripción	Unidad m.	Precio/Unitario	Cantidad	Vlr.unitario
Bloque de concreto, liso estándar, color gris, 40x20x15 cm, resistencia normalizada R10 (10 N/mm <sup>2</sup> ), densidad 1200 kg/m <sup>3</sup> , para revestir.	un	\$ 1.440	11,256	\$ 16.204
Medio bloque de concreto, liso estándar, color gris, 20x20x15 cm, resistencia normalizada R10 (10 N/mm <sup>2</sup> ), densidad 1200 kg/m <sup>3</sup> , para revestir.	un	\$ 916	0,473	\$ 433
Bloque de esquina de concreto, liso estándar, color gris, 40x20x15 cm, resistencia normalizada R10 (10 N/mm <sup>2</sup> ), densidad 1200 kg/m <sup>3</sup> , para revestir.	un	\$ 2.268	0,494	\$ 1.121
Bloque en "U" de concreto, liso, color gris, 40x20x15 cm, resistencia normalizada R10 (10 N/mm <sup>2</sup> ), para revestir.	un	\$ 2.583	0,924	\$ 2.386
Acero en barras corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm <sup>2</sup> ), de varios diámetros, según NTC 2289 y ASTM A 706.	kg	\$ 1.915	0,630	\$ 1.206
Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	kg	\$ 2.190	0,015	\$ 33
caliente con recubrimiento de resina epoxi, de 3,7 mm de diámetro y 75 mm de anchura, con dispositivos de separación, geometría diseñada para permitir	m	\$ 4.880	2,450	\$ 11.955
Cemento gris en sacos.	kg	\$ 440	6,300	\$ 2.772
Agua.	m <sup>3</sup>	\$ 2.986	0,008	\$ 24
Arena cribada.	m <sup>3</sup>	\$ 70.870	0,009	\$ 638
Agregado grueso homogeneizado, de tamaño máximo 12,5 mm.	m <sup>3</sup>	\$ 51.300	0,015	\$ 770
Arena de cantera, para mortero preparado en obra.	t	\$ 41.150	0,017	\$ 700
<b>Subtotal materiales:</b>				<b>\$ 38.241</b>

III. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Vlr.unitario
Oficial 1ª obra gris.	\$ 50.000	36%	\$ 68.000	20	\$ 3.400
Peón de obra gris.	\$ 40.000	36%	\$ 54.400	20	\$ 2.720
Oficial 1ª armador de concreto.	\$ 60.000	36%	\$ 81.600	4	\$ 20.400
Ayudante armador de concreto.	\$ 40.000	36%	\$ 54.400	4	\$ 13.600

**Subtotal \$ 40.120**

**Subtotal costo directo \$ 78.361**

IV. COSTOS INDIRECTOS

Descripción	Porcentaje	Valor total
Administración	13%	\$ 10.186,96

**Subtotal antes de iva \$ 88.548**

Tabla 30 Análisis de precios unitarios mampostería estructural.

## 7. Conclusiones y recomendaciones

### 7.1 Conclusiones

- En cuanto a los ensayos de flexión fuera del plano se encontró que el valor experimental tiene una variación alta con respecto al valor teórico, además que la metodología actual sobre estimándose la capacidad de carga en un 35% para paneles dobles y 12% para paneles simples, por lo tanto, la metodología unificada no satisface las capacidades experimentales.
- De acuerdo con los resultados obtenidos para los ensayos en compresión, se puede concluir que la construcción adecuada de los paneles influirá de manera directa en el funcionamiento en conjunto del sistema SF.
- Las ecuaciones utilizadas para el cálculo teórico en los ensayos de compresión y corte satisfacen actualmente los requisitos de capacidad, con los coeficientes de reducción propuestos.
- Luego de obtener los resultados a carga lateral se pudo evidenciar que la placa de yeso no tiene un aporte significativo en la capacidad máxima en los cálculos teóricos, sin embargo, de requerirse una mejor precisión deberá tenerse en cuenta un aumento de la rigidez por el revestimiento.
- La configuración geometría en los paneles a corte, afecta de manera directa en la capacidad de este, por lo cual se recomienda utilizar valores de arriostramientos que no superen los 45°.
- Con los resultados obtenidos es posible determinar un valor de  $R = 1.5$  para paneles dobles sometidos a carga lateral, sin embargo, con el uso de otros revestimientos de mayor capacidad debe tenerse cuidado, pues un aporte influirá de manera directa en la capacidad de disipación de energía.

- El revestimiento genera un arriostramiento discreto aumentando la capacidad, pero no garantiza que sea la mejor opción para diseñar un elemento, ya que la falla puede ser súbita si la capacidad del marco es mucho menor.
- Al someter los paneles a flexión fuera del plano, se encontró que la metodología unificada está sobre estimando el valor de carga máximo, ya que no se cumplen las condiciones para que en todos los casos  $\phi M_n > M_n$ , como se observó en las gráficas 3 y 4.

## 7.2 Recomendaciones

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, se presentan algunas recomendaciones

- Se recomienda realizar más ensayos utilizando otros revestimientos, y otros tipos de arriostramientos para tener más valores R, para cuando se desee diseñar teniendo en cuenta el revestimiento.
- A la luz de los resultados obtenidos para uso estructural interno, se recomienda evaluar otras tipologías con revestimientos exteriores para complementar la información presentada en este documento.
- Se recomienda para investigaciones posteriores, realizar una comparación detallada de los requerimientos sísmicos de una estructura en steel framing comparada con otros sistemas tradicionales.
- A la luz de los resultados obtenidos en esta investigación para el coeficiente de capacidad de disipación sísmica  $R=1.5$  en paneles sísmicos con entramado liviano de acero formado en frío, con placas de yeso, se recomienda revisar el valor propuesto en el decreto 1711 del 13 diciembre 2021 los cuales se encuentran en la tabla F.4.A.8.1.(Parámetros sísmicos).

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 86

- Esta es una investigación inicial acerca del comportamiento del sistema steel framing y debe ser complementada con futuras investigaciones ante cargas cíclicas, fatiga y comportamiento sísmico de las conexiones
- Se recomienda realizar futuras investigaciones en paneles sometidos antes cargas laterales con un alto componente experimental para poder evaluar de forma detallada el comportamiento.

## 8. Bibliografía.

- Cristina, R., & De Crasto, M. (2007). Arlene Maria Sarmanho Freitas. In *steel framing: Arquitectura*. [http://www.construccionenacero.com/Articulos\\_y\\_Publicaciones/Libros/Steel Framing Arquitectura.pdf](http://www.construccionenacero.com/Articulos_y_Publicaciones/Libros/Steel_Framing_Arquitectura.pdf)
- Feng, R. qiang, Zhu, B., Xu, P. H., & Qiu, Y. (2019). Seismic performance of cold-formed steel framed shear walls with steel sheathing and gypsum board. *Thin-Walled Structures*, 143(March 2018), 106238. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.106238>
- Henriques, J., Rosa, N., Gervasio, H., Santos, P., & da Silva, L. S. (2017). Structural performance of light steel framing panels using screw connections subjected to lateral loading. *Thin-Walled Structures*, 121(January), 67–88. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.09.024>
- Landolfo, R. (2019). Lightweight steel framed systems in seismic areas: Current achievements and future challenges. *Thin-Walled Structures*, 140(February), 114–131. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.03.039>
- Macillo, V., Fiorino, L., & Landolfo, R. (2017). Seismic response of CFS shear walls sheathed with nailed gypsum panels: Experimental tests. *Thin-Walled Structures*, 120(September), 161–171. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.08.022>
- Nie, S., Zhou, T., Zhang, Y., Zhang, B., & Wang, S. (2020). Investigation on the Design Method of Shear Strength and Lateral Stiffness of the Cold-Formed Steel Shear Wall. *Mathematical Problems in Engineering*, 2020. <https://doi.org/10.1155/2020/8959712>
- Padilla-Llano, D. A., Eatherton, M. R., & Moen, C. D. (2016). Cyclic flexural response and energy dissipation of cold-formed steel framing members. *Thin-Walled Structures*, 98, 518–532. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2015.10.021>
- Pan, C. L., & Shan, M. Y. (2011). Monotonic shear tests of cold-formed steel wall frames with sheathing. *Thin-Walled Structures*, 49(2), 363–370. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2010.10.004>
- Pekoz, T. (1986). *Development of a Unified Approach To the Design of Cold-Formed Steel Members*. 1986(May), 77–84.
- Roberto Rochel Awad. (2012). *nálisis y diseño sísmico de edificios*.
- Selvaraj, S., & Madhavan, M. (2019). Flexural Behaviour and Design of Cold-Formed Steel Wall Panels Sheathed with Particle Cement Board. *Journal of Constructional Steel Research*,

162, 105723. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.105723>

USG Corporation. (2014). The Gypsum Construction Handbook. In *The Gypsum Construction Handbook*. <https://doi.org/10.1002/9781118819197>

Veljkovic, M., & Johansson, B. (2007). *Almacén de acero ligero para edificios residenciales*. 44(2006), 1272–1279.

Vivienda, M. D. E. (2021). *TERRITOR*

Yu, C. (2010). Shear resistance of cold-formed steel framed shear walls with 0.686 mm, 0.762 mm, and 0.838 mm steel sheet sheathing. *Engineering Structures*, 32(6), 1522–1529. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.01.029>

Yu, W.-W. (2003). *Scholars' Mine Scholars' Mine AISI-Specifications for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members AISI Manual Cold-Formed Steel Design 2002 Edition AISI Manual Cold-Formed Steel Design 2002 Edition American Iron and Steel Institute*. <https://scholarsmine.mst.edu/ccfss-aisi-spec><https://scholarsmine.mst.edu/ccfss-aisi-spec/130>

Zhang, W., Xu, X., Zheng, Y., Wang, S., & Li, Y. (2021). Influencing factors analysis on shear capacity of cold-formed steel light frame shear walls. *Structures*, 33(1239), 3588–3604. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.06.064>

## 9. Anexos.

### 9.1 Calculo teórico a flexión en paneles simples y dobles.

Carga a momento máxima.

Perfil montante. 3 5/8" x 2"

Calibre. 20 = espesor 0.90 mm

Propiedades de la sección.

$$\begin{aligned} A &:= 189.51 \text{ mm}^2 & t &:= 0.9 \text{ mm} \\ I_x &:= 269747.20 \text{ mm}^4 & S &:= 6661.16 \text{ mm}^3 \\ I_y &:= 69130.25 \text{ mm}^4 & F_y &:= 230 \text{ MPa} \\ r_x &:= 37.68 \text{ mm} & E &:= 200000 \text{ MPa} \\ r_y &:= 19.07 \text{ mm} \\ j &:= 62.81 \text{ mm}^4 \\ C_w &:= 126213905.13 \text{ mm}^6 \\ X_o &:= -44.78 \text{ mm} \\ R_o &:= 61.70 \text{ mm} \end{aligned}$$

Distancia de entre tornillos del panel

$$L_y := 300 \text{ mm}$$

Pandeo Local

Una aproximación al pandeo local puede ser determinada por la siguiente ecuación.

$$Mnl := S \cdot \frac{F_y}{1000^2} = 1.532 \text{ kN} - m$$

$$Mnl := Mnl \cdot 100 = 153.207 \text{ kg} - m \quad \phi := 0.9$$

$$Mnl \cdot \phi = 137.886 \text{ kg} - m$$

Pandeo por distorsión.

Para el pandeo por distorsión se debe tener en cuenta cierta rigidez proporcionada por las conexiones.

Inicialmente se calculan los factores de restricción.

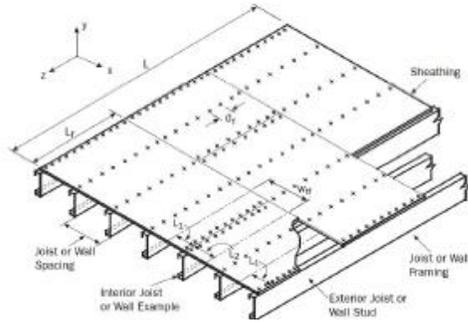
$$L_1 := 203.5 \text{ mm} \quad L_2 := 203.5 \text{ mm}$$

$$EI_w := 220000 \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$k\Phi_w := \left( \frac{EI_w}{L_1} + \frac{EI_w}{L_2} \right) = 2162.162 \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 90

Donde:



$$L_m := 150 \text{ mm}$$

L: será la menor distancia entre Lc y Lm

para este caso L=150 mm

$$E = 200000$$

$$L := 150 \text{ mm}$$

$$G := 77000 \text{ MPa}$$

$$k\Phi_{fe} := \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 \cdot \left( E \cdot I_{xf} \cdot (X_{of} - h_{xf})^2 + E \cdot C_{wf} - E \cdot \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}} \cdot (X_{of} - h_{xf})^2 \right) + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot G \cdot J_f = 32353.69 \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

$$k\Phi_{we} := \frac{E \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left( \frac{3}{h_o} + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot \frac{19 \cdot h_o}{60} + \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 \cdot \frac{h_o^3}{240} \right) = 619.774$$

$$k\Phi_{fg} := \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot \left( A_f \cdot \left( (X_{of} - h_{xf})^2 \cdot \left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}}\right)^2 - 2 \cdot Y_{of} \cdot (X_{of} - h_{xf}) \cdot \left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}}\right) + h_{xf}^2 + Y_{of}^2 \right) + I_{xf} + I_{yf} \right) = 29.248 \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

$$\xi_{web} := 2$$

$$k\Phi_{wg} := \frac{h_o \cdot t \cdot \pi^2}{13440} \cdot \left( \frac{\left( (45360 \cdot (1 - \xi_{web}) + 62160) \cdot \left(\frac{L}{h_o}\right)^2 + 448 \cdot \pi^2 + \left(\frac{h_o}{L}\right)^2 (53 + 3(1 - \xi_{web})) \cdot \pi^4 \right)}{\pi^4 + 28 \cdot \pi^2 \cdot \left(\frac{L}{h_o}\right)^2 + 420 \cdot \left(\frac{L}{h_o}\right)^4} \right) = 0.76554 \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

$$\beta := 1$$

$$F_{crd} := \beta \cdot \frac{k\Phi_{fe} + k\Phi_{we} + k\Phi_{fg}}{k\Phi_{fg} + k\Phi_{wg}} = 1098.626 \text{ MPa}$$

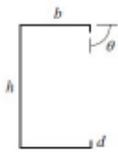
$$h_o = 90 \text{ mm}$$

$$S_f := \frac{I_x}{\frac{h_o}{2}} = 5994.3822 \text{ mm}^3$$

$$M_{crd} := \frac{S_f}{1000^3} \cdot F_{crd} \cdot 10^3 = 6.58559 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{crd}}{10} \cdot 1000 = 658.559 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Primero debemos definir algunas propiedades de la sección.



$$b := 50 \text{ mm} \quad d := 12 \text{ mm}$$

$$A_f := (b + d) \cdot t = 55.8 \text{ mm}^2$$

$$J_f := \frac{1}{3} \cdot b \cdot t^3 + \frac{1}{3} \cdot d \cdot t^3 = 15.066 \text{ mm}^4$$

$$I_{xf} := \frac{t \cdot (t^2 \cdot b^2 + 4 \cdot b \cdot d^3 + t^2 \cdot b \cdot d + d^4)}{12 \cdot (b + d)} = 446.185887 \text{ mm}^4$$

$$I_{yf} := \frac{t \cdot (b^4 + 4 \cdot d \cdot b^3)}{12 \cdot (b + d)} = 14818.548 \text{ mm}^4$$

$$I_{xyf} := \frac{t \cdot b^2 \cdot d^2}{4 \cdot (b + d)} = 1306.452 \text{ mm}^4$$

$$C_{wf} := 0$$

$$X_{of} := \frac{b^2}{2 \cdot (b + d)} = 20.161 \text{ mm}$$

$$h_{xf} := \frac{-(b^2 + 2 \cdot b \cdot d)}{2 \cdot (b + d)} = -29.839 \text{ mm}$$

$$h_{yf} := \frac{-d^2}{2 \cdot (b + d)} = -1.161 \text{ mm}$$

$$h_o := 90 \text{ mm} \quad Y_{of} := h_{yf}$$

$$\mu := 0.3$$

$$L_{crd} := \left( \frac{4 \cdot \pi^4 \cdot h_o \cdot (1 - \mu^2)}{t^3} \cdot \left( I_{xf} \cdot (X_{of} - h_{xf})^2 + C_{wf} - \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}} \cdot (X_{of} - h_{xf})^2 \right) + \frac{\pi^4 \cdot h_o^4}{720} \right)^{\frac{1}{4}} = 436.289 \text{ mm}$$

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 92

$$\lambda d := \sqrt{\frac{M_y}{M_{crd}}} = 0.862$$

$$M_n := \left(1 - 0.22 \cdot \left(\frac{M_{crd}}{M_y}\right)^{0.5}\right) \cdot \left(\frac{M_{crd}}{M_y}\right)^{0.5} \cdot M_y = 4.229 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

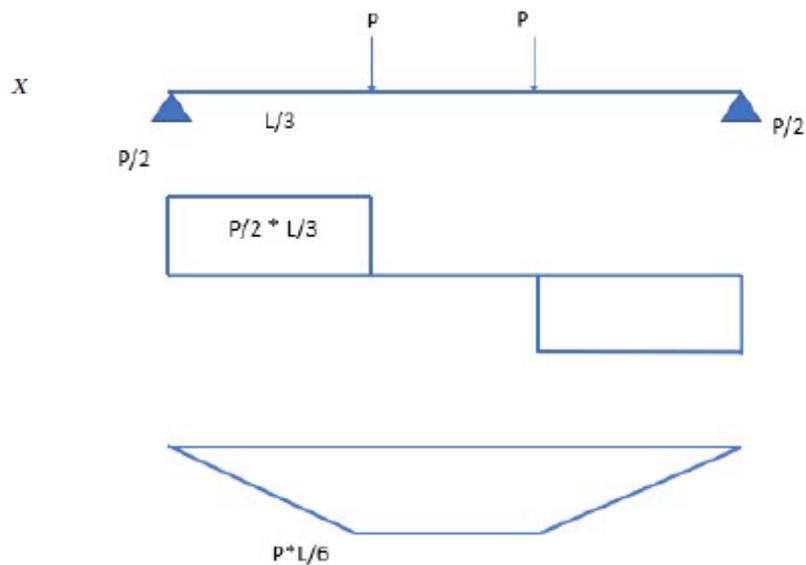
$$\phi b := 0.9$$

$$\phi b \cdot M_n = 3.806 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_n}{10} \cdot 1000 = 422.904 \quad \text{Kg} \cdot \text{m}$$

$$\phi b := 0.9$$

$$\phi M_n := \phi b \cdot \frac{M_n}{10} \cdot 1000 = 380.613 \quad \text{Kg} \cdot \text{m}$$



$$a := 0.79 \quad \text{m}$$

$$P := \frac{\phi M_n}{a} = 481.789 \quad \text{Kg}$$

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 93

aun cuando el revestimiento genera un aumento en la resistencia al momento para esta configuración de marco - revestimiento la falla se espera inicie por pandeo local de los elementos.

por lo tanto la carga esperada es:

$$\Phi := 0.9$$
$$P := \frac{Mnl}{a} = 193.933 \quad Kg$$
$$P = 193.933$$

numero de paraleles o montantes en panel simple 4 por lo tanto:

$$P \cdot 8 = 1551.46 \quad Kg \quad \text{Carga esperada panel simple}$$

$$Mnl := \frac{P \cdot 8 \cdot 9.81}{6} \cdot 2.37 = 6011.83 \quad N-m$$

numero de paraleles o montantes en panel doble 7 por lo tanto:

$$P \cdot 14 = 2715.055 \quad Kg \quad \text{Carga esperada panel doble}$$

$$Mnl := \frac{P \cdot 14 \cdot 9.81}{6} \cdot 2.37 = 10520.703 \quad N-m$$

## 9.2 calculo teórico a compresión en paneles simples y dobles.

Carga axial máxima.

Perfil montante. 3 5/8" x 2"

Calibre. 20 = espesor 0.90 mm

Propiedades de la sección.

$$A := 189.51 \text{ mm}^2 \quad t := 0.90 \text{ mm}$$

$$Ix := 269747.20 \text{ mm}^4$$

$$Iy := 69130.25 \text{ mm}^4$$

$$rx := 37.68 \text{ mm}$$

$$ry := 19.07 \text{ mm}$$

$$j := 62.81 \text{ mm}^4$$

$$Cw := 126213905.13 \text{ mm}^6$$

$$Xo := -44.78 \text{ mm}$$

$$Ro := 61.70 \text{ mm}$$

Distancia de entre tornillos del panel

$$Ly := 407 \text{ mm}$$

Altura del montante.

$$Lx := 2440 \text{ mm}$$

Pandeo global.

La fuerza axial nominal debida al pandeo global, debe determinarse teniendo en cuenta la resistencia del montante y la conexión del revestimiento, se calcula el arriostamiento que ocasiona la conexión del revestimiento con el montante sobre el eje mayor y menor.

Pandeo en el eje mayor Y

$$K * Ly = 2 * \text{Distancia entre tornillos.}$$

$$K := 1$$

$$KLy := 2 * Ly = 814 \text{ mm}$$

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 95

$$K \cdot Lx = 2440 \text{ mm}$$

$$\frac{K \cdot Ly}{ry} = 21.342$$

$$\frac{K \cdot Lx}{rx} = 64.756$$

como se logra observar controla el pandeo respecto al eje x.

Por lo tanto esfuerzo será:

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

$$F_{cre1} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot Lx}{rx}\right)^2} = 470.73 \text{ MPa}$$

Resistencia nominal debida al pandeo global

Ahora se revisa el pandeo por flexo- torsión.

$$\sigma_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot Lx}{rx}\right)^2} = 470.73 \text{ MPa}$$

$$\mu := 0.3$$

$$G := \frac{E}{2(1+\mu)} = 76923.077 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t} := \frac{1}{A \cdot Ro^2} \cdot \left( G \cdot j + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot Cw}{(2 \cdot Ly)^2} \right) = 527.875 \text{ MPa}$$

$$\beta := 1 - \left( \frac{Xo}{Ro} \right)^2 = 0.473$$

$$F_{cre2} := \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \left( (\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 \beta \cdot \sigma_{ex} \cdot \sigma_t} \right) = 288.196 \text{ MPa}$$

Para este caso en particular controla el pandeo por flexo-torsión ( el menor valor).

Ahora la fuerza axial nominal será :

$$F_y := 230 \text{ MPa}$$

$$\lambda_c := \sqrt{\frac{F_y}{F_{cre2}}} = 0.893 < 1.5$$

Entonces:

$$F_n := (0.658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y = 164.687 \text{ MPa}$$

$$P_{ne} := A \cdot \frac{F_n}{1000} = 31.21 \text{ kN}$$

$$\text{For } \lambda_c \leq 1.5 \quad F_n = \left(0.658^{\lambda_c^2}\right) F_y$$

$$\text{For } \lambda_c > 1.5 \quad F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) F_y$$

Fuerza nominal axial por pandeo local.

$$P_{nl} = A_e \cdot F_n$$

$$A_e = U_s \cdot A_{nt}$$

$$A_{nt} = A_g - d' \cdot t$$

Cuando se utiliza un solo tornillo en conexión  $A_e = A_n$ , para esta conexión se utiliza tornillo N° 6 correspondiente a 3.51mm

$$d_t := 3.51 \text{ mm}$$

$$A_{nt} := A - d_t \cdot t = 186.351$$

$$A_e := A_{nt}$$

$$P_{nl} := A_e \cdot \frac{F_n}{1000} = 30.69 \text{ kN}$$

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 97

Luego se debe revisar la capacidad de la conexión entre el revestimiento y el montante, AISI S240 proporciona la siguiente tabla.

**Table B3.2-1**  
**Maximum Axial Nominal Load [Specified Load]**  
**Limited by Gypsum Sheathing-to-Wall Stud Connection Capacity**

Gypsum Sheathing	Screw Size	Maximum Nominal [Specified] Stud Axial Load
1/2 inch (12.7 mm)	No. 6	5.8 kips (25.8 kN)
1/2 inch (12.7 mm)	No. 8	6.7 kips (29.8 kN)
5/8 inch (15.9 mm)	No. 6	6.8 kips (30.2 kN)
5/8 inch (15.9 mm)	No. 8	7.8 kips (34.7 kN)

Para este caso el limite esta dado por la capacidad de la conexión del revestimiento al montante, los datos son tomados de AISI 240

$$PndkN := 25.8 \quad kN$$

$$\Phi := 0.85$$

$$PndkN = 25.8 \quad kN$$

$$\frac{PndkN}{10} = 2.58 \quad Ton$$

Panel simple

$$A := \frac{PndkN}{10} \cdot 4 \cdot 9806.65 = 101204.628 \quad N$$

$$B := \frac{PndkN}{100000} \cdot 4 \cdot 9806.65 = 10.12 \quad Ton$$

Esfuerzo panel simple

$$Area := 1.22 \cdot 0.1154 = 0.141 \quad m^2$$

$$\frac{A}{Area} = 718844.134 \quad \frac{N}{m^2}$$

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 98

Panel doble

$$A := \frac{PndkN}{10} \cdot 7 \cdot 9806.65 = 177108.099 \text{ N}$$

$$\frac{PndkN}{100000} \cdot 7 \cdot 9806.65 = 17.711 \text{ Ton}$$

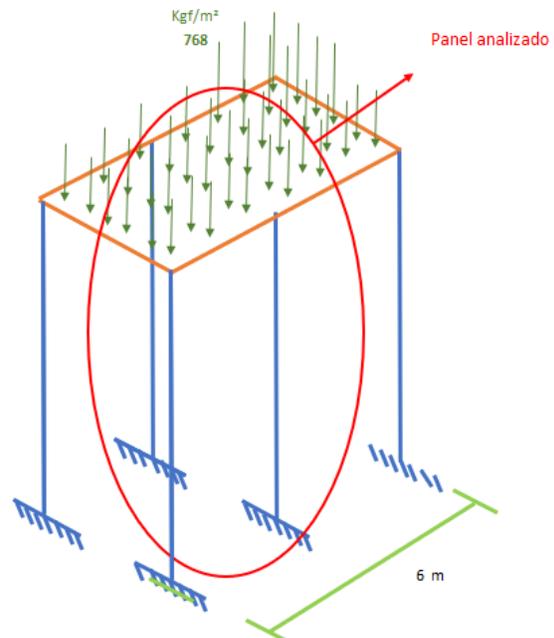
Esfuerzo panel doble

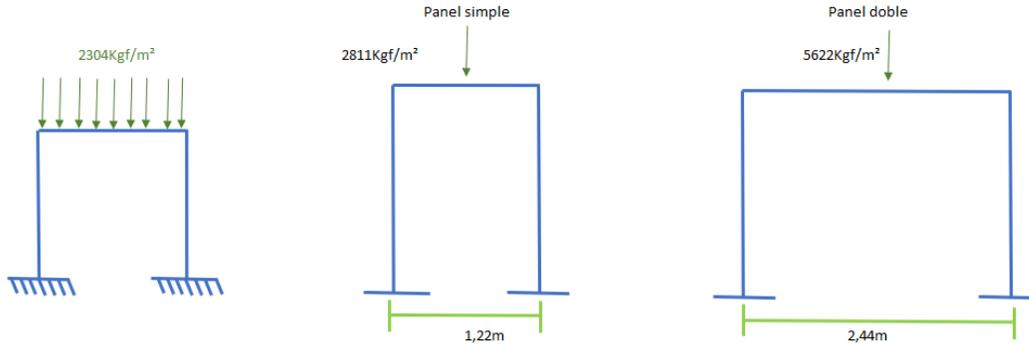
$$Area := 2.44 \cdot 0.1154 = 0.282 \text{ m}^2$$

$$\frac{A}{Area} = 628988.618 \frac{N}{m^2}$$

### 9.3 Calculo carga axial sobre ensayo a corte.

Avaluo de cargas		
	Kgf/m <sup>2</sup>	
Peso entrepiso liviano	20	Lamina de fibrocemento 20mm
Acabados	160	NSR-10 tabla B.3.4.1-3
Particiones livianas	200	NSR-10 tabla B.3.4.2-2
Peso cubierta	20	NSR-10 tabla B.3.4.1-4
CM	400	
Carga viva	180	NSR-10 tabla B.4.2.1-1
Mayorcación		
1,2(CM)+1,6(CV)	768	





## 9.4 Cálculo de capacidad a corte.

Resistencia de pernos a corte - tensión, se utilizaran pernos # 14 = 6.4 mm para el arrostramiento diagonal. AISI S100

Donde:

$A_b$  = Área bruta de la sección transversal  
 $F_n$ : Esfuerzo nominal en tensión o corte

**TABLE J3.4-1**  
**Nominal Tensile and Shear Stresses for Bolts**

Description of Bolts	Nominal Tensile Stress, $F_{nt}$ (MPa)	Resistance Factor, $\phi$	Nominal Shear Stress, $F_{nv}$ (MPa)	Resistance Factor, $\phi$
A307 Bolts, Grade A 6.4 mm $\leq$ d < 12.7 mm	279	0.65	165	0.55

Resistencia nominal a tensión

$$A_b := 6.4^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 32.17 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} := 279 \text{ MPa} \quad \Phi := 0.65$$

$$P_{nt} := A_b \cdot \frac{F_{nt}}{1000} = 8.975 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot P_{nt} = 5.834 \text{ kN}$$

$$T_{on} := \frac{\Phi \cdot P_{nt}}{10} = 0.583 \text{ Ton}$$

Resistencia nominal a corte.

$$\Phi := 0.55$$

$$F_{nv} := 165 \text{ MPa}$$

$$P_{nv} := A_b \cdot \frac{F_{nv}}{1000} = 5.308 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot P_{nv} = 2.919 \text{ kN}$$

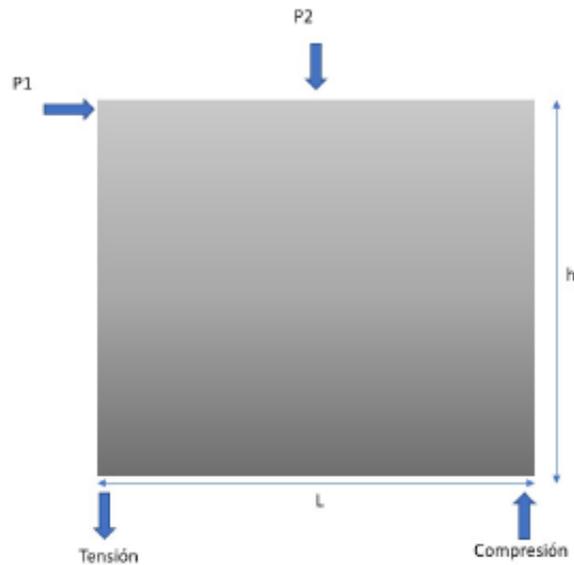
$$T_{on} := \frac{\Phi \cdot P_{nv}}{10} = 0.292 \text{ Ton}$$

Diseño de muro panel a corte.

Cuando se utilizan laminas delgadas para resistencia a corte, la resistencia al corte del panel será la máxima tensión a fluencia de la lamina.

Carga de diseño

$$P1 := 11.5 \text{ kN} \quad h := 2.44 \text{ m} \quad L := 1.22 \text{ m} \quad P2 := 27.5665 \text{ kN}$$



$$\Sigma Mb := -(P1 \cdot h) + C \cdot L - \left( P2 \cdot \frac{L}{2} \right)$$

$$C := \frac{(P1 \cdot h) + \left( P2 \cdot \frac{L}{2} \right)}{L} = 36.7833 \text{ kN}$$

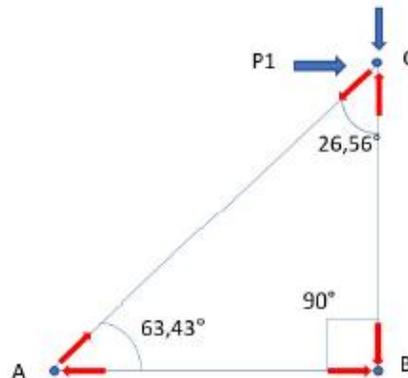
Carga de compresión en el extremo derecho y carga de tensión en el extremo izquierdo

Pernos en tensión

$$\frac{C}{\Phi \cdot Pnt} = 7.451$$

Comportamiento ante cargas estáticas de paneles de yeso en steel framing, sometidos a diferentes solicitaciones como elementos no estructurales. 101

La estructura funciona como una celosía por lo cual la tensión de la lamina se calcula así:



Equilibrio nudo en C

$$FCA := \frac{P1}{\sin(26.56^\circ)} = 25.719 \text{ kN Tensión}$$

Equilibrio nudo en A

$$FCB := FCA \cdot \cos(63.43^\circ) = 11.504 \text{ kN Corte}$$

Pernos en corte

$$\frac{FCB}{\Phi \cdot Pnv} = 3.941 \text{ kN}$$

De acuerdo a la tensión calculada se propuso una lamina de acero formado en frio con las siguientes características.

$$Ancho := 60 \text{ mm}$$

$$t := 0.92 \text{ mm}$$

$$Ag := Ancho \cdot t = 55.2 \text{ mm}^2$$

Fluencia en el área bruta de la sección

$$Fy := 230 \text{ Mpa}$$

$$\Phi := 0.9$$

$$T := Ag \cdot \frac{Fy}{1000} = 12.696 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot T = 11.426 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot T \cdot 2 = 22.853 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot \frac{T}{10} = 1.143 \text{ Ton}$$

$$\frac{FCA}{\Phi \cdot Pnv} = 5.384 \text{ Se utilizaran 5 pernos \#14 en cada extremo}$$

## 9.5 Cálculo de la rigidez de los paneles.

Rigidez panel simple

$Ancho := 60\text{mm}$   
 $t := 0.92\text{ mm}$

$Ag := Ancho \cdot t = 55.2\text{ mm}^2$      $E := 200000\text{MPa}$      $L := 1220\text{ mm}$      $H := 2440\text{ mm}$

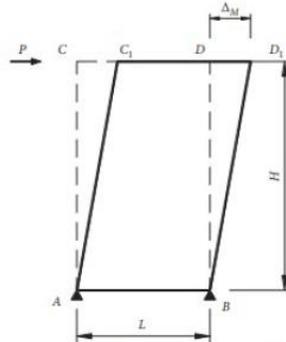


FIGURE 14: The shear deformation of sheathing.

$$K := \frac{E \cdot Ag \cdot L^2}{(L^2 + H^2)^{\frac{3}{2}}} = 809.383 \frac{N}{mm}$$

Rigidez panel doble

$Ancho := 60\text{mm}$   
 $t := 0.92\text{ mm}$

$Ag := Ancho \cdot t = 55.2\text{ mm}^2$      $E := 200000\text{MPa}$      $L := 2440\text{ mm}$      $H := 2440\text{ mm}$

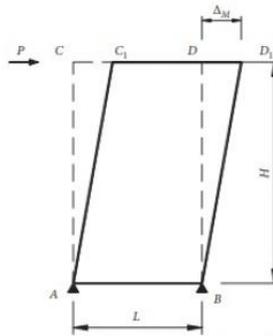


FIGURE 14: The shear deformation of sheathing.

$$K := \frac{E \cdot Ag \cdot L^2}{(L^2 + H^2)^{\frac{3}{2}}} = 1599.684\text{ N} - \text{mm}^{-1}$$

## 10. Fichas técnicas

### 10.1 Placa st

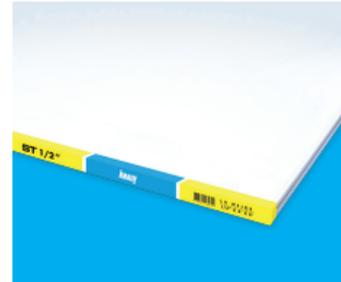


#### PLACA DE YESO KNAUF ST

SISTEMA CONSTRUCTIVO EN SECO DE USO INTERIOR

La placa de yeso Knauf ST consta de un núcleo de yeso incombustible, recubierto con cartón reforzado, 100% reciclado con acabado de color crema claro en la cara principal y color café claro en la cara posterior. El cartón del frente viene doblado alrededor de los bordes longitudinales para reforzar y proteger el núcleo y los extremos transversales tienen corte cuadrado a escuadra.

Los bordes longitudinales son biselados, con el propósito de facilitar el tratamiento de juntas, y así brindar un acabado uniforme entre placas. La placa de yeso Knauf ST se ofrece en una variedad de espesores estándares para aplicación en el sistema constructivo en seco.



DATOS TÉCNICOS		
<p><b>MATERIAL</b></p> <p>Lámina de yeso formulado y procesado entre dos cartonillos.</p>	<p><b>DUREZA DE NÚCLEO</b></p> <p>&gt; 49 N</p>	<p><b>RESISTENCIA A LA FLEXIÓN TRANSVERSAL</b></p> <p>Placa de 9.5 mm (3/8") 343 N (77 lbf)                      Placa de 12.7 mm (1/2") &gt; 476 N (107 lbf)                      Placa de 15.8 mm (5/8") &gt; 654 N (147 lbf)</p>
<p><b>TAMAÑO</b></p> <p>1220 mm x 2440 mm (4 ft x 8 ft)</p>	<p><b>RESISTENCIA A LA FLEXIÓN LONGITUDINAL</b></p> <p>Placa de 9.5 mm (3/8") 116 N (26 lbf)                      Placa de 12.7 mm (1/2") &gt; 160 N (36 lbf)                      Placa de 15.8 mm (5/8") &gt; 205 N (46 lbf)</p>	<p><b>DENSIDAD</b></p> <p>625 - 675 kg/m<sup>3</sup> (3/8")                      500 - 550 kg/m<sup>3</sup> (1/2")                      650 - 700 kg/m<sup>3</sup> (5/8")</p>
<p><b>ESPESOR</b></p> <p>9.5 mm (3/8")                      12.7 mm (1/2")                      15.8 mm (5/8")</p>	<p><b>RADIOS DE CURVATURA</b></p> <p><b>Placa de 9.5 mm (3/8")</b>                      Seco: r &gt; 2000 mm                      Húmedo: r &gt; 500 mm</p> <p><b>Placa de 12.7 mm (1/2")</b>                      Seco: r &gt; 2750 mm                      Húmedo: r &gt; 1000 mm</p> <p><b>Placa de 15.8 mm (5/8")</b>                      Seco: N/A                      Húmedo: N/A</p>	<p><b>COLOR</b></p> <p><b>Cara frontal:</b> Blanco marfil  <b>Cara posterior:</b> Café oscuro</p>
<p><b>PESO</b></p> <p>18,3 kg ± 1 kg para placa de 3/8"                      20 kg ± 1 kg para placa de 1/2"                      31 kg ± 1 kg para placa de 5/8"</p>	<p><b>ACABADO SUPERFICIE</b></p> <p>Lisa, clara y apta para recibir acabados como pinturas, papel tapiz, etc.</p>	<p><b>DETALLE DEL BORDE</b></p> <p>Longitudinal: rebajado en forma de bisel                      Transversal: borde cortado</p>
<p><b>TOLERANCIAS</b></p> <p><b>Ancho:</b> -3 mm  <b>Longitud:</b> ± 6 mm  <b>Espesor:</b> ± 0,4 mm  <b>Ortogonalidad:</b> &lt; 3 mm</p>	<p><b>TIPO DE BORDES</b></p> <p>Longitudinal borde rebajado tipo AK</p>	<p><b>FORMATO DE PLACAS (mm)</b></p>