

UNIVERSIDAD LAICA “ELOY ALFARO” DE MANABÍ.



FACULTA DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS DE GRADO PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL

TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA:

**DISEÑO DE LAS MODIFICACIONES DE LOS ELEMENTOS
ESTRUCTURALES DEL SISTEMA STEEL FRAMING PARA LAS
CONDICIONES DE SISMICIDAD Y CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE LA
CIUDAD DE MANTA**

AUTOR:

DAVID ALFREDO VERDUGA GARCÍA

DIRECTOR:

PhD. VERÓNICA ÁVILA AYÓN

MANTA-MANABÍ -ECUADOR

2016

Breve Reseña del autor.

David Alfredo Verduga García

Egresado de la Carrera de Ingeniería

Civil Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí

david.053@hotmail.com

Todos los derechos reservados.

Queda prohibida, salvo la excepción prevista por la ley, cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública y transformación de esta obra para fines comerciales, sin contar con la autorización del titular de propiedad intelectual. La infracción de los derechos mencionados puede ser constitutiva de delito contra la propiedad intelectual. Se permite la difusión de este texto con fines académicos o investigativos por cualquier medio, con la debida notificación al autor.

DERECHOS RESERVADOS

©2016 Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí

MANTA - ECUADOR - SUDAMÉRICA

TEMA:
**DISEÑO DE LAS MODIFICACIONES DE LOS ELEMENTOS
ESTRUCTURALES DEL SISTEMA STEEL FRAMING PARA LAS
CONDICIONES DE SISMICIDAD Y CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE LA
CIUDAD DE MANTA**

UNIVERSIDAD LAICA “ELOY ALFARO” DE MANABÍ.

DECLATORIA DE RESPONSABILIDAD

Los conceptos desarrollados han sido tomados de las referencias bibliográficas citadas, previamente analizados, el análisis técnico y las conclusiones realizadas que se encuentran en este documento son de exclusiva responsabilidad del autor:

Manta, Diciembre del 2016.

.....

David Alfredo Verduga García.

CI. 1312492141

CERTIFICACIÓN

PhD Verónica Ávila Ayón

Certifica

Certifico haber dirigido y revisado cada uno de los capítulos de los que consta este trabajo de tesis, realizado por el egresado de la carrera Ingeniería Civil, el señor **David Alfredo Verduga García**.

Manta, Noviembre del 2016

.....

PhD. Verónica Ávila Ayón

DIRECTOR DE TESIS

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.

Los miembros del tribunal examinador aprueban el proyecto de investigación sobre el tema “**DISEÑO DE LAS MODIFICACIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL SISTEMA STEEL FRAMING PARA LAS CONDICIONES DE SISMICIDAD Y CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE LA CIUDAD DE MANTA**”, del egresado David Alfredo Verduga García.

Manta, 2016

EL TRIBUNAL

PRESIDENTE DEL TRIBUNAL

VOCAL 1

VOCAL 2

DEDICATORIA

Quiero dedicar esta tesis a mis queridos
padres, Orley y Alexandra, por su,
amor incondicional, sus enseñanzas
de vida y su ejemplo de perseverancia
y dedicación para alcanzar las metas
planteadas.

A mis hermanos Daniel y Karina, quienes han
contribuido con un sinnúmero de
consejos durante mi vida que me han
ayudado a crecer personalmente.

Y a toda mi familia, en especial a mi primo
Yovanny García, que de alguna forma
han contribuido en este camino y la
culminación de mi trabajo de tesis.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco de manera especial a la PhD Verónica Ávila Ayón por el apoyo brindado a lo largo del desarrollo de este trabajo.

A la empresa “CayoPalm Beach” y por medio de esta al Ing. Francisco Calviño por la asesoría y los datos técnicos brindados.

CAPÍTULO 1.

EL SISTEMA STEEL FRAMING Y SU IMPLEMENTACIÓN EN ECUADOR

1.1 Evolución del steel framing.

1.2 Materiales utilizados en el sistema.

1.2.1 Propiedades del acero.

1.2.1.1 Acero galvanizado.

1.2.1.2 Características.

1.2.1.3 Resistencia a la abrasión.

1.2.1.4 Resistencia a la corrosión.

1.2.1.5 Corrosión en agua dulce.

1.2.1.6 Corrosión en agua de mar.

1.3 Ventajas.

1.4 Perfiles de bajo espesor de acero doblado en frío.

1.4.1 Surtido de elementos.

1.4.2 Perfil montante y vigas.

1.4.3 Perfil solera.

1.4.4 Perfil mini canal.

1.4.5 Perfil ángulo conector.

1.4.6 Perfil mini galera

1.4.7 Cinta o fleje

1.5 Características estructurales del sistema.

1.6.1. Fundación.

1.5.1.1 Platea de hormigón armado sobre terreno

1.5.1.2 Zapata corrida.

1.5.2 Módulos.

1.5.3 Entrepisos

1.5.3.1 Entrepisos húmedos

1.5.3.2 Entrepisos seco

1.5.3.3 Vanos en entrepisos

1.5.4 Estructura de techo (cerchas)

1.5.5 Aislaciones

1.5.5.1 Barrera de agua y viento

- 1.5.5.2 Aislamiento térmico
 - 1.5.5.2.1 Poliestireno expandido (EPS)
 - 1.5.5.2.2 Lana de vidrio
- 1.6 Límite de aplicabilidad
- 1.7 Diseño de los miembros
- 1.8 Características principales del cálculo estructural para el sistema.
 - 1.8.1 Diseño por Resistencias Admisibles (DRA- ASD: Admissible Strength Design).
 - 1.8.1.1 método Diseño por Factores de Carga y Resistencia (DFCR- LRFD: Load and Resistance Factor Design).
 - 1.8.1.2 Formato de diseño para el método DFCR.
- 1.9 Características del SF
 - 1.9.1 Flexible
 - 1.9.2 Optimización de recursos
 - 1.9.3 Indeformable en el tiempo
 - 1.9.4 Facilidad constructiva para instalaciones
 - 1.9.5 Versatilidad en terminaciones.
- 1.10 Ventajas
- 1.11 Beneficios

CAPÍTULO 2

SISMICIDAD Y GEOTECNIA EN LA CIUDAD DE MANTA

- 2.1 Ubicación de la zona de estudio.
- 2.2 Marco geológico regional
- 2.3 Susceptibilidad al deslizamiento de los suelos y sismicidad en la costa de Manabí
- 2.4 Geología regional del cantón manta y la provincia de Manabí
 - 2.4.1 Estratigrafía
- 2.5 Normas de peligro y riesgo sísmico.
 - 2.5.1 Filosofía de diseño sismo resistente
- 2.6 Normas de suelo.
 - 2.6.1 Clasificación de las unidades de construcción por categorías

2.7 Principales causas de fallas en edificaciones sometidas a acciones sísmicas

- 2.7.1 Falla por inadecuada resistencia al cortante de los entrepisos debido a la escasez de elementos tales como columnas y muros.
- 2.7.2 Falla frágil de cortante y tensión diagonal en columnas o en vigas.
- 2.7.3 Falla por adherencia del bloque de unión en las conexiones viga-columna debida al deslizamiento de las varillas ancladas o a falla de cortante.
- 2.7.4 Falla frágil en muros de cortante, sin o con aberturas, solos o acoplados.
- 2.7.5 Falla por vibración torsional causada por la falta de coincidencia en planta del centro de masas con el centro de rigidez.
- 2.7.6 Falla de edificaciones a base de losas planas por punzonamiento de la losa.
- 2.7.7 Falla por variación brusca de la rigidez a lo largo de la altura de la edificación.
- 2.7.8 Falla por golpeteo entre edificaciones.
- 2.7.9 Falla frágil de cortante en columnas acortadas por el efecto restrictivo al desplazamiento causado por elementos no estructurales.

CAPÍTULO 3

BASES DE DISEÑO Y MODULACIÓN DE LAS MODIFICACIONES DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA STEEL FRAMING.

- 3.1 Descripción del proyecto
- 3.2 Criterios de diseño estructural
 - 3.2.1 Normas y códigos
- 3.3 Materiales
 - 3.3.1 Acero estructural liviano
- 3.4 Requisitos complementarios
 - 3.4.1 Cargas de diseño
 - 3.4.1.1 Carga muerta

3.4.1.2 Carga Viva

3.4.1.3 Carga de viento

3.4.1.4 Carga de sismo.

3.5 Combinaciones de carga

3.6 Diseño estructural

3.7 Cálculos realizados por el software de diseño y análisis estructural

CONCLUSIONES DEL ANÁLISIS TÉCNICO

RECOMENDACIONES GENERALES

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Límites de aplicabilidad del Steel Framing

Tabla 1.2. Límites de aplicabilidad del Steel Framing

Tabla 1.3. Velocidades equivalentes

Tabla 2.1. Clasificación de estructuras

Tabla 3.1. Requisitos mecánicos

Tabla 3.2. Requisitos químicos

Tabla 3.3. Espesor del recubrimiento

Tabla 3.4. Pesos Unitarios de Materiales

Tabla 3.5. Pesos Unitarios de Materiales Cielorraso

Tabla 3.6. Peso Unitario Cerámica

Tabla 3.7. Pesos Unitario Fibrocemento

Tabla 3.8. Pesos Unitario OSB

Tabla 3.9. Carga Muerta Distribuida

Tabla 3.10. Carga Viva

Tabla 3.11. Carga Viva Distribuida

Tabla 3.12. Coeficiente de corrección, ϕ

Tabla 3.13. Exigencias de Resistencia a la carga de viento

Tabla 3.14. Factor de Forma, c_f

Tabla 3.17. Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Tabla 3.18. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Tabla 3.19. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Tabla 3.20. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tabla 3.21. Perfiles Utilizados para el Análisis Estructural

Tabla 3.22. Determinación del coeficiente k de la plancha

Tabla 3.23. Características geométricas del Perfil PGG 100x0.89

Tabla 3.22. Determinación del coeficiente k de la plancha

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Vivienda Unifamiliar de dos niveles

Figura 1.2. Vivienda Unifamiliar de dos niveles

Figura 1.3. Módulos de locales comerciales

Figura 1.4. Espesores fase acero galvanizado

Figura 1.5. Tipos Perfiles de

Figura 1.6. Perfiles

Figura 1.7. Losa de cimentación

Figura 1.8. Zapata corrida

Figura 1.9. Modulo con SF

Figura 1.10. Entrepisos

Figura 1.11. Entrepisos in line framing

Figura 1.12. Entrepiso húmedo

Figura 1.13. Entrepiso seco

Figura 1.14. Vanos en el Entrepiso

Figura 1.15. Estructuras techo

Figura 1.16. Barrera de Agua y Viento

Figura 1.17. Aislamiento Térmico

Figura 1.18. Exterior con EIFS

Figura 1.19. Exterior con Siding vinílico

Figura 2.1. Ubicación del área de estudio

Figura 2.2. Contexto Geodinámico y Tectónico de la margen del Ecuador.

Figura 2.3. Estructuras principales de la zona de antearco ecuatoriano.

Figura 3.1. Vivienda Unifamiliar

Figura 3.2. Perforación del perfil

Figura 3.3. Áreas Tributarias Cubierta

Figura 3.4. Áreas Tributarias Entrepiso

Figura 3.5. Esquematización de Paredes

Figura 3.6. Áreas Tributarias Cielorraso

Figura 3.7. Ecuador, Zona Sísmicas para diseño y valor del factor Z

Figura 3.8. Distribución de Carga de Sismo

Figura 3.9. Diseño Estructural Vivienda 100 m²

Figura 3.10. Elemento lineal vertical

Figura 3.11. Elemento lineal horizontal

Figura 3.12. Elemento circular a 90°

Figura 3.13. Momento Último en la cercha más crítica.

Figura 3.14. Área Efectiva

Figura 3.15. Espectro de Carga Entrepiso con el Perfil PGG 200 x 1.24

Figura 3.16. Espectro de Carga Entrepiso con el Perfil PGG 200 x 1.6

Figura 3.17. Marcos Rígidos

Figura 3.17. Marcos Rígidos

Figura 3.18. Marco Rígido

Figura 3.19 Carga Muerta y Dimensiones del Marco Rígido

Figura 3.20. Diagrama de Momentos y Reacciones

Figura 3.21. Resultados del software, Reacciones

Figura 3.22. Diagrama de Momentos por el software

RESUMEN

Dado el crecimiento demográfico y los avances tecnológicos la industria de la construcción civil en el mundo ha buscado sistemas más eficientes con el objetivo de aumentar la productividad, disminuir las pérdidas y cubrir la creciente demanda. El sector de la construcción en América Latina es predominantemente artesanal, caracterizándose por su baja productividad y principalmente por el gran volumen de desperdicios.

En los últimos años, en el mercado de las construcciones en acero, se han introducido varios sistemas modulares entre los que se encuentra el sistema “Steel Framing”. Está formado por un conjunto de marcos de elementos galvanizados livianos y esbeltos, conformados en frío, cuyo método de diseño requiere el manejo de los fenómenos de pandeo, además de un claro conocimiento de las especificaciones existentes sobre su diseño y construcción, siendo la más importante las del Instituto Americano del Acero y el Hierro (AISI: American Institute of Steel and Iron), bajo las cuales se desarrolla la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2014)

Los elementos que conforman el sistema Steel Framing son de acero estructural galvanizado, fabricados por doblado en plegadora a partir de tiras cortadas de planchas, o por conformado en rodillos a partir de bobinas de acero o planchas laminadas en frío, operación realizada a temperatura ambiente. De manera general, los perfiles conformados en frío han sido de espesores entre 0.9 y 6 milímetros.

Se han acogido en forma muy exitosa también los perfiles galvanizados ultra delgados que en espesores menores a 1 milímetro están siendo utilizados en aplicaciones semi-industrializadas de muros, paneles y techos. Estos perfiles galvanizados de bajo espesor se utilizan principalmente como elementos resistentes primarios en construcciones menores y como elementos secundarios en edificios mayores. Su aplicación más importante se orienta a la construcción de viviendas en forma industrializada formando parte de la estructura completa de la vivienda o parcialmente en cerchas, techos, segundos pisos, entresijos, muros exteriores e interiores, entre otros.

Los elementos conformados en frío en general son delgados, presentando valores altos de esbelteces geométricas, que ocasionan fallas de inestabilidad o pandeo local a tensiones inferiores a las de fluencia. A esto se suma el fenómeno de postpandeo, producto de la redistribución de las tensiones después del pandeo local. El diseño queda limitado a la falla por estabilidad general o local del elemento estructural, pero un cálculo más preciso debería considerar además la capacidad resistente que puede aportar la sección.

La construcción en base a perfiles galvanizados de bajo espesor tiene un desarrollo de más de 20 años en el mundo. CayoPalm Beach S.A. fue la primera empresa en introducir el sistema Steel Framing a Ecuador a partir del 2013. A comienzos del año 2014, este sistema constructivo toma una parte del

mercado de la construcción de Manta, siendo está aún muy pequeña pero con grandes expectativas de desarrollo en la ciudad.

La ciudad de Manta está ubicada en la costa del Ecuador, su extensión territorial es 60,49 km² limita, al norte, sur, al oeste con el océano pacífico, al sur con el Cantón Montecristi, y al este los Cantones Montecristi y Jaramijó.

“El Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alta sismicidad lo cual es muy notorio, ya en las últimas décadas fue afectado por terremotos de gran magnitud. Es por esta razón que la coexistencia con la actividad sísmica pasó a ser parte de la cultura ecuatoriana” (Correa- Hinojosa-Taipe, Sismicidad Histórica del Ecuador, Cap1).

La sismicidad que se presenta a lo largo de la costa Ecuatoriana, está sujeta al proceso de subducción entre de la placa Nazca y la placa Sudamericana, en las que ocasionalmente se generan un sinnúmero de eventos dinámicos, caracterizados por movimientos tectónicos debidos a la liberación de energía entre estas placas. Por lo tanto Manta al estar ubicado en la parte centro norte de la costa del Ecuador, se convierte en una zona sísmica activa. Esto se evidencia en la sismicidad histórica registrada por la red Sismológica del Instituto Geofísico Militar. En base a estos registros que muestran una zona de ruptura simiparalela a la fosa, que se mueve en un plano de subducción, se ha determinado que existe un área de concentración sísmica frente a las costas de la ciudad. Todo esto manifiesta no solo una gran actividad sísmica sino la necesidad de un mayor estudio de cada uno de los fenómenos y efectos que se generan a partir de eventos sísmicos en diferentes tipos de estructuras.

En este trabajo se pretenden analizar los parámetros originales que se consideraron en el diseño del sistema Steel Framing. Así se podrán establecer las diferencias con las condiciones propias de sismicidad y características del suelo la Ciudad de Manta que permita definir las modificaciones de los elementos estructurales, cerchas, techos, entrepisos, muros exteriores e interiores, o de las dimensiones modulares del sistema. Se utilizaran para este estudio perfiles de acero galvanizados de bajo espesor. El diseño con estos tipos de perfiles livianos está gobernado por los fenómenos de inestabilidad que merece un tratamiento particular. Se utilizarán de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-14 para el análisis de las condiciones de carga. Posteriormente se realizará una modelación en el software SAP200 de tipo verificación de diseño con el objetivo de establecer las diferencias y la seguridad del sistema para las condiciones que presenta la ciudad de Manta.

El diseño se desarrollará bajo el cuerpo prismático las Normas Ecuatorianas de la Construcción NEC-14, la cual en su última edición plantea un tratamiento integrado de los métodos de Diseño por Resistencias Admisibles (DRA- ASD: Admissible Strength Design) y el método Diseño por Factores de Carga y Resistencia (DFCR- LRFD: Load and Resistance Factor Design).

ABSTRACT

Due to the demographic growth and the technological advances of the construction industry, the world has implemented more efficient systems in order to increase productivity, minimize losses and cover the growing supply. The construction sector in Latin America is mainly home craft, defining itself by low levels of productivity, and the great amounts of waste

In the last few years, the steel construction market has seen the introduction of several steel modular systems as "Steel Framing". Formed by frames of slender, light, formed in cold structures, which requires the design, knowledge and the handling of the buckling of materials, added to specific norms and knowledge of existing specifications in design and construction, being the AISI (American Institute of Steel and Iron) the most important, and the base of construction standards in Ecuador (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2014)

The elements that conform the Steel Framing System are made from structural galvanized steel, made from steel coils or steel cold sheets bended by machine that forms the required structures in cold, process made in an environment temperature. As a usual fact, the profiles formed in cold are usually made from 0.9mm and 6.0mm

There is also a great acceptance in ultra thin galvanized profiles (Less than 1mm), and they have been used in semi-industrial appliances, related to separating walls, panels and rooftops. These ultra thin profiles are mainly used as resistant primary elements in some minor constructions, and as secondary elements in bigger buildings. Their most important application is oriented to the construction of houses in industrialized massive houses, being part as the complete structure of the house or partially in metal trusses, rooftops, second level stands, substrates or underlayment floors, external walls, among other applications.

The elements formed in cold are generally thin, showing high values of geometric slenderness, which occurs in some instability flaws, or buckling in lower tensions of the influence. In addition, there is the process of settling as a consequence of the redistribution of the tensions after the buckling. The design stays limited because the fails in overall stability of the structural elements, but a more accurate estimate should consider the resistant capacity that the section can add to the process.

The construction based in ultra thin galvanized profiles, was widely developed around the world for more than 20 years. Cayopalm Beach S.A. was the first company to introduce the Steel Frame System in Ecuador in 2013. Later on, in 2014 the system takes a venture in the local sharing construction of Manta, being this a small market share, but with the greatest developing expectation within the city.

The city of Manta is located in the west coast of Ecuador, its extension is 60.49 km² and limits by the north, south, and west to the Pacific Ocean, to the lower south to the Montecristi city, and to the east to the Montecristi and Jaramijo sector.

“Ecuador is located in a very seismic area, which is very notorious, and in the last decades was affected by earthquakes of greater magnitude. This is the reason that Ecuadorians has coexisted with seismic activities” (Correa- Hinojosa-Taípe, Sismicidad Histórica del Ecuador, Cap1).

The level of seismicity across the equatorial coast is due to the process of subduction between Nazca plates and the South American plates, which occasionally generates endless movement events, defined by tectonic movements due to the release of energy among them. For this reason, Manta automatically becomes in an active seismic area. This is put to evidence in the seismic historical records registered by the network of the Military Geophysics Institute of Seismology. Based in this records that shows a break zone semi parallel to the bottom of the plate, appears as a plane of subduction, and it has been determinate that there is a seismic area in front of the city's shore. All of this shows not only a great seismic activity, but also the need of deeper studies and investigations, of each and effects and phenomena generated from seismic events in different types of structures.

This investigation pretends to study the original parameters that were considered in the designs of the Steel Frame System. This way it can be established differences between the inner seismic process and the soil characteristics in Manta, all of this to define the modifications related to structural elements, metal trusses, rooftops, underlayment floors, external or internal walls, or the modular dimensions of the system.

For this investigation, thin galvanized steel profiles will be used.

The designed within these types of profiles will be determined by the instability issues that requires a particular treatment. Local norm regulations (Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-14) will be used for the analysis of the loads. After this procedure, a modeling on software SAP2000 for verification of design will be done, in order to establish differences and security of the system for the existing conditions in the city of Manta.

INTRODUCCION

Steel Framing (SF) es un sistema constructivo liviano, conformado de perfiles de acero galvanizado que componen un esqueleto portante. Está diseñado para dar forma y soporte a una edificación y brindar condiciones de seguridad y servicio.

Su denominación utiliza los términos del idioma inglés Steel Framing. La traducción por palabra se corresponde: steel que significa acero y framing, derivado de frame, que quiere decir pórtico, entramado, esqueleto.

Surge y se desarrolla a partir de las ideas asumidas por el sistema Steel Frame, utilizado para la construcción de grandes edificios. La diferencia radica en que los perfiles que lo conforman son de acero galvanizado liviano, a diferencia del primero que utiliza perfiles de acero estructural.

La concepción del sistema se define como un proceso para componer un esqueleto estructural de acero, integrado por elementos individuales y unidos entre sí. Funcionan en conjunto para resistir las cargas que solicitan al edificio y a la estructura y le dan su forma. También pueden utilizarse los elementos para componer elementos o partes estructurales o no estructurales de la edificación como muros, losas, pisos, instalaciones, entre otros.

El sistema Steel Framing no está restringido solo a la estructura. Como un sistema destinado a la construcción de edificaciones abarca varios componentes y subsistemas. Estos subsistemas incluyen: aislamiento termoacústico, cerramientos internos y externos, instalaciones eléctricas o sanitarias, entre otros.

La tecnología para construir viviendas a partir de sistemas predefinidos se remonta al inicio del siglo XIX. Históricamente se inicia con las casas de madera construidas en la época de la colonia en el territorio norteamericano. Debido al crecimiento de la población hubo que recurrir a métodos más rápidos y productivos en la construcción de viviendas, utilizando los materiales disponibles en la región, en este caso la madera. Esa técnica consistía en una estructura compuesta de piezas de madera aserrada de pequeña sección transversal, conocida como Balloon Framing (BF). A partir de ahí, las construcciones en madera, conocidas como Wood Frame, se convirtieron en la tipología residencial más común en los Estados Unidos.

El crecimiento de la economía norteamericana y la abundante producción de acero en el período posterior a la Segunda Guerra Mundial contribuyeron al desarrollo de los procesos de fabricación de perfiles conformados en frío, y el uso de los perfiles de acero en sustitución de los de madera. Ofrecían ventajas de mayor resistencia y eficiencia y la capacidad de la estructura de resistir a catástrofes naturales, tales como terremotos y huracanes. En Japón, las primeras construcciones en Steel Framing comenzaron a aparecer después de C cuando hubo que reconstruir cuatro millones de viviendas destruidas por los bombardeos.

A pesar de que el Steel Framing es un sistema de construcción bastante usado en países donde la construcción civil es predominantemente industrializada, en los países de América Latina, es prácticamente desconocido.

En forma general, el SF es un sistema constructivo que reemplaza total o parcialmente a la estructura tradicional (mampostería, hormigón, entre otros.). Está formado por módulos con perfiles de acero galvanizado liviano. Al ser un sistema industrializado posibilita una construcción en seco de gran rapidez de ejecución.

Steel Frame es un sistema constructivo de concepción racional, su principal característica es una estructura constituida por perfiles de acero galvanizado de bajo espesor, obtenidos por un proceso de conformación en frío, que funcionan en un conjunto para resistir las cargas que solicita la estructura y le den su forma. Su característica principal es la rapidez de montaje, la reducción en los costos, la buena calidad de aislamiento térmico y sobre todo la versatilidad que presentan estas disposiciones.

CAPÍTULO 1.

**EL SISTEMA STEEL FRAMING Y SU
IMPLEMENTACIÓN EN ECUADOR**

1.1 Surgimiento y evolución del Steel Framing.

“El primer prototipo con el sistema SF aparece en la feria de Chicago de 1933. Y desde entonces empezó a desarrollarse en países principalmente anglosajones donde el uso del BF era la tipología residencial más común. Aunque en Ecuador el SF esté considerado un método constructivo novedoso, en países como EEUU, Canadá, Japón, Gran Bretaña, Australia y Nueva Zelanda es considerado un método de construcción tradicional.”¹.

El uso de perfiles de acero galvanizado de pequeño espesor se ha usado en Ecuador como correas en edificios industriales o como subestructuras para fachadas o cubiertas y hasta ahora ha tenido poca difusión como sistema estructural para edificación porque tiene que luchar contra la prevalencia de sistemas tradicionales. Se enfrenta al desconocimiento generalizado tanto del público como de los profesionales de la construcción.

Sin embargo, el uso de sistemas eficientes de construcción con el objeto de aumentar la productividad, disminuir los desperdicios y reducir tiempos de ejecución, añadido a la implementación de nuevos estándares de calidad y ahorro energético permitirá en los próximos años impulsar el SF.

¹STEEL FRAMING · un nuevo sistema de construcción <http://steelframing.com.uy//>

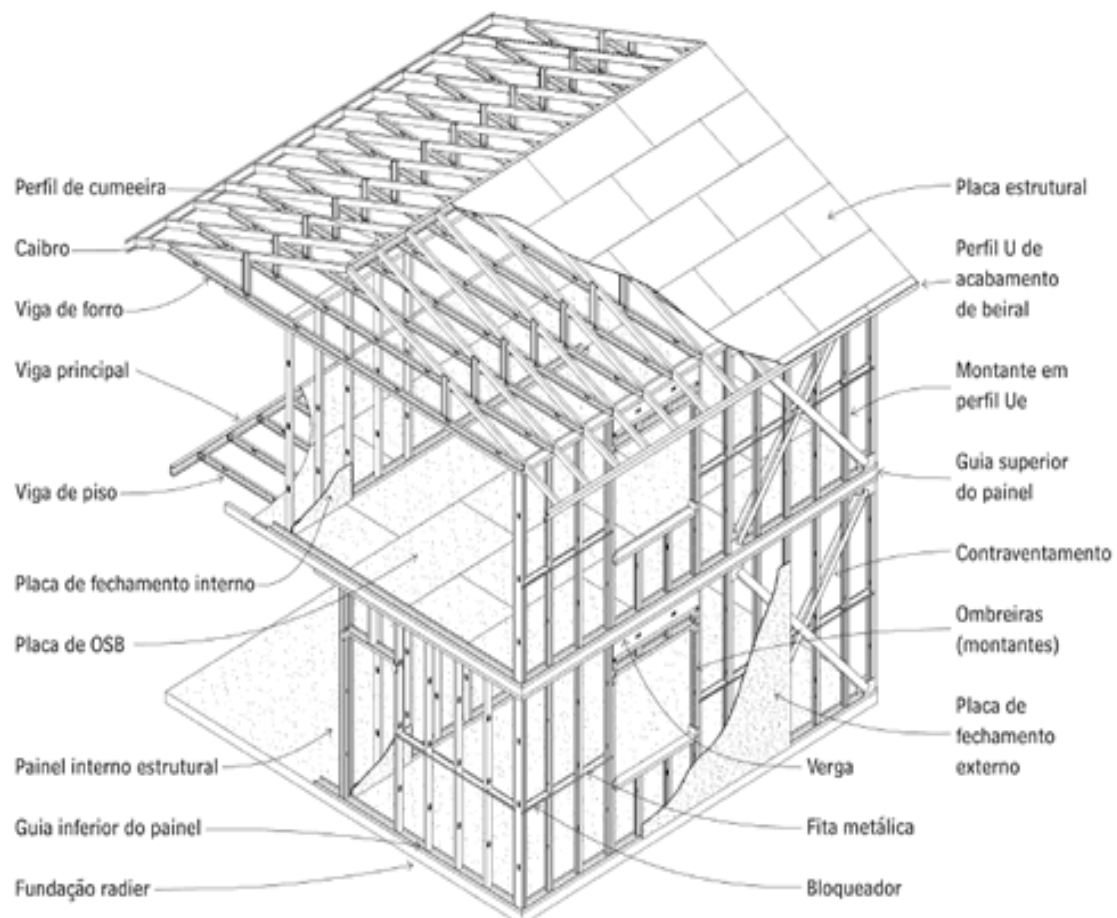


Figura 1.1. Vivienda Unifamiliar de dos niveles

El SF genera una óptima utilización de los elementos con una pérdida de material del orden del 2% (en comparación de la madera que es alrededor del 20%) y con un comportamiento homogéneo, lo cual le otorga una ventaja comparativa con respecto a la madera. Como se muestra en la figura 1.2.

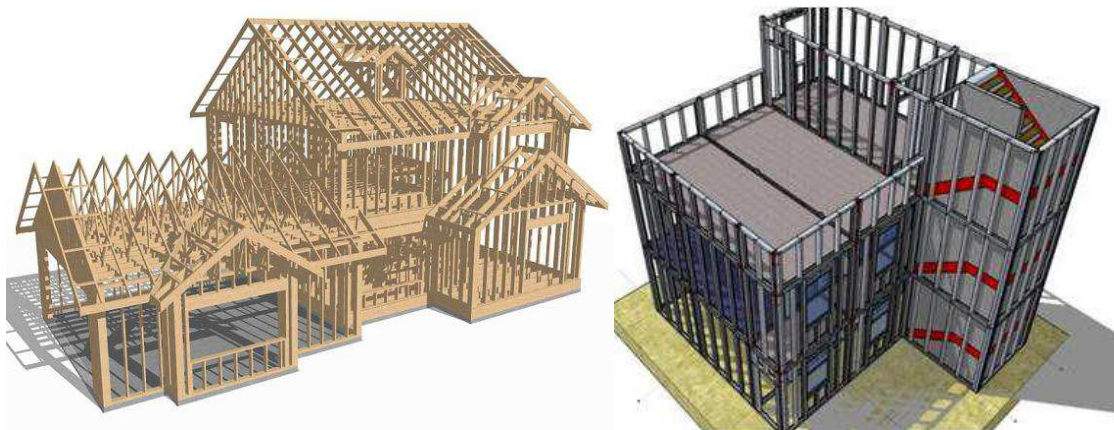


Figura 1.2. Vivienda Unifamiliar de dos niveles

“A nivel internacional, la construcción mediante perfiles de acero galvanizado, conformados en frío es uno de los sistemas de mayor potencial para viviendas residenciales de baja altura. Así quedó demostrado en Australia, donde el sistema cubre el 12% del mercado residencial. En USA en tanto cubre el 8% de las casas construidas en California y el 7% de Florida, incluyendo el 47% de las construcciones en el sector sur de ese estado.”²

En el contexto nacional, este sistema de construcción se abre paso dentro del mercado de la prefabricación, cumpliendo roles diversos, desde la construcción de una edificación, hasta la sustitución de la mampostería total de un edificio residencial.

² Mundo seco, Información técnica cayopalmbeach.com.ec

El SF aporta como ventaja la posibilidad de industrialización en sistemas prefabricados, fácilmente comercializables. Un ejemplo de la facilidad de montaje, y la rapidez de ejecución se aprecia en la construcción de la zona comercial Nuevo Tarqui en la ciudad de Manta.³



Figura 1.3. Módulos de locales comerciales

³ El ciudadano noticias <http://www.elciudadano.gob.ec/>

1.2 Materiales utilizados en el sistema: propiedades físicas, químicas y mecánicas.

El sistema está integrado por varios elementos. Entre ellos constan, perfiles de acero estructural livianos, tornillos autoperforantes, anclajes, más elementos complementarios que no pertenecen directamente a la estructura entre ellos tableros para cerramientos interiores y exteriores, aislamiento termoacústica, instalaciones eléctricas y sanitarias.

Las geometrías de perfiles utilizados para la elaboración de estos sistemas de diafragmas se encuentran establecidas en la norma **NTE INEN 2526** Perfiles especiales abiertos livianos pre galvanizados y conformados en frío para uso en estructuras portantes.

1.2.1 Propiedades del acero

Las propiedades del acero que son de mayor interés para los ingenieros estructurales pueden examinarse graficando los resultados de una prueba de tracción.

La relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria es lineal hasta el límite proporcional, se dice que el material obedece la ley de Hooke.

Las diversas propiedades del acero estructural, incluidas la resistencia y la ductilidad son determinadas por su composición química. El acero es una aleación cuya componente principal es el hierro.

“Los diferentes grados de aceros estructurales son identificados por la designación asignada a ellos por la American Society for Testing and Materials (ASTM). Esta organización elabora normas para definir los materiales en términos de sus composiciones, propiedades y desempeño, y prescribe pruebas específicas para medir esos atributos”⁴

⁴ Estructuras de Acero Liviano, CayoPalm Beach, Ecuador 2012 2013.

1.2.1.1 Acero galvanizado.

1.2.1.2 Características.

Los recubrimientos que se obtienen por galvanización en caliente están constituidos por varias capas de aleaciones zinc-hierro, generalmente tres, que se denominan gamma, delta y zeta. Adicional una capa externa de zinc prácticamente puro (fase "eta"), que se forma al solidificar el zinc arrastrado del baño y que confiere al recubrimiento su aspecto característico gris metálico brillante.

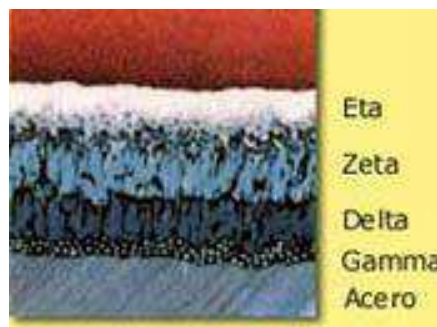


Figura 1.4. Espesores fase acero galvanizado

Al ser recubrimientos obtenidos por inmersión en zinc fundido, cubren la totalidad de la superficie de las piezas, tanto las exteriores como las interiores así como otras muchas áreas superficiales de las piezas que no son accesibles para otros métodos de protección.

1.2.1.3 Resistencia a la abrasión.

Los recubrimientos galvanizados poseen la característica casi única de estar unidos metalúrgicamente al acero base, por lo que poseen una excelente adherencia. Por otra parte, al estar constituidos por varias capas de aleaciones zinc-hierro, más duras incluso que el acero, y por una capa externa de zinc que es más blanda, forman un sistema muy resistente a los golpes y a la abrasión.

1.2.1.4 Resistencia a la corrosión.

Los recubrimientos galvanizados proporcionan al acero una protección triple.

- Protección por efecto barrera. Aislándole del medio ambiente agresivo.

- Protección catódica o de sacrificio. El zinc constituirá la parte anódica de las pilas de corrosión que puedan formarse y se irá consumiendo lentamente para proporcionar protección al acero. Mientras exista recubrimiento de zinc sobre la superficie del acero, éste no sufrirá ataque corrosivo alguno.
- Restauración de zonas desnudas. Los productos de corrosión del zinc, que son insolubles, compactos y adherentes, taponan las pequeñas discontinuidades que puedan producirse en el recubrimiento por causa de la corrosión o por daños mecánicos.

1.2.1.5 Corrosión en agua dulce.

El acero galvanizado resiste generalmente bien la acción corrosiva de las aguas naturales, ya que el anhídrido carbónico y las sales cálcicas y magnésicas que normalmente llevan en disolución estas aguas ayudan a la formación de las capas de pasivación del zinc, que son inertes e insolubles y aíslan al recubrimiento de zinc del subsiguiente contacto con el agua.

La dilatada experiencia existente en el empleo de acero galvanizado en utilidades relacionadas con el transporte y almacenamiento de aguas dulces, son la mejor prueba de que el acero galvanizado tiene una excelente resistencia a la corrosión en este tipo de aguas.

1.2.1.6 Corrosión en agua de mar.

“Los recubrimientos galvanizados resisten bastante bien el ataque corrosivo del agua de mar. Ello se debe a que los iones Mg y Ca presentes en este agua inhiben la acción corrosiva de los iones cloruro y favorecen la formación de capas protectoras”⁵

1.3 Ventajas.

Las principales ventajas de los recubrimientos galvanizados en caliente pueden resumirse en los siguientes puntos:

- Duración excepcional.
- Resistencia mecánica elevada.
- Protección integral de las piezas (interior y exteriormente).

⁵ Estructuras de Acero Liviano, Cayo Palm Beach, Ecuador 2012 2013.

- Triple protección: barrera física, protección electroquímica y autocurado.
- Ausencia de mantenimiento.

1.4 Perfiles de bajo espesor de acero doblado en frío.

Estos se fabrican doblando hojas delgadas de acero al carbono o de baja aleación en prácticamente cualquier sección transversal deseada.

1.4.1 Surtido de elementos.

A continuación se muestran los perfiles que a manera de ejemplo se proponen, sin que implique que representen a los realmente disponibles en idénticas medidas, espesores y calidad de acero. En casos de medidas y calidades equivalentes, permiten una mejor comprensión del funcionamiento de los perfiles, de su eficiencia y de cómo abordar el cálculo estructural del sistema, que difiere de los de las estructuras de acero tradicionales.

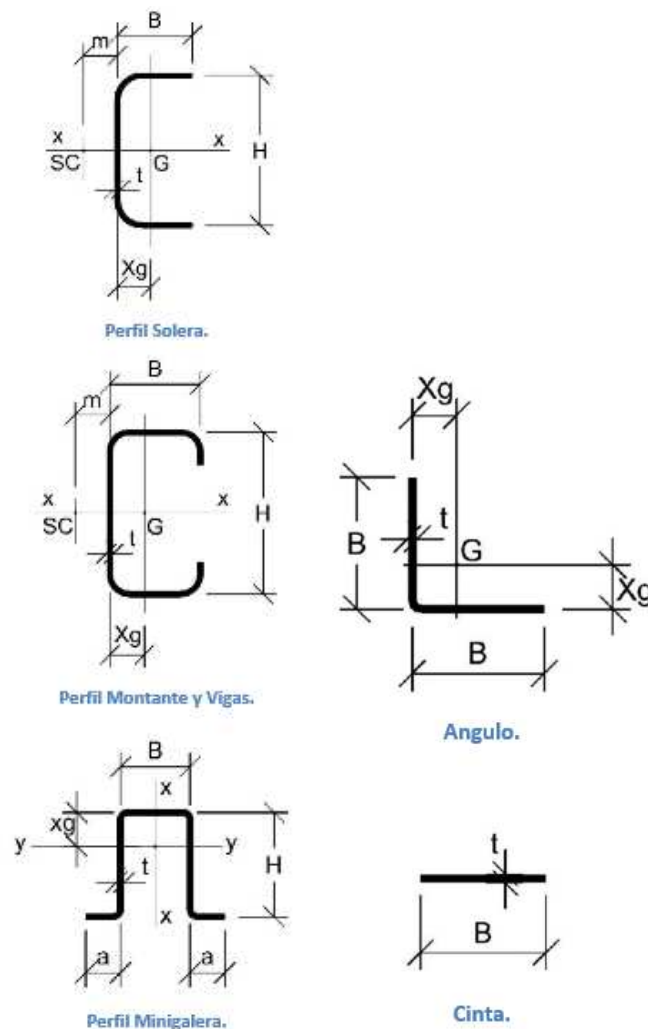
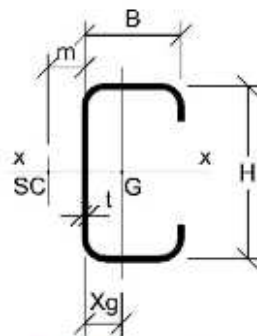


Figura 1.5. Tipos Perfiles

1.4.2 Perfil Montante y Vigas.

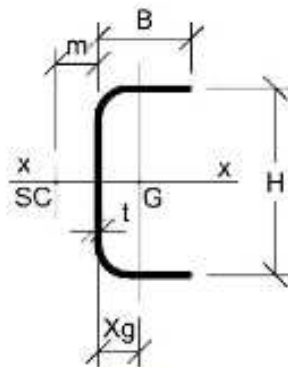
Los perfiles montantes y vigas son los más importante. Sirve de pilar portante de los muros y tabiques del sistema. Son perfiles del tipo PGC con pestañas. Los perfiles vigas tienen la misma forma que los montantes pero poseen mayores alturas y espesores para poder afrontar mayores flexiones. Se emplean principalmente como viguetas de entrepisos, sin embargo también pueden ser empleados como montantes o columnas.



Perfil Montante y Vigas.

1.4.3 Perfil solera.

Este perfil es del tipo PGU y complementario de los montantes para formar los entramados estructurales de los módulos del SF. Estas soleras son levemente más anchas que los respectivos montantes y permiten encastrar los extremos de los montantes dentro de estos perfiles. Siendo más anchas que los montantes es posible que los montantes se apoyen plenamente en la cara plana de las almas de esas soleras, porque se evita que los extremos de los montantes interfieran con la curvatura interior de las soleras.



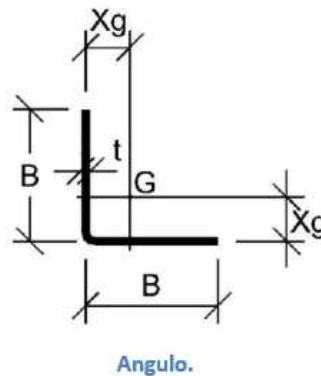
Perfil Solera.

1.4.4 Perfil mini canal.

Se emplea como elemento bloqueador de los montantes y otros usos complementarios.

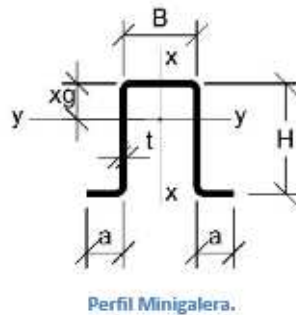
1.4.5 Perfil ángulo conector.

Elemento auxiliar como atiesadores de apoyos y conexiones.



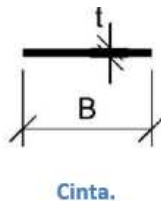
1.4.6 Perfil mini galera

Se emplea como correas de techo en luces pequeñas y otros usos, como perfiles de arriostramiento.



1.4.7 Cinta o fleje

Tira plana de acero que viene en rollo y que se usa para formar los arriostramientos de muros y de los techos, así como ciertas conexiones entre componentes del sistema.



“El dimensionamiento de cada uno de estos perfiles ha sido el resultado de un proceso en el cual a cada perfil se le ha dado la forma más adecuada a la función que debe desarrollar en el entramado de los muros, pisos y techos. En general, existen similitudes entre los perfiles montantes y soleras de distintos fabricantes. En los elementos complementarios de los perfiles minicanal y galera, suelen existir diferencias pero no son significativas. Aparte de estos perfiles principales, los fabricantes emplean otros componentes complementarios para ofrecer características especiales en competencia con otros fabricantes.”⁶

Estos perfiles pueden usarse como miembros ligeros en techos, pisos y paredes, varían en espesor entre 0.01plg y 0.25plg. Los perfiles más delgados suelen usarse en módulos. Si bien el laminado en frío reduce algo la ductilidad, también incrementa en alguna medida la resistencia. Bajo ciertas condiciones, las especificaciones permiten el uso de estas mayores resistencias.

Los perfiles trabajados en frío pueden ser de lámina negra (sin recubrir) o galvanizado. A pesar de su mayor costo, el material galvanizado se prefiere cuando está expuesto para garantizar mayor defensa contra la corrosión.

El material sin recubrir puede usarse para fines estructurales, en general con las especificaciones ASTM para lámina y tira de calidad estructural (A570 y A611).

La A446 de la ASTM cubre las láminas galvanizadas de calidad estructural. También puede utilizarse acero recubierto con un baño en caliente de aluminio.

La selección del grado del material depende en general de la severidad de la operación de formado para darle el perfil deseado.

“El acero de bajo carbón se utiliza mucho. La mayoría de los perfiles que se usan con fines estructurales en la construcción se producen con material con punto de fluencia entre 2320 y 2812 kgf/cm² según las especificaciones A570 y A611 de la ASTM. Se usan el acero fabricado según la norma A606, laminas y tiras laminadas en caliente o frío de “alta resistencia, aleación pobre, y con resistencia mejorada a la corrosión” o según A607 “laminas y tiras laminadas en caliente o frío de aleación pobre de columbio y/o vanadio”, para lograr un menor peso al diseñar con un esfuerzo de fluencia que va de 3164 a 4570kgf/cm².”⁷

⁶ Estructuras de Acero Liviano Cap. 2, pág. 28, CayoPalm Beach, Ecuador 2012 2013.

⁷ Estructuras de Acero Liviano, Cap. 2, pág. 29, CayoPalm Beach, Ecuador 2012 2013.

Los perfiles utilizados en el SF se obtienen a partir del conformado progresivo en frío de un fleje de chapa de acero galvanizado por inmersión en caliente, obteniéndose espesores que varían entre 0.9 mm a 1.6 mm. El galvanizado por su parte es un proceso mediante el cual se da protección frente a la corrosión al acero base. Esta protección de galvanizado se realiza de dos formas.

- Protección tipo barrera: La capa de cinc adherida al acero lo aísla del medio ambiente.
- Protección Catódica: Se agrega al circuito de la corrosión un ánodo sacrificio, este no es más que un metal más electronegativo que el metal al cual se quiere proteger.

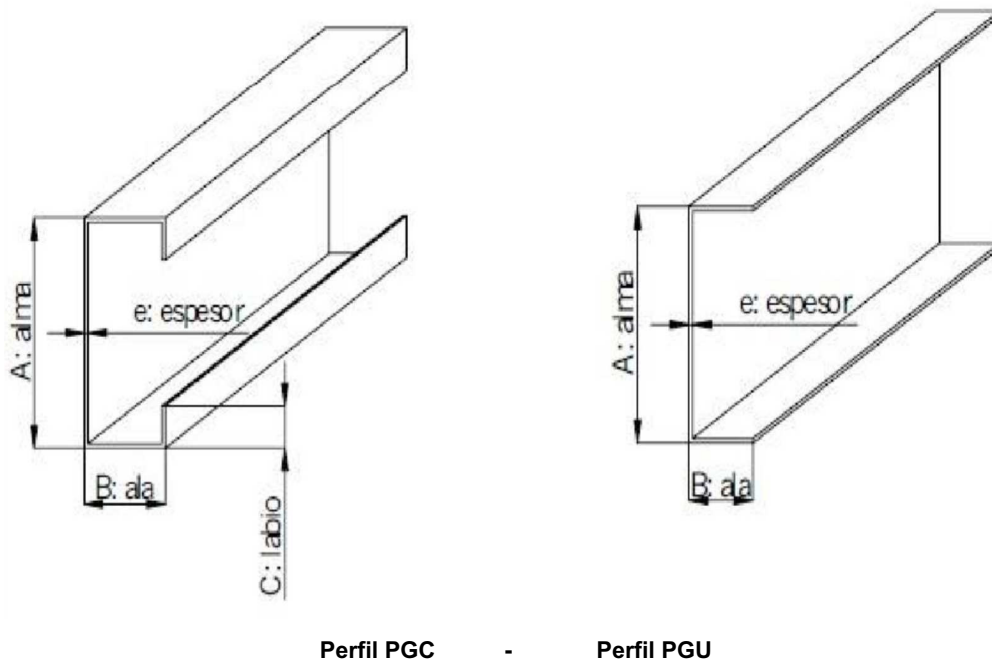


Figura 1.6. Perfiles

El perfil PGC (Perfil en C) es usado en montantes, vigas, dinteles y cerchas y el perfil PGU (Perfil en U) se utiliza para lo que son las soleras de panel, soleras de vano, cenefas y refuerzos de secciones compuestas.

1.5 Características estructurales del sistema.

La estructura principal del SF está compuesta por perfilaría de acero galvanizado conformada en frío y unida mediante tornillos. El proceso de conformación en frío permite utilizar gran variedad de secciones diferentes optimizando la estructura.

En este sistema se utilizan muy pocas veces elementos aislados tales como vigas, columnas o pórticos; siendo las cargas distribuidas en forma uniforme en los perfiles ubicados a distancia modular.

1.5.1 Fundación.

La fundación debe ser continua ya que la carga se distribuye uniformemente a lo largo de los módulos estructurales. Dicha fundación (si la comparamos con otro tipo de construcciones) será menos exigida debido a la liviandad del sistema. Es importante tener en cuenta que el buen diseño y ejecución de las fundaciones significa mayor eficiencia estructural. La calidad final de la fundación está estrechamente vinculada al correcto funcionamiento de los subsistemas que conforman el edificio. Por ello, la eficiencia de una construcción con SF comienza con el correcto desarrollo de las fundaciones y sus aislaciones, teniendo en cuenta las ventajas que esto otorga.

La estructura deberá estar firmemente anclada a la fundación de manera que el edificio resista la presión del viento.

El SF admite ser ejecutado sobre cualquier tipo de fundación, siempre que éstas cumplan con los requerimientos dados, según las características que determinan el peso propio de las estructuras, los sistemas de fundaciones más comúnmente utilizados, son los siguientes:

1.5.1.1 Losa de hormigón armado sobre terreno

Las losas de hormigón son las soluciones de cimentación más sencilla y rápida de ejecutar. Es solución menos afectada por la acción del clima durante su ejecución. Los componentes estructurales fundamentales son la losa y las vigas perimetrales, debajo de muros portantes o pilares y donde resulte necesario para lograr la rigidez en planta.

En cuanto al movimiento de suelos se recomienda retirar el suelo vegetal y reemplazarlo por suelo seleccionado, convenientemente compactado.

Si el hormigón es colocado sobre una membrana impermeable de aislamiento hidrófuga (film de polietileno) o de aislamiento térmico, se recomienda utilizar una mezcla de hormigón con menor proporción de agua en su dosificación. Una técnica alternativa, es colocar el hormigón sobre una capa de arena o placa de material de desagüe por encima de la barrera impermeable para minimizar las fisuras.

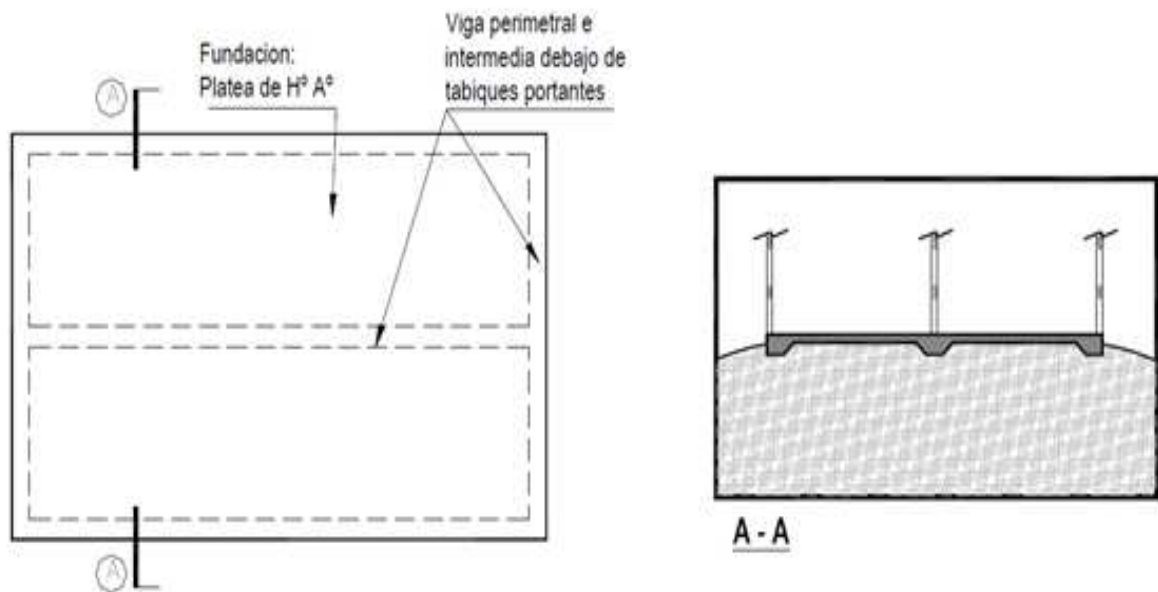


Figura 1.7. Losa de cimentación

1.5.1.2 Zapata corrida.

Consiste en muros de fundación elevados para soportar el nivel de planta baja por sobre el nivel del terreno. Esta solución tiene como ventaja principal permitir la circulación de aire debajo de la vivienda.

Los componentes estructurales fundamentales de una zapata corrida son el muro de fundación y la base. Los muros de las zapatas se construyen generalmente de hormigón colado in situ, de bloques de cemento con colado de hormigón, o de mampostería con viga de encadenado. Éstos deben resistir las cargas laterales del terreno, que dependen del tipo de suelo, del porcentaje de humedad y del factor de actividad sísmica propio del lugar donde se encuentra ubicado el edificio, y las cargas verticales de la estructura superior.

La principal ventaja de este tipo de fundación es la posibilidad de permitir la circulación de un volumen de aire por debajo del edificio. De este modo el espacio ventilado que genera la zapata contribuye a un mejor aislamiento de la vivienda, a su vez separándola del contacto directo con el suelo.

En este tipo de fundaciones, se recomienda en casos donde además de una buena superficie de desagüe, exista un sistema de drenaje subterráneo. El objetivo de dichas superficies es alejar el agua de las fundaciones. Se logra dándole pendiente al terreno y utilizando canaletas de desagüe pluvial. Cuando la base inferior de la zapata corrida se encuentra al mismo nivel o sobre el nivel del terreno, no requiere un sistema de drenaje subterráneo.

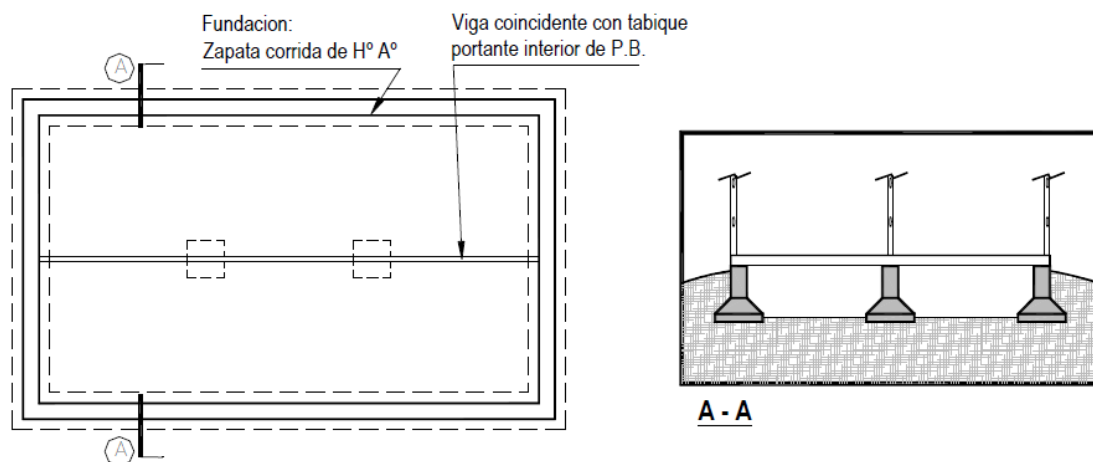


Figura 1.8. Zapata corrida

1.5.2 Módulos.

Los módulos que forman la estructura se llaman módulos estructurales o autoportantes. Se encuentran formados entre 3 y 5 perfiles galvanizados por metro lineal, llamados montantes que van separados entre sí por 400 o 600 mm.

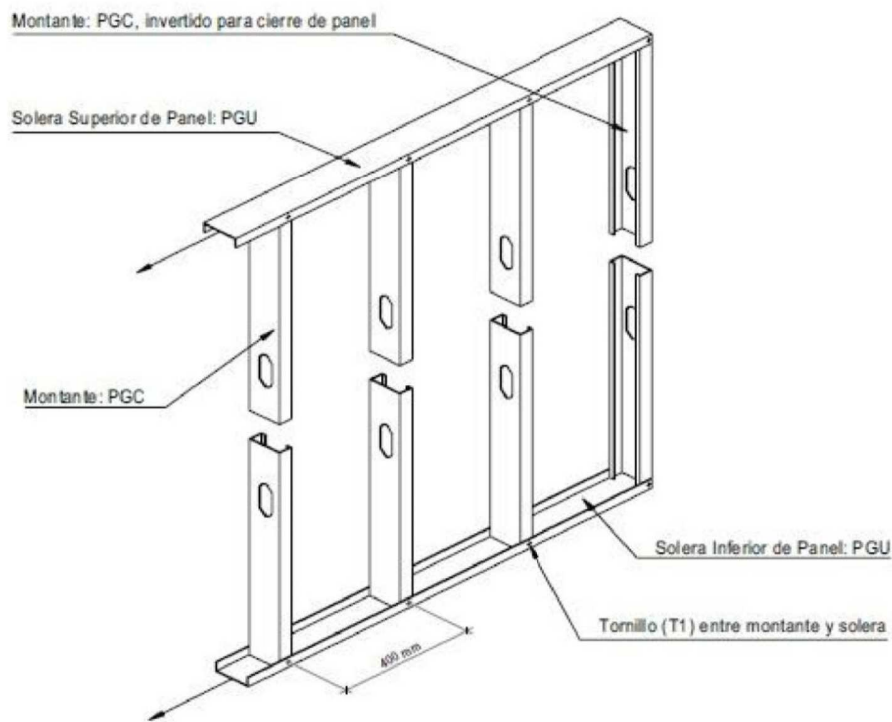


Figura 1.9. Modulo con SF

1.5.3 Entrepisos

Los entrepisos en steel framing se resuelven utilizando perfiles PGC (ver figura 1.10), como vigas cuya altura, en general, es superior a los 150 mm. En todos los casos deben preverse rigidizadores (recortes de perfiles PGC) en coincidencia con los apoyos de las mismas con el objeto de evitar el abollamiento del alma debido a la concentración de tensiones.

“Se disponen de forma horizontal como se muestra en la figura 1.11, obedeciendo a la misma modulación de los montantes, estos perfiles son las vigas del entrepiso que sirven de apoyo para los materiales que forman la superficie del contrapiso. Las vigas del entrepiso van apoyadas en los montantes a fin de permitir que sus

almas coincidan con las almas de los montantes que se disponen in line framing o estructura alineada, esto permitirá que predominen los esfuerzos axiales en los elementos de la estructura.”⁸

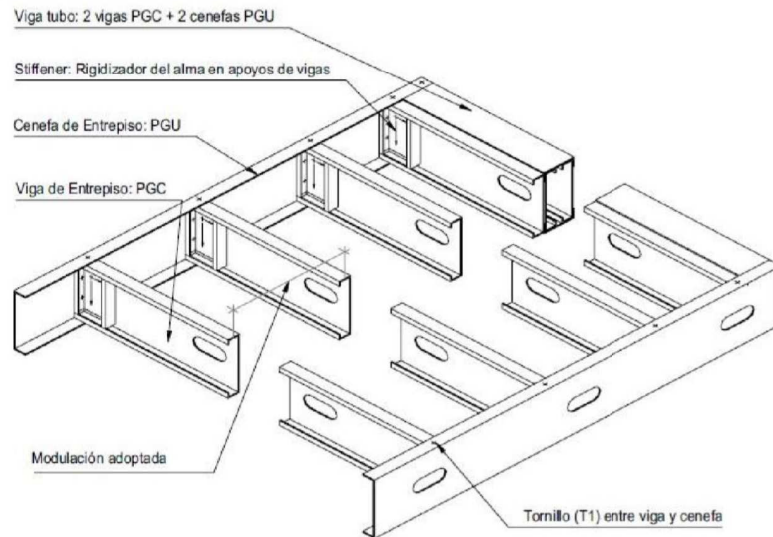


Figura 1.10. Entrepisos

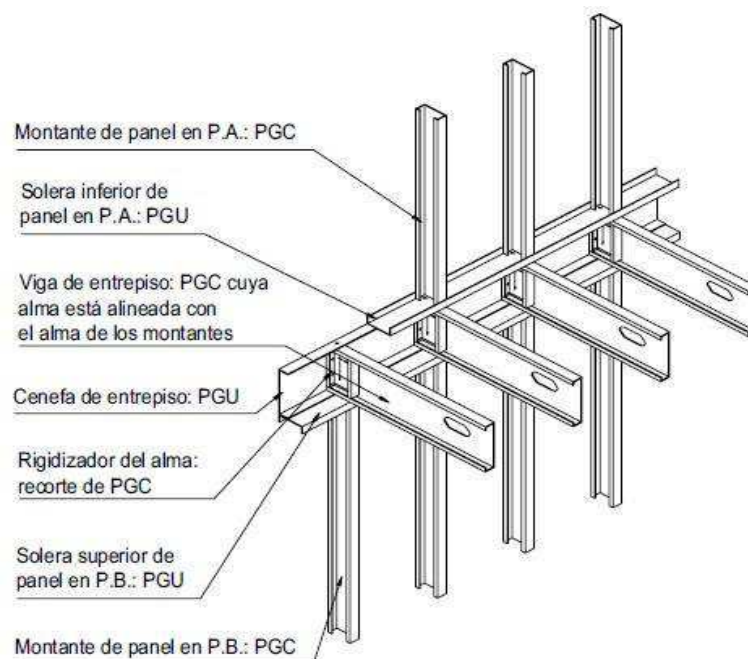


Figura 1.11. Entrepisos in line framing

⁸ Estructuras de Acero Liviano, CayoPalm Beach, Ecuador 2012 2013, Entrepiso, pág. 14.

1.5.3.1 Entrepisos húmedos

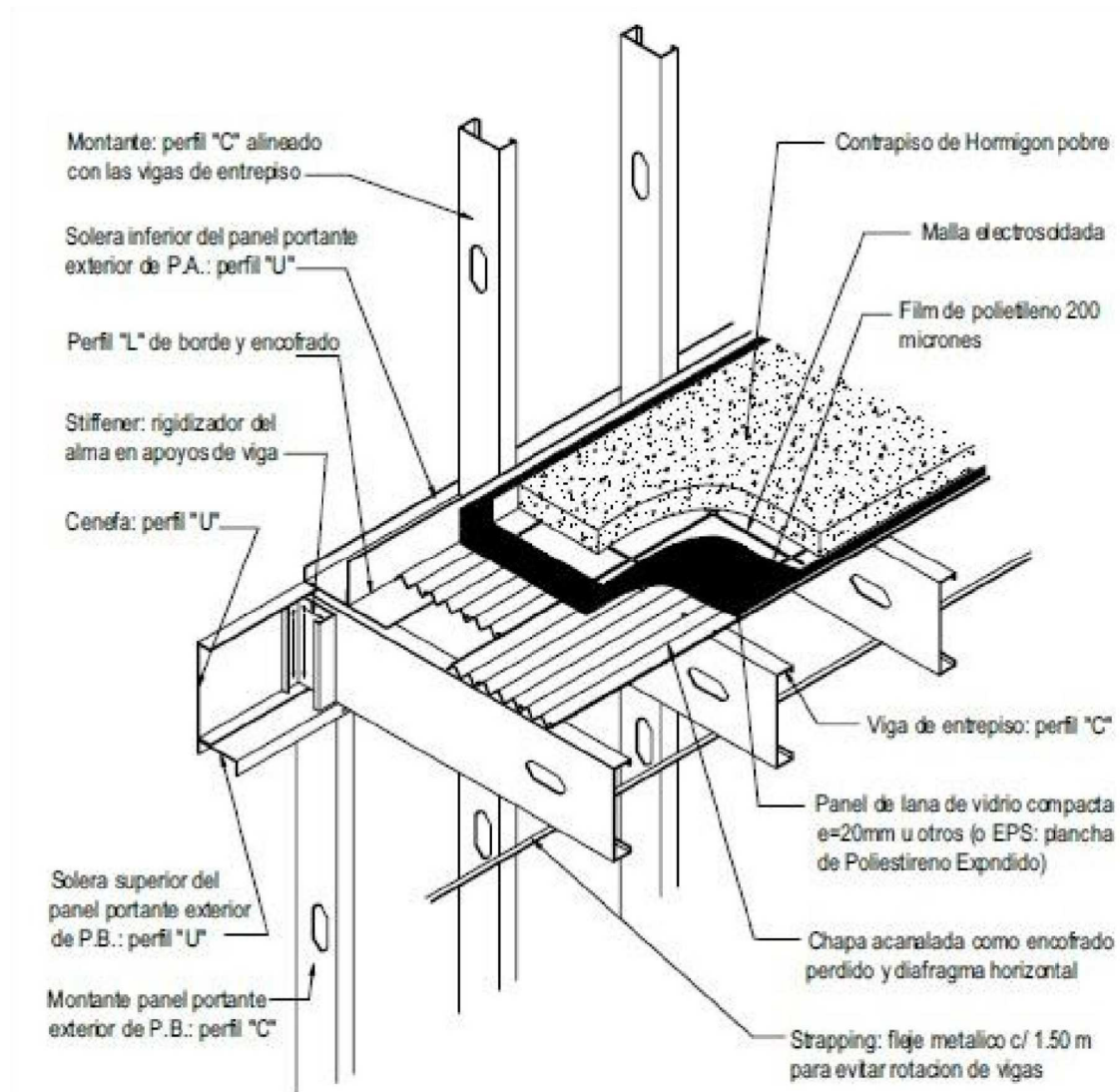


Figura 1.12. Entrepiso húmedo

Otro de los elementos que forman parte de los entrepisos resueltos con steel framing es el piso, y este puede ser resuelto en forma húmeda o seca. La resolución de entrepisos húmedos se ejecuta colocando una chapa acanalada a modo de encofrado perdido sobre la cual se cuela un contrapiso de hormigón de 6 cm de espesor aproximadamente.

1.5.3.2 Entrepisos seco

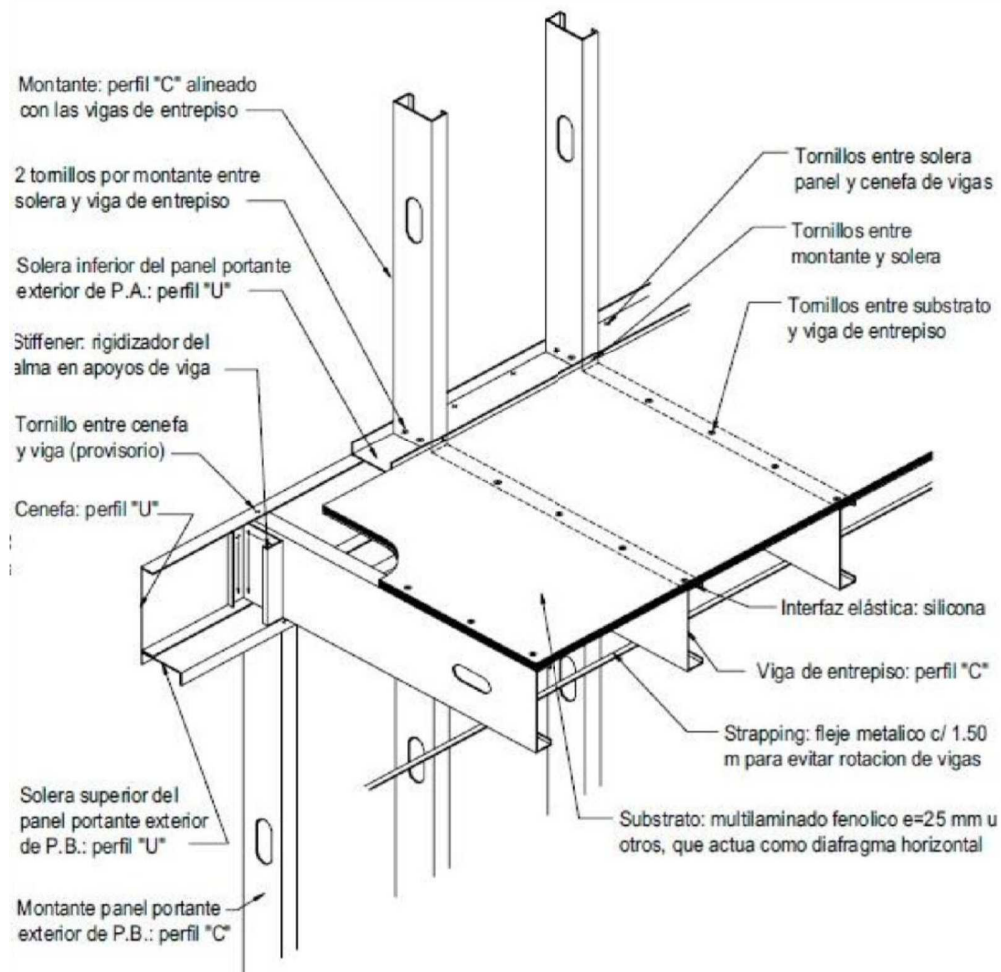


Figura 1.13. Entrepiso seco

En el caso de los entrepisos secos, como se muestra en la figura 1.7, se sujetan al ala superior de las vigas de entrepiso placas tales como multilaminados fenólicos, placas cementicias o similares respecto de su resistencia a la flexión. La principal característica en comparación con los entrepisos húmedos es la menor carga introducida por peso propio, además de la mayor velocidad de ejecución. Sin embargo aparece una mayor transmisión de sonidos por impacto, que deberá minimizarse utilizando una interfaz elástica entre las vigas y las placas o mediante la utilización de piso flotante.

1.5.3.3 Vanos en Entrepisos

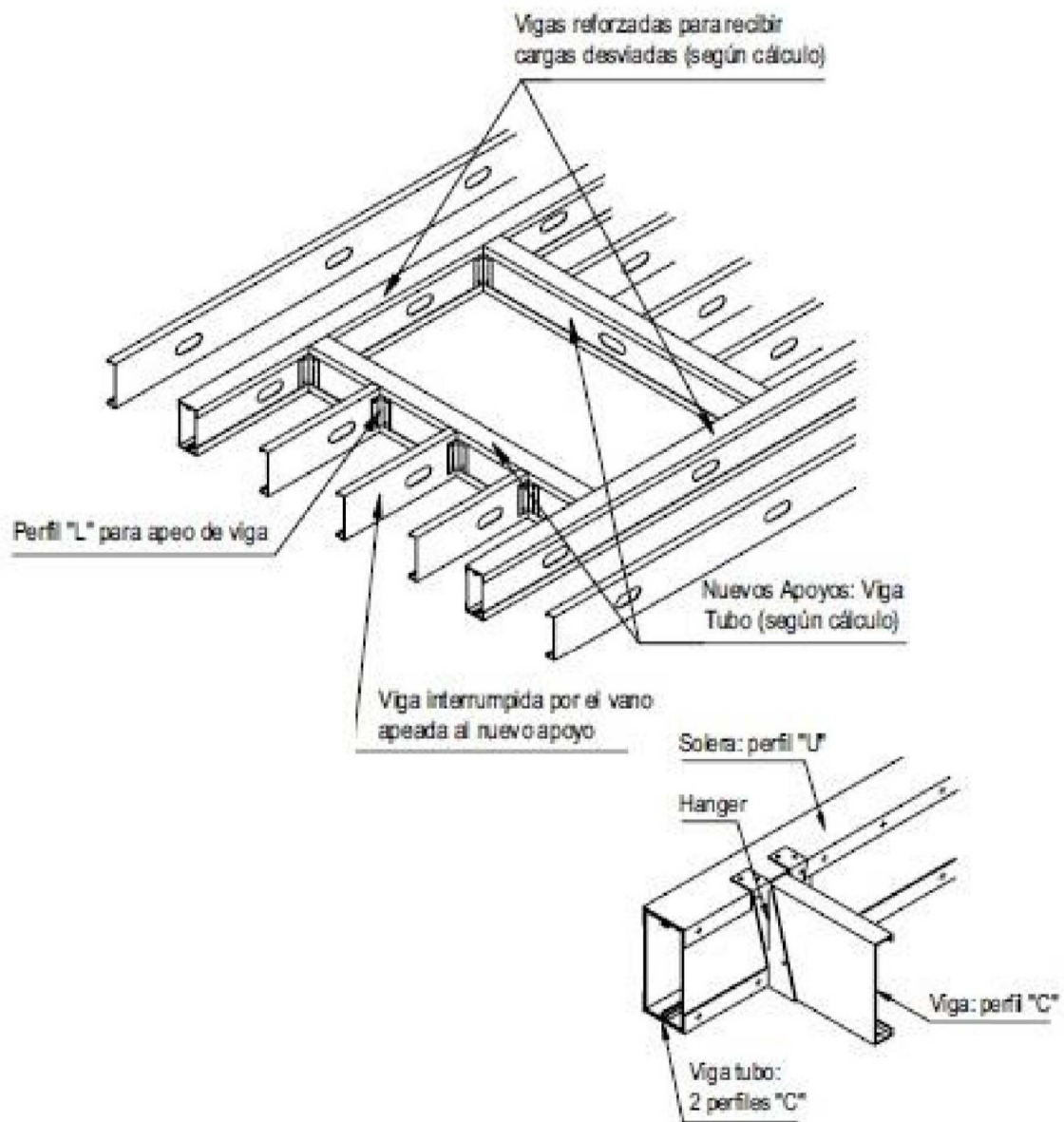


Figura 1.14. Vanos en el Entrepiso

Para hacer vanos en el entrepiso como se muestra en la figura 1.8, (para la escalera, por ejemplo), es necesario proveer un nuevo apoyo a las vigas que fueron interrumpidas. Tales apoyos son en general vigas tubo cuya sección dependerá tanto de su luz como de las cargas que le transmite el entrepiso.

1.5.4 Estructura de Techo (Cerchas)

El uso de cerchas como tipología estructural para la resolución de estructura de techos en construcciones con steel framing es el caso más frecuente. Las cerchas están compuestas por elementos que unidos entre sí, conforman una estructura plana indeformable apta para resistir cargas en su plano, pudiendo cubrir luces importantes entre sus apoyos extremos. Además su geometría permite que, mediante una correcta disposición de aberturas para la toma y salida de aire, circule el volumen de aire contenido entre la cubierta y el cielorraso, favoreciendo el aislamiento térmico de los locales bajo cubierta.

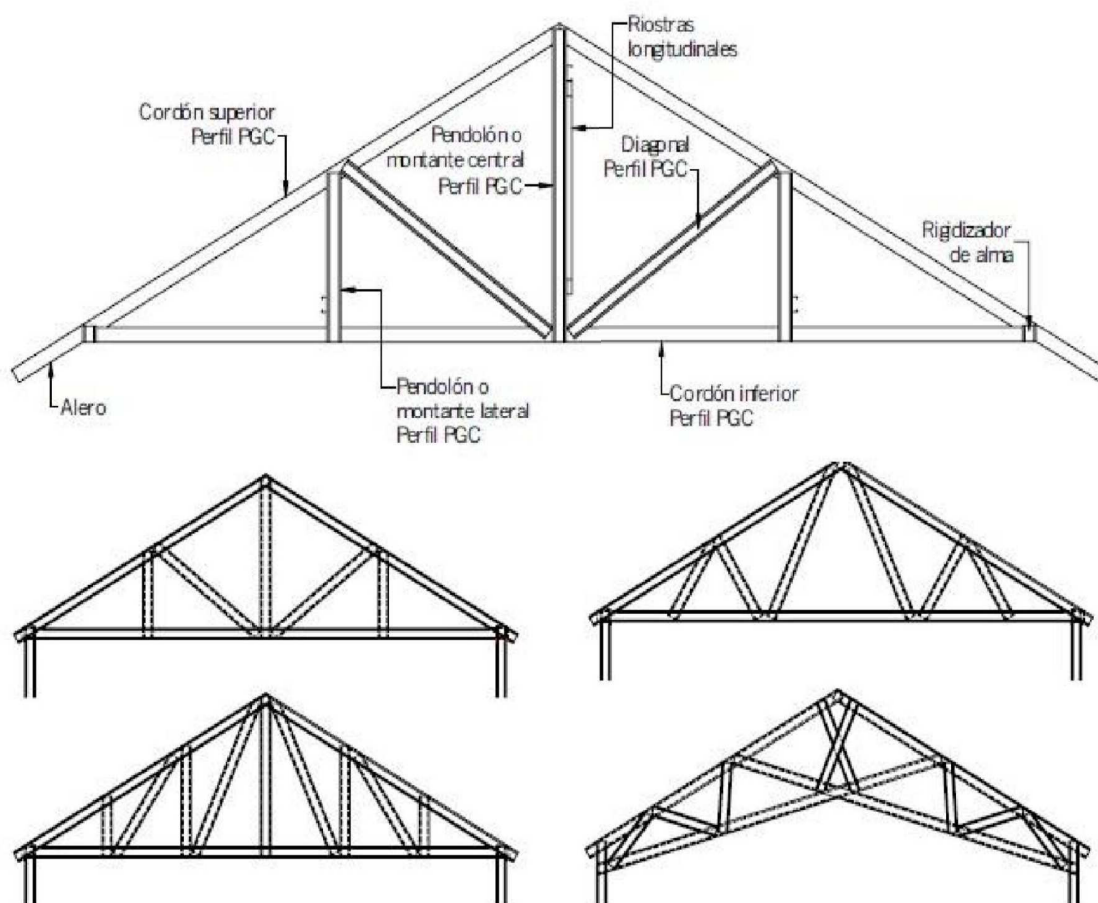


Figura 1.15. Estructuras techo

La disposición de los diferentes elementos componentes de la cercha dependerá de consideraciones tanto de diseño como estructurales, por lo que el diseño que se presenta aquí es sólo a título de ejemplo. Las piezas que conforman una cercha deben ser resueltas con perfiles PGC, porque es la sección más apta para absorber los esfuerzos axiales a que van a estar sometidas.

1.5.5 Aislaciones

Las aislaciones son muy importantes para evitar infiltraciones de viento y lluvia como la penetración y formación de humedad y lo más importante conservar la temperatura adecuada dentro de la vivienda.

1.5.5.1 Barrera de Agua y Viento

Funciones

- Reducir el flujo de aire a través de las superficies expuestas al exterior (paredes y techos).
- Mantener quieto el aire atrapado en la cavidad de las paredes, de manera que el mismo pueda actuar como aislante térmico.
- Permitir la evacuación de la humedad que eventualmente podría haber en la cavidad de las paredes exteriores o bajo cubierta.
- Proveer resistencia a la penetración de agua desde el exterior al interior de la vivienda.
- Proteger a la estructura y otros materiales de las inclemencias del tiempo durante el período de construcción.

Ubicación

- Debe envolver la totalidad de la superficie exterior de la construcción en forma continua.
- Puede colocarse engrampado sobre el substrato exterior y de esta forma brinda protección frente a las inclemencias del tiempo durante la etapa de construcción.

- También puede ubicarse directamente sobre la estructura de acero cuando no exista substrato (terminación exterior con mampostería) o cuando se pretenda sujetar el EPS mediante adhesivo al substrato (terminación exterior con EIFS).
- Deben solaparse y encintarse todas las uniones de manera de minimizar las infiltraciones de aire.

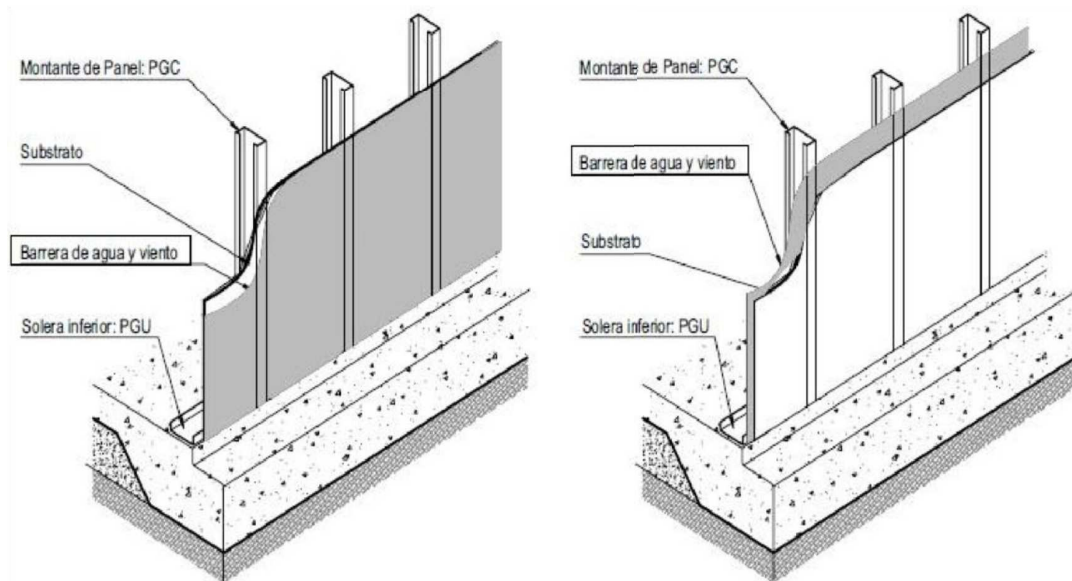


Figura 1.16. Barrera de Agua y Viento

1.5.5.2 Aislamiento Térmico

El propósito básico del aislamiento térmico de una vivienda es evitar la transmisión de calor desde el espacio con mayor temperatura hacia el espacio con menor temperatura, de modo de reducir el consumo de energía para acondicionamiento y brindar niveles más elevados de confort.

Los materiales más usualmente utilizados como aislantes térmicos en la construcción de edificios con steel framing son los siguientes.

1.5.5.2.1 Poliestireno expandido (EPS)

Disponible en planchas es el material con menor resistencia térmica y también el de menor densidad. Su uso se indica especialmente para cortar los puentes térmicos, colocándose sobre el paramento exterior, antes de la aplicación del

material de terminación. La tipología utilizada deberá ser difícilmente inflamable o autoextinguible.

1.5.5.2.2 Lana de vidrio

Existen 2 variedades: en rollo y proyectable. La lana de vidrio en rollo suele incluir una membrana de papel kraft o aluminio que hace las veces de barrera de vapor, aunque debido a la discontinuidad en su aplicación, nunca debe omitirse la colocación del film de polietileno continuo.

Terminaciones Exteriores con – EIFS

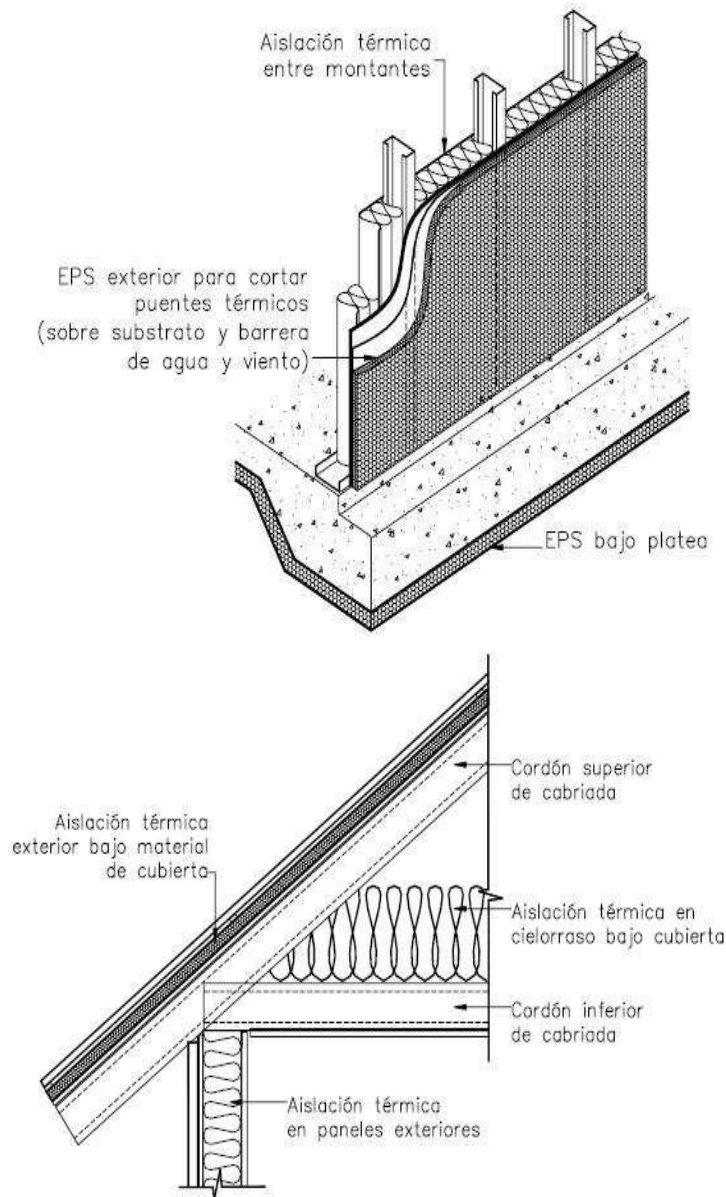


Figura 1.17. Aislamiento Térmico

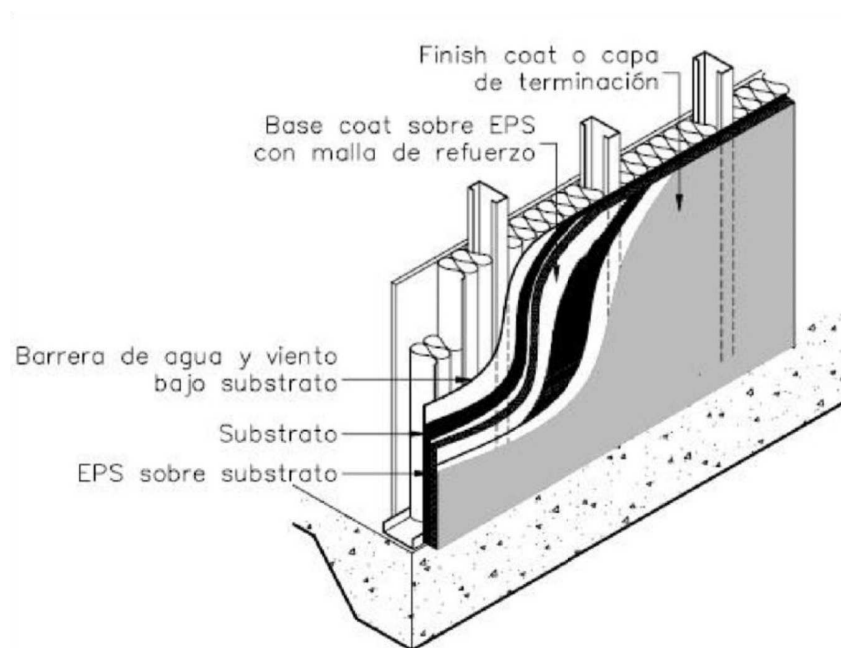


Figura 1.18. Exterior con EIFS

Las siglas EIFS significan "exterior insulation and finish system" o "sistema de aislamiento y terminación exterior". Brinda aislamiento térmico exterior capaz de cortar los puentes térmicos a través de los perfiles, y terminación exterior dada por una piel con diferentes texturas y colores que además otorga resistencia mecánica. Componentes básicos (sistema tipo EIFS estándar).

- **Substrato:** sirve como apoyo del resto de los componentes del sistema.
- **EPS (poliestireno expandido):** actúa como aislamiento y sobre el mismo se aplicarán las capas de terminación superficial. Puede sujetarse al substrato mediante tornillos autoperforantes con arandelas plásticas o mediante adhesivos.
- **Base coat o capa base:** es una base acrílica que debe mezclarse 1:1 en peso con cemento portland tipo I. Su espesor final aprox. es de 3 mm.
- **Mesh o malla de refuerzo:** es una malla de fibra de vidrio de tejido abierto que queda embebida en el espesor de la capa de base. Actúa como una armadura para proveer al sistema mayor resistencia a los impactos. Existen diferentes tipos según sea el grado de exposición a los impactos de la zona donde será aplicada.

- **Finish coat o capa de terminación:** es una mezcla con base acrílica de alta durabilidad y resistente a la humedad. Esta es la capa que quedará expuesta y la que otorga el color y la textura final. Suele aplicarse con llana o espátula.
- **Terminaciones exteriores- Siding vinílico**

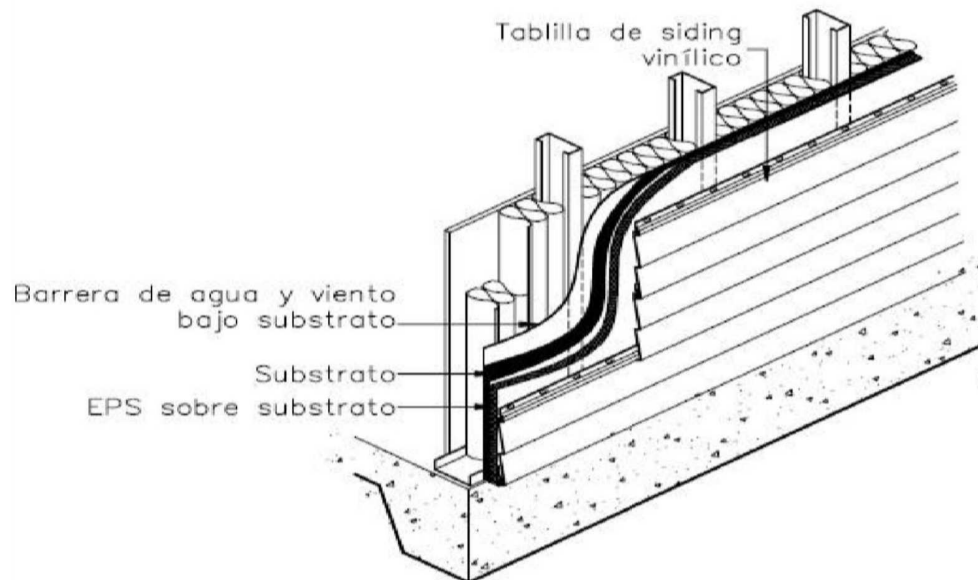


Figura 1.19. Exterior con Siding vinílico

El siding vinílico es una alternativa económica, de fácil instalación, alta durabilidad y bajo mantenimiento.

Hay además otras alternativas disponibles en el mercado en cuanto a diseño y materiales componentes, tales como madera maciza, fibra celulósica y cementicio. En el caso de siding vinílico, las tablillas se fijarán mecánicamente al substrato (con clavos o tornillos galvanizados), previa colocación de los accesorios o perfiles especiales (piezas de arranque, de esquina, bajo alero, cenefas, etc.) y sobre el EPS, que actuará como aislamiento para cortar los puentes térmicos.

“Para su correcto funcionamiento es necesario prever juntas que permitan la dilatación y contracción por variación de temperatura. La fijación debe estar centrada con respecto al agujero ovalado que viene calado en las tablas. Debe preverse 1 mm entre la cabeza del tornillo o clavo y el vinilo, como para permitir dicho desplazamiento.”⁹

⁹ Estructuras de Acero Liviano, CayoPalm Beach, Ecuador 2012 2013, Aislaciones, pág. 30.

1.6 Límite de aplicabilidad

En el Ecuador, la norma técnica de construcción empleada para la modulación y diseño estructural del SF es la NEC (Norma Ecuatoriana de Construcción) y su capítulo NEC-SE-VIVIENDA (Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m) para lo cual realiza una evaluación de las normas internacionales que rigen el diseño del SF entre ellas, el AISI (American Iron and Steel Institute) y el AISI-2004b (General Provisions Standard for Cold-Formed Steel Framing y el AISI S200-07 (North American Standard for Cold Formed Steel Framing - General Provisions)

“Ecuador se encuentra en una zona de actividad sísmica alta, es por ello que establecer requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de viviendas sismo-resistentes, permitirá que las edificaciones tengan un comportamiento adecuado para resistir la acción de fuerzas causadas por sismos, protegiendo la vida y los bienes de las personas que las ocupan.”¹⁰

El diseño de muros portantes de mampostería confinada se desarrolla conforme lo estipula la NEC-SE-VIVIENDA.

El SF diseñarse de acuerdo a los requisitos mínimos establecidos en la norma AISI S200-07 y sus estándares referenciales mostrados a continuación:

¹⁰ NEC - SE - VIVIENDA Importancia de la construcción sismo resistente pág. 22.

- General Provisions
- Floor and Roof system Design
- Wall Stud Design
- Header Design
- Lateral Design
- Truss Design

También se puede usar como referencia el Manual de Ingeniería de Steel Framing del ILAFA (Instituto Latinoamericano del Fierro y Acero) de Chile cuya base son las referencias antes mencionadas.

Diseño y construcción con muros portantes livianos de acero

Los porcentajes de la fuerza sísmica que actuarán sobre cada muro componente de la edificación se determinan de acuerdo a lo estipulado en el Anexo X3 del Manual de Ingeniería Steel Framing del ILAFA 2011.

Si los valores utilizados en un diseño sobrepasaran los valores que aparecen en esta tabla estos tendrían que ser justificado plenamente mediante el cálculo estructural.

Límites de aplicabilidad	
General	
Atributo	Limitación
Dimensión de la construcción	Ancho máximo de 12 m Largo máximo de 18 m
Número de niveles	2 niveles con una base
Velocidad del viento	Hasta 210 km/h
Tipo de exposición al viento	Terreno abierto C A, suburbano o B, zonas boscosas
Carga de nieve	Máximo de 3,35 KN/m ²
Categoría sísmica	Tipo A, B y C, de normas americanas
Pisos	
Atributo	Limitación
Peso propio	Máximo de 0,5 KN/m ²
Sobrecarga de uso	Primer piso (planta baja) 2 KN/m ² Segundo piso 1,5 KN/m ²
Voladizos	60 cm
Muros	
Atributo	Limitación
Peso propio de muros	0,5 KN/m ²
Altura máxima de muros	3 m
Cubiertas	
Atributo	Limitación
Peso propio de techos	0,6 KN/m ² de cubierta y cielo 0,34 KN/m ² para recubrimientos de techo
Carga máxima de nieve	3,35 KN/m ² como máximo 0,8 KN/m ² como mínimo (USA)
Peso propio de cielo	0,25 KN/m ²
Pendiente de techo	25% a 100%
Alero frontal	Máximo de 30 cm
Aleros laterales	Máximo de 60 cm
Sobrecarga de entretecho accesible	1 KN/m ² Sobrecarga de entretecho inaccesible 0,5 KN/m ²

Tabla 1.1 Límites de aplicabilidad del Steel Framing

1.7 Diseño de los miembros

Los miembros estructurales de acero del muro deben ser diseñados de acuerdo a North American Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members (Specification) en su edición del 2007.

Condiciones de los miembros estructurales

- Los miembros del entramado de los muros deben ser como se especifican en un diseño aprobado o reorganizado de un diseño normado.
- Los miembros deben estar en buenas condiciones.
- Los miembros dañados deben ser reemplazados ó reparados de acuerdo a un diseño que se apruebe o un diseño normado reconocido.
- La instalación de muros no estructurales debe ser de acuerdo con ASTM C754.

Cuando normas de construcciones locales u ordenanzas municipales regulen las construcciones de viviendas basadas en la velocidad del viento locales, la velocidad del viento equivalente a ráfaga de 3 segundos se debe determinar conforme a la Tabla 1.1

Limitaciones adicionales en zonas de alta sismicidad	
General	
Atributo	Limitación
Número de niveles	2 niveles con una base
Carga máxima de nieve	3,35 KN/m ² máximo con cubierta liviana 1,5 KN/m ² máximo para cubierta pesada
Categoría sísmica	Tipo A, B y C, de normas americanas
Peso propio de muros	0,35 KN/m ² máximo para sistema de muros livianos 0,70 KN/m ² para sistema de muros pesados
Techos	
Peso propio de techos y cielos	0,60 KN/m ² para sistema liviano 0,70 KN/m ² para sistema normal 1,20 KN/m ² para sistema pesado
Pendiente de techo	25% a 100%

Tabla 1.2. Límites de aplicabilidad del Steel Framing

Velocidades equivalentes básicas (Km/h)							
Velocidad media máxima	110	120	130	137	145	160	177
Racha de 3 segundos	137	145	160	170	177	193	210

Tabla 1.3. Velocidades equivalentes.

“En la edición del año 2007 de la norma AISI, incluye nuevas especificaciones relacionadas con las verificaciones de cálculo de las resistencias laterales para el caso del viento y los terremotos, considerando que tiene la particularidad de ofrecer dos distintos métodos de cálculo sísmico. La principal diferencia entre ambos métodos es básicamente se calculan las estructuras con respuesta elástica, sin recurrir a reducciones de las fuerzas sísmicas prescritas para los sismos de diseño según las zonas sísmicas de cada país. Esto implica que el Coeficiente de Reducción de la fuerza sísmica R se asume igual a uno.”¹¹

1.8 Características principales del cálculo estructural para el sistema.

En los Estados Unidos, la primera edición de la especificación para el diseño de miembros estructurales de acero, fue publicado por el American Iron and Steel Institute (AISI) en el año 1946 (AISI, año 1946). La primera tracción admisible de Especificación de Diseño (ASD) se basó en el trabajo de investigación patrocinado por la AISI en la Universidad de Cornell, bajo la dirección del profesor George Winter, a finales del año 1939. Como resultado de este trabajo, George Winter es ahora considerado el abuelo del diseño del acero conformado en frío. La especificación ASD fue revisada posteriormente en los años 1956, 1960, 1962, 1968, 1980 y 1986 para reflejar los avances técnicos y los resultados de la investigación continuada en Cornell y otras universidades. En el año 1991, AISI publicó la primera edición del Factor de Carga y Resistencia de las Especificaciones de Diseño, desarrollado en la Universidad de Missouri de Rolla y la Universidad de Washington, bajo la dirección de Wei-Wen Yu y Theodore V. Galambos (AISI, año 1991). Ambas especificaciones, ASD y LRFD, se combinaron en una única especificación en el año 1996 (AISI, año 1996).

¹¹ Construcciones entramadas de acero. Capítulo A, Generalidades pág. 16.

En el año 2001, la primera edición de la Especificación de América del Norte, para el diseño de estampado en frío y los miembros de acero estructurales, fueron desarrollados por un esfuerzo conjunto de:

- La Comisión sobre las Especificaciones AISI.
- La Canadian Standards Association (CSA).
- El Comité Técnico conformado en frío.
- Los miembros estructurales de acero.
- La Cámara Nacional de la Industria del Hierro y Acero (CANACERO) en México (AISI, año 2001).

1.8.1 Bases de diseño AISI.

El AISI considera los métodos ASD y LRFD en su especificación actual, ambos métodos son igualmente aceptables para el diseño de estructuras con elementos formados en frío, estos métodos no necesariamente llevarían a diseños idénticos y además estos métodos no deben ser mezclados en el diseño de distintos elementos de una misma estructura.

1.8.1.1 Diseño por Resistencias Admisibles (DRA- ASD: Admissible Strength Design).

Es aplicado desde la primera especificación del AISI en 1946. En forma tradicional consistía en determinar las tensiones en secciones y elementos debidas a las cargas o solicitaciones de trabajo, que debían ser menores a las tensiones admisibles, calculadas como las tensiones nominales divididas por el factor de seguridad. En el formato actual de la especificación para el método DRA se refiere a resistencias requeridas y admisibles, eliminándose las tensiones.

Esto se puede resumir en lo siguiente:

$$R \leq R_a \quad R = \frac{R_n}{\Omega}$$

Donde:

R Resistencia requerida.

R_n Resistencia nominal.

R_a Resistencia admisible.
seguridad.

Ω Factor de

Combinaciones de cargas para el método DRA:

- $D + L + (LR \text{ o } S \text{ o } Rr)$
- D
- $D + (W \text{ o } E)$
- $D + L + (LR \text{ o } S \text{ o } Rr) + (W \text{ o } E)$

Donde:

D: Carga muerta.

L: Carga viva.

Lr: Carga de techo.

Rr: Carga de lluvia, excepto apozamiento.

S: Carga de nieve.

W: Carga de viento.

E: Efecto sísmico.

1.8.1.2 Método Diseño por Factores de Carga y Resistencia (DFCR- LRFD: Load and Resistance Factor Design).

“Método basado en factores probabilísticos para determinar las acciones que actúan en la estructura, y la resistencia o capacidad de sus elementos. Las incertezas y variabilidad de las cargas son consideradas mediante distintos factores de amplificación de cargas, al considerar la teoría de probabilidades, el diseño logra una mayor fiabilidad.”¹²

La especificación AISI se basa en estudios de la Universidad de Missouri-Rolla, dirigidos por el profesor Wei Wen-Yu, y con el apoyo de los creadores del método DFCR, T.V. Galambos y M.K. Ravindra como consultores externos.

El método de Factores de Carga y Resistencia dimensiona las estructuras de modo tal que no se sobrepase ningún estado límite aplicable cuando la estructura queda sujeta a las combinaciones de cargas mayoradas. Los estados límites pueden ser de resistencia o de servicio, y aunque el método pone acento en los primeros también los segundos son importantes. Los valores que se establecen para las distintas cargas individuales que intervienen en las combinaciones son los especificados por las normas chilenas correspondientes o en las especificaciones especiales que se hayan desarrollado para un proyecto en particular.

¹² Construcciones entramadas de acero. Capítulo A, Generalidades.

Los factores de resistencia que se especifican en el método están basados en investigaciones sobre un gran universo de muestras de aceros norteamericanos, pero se ha considerado apropiado hacerlos extensivos a los aceros que se producen o se producirán en Chile y a los que se importan, para los cuales se especifica satisfacer las normas ASTM correspondientes.

1.8.1.2.1 Formato de Diseño para el método DFCR.

Es necesario verificar los estados límites de servicio, para el cuál la estructura o sus elementos fallarán o perderán la capacidad de cumplir su función.

Los elementos límites de servicio a considerar en el diseño de elementos formados en frío son:

- Fluencia.
- Pandeo.
- Deslizamiento de corte.

Pandeo del alma.

- Deformación excesiva.
- Otros.

El método de los Factores de Carga y Resistencia puede representarse por la ecuación siguiente:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Donde:

ϕ = Factor de resistencia Q_i = Cargas o efecto asociado al estado de servicio

R_n = Resistencia Nominal γ_i = Factor de Carga correspondiente a Q_i

ϕR_n = Capacidad o resistencia de diseño. $\sum \gamma_i Q_i$ = Demanda de resistencia requerida.

En el lado izquierdo de la desigualdad, la resistencia requerida es la suma de los efectos de los diversos tipos de carga multiplicadas por sus respectivos factores de carga. La resistencia de diseño en el lado derecho, es la resistencia nominal R_n multiplicada por un factor de resistencia. La resistencia requerida de la estructura y sus elementos debe ser determinada para la combinación de carga mayoradas. El caso crítico puede ocurrir cuando una o más cargas no están actuando. Se deberán analizar a lo menos las siguientes combinaciones de cargas.

- 1.4D
 - 1.2D + 1.6L + 0.5(LR o S o Rr)
 - 1.2D + 1.6L + 0.5(LR o S o Rr) + (0.5L o 0.8W)
 - 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(LR o S o Rr)
 - En edificios 1.4D + 1.4L + 1.4E
 - En industrias 1.2D + a. Lc + Lo + La + 1.1 Eh + 1.1Ev
 - En edificios 0.9D ± 1.4E o 1.3W
 - En industrias 0.9D + La ± 1.1 Eh ± 0.3Ev
- 0.9D + 1.3W

Donde:

- a: Factor que toma en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultanea de Lc y E
- D: Peso propio de los elementos estructurales y otras cargas permanentes.
- E: Carga de sismo, definida de acuerdo a la Norma.
- Eh: Carga sísmica Horizontal
- Ev: Carga sísmica Vertical.
- L: Sobrecarga de uso debida a equipos móviles
- La: Sobrecarga accidental de operación, en estructuras industriales.
- Lc: Sobrecarga normal de operación en estructuras industriales
- Lo: Sobrecarga especial de operación en estructuras industriales
- Lr: Sobrecarga de techo.
- R: Carga inicial de lluvia o granizo sin incluir apozamiento.
- S: Carga de nieve.
- W: carga de viento.

1.9 Características del SF

Las características principales que muestra el SF son:

- Flexible
- Optimización de Recursos
- Indeformable en el tiempo
- Facilidad constructiva para Instalaciones
- Versatilidad en terminaciones.

1.9.1 Flexible

El proyectista puede diseñar sin restricciones, planificar etapas de ampliación o crecimiento. Admite cualquier tipo de terminaciones tanto exteriores como interiores. El sistema da la posibilidad de abordar temas desde ampliaciones en edificios existentes o viviendas unifamiliares nuevas hasta obras de varios pisos.

La composición del acero producido en la actualidad incluye más de un 60% de acero reciclado, por lo que, desde un punto de vista ecológico, lo caracteriza como muy eficiente.

1.9.2 Optimización de Recursos

Por ser un sistema liviano, da la posibilidad de rapidez de ejecución incluyendo el panelizado, y posterior montaje. La ejecución de las instalaciones es realmente sencilla y muy eficiente. Estas características influyen en gran medida en el aprovechamiento de los materiales y de la mano de obra, ya que la planificación se hace más sencilla y precisa.

1.9.3 Indeformable en el tiempo

El Sistema utiliza materiales inertes y nobles. Estos componentes son pre industrializados producidos bajo normas internacionales y con garantía del fabricante.

Estas construcciones no se demuelen, se desarman con un alto grado de recuperación de materiales y se amplían con facilidad.

1.9.4 Facilidad constructiva para Instalaciones

Se ejecutan con facilidad. Las cañerías de agua, gas, electricidad, calefacción, baja tensión, etc. se distribuyen con suma rapidez pasando a través de aberturas incorporadas en el alma de los perfiles.

1.9.5 Versatilidad en terminaciones.

Los interiores y exteriores son a elección, todas las habituales y otras como el siding de madera, cemento o PVC revestimientos de placas cementicias texturadas o biseladas, molduras, marcos perimetrales, entre otros.

1.10 Ventajas

- Menor peso por metro cuadrado de construcción.
- Tiempo de ejecución de obra.
- Limpieza de obra.
- Mayor aislamiento termo acústico, brindando confort.

1.11 Beneficios:

- Alta resistencia estructural.
- Seguridad contra incendios.
- Resistente a la corrosión.
- Sin problemas de asentamiento.
- Menor desperdicio.
- Sismo resistente.
- Mejor aislamiento térmico y acústico.
- Menor tiempo de construcción (30 – 50 % menos).
- Pre-panelización fuera del sitio de trabajo (pre-ingeniería).
- Más ligero que otros materiales estructurales.
- Acabados Precisos.
- Paredes rectas y esquinas cuadradas.
- Reducción del 20 al 30% sistema tradicional con incidencia en el costo.

CAPÍTULO 2

SISMICIDAD Y GEOTECNIA EN LA CIUDAD DE MANTA

2.1 Ubicación de la zona de estudio.

La Península de Manta se encuentra ubicada en la provincia de Manabí de la zona costera central del Ecuador, comprende un área de alrededor de 3500 Km². Limita al Norte por el O. Pacífico y los cerros de Crucita, al Sur por el O. Pacífico y Pto. Cayo, al Este por la cordillera costanera y al Oeste por el O. Pacífico.



Figura 2.1. Ubicación del área de estudio.

Norte	9905350
Sur	9836880
Este	544800
Oeste	507870

“El clima que caracteriza a la región es tropical sabana ” el cual se distingue por presentar veranos secos e inviernos cortos y húmedos en los meses de febrero, marzo y abril. Datos medidos de pluviometría, indican que los meses lluviosos que acumulan los totales anuales (aprox. 1000 mm) son de Enero hasta Mayo.”¹³

En los meses de invierno, los promedios mensuales de lluvia varían entre 660 y 85 mm; con 10 a 15 días de lluvia, notándose una ausencia total de lluvia en el verano. El porcentaje mensual de humedad relativa varía entre el 75 y 82 %. Las máximas absolutas de temperatura del aire van de 24 a 26 °C en invierno, y las mínimas de 13 a 18 °C en verano.

¹³ AW (Winckell, 1997). Capítulo 1, Pag. 15.

constante a lo largo de la fosa, posee un valor de 30" en el tramo Guayaquil - Esmeraldas y alcanza los 50" para el sector comprendido entre Esmeraldas y Buenaventura (Ego, 1995, Alvarado, 1998). La velocidad de convergencia entre estas placas es del orden de 80 mm/a con una dirección media NO80 trabajos más recientes han obtenido datos en concordancia con estos valores.

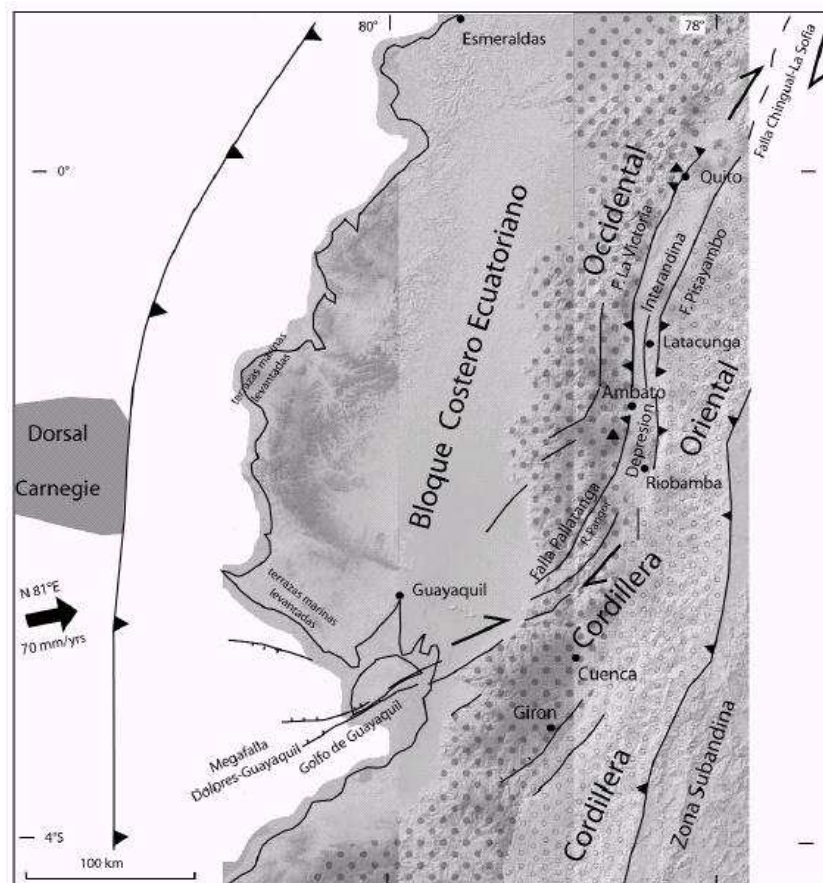


Figura 2.3. Estructuras principales de la zona de antearco ecuatoriano.

El ridge Carnegie se subduce conjuntamente con la Placa Nazca entre 0" y 2" S que provoca una elevación de la zona de fosa de alrededor de 1500 m, el efecto de la subducción de este ridge dentro de la zona continental está relacionado con los depósitos marinos levantados (tablazos) los cuales llegan a tener alturas que bordean los 360 m. La edad del inicio de la subducción del ridge sería de 8 Ma, en función de la relación levantamiento subsidencia presente entre la zona Sur-occidental colombiana y la zona costera del Ecuador. Aun así la edad de este evento y su efecto dentro de la zona costera no ha sido muy bien caracterizado hasta ahora.

“Durante el Eoceno inferior, importantes fallamientos inversos afectan al basamento, estas fallas actúan probablemente por el resto del Eoceno medio, estructuras complejas en forma de flor que caracterizan a grandes juegos de fallas transversales como el caso de la falla Jipijapa-Portoviejo, la cual sería la responsable del levantamiento de la cordillera costanera.”¹⁴

A través del Mioceno medio hasta el Plioceno, procesos de levantamiento y subsidencia afectaron la zona de antearco con los depocentros principales separados por la cadena Chongón - Colonche, la cual en este período presentaba un levantamiento activo. Según Daly (1989), este período de levantamiento fue acompañado por un proceso de inversión tectónica de todas las cuencas de antearco y se relacionó con un incremento en la velocidad de convergencia, esta inversión termina en el Mioceno tardío - Plioceno con la total formación de la Cordillera Chongón - Colonche.

2.3 Susceptibilidad al deslizamiento de los suelos y sismicidad en la costa de Manabí

La cercanía de las costas de Manabí al frente de subducción activa, convierte a la parte centro norte de la provincia en una zona sísmica activa. Esto se evidencia en la sismicidad histórica entre ellos el sismo del 4 de agosto de 1998, el sismo del 16 de abril de 2016 y sus réplicas. El primer evento, con un epicentro localizado a 10 km al noroeste de Bahía de Caráquez y una profundidad de 35 km, tuvo una magnitud $M_s = 7.1$ ($m_b = 6.2$). Fue precedido por otro evento de magnitud $M_s=5.1$ ($m_b=5.4$) y hasta la primera semana de septiembre, la Red Sismológica de Instituto Geofísico registró cerca de 510 réplicas, cuyo mayor evento ocurrió el 7 de agosto con una magnitud $m_b = 4.6$. El segundo evento, fue un movimiento sísmico ocurrido a las 18:58 del 16 de abril de 2016, con epicentro entre las parroquias Pedernales y Cojimíes del cantón Pedernales, con una magnitud de 7,8 M_w .

Según el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, hasta el jueves 25 de agosto de 2016 se habían producido 2438 réplicas registradas tras el terremoto. Desde abril se registraron 48 sismos con magnitud mayor a 5 M_w y 12 sismos con magnitud mayor a 6 M_w , incluyendo el sismo principal.

¹⁴ AW (Winckell, 1997). Capítulo 2, Pág. 28.

El domingo 17 de abril se registró una réplica con una magnitud de 6.1 Mw a las 2:13 am. Cerca de Cabo Pasado en la provincia de Manabí.

El miércoles 20 de abril el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional reportó dos fuertes réplicas, la primera con magnitud de 6.1 Mw a las 3:33 am. con 16.1 km de profundidad, y la segunda con magnitud de 6.3 Mw a las 3:35 am. Con 9,3 km de profundidad, con epicentros a 20 y 11 km de Muisne y a 73 km de Propicia, en la provincia de Esmeraldas.

El 18 de mayo de 2016 se registraron dos de las mayores réplicas del terremoto, siendo la primera de 6.8 Mw a 15 kilómetros de profundidad según el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional del Ecuador con epicentro reportado preliminarmente a 34 kilómetros del cantón Quinindé de la provincia de Esmeraldas; este evento dejó once heridos, un fallecido en Bahía de Caráquez, viviendas afectadas en las ciudades de Esmeraldas (14), Quinindé (10), Muisne (3) y Babahoyo (1), cortes del servicio eléctrico en gran parte de la provincia de Esmeraldas y desabastecimiento de agua potable en el cantón Atacames. La segunda réplica del 18 de mayo que se registró fue de la misma magnitud y profundidad que la anterior, localizada al sur este de la población de Mompiche en la provincia de Esmeraldas.

El 10 de julio de 2016 se registraron dos réplicas, con magnitud de 5.8 Mw y con magnitud 6.3 Mw. ambos eventos estuvieron ubicados a 30 km al este de Muisne, en la provincia de Esmeraldas, a una profundidad aproximada de 40 km.

2.4 Geología regional del cantón Manta y la provincia de Manabí

La cordillera costera que atraviesa esta región, está constituida por terrenos cuyas elevaciones fluctúan entre los 200 y 600 m de altura, constituidas en más de un noventa por ciento por rocas sedimentarias terciarias y cuaternarias, poco consolidadas y con una estratificación indefinida. Los principales tipos de roca que se encuentran son: lutitas arcillosas, lutitas y limolitas tobáceas, areniscas pobremente cementadas y en ocasiones, en pocos sectores, extrusivos de rocas ígneas-basálticas.

“Los suelos residuales son arcillas muy plásticas y expansivas, también existen grandes áreas cubiertas de limos con un alto grado de colapsibilidad y dispersión; materiales estos que por sus características son muy fáciles de movilizar y que al poco tiempo de ser excavados pierden sus propiedades de resistencia, por lo que son fácilmente erosionables, en particular por los efectos de las corrientes de agua.”¹⁵

2.4.1 Estratigrafía

La secuencia estratigráfica se describe según las deformaciones geológicas a las cuales corresponden según su antigüedad (de mayor a menor):

- Formación Piñón: Diabasas, basaltos y doleritas de color verde oscura a negra y de textura porfiríticas y afaníticas.
- Formación Cayo: Lutitas gris verdosas silíceas y sedimentos con aporte volcánico.
- Formación San Eduardo: Calizas arrecifales
- Formación Cerro: Areniscas y microbrechas oscuras en la base con cemento calcáreo y lutitas silíceas grises, cherts y margas tobáceas color crema en la parte superior.
- Formación Tosagua: Lutitas de color café chocolate hasta café claro con intercalaciones centimétricas de yeso y lentes dolomíticos.
- Formación Charapotó: Lutitas tobáceas habanas y blancas, con diatomeas y capas delgadas de arenisca amarillenta.

¹⁵ AW (Winckell, 1997). Capítulo 3, Pág. 42.

- Formación Onzole: Lutitas y limonitas laminadas de color gris azulado y café verdoso.

2.5 Normas de peligro y riesgo sísmico.

La respuesta de una edificación a solicitaciones sísmica del suelo se caracteriza por aceleraciones, velocidades y desplazamientos de sus elementos, en particular de los pisos en el caso de edificios.

El capítulo NEC-SE-DS Peligro sísmico diseño sismo resistente de las Normas Ecuatorianas de Construcción, presenta los requerimientos y metodologías que deben ser aplicados al diseño sismo resistente de edificaciones, complementado con normas extranjeras reconocidas.

Para el diseño del sistema SF se aplicará la filosofía de diseño basada en desempeño DFCR. Cuyos requisitos presentados se basan en el comportamiento elástico lineal y no lineal de la edificación.

Los procedimientos y requisitos descritos se determinan considerando:

- La zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura, el factor de zona Z correspondiente y las curvas de peligro sísmico.
- Las características del suelo del sitio de emplazamiento.
- El tipo de uso, destino e importancia de la estructura (coeficiente de importancia I).
- Las estructuras de uso normal deberán diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia, la sobre resistencia estructural inherente y la ductilidad de la estructura.
- Para las estructuras de ocupación especial y edificaciones esenciales, además de los requisitos aplicables a las estructuras de uso normal, se aplicarán verificaciones de comportamiento inelástico para diferentes niveles de terremotos.
- La resistencia mínima de diseño para todas las estructuras deberá basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en el presente capítulo:
 - El nivel de desempeño sísmico.
 - El tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse.
 - Los métodos de análisis a ser empleados.

El objetivo de la filosofía de diseño basada en desempeño busca evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de todo tipo de estructura. Se añade el objetivo de protección en mayor medida y de garantía de funcionalidad luego de un evento sísmico extremo para las estructuras de ocupación especial y esencial.

Sin embargo, las actuales tendencias en el mundo se dirigen no sólo a la protección de la vida, sino también a la protección de la propiedad y a la búsqueda del cumplimiento de diversos niveles de desempeño sísmico, para cualquier tipo de estructura.

Se consideraran los siguientes niveles de frecuencia y amenaza sísmica.

- Frecuente (menor)
- Ocasional (moderado)
- Raro (severo): sismo de diseño (período de retorno de 475 años)
- Muy raro (extremo): período de retorno de 2500 años

2.5.1 Filosofía de diseño sismo resistente

“La filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.”¹⁶

El sismo de diseño se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico.

Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño.

Para caracterizar este evento, puede también utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio, conforme lo establece la NEC.

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura, daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura, evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara

¹⁶ NEC - SE – DS Capítulo 4, Pág. 40.

vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

2.6 Normas de suelo.

En el Ecuador la NEC-SE-GC Geotecnia y Cimentaciones presenta las actividades que comprenden el reconocimiento de campo, la investigación del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para el diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo, de tal forma que se garantice un comportamiento adecuado de las estructuras (superestructura y subestructura) para edificaciones, puentes, torres, silos y demás obras, que preserve la vida humana, así como también evite la afectación o daño a construcciones vecinas.

“La apropiada caracterización del subsuelo es uno de los principales factores que permite un diseño seguro y económico de la cimentación de las estructuras. Para conseguir esta caracterización, se deberá tener conocimiento del tipo de proyecto y la variabilidad de los estratos en el sitio de implantación de la estructura. Se debe definir unidades de construcción y su importancia en función de la altura y cargas a transmitir de tal forma que se determine el número mínimo de sondeos, distribución y profundidad de los sondeos y perforaciones que proporcione información de la extensión, espesor, y profundidad de los estratos potencialmente portantes.”¹⁷

El ingeniero civil especialista en geotecnia deberá presentar en forma clara un modelo geotécnico del subsuelo de diseño donde se consideren las incertidumbres epistémicas y aleatorias. Con este fin, el ingeniero civil podrá aumentar el número o la profundidad de los sondeos, dependiendo de las condiciones locales y los resultados iniciales de la exploración. En el estudio

¹⁷ NEC - SE – GC Capítulo 1, Pág. 18.

geotécnico deberá indicar en forma clara la identificación del tipo de perfil del sitio (A, B, C, D, E o F) según las clasificaciones indicadas en los procedimientos.

2.6.1 Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Se define como unidad de construcción:

- Una edificación o fracción de un proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes.
- Grupo de construcciones adosadas, máximo de longitud en planta 40 m.

Para los casos donde el proyecto exceda las longitudes anotadas, se deberá fragmentar en varias unidades de construcción, por longitudes o fracción de las longitudes. Las unidades de construcción se clasifican en Baja, Media, Alta y Especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio, con las siguientes consideraciones:

Para las cargas máximas se aplicará la combinación de carga muerta más carga viva debida al uso y ocupación de la edificación.

Para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del proyecto (subsuelos, terrazas).

Para la clasificación de edificaciones se asignará la categoría más desfavorable que resulte de la Tabla 2.1.

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menos de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4001 y 8000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8000

Tabla 2.1. Clasificación de estructuras

2.7 Principales causas de Fallas en Edificaciones sometidas a Acciones Sísmicas

El entendimiento del comportamiento sísmico de las estructuras ha requerido de la identificación de las características que han conducido a las fallas, o bien, a un buen comportamiento estructural, y, también, del análisis de los tipos de daños y de sus causas

Entre los tipos de fallas más comunes podemos encontrar.

- Falla por inadecuada resistencia al cortante de los entrepisos debido a la escasez de elementos tales como columnas y muros.
- Falla frágil de cortante y tensión diagonal en columnas o en vigas.
- Falla por adherencia del bloque de unión en las conexiones viga-columna debida al deslizamiento de las varillas ancladas o a falla de cortante.
- Falla frágil en muros de cortante, sin o con aberturas, solos o acoplados.
- Falla por vibración torsional causada por la falta de coincidencia en planta del centro de masas con el centro de rigidez.
- Falla de edificios a base de losas planas por punzonamiento de la losa.
- Falla por variación brusca de la rigidez a lo largo de la altura del edificio.
- Falla por golpeteo entre edificios.
- Falla frágil de cortante en columnas acortadas por el efecto restrictivo al desplazamiento causado por elementos no estructurales.

Por lo general, estas fallas pueden deberse a:

- Inadecuada resistencia al cortante de los entrepisos debido a la escasez de elementos tales como columnas y muros.
- Grandes esfuerzos de cortante y tensión diagonal en columnas o en vigas.
- Falla por adherencia del bloque de unión en las conexiones viga-columna debida al deslizamiento de las varillas ancladas, o a falla de cortante.
- Grandes esfuerzos en muros de cortante, sin o con aberturas, solos o acoplados.
- Vibración torsional causada por la falta de coincidencia en planta del centro de masas con el centro de rigidez.

- Punzonamiento de la losa de edificios contruidos a base de losas planas,
- Variación brusca de la rigidez a lo largo de la altura del edificio.
- Golpeteo entre edificios.
- Amplificación de los desplazamientos en la cúspide de los edificios.
- Grandes esfuerzos de cortante en columnas acortadas por el efecto restrictivo al desplazamiento causado por elementos no estructurales.

2.7.1 Falla por inadecuada resistencia al cortante de los entrepisos debido a la escasez de elementos tales como columnas y muros.

El colapso de una edificación se debe generalmente a la insuficiente resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte como son columnas y muros. Las fuerzas de inercia, cuya variación de la base hasta la cúspide del edificio es progresivamente creciente, generan fuerzas cortantes decrecientes desde la base hasta la cúspide, mismas que deben ser resistidas en cada nivel por el conjunto de dichos elementos verticales. De esta forma, es necesaria un área transversal de muros y/o columnas suficiente para resistir adecuadamente las fuerzas cortantes inducidas por el sismo.

2.7.2 Falla frágil de cortante y tensión diagonal en columnas o en vigas.

Es muy importante que las edificaciones cuenten con una capacidad de deformación suficiente para soportar adecuadamente la sollicitación sísmica sin desmeritar su resistencia. Cuando la respuesta sísmica de la edificación es dúctil, se presentan elevadas deformaciones en compresión debidas a efectos combinados de fuerza axial y momento flector.

2.7.3 Falla por adherencia del bloque de unión en las conexiones viga-columna debida al deslizamiento de las varillas ancladas o a falla de cortante.

En las conexiones entre los distintos elementos estructurales se presentan elevadas concentraciones y complejas condiciones de esfuerzos, mismos que han conducido a distintos y numerosos casos de falla especialmente en las uniones entre muros y losas de estructuras a base de paneles, entre vigas y columnas en estructuras de marcos, entre columnas y losas planas, y entre columnas y cimentaciones.

2.7.4 Falla frágil en muros de cortante, sin o con aberturas, solos o acoplados.

En los proyectos estructurales, los muros de cortante son destinados a resistir principalmente los esfuerzos producto de las fuerzas horizontales sísmicas. Ante esta solicitación, las fallas que suelen presentarse son en su unión con los sistemas de piso, por cortante horizontal o vertical, y por vuelco.

2.7.5 Falla por vibración torsional causada por la falta de coincidencia en planta del centro de masas con el centro de rigidez.

La asimetría en la distribución en planta de los elementos estructurales resistentes de una edificación causa una vibración torsional ante la acción sísmica y genera fuerzas elevadas en elementos periféricos.

La vibración torsional ocurre cuando el centro de masa de un edificio no coincide con su centro de rigidez. Ante esta acción, el edificio tiende a girar respecto a su centro de rigidez, lo que causa grandes incrementos en las fuerzas laterales que actúan sobre los elementos perimetrales de soporte de manera proporcional a sus distancias al centro de rotación.

2.7.6 Falla de edificaciones a base de losas planas por punzonamiento de la losa.

Se presenta en edificaciones de losas planas y se debe a una falla de punzonamiento producida por los elevados esfuerzos cortantes. En este tipo de falla, los sistemas de piso quedan sin apoyo dando lugar a un colapso total de los mismos manteniéndose de pie solo las columnas.

2.7.7 Falla por variación brusca de la rigidez a lo largo de la altura de la edificación.

Con frecuencia las plantas bajas de los edificios se construyen dejando el mayor espacio posible para permitir el paso o estacionamiento vehicular, mientras que los niveles superiores se construyen mediante sistemas de marco-muro, estando este último la mayoría de las veces confinado por el marco proporcionándoles a los pisos superiores una mucho mayor rigidez que la de planta baja.

Esta situación conduce a una concentración de daños en la llamada planta débil del edificio, la cual posee una rigidez mucho menor en comparación con la de los pisos superiores.

2.7.8 Falla por golpeteo entre edificaciones.

Si no existe una separación suficiente entre edificaciones adyacentes, su manera distinta de vibrar ante la sollicitación sísmica conduce al golpeteo entre ellos produciéndoles severos daños.

2.7.9 Falla frágil de cortante en columnas acortadas por el efecto restrictivo al desplazamiento causado por elementos no estructurales.

La interacción entre elementos no estructurales, tales como muros divisorios de mampostería, y las columnas de marcos de concreto, provoca concentraciones de fuerza cortante en los extremos libres de las columnas, mismas que tienden a fallar frágilmente por cortante.

CAPITULO 3

BASES DE DISEÑO Y MODULACIÓN DE

LAS MODIFICACIONES DE LOS

ELEMENTOS DEL SISTEMA STEEL

FRAMING.

3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto consiste en realizar el análisis estructural de una vivienda unifamiliar de 100 m² usando el SF, el diseño pertenece a la Compañía "CayoPalm Beach". Las dimensiones son las siguientes, 6.45 m de frente y 10.2 m de fondo, tal como se muestra en la figura junto con la distribución de habitaciones.



Figura 3.1. Vivienda Unifamiliar [CayoPalm Beach]

3.2 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

3.2.1 Normas y Códigos

Normas Ecuatorianas

Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas), Versión publicada 2014.

Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS: Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente, Versión publicada 2014.

Normas y Códigos de Estados Unidos

North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, AISI S200-07, 2007 Edition, American Iron and Steel Institute (AISI).

3.3 Materiales

3.3.1 Acero Estructural Liviano

"El material debe ser fabricado con chapa de acero pre-galvanizado y que cumpla con las siguientes propiedades según lo establecido por la norma NTE INEN 2 526:2010. (Perfiles Especiales Abiertos, Livianos, Pre galvanizados y Conformados en Frio para uso en estructuras portantes)." ¹⁸

Mecánicas

Tabla 3.1. Requisitos mecánicos

Grado	Límite de Fluencia min.	Resistencia al a tracción mín.	Elongación mínima en 50mm (%)
	(Mpa)	(Mpa)	e = 2mm Y ≥ 6mm
Grado A	250	365	21
Grado B	275	380	20
Grado C	340	450	16

Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 2526:2010

¹⁸ Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 2 526:2010, pág. 16.

Químicas

Tabla 3.2. Requisitos químicos

Grado	Carbón (C) % máx.	Manganeso (Mn) % máx.	Fósforo (P) % máx.	Azufre (S) % máx.
Grado A	0.25	1.35	0.035	0.04
Grado B	0.25	0.90	0.035	0.04
Grado C	0.25	1.35	0.035	0.04

Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 2 526:2010

Recubrimiento de Zinc

Tabla 3.3. Espesor del recubrimiento

Grado	Recubrimiento	
	g/m ²	(um)
Z275	275	40
Z460	460	65

Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 2 526:2010

3.4 Requisitos complementarios

Deben tener perforaciones en el alma para colocación de soportes anti-giros, pasó de instalaciones eléctricas y sanitarias y la configuración geométrica que se indica a continuación.

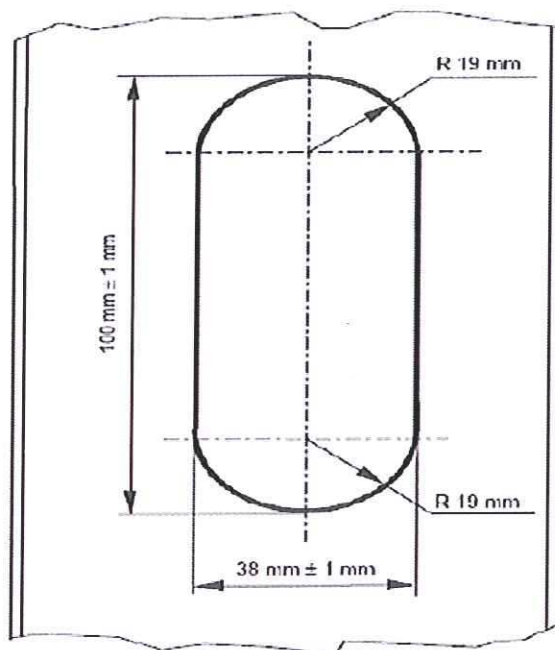


Figura 3.2. Perforación del perfil

La distancia desde el extremo inferior del perfil y el centro de la primera perforación debe ser de 300 mm.

La distancia entre centros de perforaciones consecutivas debe ser de 600 mm.

3.4.1 CARGAS DE DISEÑO

Para el diseño estructural se ha considerado las siguientes cargas:

- Carga Muerta
- Carga de Sismo
- Carga Viva
- Carga de Viento

3.4.1.1 Carga Muerta

Como carga muerta se considera el peso propio de la estructura, la cubierta, paredes y el entrepiso.

Armadura y Cubierta

Tabla 3.4. Pesos Unitarios de Materiales

Material	Peso Unitario (KN/m ³)
Acero	78.5
Cubierta	Peso Unitario (KN/m ²)
Fibrocemento Ondulado 8mm	0.20
Teja de barro cocido sin mortero	0.50

$$78.5 \text{ KN/m}^3 = 78500 \text{ N/m}^3 \times 9.81 \text{ kg/m}^3 = 8002 \text{ Acero}$$

$$0.20 \text{ KN/m}^2 = 200 \text{ N/m}^2 \times 9.81 \text{ kg/m}^3 = 20.38 \text{ Fibrocemento Ondulado 8mm}$$

$$0.50 \text{ KN/m}^3 = 500 \text{ N/m}^3 \times 9.81 \text{ kg/m}^3 = 50.96 \text{ Teja}$$

Peso de la Armadura $8002 \text{ Kg/m}^3 (0.0016\text{m}) = 12.8 \text{ kg/m}^2$

Peso de la Cubierta

Fibrocemento ondulado	20.38 kg/m^2
Teja	50.96 kg/m^2
Peso Total	84.14 kg/m^2

Cielorraso

Tabla 3.5. Pesos Unitarios de Materiales Cielorraso

Cubierta	Peso Unitario (kg/m ²)
Yeso (Estuco)	8

Paredes y Entrepiso

Tabla 3.6. Peso Unitario Cerámica

Material	Peso Unitario (KN/m ²)
Baldosa de cerámica	0.20

Tabla 3.7. Pesos Unitario Fibrocemento

Material	Peso Unitario (kg/m ²)
Fibrocemento 20 mm	22
Fibrocemento 10 mm	15

Tabla 3.8. Pesos Unitario OSB

Material	Peso Unitario (kg/m ²)
OSB 18mm (Oriented strand board)	5.4
Aislamiento	10

Entrepiso

$$0.20 \text{ KN/m}^2 = 200 \text{ N/m}^2 \times 9.81 \text{ kg/m}^3 = 20.38 \text{ kg/m}^2 \text{ Baldosa Cerámica}$$

Baldosa Cerámica 20.38 kg/m^2

Fibro cemento 20mm 22 kg/m^2

OSB 5.4 kg/m^2

Paredes

Fibro cemento 10mm 15 kg/m^2

OSB 5.4 kg/m^2

Aislamiento 10 kg/m^2

Peso Total 78.18 kg/m^2

Distribución de Carga Muerta

La distribución de la Carga muerta se realizara mediante el área tributaria en la cabreada y el entrepiso.

El valor de carga muerta por el material de la armadura, no lo consideramos ya que al momento de cargar las especificaciones del mismo en el software de análisis y diseño estructural, este lo asume automáticamente.

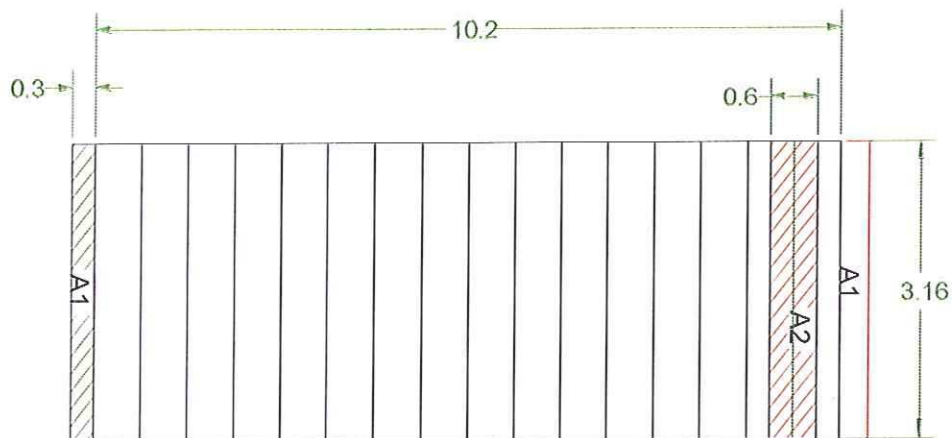


Figura 3.3. Áreas Tributarias Cubierta

ÁREAS

$$A1 = 3.16(0.3) = 0.948\text{m}^2$$

$$A2 = 3.16(0.6) = 1.896\text{m}^2$$

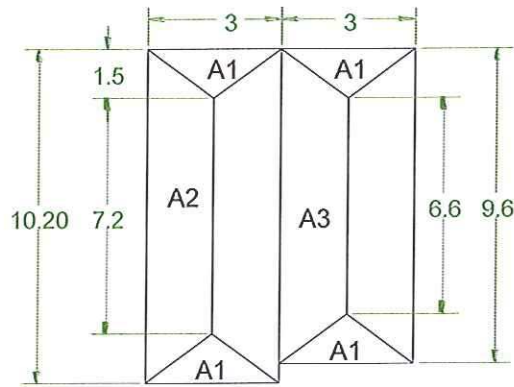


Figura 3.4. Áreas Tributarias Entrepiso

ÁREAS

$$A1 = 2 \left(\frac{bh}{2} \right) = 1.5(1.5) = 2.25\text{m}^2$$

$$A2 = \frac{(B + b)h}{2} = \frac{(10.2 + 7.2)1.5}{2} = 13.05\text{m}^2$$

$$A3 = \frac{(B + b)h}{2} = \frac{(9.6 + 6.6)1.5}{2} = 12.15\text{m}^2$$

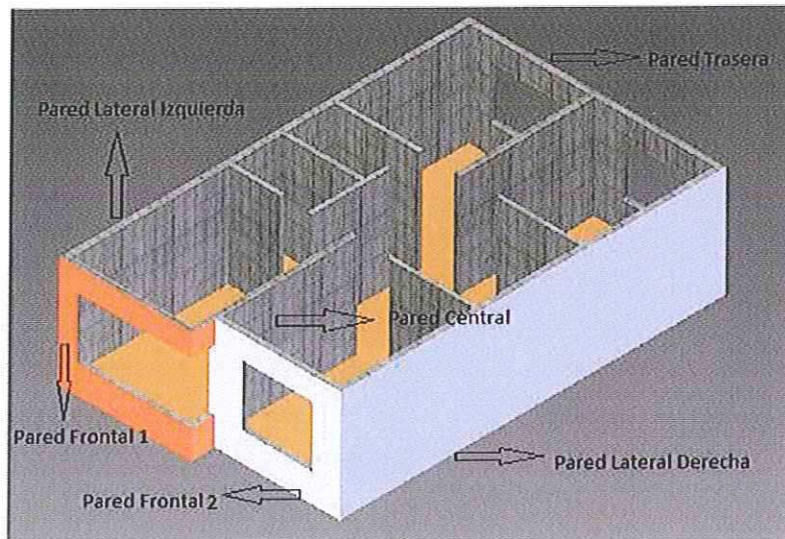


Figura 3.5. Esquematización de Paredes

Tabla 3.9. Carga Muerta Distribuida

Armadura y Cubierta				
	Área Tributaria (m²)	Longitud (m)	Carga Muerta (kg/m²)	Carga Distribuida (kg/m)
Primer y Último Montante	0.948	3.16	71.34	21.40
Resto de Montantes	1.896	3.16	71.34	42.80
Entrepiso y Paredes				
Pared Frontal 1	2.25	3	78.18	58.63
Pared Frontal 2	2.25	3	78.18	58.63
Pared Trasera	2.25	6	78.18	29.31
Pared Lateral Derecha	12.15	9.60	78.18	98.94
Pared Lateral Izquierda	13.05	10.20	78.18	100
Pared Central	25.2	10.20	78.18	193.15

Distribución de Carga Muerta Cielorraso

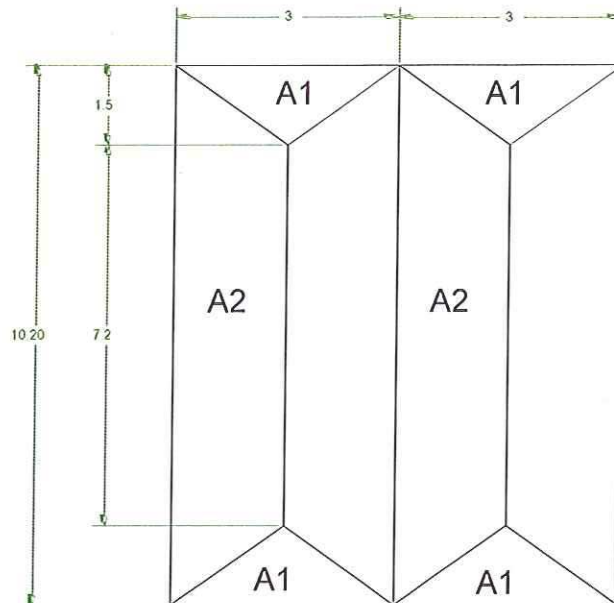


Figura 3.6. Áreas Tributarias Cielorraso

Cielorraso				
	Área Tributaria (m ²)	Longitud (m)	Carga Muerta (kg/m ²)	Carga Distribuida (kg/m)
Pared Frontal 1	2.25	3	8	6
Pared Frontal 2	2.25	3	8	6
Pared Trasera	2.25	6	8	3
Pared Lateral Derecha	13.05	10.20	8	3
Pared Lateral Izquierda	13.05	10.20	8	10.23
Pared Central	26.1	10.20	8	20.47

3.4.1.2 Sobrecargas de Uso (Carga Viva)

La carga viva hace referencia a la ocupación a la que está destinada la edificación, la misma está conformada por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición y otras.

Tabla 3.10. Carga Viva

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (KN/m ²)
Viviendas Unifamiliares	2

$$2 \text{ KN/m}^2 = 2000 \text{ N/m}^2 \times \frac{1}{9.81} \text{ kg/N} = 203.87 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Viviana Unifamiliar r} \quad 203.87 \text{ kg/m}^2$$

Distribución de Carga Viva

Tabla 3.11. Carga Viva Distribuida

Armadura y Cubierta				
	Área Tributaria (m ²)	Longitud (m)	Carga Viva (kg/m ²)	Carga Distribuida (kg/m)
Primer y Último Montante	0.948	3.16	203.87	61.16
Resto de Montantes	1.896	3.16	203.87	122.32
Entrepiso				
Pared Frontal 1	2.25	3.6	203.87	127.41
Pared Frontal 2	2.25	3	203.87	152.9
Pared Trasera	2.25	6	203.87	76.45
Pared Lateral Derecha	12.15	9.60	203.87	258.02
Pared Lateral Izquierda	13.05	10.20	203.87	260.83
Pared Central	25.2	10.20	203.87	503.67

3.4.1.3 Carga de Viento

Para estimar las cargas de viento se utilizara las especificaciones dadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG Cargas (no sísmicas).

La velocidad de diseño por viento de hasta 10 m altura de edificaciones es aproximadamente de 75 Km/h.

Tabla 3.12. Coeficiente de corrección, ϕ

Altura (m)	Sin Obstrucción (Categoría A)	Obstrucción Baja (Categoría B)	Zona Edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1	0.9	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Nota: Categoría A: Edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.

Categoría B: Edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.

Categoría C: Zonas urbanas con edificios de altura.

De acuerdo con los valores de la tabla anterior se procede a corregir la velocidad de diseño aplicando el factor de corrección ϕ .

$$V_h = V \cdot \phi$$

$$V_h = 75 \text{ Km/h} (0.9)$$

$$V_h = 67.5 \text{ Km/h} = 18.75 \text{ m/h} \quad \text{Velocidad del viento Corregida}$$

Cálculo de la Presión del viento

$$P = \frac{1}{2} \rho v_b^2 c_e c_f$$

Donde:

P = Presión de Cálculo expresada en Pa o N/m^2

ρ = Densidad del Aire en Kg/m^3

v_b = Velocidad basica del viento m/s

c_e = Coheficiente de entorno/altura

c_f = Coheficiente de forma

El coeficiente de entorno/altura es un factor de corrección que tiene en cuenta el grado de exposición al viento del elemento considerado, el mismo se lo determina de acuerdo a lo establecido en la NEC-SE-CG Cargas (no sísmicas).

Tabla 3.13. Exigencias de Resistencia a la carga de viento

Velocidad de viento (Km/h)	Presión de viento (Pa)	Calcificación al viento exigible
75	272	1

El coeficiente de forma c_f , es un factor de corrección que tiene en cuenta la situación del elemento dentro de la fachada.

Tabla 3.14. Factor de Forma, c_f

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	0.7	0.6

Por lo tanto la presión del viento tanto a barlovento y a sotavento será:

Barlovento

$$P = \frac{1}{2} \rho v_b^2 c_e c_f$$

$$P = \frac{1}{2} (1.25 \text{ kg/m}^3) (18.75 \text{ m/s}) (1) (0.7)$$

$$P = 8.203 \text{ N/m}^2$$

CARGA BARLOVENTO

$$P = 8.203 \text{ N/m}^2 \left(\frac{1}{9.81} \text{ kg/N} \right) = 0.836 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 0.836 \text{ kg/m}^2 (1\text{m})(10.2\text{m}) = 8.53 \text{ kg}$$

Sotavento

$$P = \frac{1}{2} \rho v_b^2 c_e c_f$$

$$P = \frac{1}{2} (1.25 \text{ kg/m}^3) (18.75 \text{ m/s}) (1) (0.6)$$

$$P = 7.03 \text{ N/m}^2$$

CARGA SOTAVENTO

$$P = 7.03 \text{ N/m}^2 \left(\frac{1}{9.81} \text{ kg/N} \right) = 0.716 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 0.716 \text{ kg/m}^2 (1\text{m})(10.2\text{m}) = 7. \text{ kg}$$

Las cargas de barlovento y sotavento se distribuirán en forma puntual y perpendicular a la inclinación de la cubierta.

3.4.1.4 Carga de Sismo.

Para estimar la carga de sismo se utilizara las especificaciones dadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente.

Zona Sísmica y Factor de Zona

La zona que tomaremos como referencia para la ejecución del proyecto, es la ciudad de Manta, la cual se encuentra en la zona sísmica VI, de acuerdo con lo estimado en la norma NEC-SE-DS Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente.

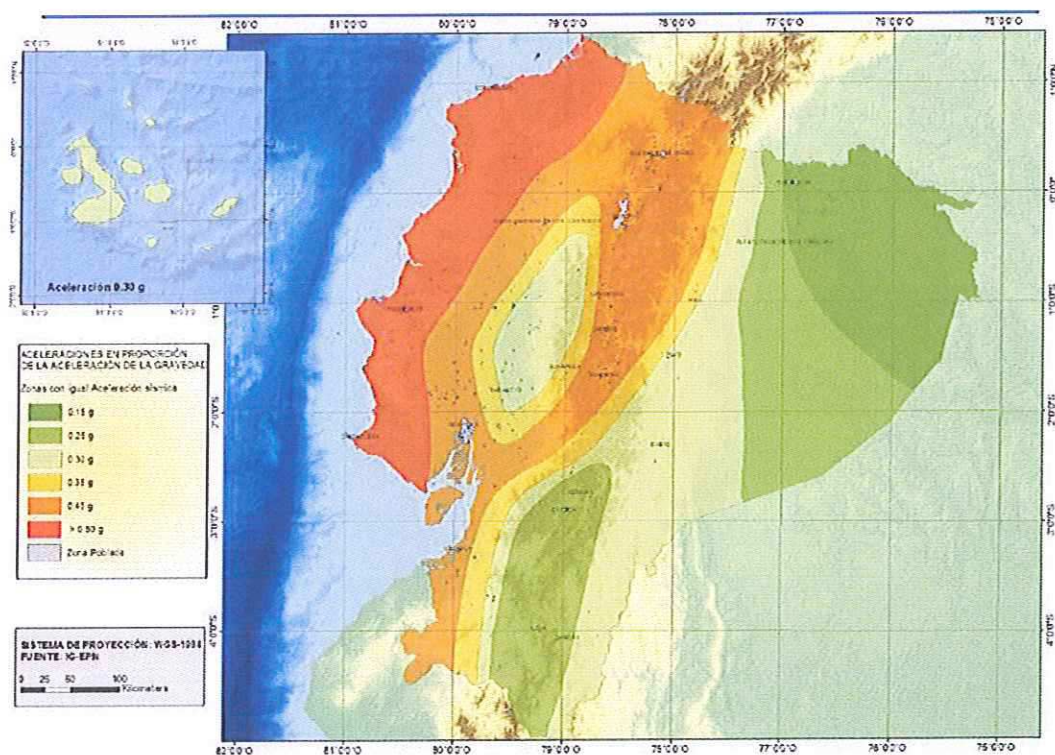


Figura 3.7. Ecuador, Zona Sísmicas para diseño y valor del factor Z

Tabla 3.17. Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≤ 0.5

Tipo de Suelo

Se elegirá el perfil tipo E, recomendado cuando el perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas, según lo especificado en la norma NEC-14, en la tabla 2.3.

Coeficientes de Amplificación o de Amplificación dinámica para perfiles de Suelo, Fa, Fd y Fs.

Tabla 3.18. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <u>Tabla 2</u> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4 NEC - SE - DS					

Por lo tanto el valor del coeficiente Fa es 0.85, que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, de acuerdo al sitio.

Tabla 3.19. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <u>Tabla 2</u> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4 NEC - SE - DS					

Por lo tanto el valor del coeficiente F_d es 1.5 que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca, de acuerdo al sitio.

Tabla 3.20. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4 NEC - SE - DS					

Por lo tanto el factor de comportamiento inelástico del subsuelo F_s es 2, que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad de frecuencia de excitación sísmica y los desplazamientos relativo del suelo, para los espectros aceleración y desplazamiento.

Aceleración Espectral.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , para el nivel del sismo de diseño consistente con el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficiente de amplificación o de amplificación de suelo de las tabla anteriores.

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$\eta = 1.80 \text{ Provincias de la Costa}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{Para } T > T_c$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 (2)^{\frac{1.5}{0.85}}$$

$$T_c = 1.941$$

Periodo de vibración de la estructura.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

h_n = Altura máxima de la estructura.

Estructuras con arriostramientos $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$

$$T = 0.073 (20)^{0.75}$$

$$T = 0.122$$

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Para } 0 \leq 0.122 \leq 1.941$$

$$S_a = 1.8 (0.55)^{0.85}$$

$$S_a = 0.8415$$

Cortante Basal de Diseño

El constante Basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas que será, aplicado a una estructura en una dirección específica, se determinara mediante la siguiente expresión.

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_e} W$$

Dónde:

I = Factor de importancia igual a **1.5**, definido en la sección 3.3 de la norma NEC-SE-DS Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente.

W = Carga reactiva, definido en la sección 6.1.7 de la norma NEC-SE-DS Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente.

W = Carga Muerta de la Estructura + 25% Carga viva

$$W = 861.67 \text{ kg} + 25\% (2079.5 \text{ kg}) \quad W = 1381.548 \text{ kg}$$

R = Factor de reducción de respuesta estructural, definido en la sección 3.1.1 de norma NEC-SE-DS Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente.

Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos igual a 2.5.

S_a = Aceleración espectral

$R\phi_p\phi_e$ = Factores de configuración estructural en planta y elevación, definido en la sección 5.2 de norma NEC-SE-DS Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente, como 1 debido a que la construcción no cumple con ninguna irregularidad.

$$V = \frac{1.5 \times 0.8415}{2.5 \times 1 \times 1} \times 1381.548$$

$$V = 697.49 \text{ Kg}$$

Carga que será distribuida de forma puntual a lo largo de la parte lateral izquierda de la cubierta, como se muestra en la figura.

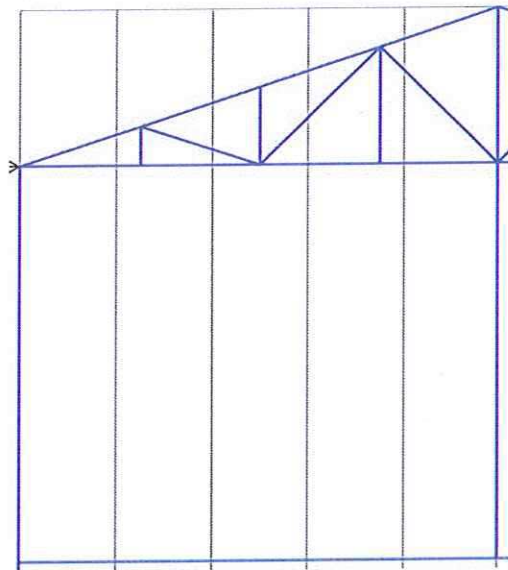


Figura 3.8. Distribución de Carga de Sismo

3.5 Combinaciones de Carga

Se consideraran las siguientes cargas con las diferentes combinaciones según lo establecido en la norma (North American Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members, AISI S100, 2007 Edition, American Iron and Steel Institute (AISI)), método DFCR (Diseño por factores de Carga y Resistencia).

D= Carga Muerta

D = Carga de Sismo

L = Carga Viva

Lr = Carga Viva en azotea

S = Carga de Granizo

W = Carga de Viento

Combinaciones

1. $1.4D + L$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R_r)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R_r) + 0.5(0.5L \text{ o } 0.8W)$
4. $1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R_r)$
5. $1.2D + 1.5E + 0.5L + 0.2S$
6. $0.9D - (1.3W \text{ o } 1.5 E)$

3.6 Diseño Estructural

El diseño estructural se lo hará con el software adecuado, empleado para el análisis de diferentes estructuras elemento por elemento.

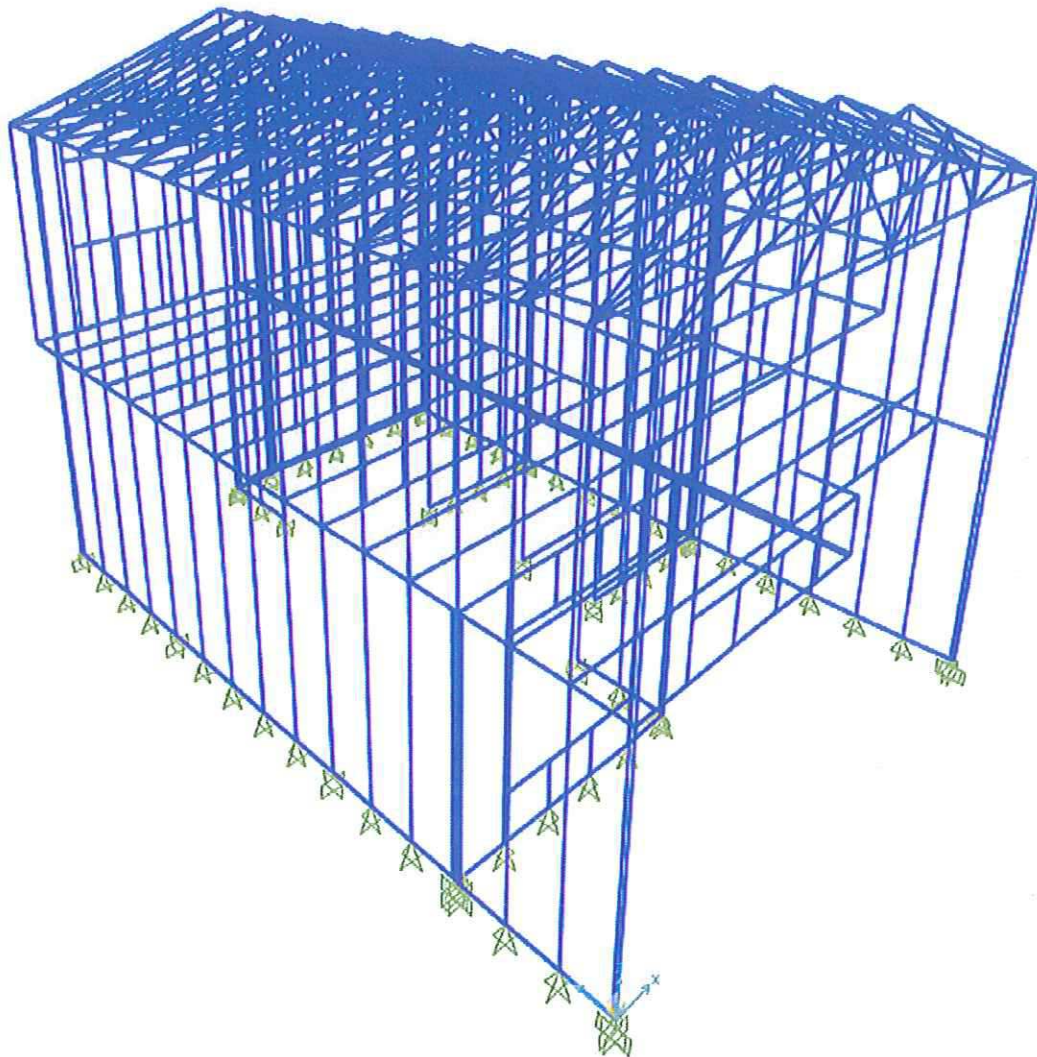


Figura 3.9. Diseño Estructural Vivienda 100 m²

La distancia entre los perfiles tanto en la parte frontal como en la parte lateral es de 60 cm. Se optó por esta distribución, proyectando el consumo de materiales para el recubrimiento exterior e interior. Los perfiles utilizados para el análisis estructural son los siguientes.

Tabla 3.21. Perfiles Utilizados para el Análisis Estructural

PGG y PGC 100 x 0.89	Cabreada y Planta Alta
PGG y PGC 100 x 1.24	Planta alta y Planta Baja
PGG y PGC 100 x 1.6	Planta Baja
PGG y PGC 200 x 1.4	Entrepiso

Características Geométricas de los perfiles

Como las secciones de los perfiles usados en el SF son uniformes, el cálculo de las propiedades mecánicas se lo simplifica con la utilización del método lineal, método en el cual se considera el material de la sección concentrado a lo largo del centro medio del espesor de la chapa y los elementos de área son reemplazados por elementos lineales rectos o curvos.

“El espesor (t) es requerido luego que los cálculos lineales han sido determinados, por lo que el área total tiene la siguiente expresión ($A_t = L \cdot t$) y el momento de inercia de la sección será ($I = I' \cdot t$).”¹⁹

Dónde:

L = Longitud total de todos los elementos de lineales de la sección.

I' = Momento de inercia de la línea media de la sección t = espesor de la plancha de la sección.

¹⁹ Método Lineal, <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/9954/Capitulo3.pdf>, pág. 20.

Ecuaciones generales para el cálculo de propiedades geométricas

Elementos Lineales Rectos

Los momentos de inercia de un elemento recto vertical se pueden calcular utilizando las siguiente formulas.

$$I_1 = I^3 / 12$$

$$I_2 = 0$$

$$I_3 = I a^2 + I^3 / 12$$

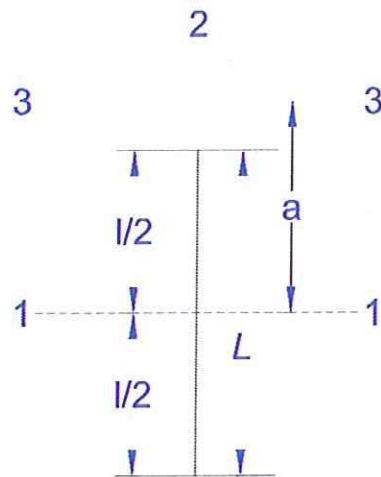


Figura 3.10. Elemento lineal vertical

Los momentos de inercia de un elemento recto horizontal se pueden calcular utilizando las siguiente formulas.

$$I_1 = 0$$

$$I_2 = I^3 / 12$$

$$I_3 = I a^2$$

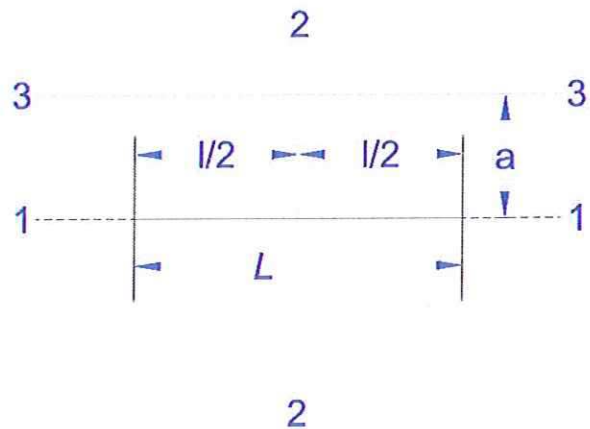


Figura 3.11. Elemento lineal horizontal

Elementos Lineales circulares

Para elementos con un segmento de arco que tengan un Angulo de $\theta = 90^\circ$ las Ecuaciones son las siguientes.

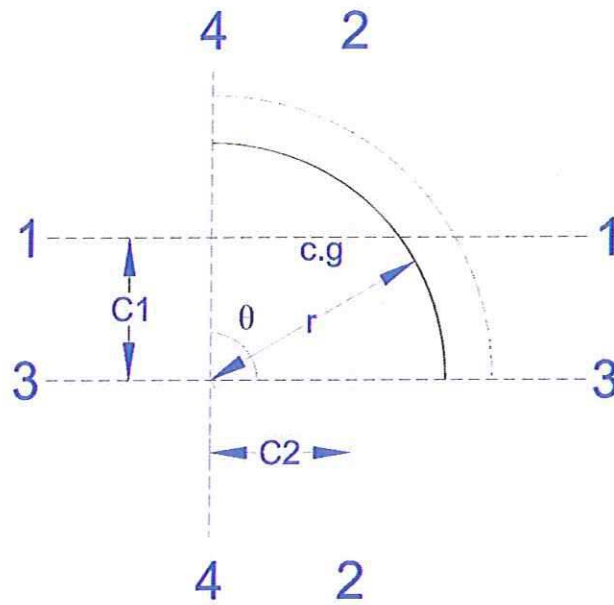


Figura 3.12. Elemento circular a 90°

$$I = 1.57r$$

$$C = 0.637r$$

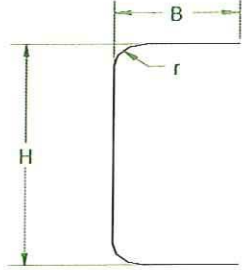
$$I_1 = I_2 = 0.149r^3$$

$$I_{1-2} = 0.137r^3$$

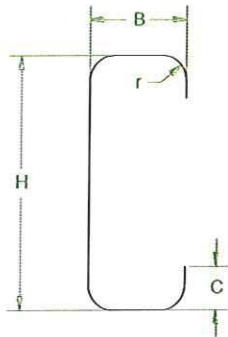
$$I_3 = I_4 = 0.785r^3$$

$$I_{3-4} = -0.50r^3$$

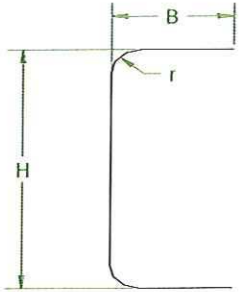
Perfil PGC 100 x 0.89

Longitud del Ala $L_{Ala} = B - (r + t)$ $L_{Ala} = 35 - (1.4 + 0.89)$ $L_{Ala} = 32.71 \text{ mm}$	
Distancia del eje x-x la línea central del ala $Y_{Ala} = (H/2) - (t/2)$ $Y_{Ala} = (102/2) - (0.89/2)$ $Y_{Ala} = 50.55 \text{ mm}$	$I'_{Alma} = (1/12)(L_{Alma})^3 I'_{Alma}$ $= 77048.3 \text{ mm}^3$ $I'_{Esquinas} = L_c (Y_e)^2$ $I'_{Esquinas} = 7190.36 \text{ mm}^3$ $I'_x = 258597 \text{ mm}^3$
Propiedades de las esquinas a 90° $R = r + t/2$ $R = 1.4 + 0.89$ $R = 1.845$ $L_c = 1.57 R \quad L_c = 2.89 \text{ mm} \quad c = 0.637 R \quad c = 1.175 \text{ mm}$	Momento de Inercia $I_x = I'_x(t)$ $I_x = 230151 \text{ mm}^4 = 23.01 \text{ cm}^4$
Longitud del alma $L_{Alma} = H - 2(r + t)$ $L_{Alma} = 102 - 2(1.4 + 0.89)$ $L_{Alma} = 97.42 \text{ mm}$	Módulo de sección $S_x = I_x / (H/2)$ $S_x = 4512.76 \text{ mm}^3 = 4.51 \text{ cm}^3$
Distancia del eje x-x al CG de las esquinas $Y_e = (L_{Alma}/2) + c \quad Y_e = 49.88 \text{ mm}$	Área de la sección $A = L_t(t)$ $A = 150.072 \text{ mm}^2 = 1.5 \text{ cm}^2$
Longitud de toda la sección $L_t = 2 L_{Ala} + L_{Alma} + 2 L_c \quad L_t = 168.62 \text{ mm}$	Momento de Inercia Lineal I'_x $I'_x = 2 I'_{Alas} + I'_{Alma} + 2 I'_{Esquinas}$ $I'_{Alas} = L_{Ala} (Y_{Ala})^2$ $I'_{Alas} = 83583.9 \text{ mm}^3$

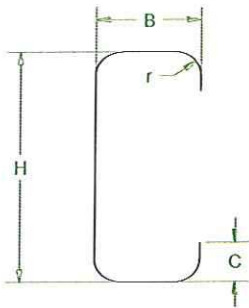
Perfil PGG 100 x 0.89

Longitud del Ala $L_{Ala} = B - (r + t)$ $L_{Ala} = 40 - 2(1.4 + 0.89)$ $L_{Ala} = 35.42 \text{ mm}$	
Distancia del eje x-x la línea central del ala $Y_{Ala} = (H/2) - (t/2)$ $Y_{Ala} = (100/2) - (0.89/2)$ $Y_{Ala} = 49.55 \text{ mm}$	Momento de Inercia Lineal I'_x $I'_x = 2 I'_{Alas} + I'_{Alma} + 2 I'_{Esquinas} + 2 I'_{labio}$ $I'_x = 2 I'_{Alas} + I'_{Alma} + 2 I'_{Esquinas}$ $I'_{Alas} = L_{Ala} (Y_{Ala})^2 \quad I'_{Alas} = 86963.27 \text{ mm}^3$ $I'_{Alma} = (1/12) (L_{Alma})^3 \quad I'_{Alma} = 72399.7 \text{ mm}^3$ $I'_{Esquinas} = L_c (Y_e)^2$ $I'_{Esquinas} = 6904.95 \text{ mm}^3$ $I'_{labio} = d (Y_l)^2$ $I'_{labio} = 15.6 (48.81 - 7.8)^2$ $I'_{labio} = 26326.035 \text{ mm}^3$ $I'_x = 312788.21 \text{ mm}^3$
Propiedades de las esquinas a 90° $R = r + t/2$ $R = 1.4 + 0.89$ $R = 1.845$ $L_c = 1.57 R \quad L_c = 2.89 \text{ mm} \quad c = 0.637 R \quad c = 1.175 \text{ mm}$	
Longitud del alma $L_{Alma} = H - 2(r + t)$ $L_{Alma} = 100 - 2(1.4 + 0.89)$ $L_{Alma} = 95.42 \text{ mm}$	
Distancia del eje x-x al CG de las esquinas $Y_e = (L_{Alma}/2) + c$ $Y_e = 48.88 \text{ mm}$	Momento de Inercia $I_x = I'_x (t)$ $I_x = 278381.51 \text{ mm}^4 = 27.8 \text{ cm}^4$
Longitud del labio $d = C - r \quad d = 17 - 1.4 \quad d = 15.6 \text{ mm}$	Módulo de sección $S_x = I_x / (H/2)$ $S_x = 5567.63 \text{ mm}^3 = 5.56 \text{ cm}^3$
Longitud de toda la sección $L_t = 2 L_{Ala} + L_{Alma} + 2 L_c + 2d \quad L_t = 203.46 \text{ mm}$	Área de la sección $A = L_t (t)$ $A = 180.8 \text{ mm}^2 = 1.81 \text{ cm}^2$

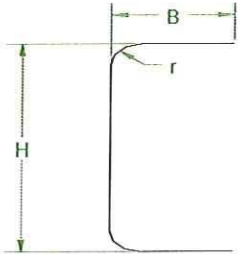
Perfil PGC 100 x 1.24

Longitud del Ala $L_{Ala} = B - (r + t)$ $L_{Ala} = 35 - (1.92 + 1.24)$ $L_{Ala} = 31.84 \text{ mm}$	
Distancia del eje x-x la línea central del ala $Y_{Ala} = (H/2) - (t/2)$ $Y_{Ala} = (100/2) - (1.24/2)$ $Y_{Ala} = 49.38 \text{ mm}$	$I'_{alas} = L_{Ala} \cdot y_{Ala}^2$ $I'_{alas} = 77638.2 \text{ mm}^3$ $I'_{alma} = 1/12 (L_{Ala})^3$ $I'_{alma} = 68510.9 \text{ mm}^3$ $I'_{esquinas} = L_c \cdot y_c^2$ $I'_{esquinas} = 9363.68 \text{ mm}^3$ $I'_x = 2(77638.2) + 68510.9 + 2(9363.68)$ $I'_x = 242515 \text{ mm}^3$
Propiedades de las esquinas a 90° $R = r + t/2$ $R = 1.92 + 1.24/2$ $R = 2.54 \text{ mm}$ $L_c = 1.57 R \quad L_c = 3.9878 \text{ mm} \quad c = 0.637 R$ $c = 1.6179 \text{ mm}$	Momento de Inercia $I_x = I'_x \square t$ $I_x = 300718 \text{ mm}^4 = 30.0718 \text{ cm}^4$
Longitud del alma $L_{Alma} = H - 2(r + t)$ $L_{Alma} = 100 - 2(1.92 + 1.24)$ $L_{Alma} = 93.68 \text{ mm}$	Módulo de Sección $S_x = I_x / (H/2)$ $S_x = 6014.36 \text{ mm}^3 = 6.0143 \text{ cm}^4$
Distancia del eje x-x al CG de las esquinas $Y_e = (L_{Alma}/2) + c$ $Y_e = 48.457 \text{ mm}$	Área de la sección $A = L_t (t)$ $A = 205.016 \text{ mm}^2 = 2.05 \text{ cm}^2$
Longitud de toda la sección $L_t = 2 L_{Ala} + L_{Alma} + 2 L_c \quad L_t = 165.336 \text{ mm}$	Momento de Inercia Lineal I'_x $I'_x = 2I'_{alas} + I'_{alma} + 2I'_{esquinas}$

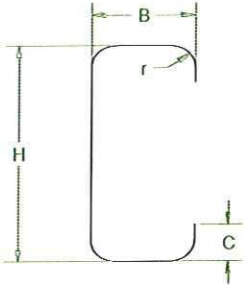
Perfil PGG 100 x 1.24

Longitud del Ala $L_{Ala} = B - (r + t)$ $L_{Ala} = 40 - 2(1.92 + 1.24)$ $L_{Ala} = 36.84 \text{ mm}$	
Distancia del eje x-x la línea central del ala $Y_{Ala} = (H/2) - (t/2)$ $Y_{Ala} = (100/2) - (1.24/2)$ $Y_{Ala} = 49.38 \text{ mm}$	Momento de Inercia Lineal I'_x $I'_x = 2 I'_{Alas} + I'_{Alma} + 2 I'_{Esquinas} + 2 I'_{labio}$ $I'_x = 2 I'_{Alas} + I'_{Alma} + 2 I'_{Esquinas}$ $I'_{Alas} = L_{Ala} (Y_{Ala})^2 \quad I'_{Alas} = 89830.1 \text{ mm}^3$ $I'_{Alma} = (1/12) (L_{Alma})^3 \quad I'_{Alma} = 68510.9 \text{ mm}^3$ $I'_{Esquinas} = L_c (Y_e)^2$ $I'_{Esquinas} = 9363.68 \text{ mm}^3$ $I'_{labio} = d (Y_l)^2$ $I'_{labio} = 15.08 (48.457 - 7.54)^2$ $I'_{labio} = 25246.94 \text{ mm}^3$ $I'_x = 317392.34 \text{ mm}^3$
Propiedades de las esquinas a 90° $R = r + t/2$ $R = 1.92 + 0.62$ $R = 2.54$ $L_c = 1.57 R \quad L_c = 3.9878 \text{ mm} \quad c = 0.637 R \quad c = 1.6179 \text{ mm}$	
Longitud del alma $L_{Alma} = H - 2(r + t)$ $L_{Alma} = 100 - 2(1.92 + 1.24)$ $L_{Alma} = 93.68 \text{ mm}$	
Distancia del eje x-x al CG de las esquinas $Y_e = (L_{Alma}/2) + c$ $Y_e = 48.457 \text{ mm}$	Momento de Inercia $I_x = I'_x (t)$ $I_x = 393566 \text{ mm}^4 = 39.35 \text{ cm}^4$
Longitud del labio $d = C - r \quad d = 17 - 1.92 \quad d = 15.08 \text{ mm}$	Módulo de sección $S_x = I_x / (H/2)$ $S_x = 7871.33 \text{ mm}^3 = 7.87 \text{ cm}^3$
Longitud de toda la sección $L_t = 2 L_{Ala} + L_{Alma} + 2 L_c + 2d \quad L_t = 198.896 \text{ mm}$	Área de la sección $A = L_t (t)$ $A = 246.631 \text{ mm}^2 = 2.46 \text{ cm}^2$

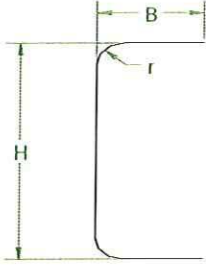
Perfil PGC 100 x 1.6

Longitud del Ala $L_{Ala} = B - (r + t)$ $L_{Ala} = 35 - (2.46 + 1.6)$ $L_{Ala} = 30.94 \text{ mm}$	
Distancia del eje x-x la línea central del ala $Y_{Ala} = (H/2) - (t/2)$ $Y_{Ala} = (104/2) - (1.6/2)$ $Y_{Ala} = 51.2 \text{ mm}$	$I'_{Alma} = (1/12) (L_{Alma})^3 I'_{Alma} = 73451.9 \text{ mm}^3$ $I'_{Esquinas} = L_c (Y_e)^2$ $I'_{Esquinas} = 12851.4 \text{ mm}^3$ $I'_x = 261370 \text{ mm}^3$
Propiedades de las esquinas a 90° $R = r + t/2$ $R = 2.46 + 1.6$ $R = 3.26 \text{ mm}$ $L_c = 1.57 R L_c = 5.118 \text{ mm } c = 0.637 R c = 2.07 \text{ mm}$	Momento de Inercia $I_x = I'_x(t)$ $I_x = 418191 \text{ mm}^4 = 41.81 \text{ cm}^4$
Longitud del alma $L_{Alma} = H - 2(r + t)$ $L_{Alma} = 104 - 2(2.46 + 1.6)$ $L_{Alma} = 95.88 \text{ mm}$	Módulo de sección $S_x = I_x / (H/2)$ $S_x = 8042.14 \text{ mm}^3 = 8.04 \text{ cm}^3$
Distancia del eje x-x al CG de las esquinas $Y_e = (L_{Alma}/2) + c$ $Y_e = 50.01 \text{ mm}$	Área de la sección $A = L t (t)$ $A = 268.79 \text{ mm}^2 = 2.68 \text{ cm}^2$
Longitud de toda la sección $L_t = 2 L_{Ala} + L_{Alma} + 2 L_c L_t = 167.99 \text{ mm}$	Momento de Inercia Lineal I'_x $I'_x = 2 I'_{Alas} + I'_{Alma} + 2 I'_{Esquinas}$ $I'_{Alas} = L_{Ala} (Y_{Ala})^2$ $I'_{Alas} = 81107.4 \text{ mm}^3$

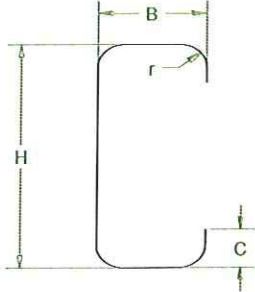
Perfil PGG 100 x 1.6

Longitud del Ala $L_{Ala} = B - (r + t)$ $L_{Ala} = 40 - 2(2.46 + 1.6)$ $L_{Ala} = 31.88 \text{ mm}$	
Distancia del eje x-x la línea central del ala $Y_{Ala} = (H/2) - (t/2)$ $Y_{Ala} = (100/2) - (1.6/2)$ $Y_{Ala} = 49.2 \text{ mm}$	Momento de Inercia Lineal I'_x $I'_x = 2 I'_{Alas} + I'_{Alma} + 2 I'_{Esquinas}$ I'_{labio} $I'_x = 2 I'_{Alas} + I'_{Alma} + 2 I'_{Esquinas}$ $I'_{Alas} = L_{Ala} (Y_{Ala})^2 \quad I'_{Alas} = 77170 \text{ mm}^3$ $I'_{Alma} = (1/12) (L_{Alma})^3 \quad I'_{Alma} = 64637.1 \text{ mm}^3$ $I'_{Esquinas} = L_c (Y_e)^2$ $I'_{Esquinas} = 11976.8 \text{ mm}^3$ $I'_{labio} = d (Y_l)^2$ $I'_{labio} = 14.54 (48.01 - 7.27)^2$ $I'_{labio} = 25792.47 \text{ mm}^3$ $I'_x = 294515.65 \text{ mm}^3$
Propiedades de las esquinas a 90° $R = r + t/2$ $R = 2.46 + 1.6$ $R = 3.26 \text{ mm}$ $L_c = 1.57 R \quad L_c = 5.118 \text{ mm} \quad c = 0.637 R \quad c = 2.07 \text{ mm}$	
Longitud del alma $L_{Alma} = H - 2(r + t)$ $L_{Alma} = 100 - 2(2.46 + 1.6)$ $L_{Alma} = 91.88 \text{ mm}$	
Distancia del eje x-x al CG de las esquinas $Y_e = (L_{Alma}/2) + c$ $Y_e = 48.01 \text{ mm}$	Momento de Inercia $I_x = I'_x(t)$ $I_x = 471225.04 \text{ mm}^4 = 47.12 \text{ cm}^4$
Longitud del labio $d = C - r$ $d = 17 - 2.46 \quad d = 14.54 \text{ mm}$	Módulo de sección $S_x = I_x / (H/2)$ $S_x = 9424.5 \text{ mm}^3 = 9.42 \text{ cm}^3$
Longitud de toda la sección $L_t = 2 L_{Ala} + L_{Alma} + 2 L_c + 2d \quad L_t = 194.95 \text{ mm}$	Área de la sección $A = L_t(t)$ $A = 311.92 \text{ mm}^2 = 3.12 \text{ cm}^2$

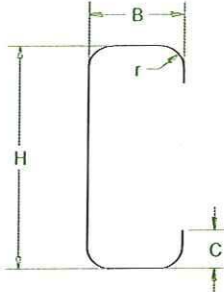
Perfil PGC 200 x 1.6

Longitud del Ala $L_{Ala} = B - (r + t)$ $L_{Ala} = 35 - (2.46 + 1.6)$ $L_{Ala} = 30.94 \text{ mm}$	
Distancia del eje x-x la línea central del ala $Y_{Ala} = (H/2) - (t/2)$ $Y_{Ala} = (204/2) - (1.6/2)$ $Y_{Ala} = 101.2 \text{ mm}$	$I'_{alas} = L_{Ala} \cdot y_{Ala}^2$ $I'_{alas} = 310870 \text{ mm}^3$ $I'_{alma} = 1/12 (L_{Ala})^3$ $I'_{alma} = 626310 \text{ mm}^3$ $I'_{esquinas} = L_c \cdot y_c^2$ $I'_{esquinas} = 51190.2 \text{ mm}^3$ $I'_x = 2(310870) + 626310 + 2(51190.2)$ $I'_x = 1362430.4 \text{ mm}^3$
Propiedades de las esquinas a 90° $R = r + t/2$ $R = 2.46 + 1.6/2$ $R = 3.26 \text{ mm}$ $L_c = 1.57 R \quad L_c = 5.118 \text{ mm} \quad c = 0.637 R \quad c = 2.07 \text{ mm}$	Momento de Inercia $I_x = I'_x \square t$ $I_x = 2179888.6 \text{ mm}^4 = 217.98 \text{ cm}^4$
Longitud del alma $L_{Alma} = H - 2(r + t)$ $L_{Alma} = 204 - 2(2.46 + 1.6)$ $L_{Alma} = 195.88 \text{ mm}$	Módulo de Sección $S_x = I_x / (H/2)$ $S_x = 21371.457 \text{ mm}^3 = 21.37 \text{ cm}^4$
Distancia del eje x-x al CG de las esquinas $Y_e = (L_{Alma}/2) + c$ $Y_e = 100.01 \text{ mm}$	Momento de Inercia Lineal I'_x $I'_x = 2I'_{alas} + I'_{alma} + 2I'_{esquinas}$
Longitud de toda la sección $L_t = 2 L_{Ala} + L_{Alma} + 2 L_c \quad L_t = 408.516 \text{ mm}$	Área de la sección $A = L_t (t)$ $A = 653.626 \text{ mm}^2 = 6.53 \text{ cm}^2$

Perfil PGG 200 x 1.6

Longitud del Ala $L_{Ala} = B - (r + t)$ $L_{Ala} = 44 - 2(2.46 + 1.6)$ $L_{Ala} = 35.88 \text{ mm}$	
Distancia del eje x-x la línea central del ala $Y_{Ala} = (H/2) - (t/2)$ $Y_{Ala} = (200/2) - (1.6/2)$ $Y_{Ala} = 99.2 \text{ mm}$	Momento de Inercia Lineal I'_x $I'_x = 2 I'_{Alas} + I'_{Alma} + 2 I'_{Esquinas} + 2 I'_{labio}$ $I'_x = 2 I'_{Alas} + I'_{Alma} + 2 I'_{Esquinas}$ $I'_{Alas} = L_{Ala} (Y_{Ala})^2 \quad I'_{Alas} = 353082.16 \text{ mm}^3$ $I'_{Alma} = (1/12) (L_{Alma})^3 \quad I'_{Alma} = 588718 \text{ mm}^3$ $I'_{Esquinas} = L_c (Y_e)^2$ $I'_{Esquinas} = 49163.304 \text{ mm}^3$ $I'_{labio} = d (Y_l)^2$ $I'_{labio} = 14.54 (98.01 - 7.27)^2$ $I'_{labio} = 119718.7 \text{ mm}^3$ $I'_x = 1632646.32 \text{ mm}^3$
Propiedades de las esquinas a 90° $R = r + t/2$ $R = 2.46 + 0.8$ $R = 3.26 \text{ mm}$ $L_c = 1.57 R \quad L_c = 5.118 \text{ mm} \quad c = 0.637 R \quad c = 2.07 \text{ mm}$	
Longitud del alma $L_{Alma} = H - 2(r + t)$ $L_{Alma} = 200 - 2(2.46 + 1.6)$ $L_{Alma} = 191.88 \text{ mm}$	
Distancia del eje x-x al CG de las esquinas $Y_e = (L_{Alma}/2) + c$ $Y_e = 98.01 \text{ mm}$	Momento de Inercia $I_x = I'_x(t)$ $I_x = 2612234.12 \text{ mm}^4 = 261.22 \text{ cm}^4$
Longitud del labio $d = C - r \quad d = 17 - 2.46 \quad d = 14.54 \text{ mm}$	Módulo de sección $S_x = I_x / (H/2)$ $S_x = 26122.34 \text{ mm}^3 = 26.12 \text{ cm}^3$
Longitud de toda la sección $L_t = 2 L_{Ala} + L_{Alma} + 2 L_c + 2d \quad L_t = 302.95 \text{ mm}$	Área de la sección $A = L_t (t)$ $A = 484.72 \text{ mm}^2 = 4.84 \text{ cm}^2$

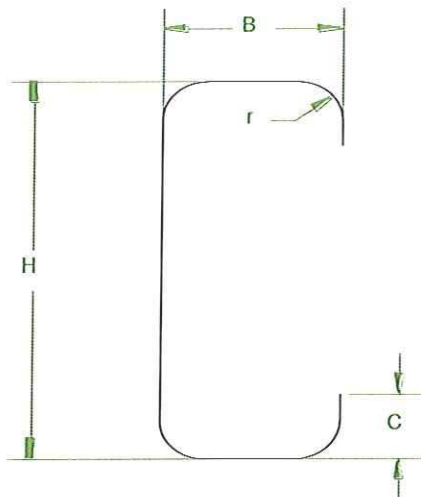
Perfil PGG 200 x 1.24

Longitud del Ala $L_{Ala} = B - (r + t)$ $L_{Ala} = 44 - 2(1.92 + 1.24)$ $L_{Ala} = 37.68 \text{ mm}$	
Distancia del eje x-x la línea central del ala $Y_{Ala} = (H/2) - (t/2)$ $Y_{Ala} = (200/2) - (1.24/2)$ $Y_{Ala} = 99.38 \text{ mm}$	Momento de Inercia Lineal I'_x $I'_x = 2 I'_{Alas} + I'_{Alma} + 2 I'_{Esquinas} + 2 I'_{labio}$ $I'_x = 2 I'_{Alas} + I'_{Alma} + 2 I'_{Esquinas}$ $I'_{Alas} = L_{Ala} (Y_{Ala})^2 \quad I'_{Alas} = 372142.16 \text{ mm}^3$ $I'_{Alma} = (1/12) (L_{Alma})^3$ $I'_{Alma} = 605442.75 \text{ mm}^3$ $I'_{Esquinas} = L_c (Y_e)^2$ $I'_{Esquinas} = 38575.76 \text{ mm}^3$ $I'_{labio} = d (Y_l)^2$ $I'_{labio} = 15.08 (98.45 - 7.54)^2$ $I'_{labio} = 124630.59 \text{ mm}^3$ $I'_x = 1676139.77 \text{ mm}^3$
Propiedades de las esquinas a 90° $R = r + t/2$ $R = 1.92 + 1.24/2$ $R = 2.54 \text{ mm}$ $L_c = 1.57 R \quad L_c = 3.98 \text{ mm} \quad c = 0.637 R \quad c = 1.61 \text{ mm}$	
Longitud del alma $L_{Alma} = H - 2(r + t)$ $L_{Alma} = 200 - 2(1.92 + 1.24)$ $L_{Alma} = 193.68 \text{ mm}$	
Distancia del eje x-x al CG de las esquinas $Y_e = (L_{Alma}/2) + c$ $Y_e = 98.45 \text{ mm}$	Momento de Inercia $I_x = I'_x (t)$ $I_x = 2078413.31 \text{ mm}^4 = 207.84 \text{ cm}^4$
Longitud del labio $d = C - r$ $d = 13.84 \text{ mm}$	Módulo de sección $S_x = I_x / (H/2)$ $S_x = 20784.13 \text{ mm}^3 = 20.78 \text{ cm}^3$
Longitud de toda la sección $L_t = 2 L_{Ala} + L_{Alma} + 2 L_c + 2d \quad L_t = 307.16 \text{ mm}$	Área de la sección $A = L_t (t)$ $A = 380.87 \text{ mm}^2 = 3.81 \text{ cm}^2$

Análisis Estructural de la Vivienda

Cubierta

Perfil PGG 100 x 0.89



Elemento	Dimensión
H	100 mm
B	40 mm
C	17 mm
r	1.40 mm
t	0.89 mm
I_x	28.71 cm^4
I_y	4.56 cm^4
A	1.84 cm^2
S_x	5.74 cm^3

Características

Cálculo de la Resistencia

Como acción de las cargas gravitatorias se tomara la combinación más crítica, de acuerdo a lo establecido por la norma AISI y mencionado anteriormente. En nuestro caso la combinación 2 igual a $1.2D + 1.6L + 0.5S$, corroborado por el software de diseño estructural respectivamente, resulto ser la combinación de carga más crítica. El cálculo del momento flector actuante se realizara en la cabreada más crítica, y de acuerdo a lo establecido en la norma AISI S100, 2007 Edition, sección B, Elementos, por el método de diseño DFCR.

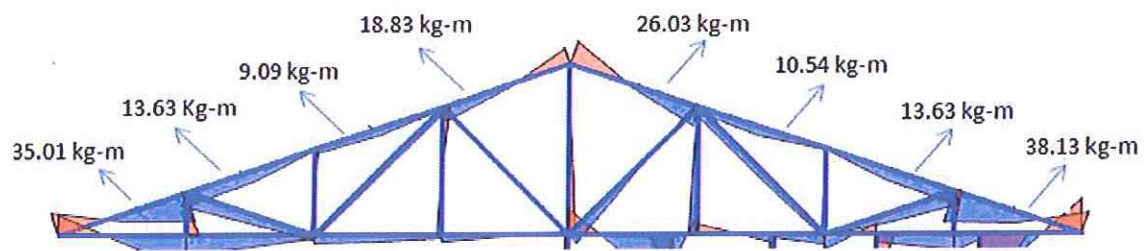


Figura 3.13. Momento Último en la cercha más crítica.

Momento Último sobre la viga

$$C = 1.2D + 1.6L + 0.5S$$

$$D = 50.48$$

$$L = 122.32$$

$$S = 27.52$$

$$C = 270.048 \text{ kg/m}$$

$$L_{\text{viga}} = 0.7906 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{CL^2}{8} = \frac{270.48 \times (0.7906)^2}{8}$$

$$M_u = 21.6 \text{ kg.m} = 21.18 \text{ kN.cm}$$

Verificación de relaciones de esbeltez, Sección B1.1.

$$\text{Ala } \frac{b}{t} = \frac{35.42}{0.89} = 39.8 < 60 \text{ Cumple}$$

$$\text{Labio } \frac{d}{t} = \frac{15.60}{0.89} = 17.52 < 60 \text{ Cumple}$$

$$\text{Alma } \frac{h}{t} = \frac{95.42}{0.89} = 107.21 < 200 \text{ Cumple}$$

Determinación de anchos efectivos de elementos comprimidos para resistencia, sección B2.1.

$$f_3 = f = 25 \text{ kg/m}^2$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{15.6}{0.89} \right) \sqrt{\frac{25}{1.99e^4}}$$

$$\lambda = 0.3255 < 0.673 \text{ labio efectivo}$$

Ala

$$L_{\text{ala}} = w = 35.42 \text{ mm}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

$$F_{rc} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{w} \right)^2$$

$$f = F_y = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 1.99e^4 \text{ kN/cm}^2$$

Como el ala del perfil se conecta al borde de un labio rigidizador, el valor de K estará comprendido entre 0.43 y 4, y se calcula según lo establecido en la sección B4.2.

Factor K 0.43 → 4

Estimación

$$S = 1.28 \sqrt{\frac{E}{f}}$$

$$S = 36.11$$

$$0.328S = 0.328(36.11)$$

$$0.328S = 11.84$$

$$\frac{w}{t} = \frac{35.42}{0.89}$$

$$\frac{w}{t} = 39.8$$

Como $w/t = 39.8 > 0.328S = 11.84$

Entonces:

$$b_1 = \frac{b}{2} (R_1)$$

$$b_2 = b - b_1$$

K se debe calcular de acuerdo a la tabla B4.2

Tabla 3.22. Determinación del coeficiente k de la plancha

Rigidizador de borde de labio simple ($140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ$)		Otras formas de rigidizadores de borde
$D/w \leq 0.25$	$0.25 < D/w \leq 0.8$	$3.57(RI)n + 0.43 \leq 4$
$3.57(RI)n + 0.43 \leq 4$	$(4.82 - 5D/w)(RI)n + 0.43 \leq 4$	

$$\frac{D}{W} = \frac{17}{35.42} = 0.48$$

$$\text{Como } 0.25 < D/W = 0.48$$

$$K = \left(4.82 - \frac{5D}{W}\right) (R_1)^n$$

$$R_1 = \frac{I_s}{I_a} \leq 1$$

$$I_a = 399t^4 \left[\frac{W/t}{S} - 0.328 \right] \leq t^4 \left[115 \frac{W/t}{S} + 5 \right]$$

$$I_a = 116.6 > 89.29 \text{ no cumple}$$

$$I_s = \frac{td^3}{12} = \frac{0.89(15.6)^3}{12} = 281.5$$

$$R_1 = \frac{I_s}{I_a} \leq 1$$

$$R_1 = \frac{281.5}{116.16} \leq 1$$

$$R_1 = 2.42 \text{ por lo que } R_1 = 1$$

$$n = \left[0.582 - \frac{W/t}{S} \right] \geq \frac{1}{3}$$

$$n = 0.30 \geq 0.333$$

$$K = \left(4.82 - \frac{5(17)}{35.42} \right) (1)^{\frac{1}{3}} + 0.43 \leq 4$$

$$F_{rc} = 2.85 \frac{\pi^2 1.99e^4}{12((1 - 0.3^2))} \left(\frac{0.89}{35.42} \right)^2$$

$$F_{rc} = 32.36 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{25}{32.36}}$$

$\lambda = 0.87 \leq 0.673 \rightarrow$ se reduce el ancho plano

$$\rho = \left[1 - \left(0.22/\lambda\right)\right]/\lambda$$

$$\rho = \left[1 - \left(0.22/0.87\right)\right]/0.87$$

$$\rho = 0.85$$

$$b = \rho w$$

$$b = 0.85(35.42)$$

$$b = 30.10\text{mm}$$

Tabla 3.23. Características geométricas del Perfil PGG 100x0.89

Elemento	Longitud L(mm)	Distancia a la fibra superior Y(mm)	LY (mm ²)	LY ² (mm ³)	Inercia Centroidal I _o (mm ³)
Ala Sup.	30.10	0.445	13.4	5.96	
Esq. Sup.	2.89	1.17	3.38	3.95	
Labio Sup.	15.6	16.55	258.18	4272.88	1/12(15.6) ³ =1898.21
Alma	95.42	50	4771	238550	1/12(95.42) ³ =72399.7
Esq. Inf.	2.89	98.83	285.62	28227.7	
Ala Inf.	35.42	99.55	3526.06	351019	
Labio Inf.	15.6	83.45	1301.82	108637	1/12(15.6) ³ =1898.21
Σ	197.92		10159.5	730716	76196.1

Distancia de la fibra neutra a la fibra superior

$$v = \sum (LY)/L$$

$$v = \frac{10159.5}{197.92} = 51.33\text{mm}$$

Inercia fibra superior

$$I'_{fs} = \sum (LY^2) + \sum (Lo)$$

$$I'_{fs} = 730716 + 76196.1$$

$$I'_{fs} = 806912$$

Momento de inercia lineal respecto al eje x'

$$I'_{x'} = I'_{fs} - v^2 \sum L$$

$$I'_{x'} = 806912 - 51.33^2(197.92)$$

$$I'_{x'} = 285439$$

Momento de inercia real.

$$I_x = I'_{x'}(t)$$

$$I_x = 254040\text{mm}^4$$

Módulo de sección resistente de la fibra superior

$$S_{x's} = \frac{I_x}{v}$$

$$S_{x's} = 4949.16\text{mm}^3$$

$$S_x = S_{x's} = 4.94\text{cm}^3$$

$$M_n = \phi_b S_e F_y$$

$$M_n = 0.9(4.94)(25)$$

$$M_n = 111.15 \text{ kN. cm}$$

$$M_u = 38.13 \text{ kg. m} = 37.36 \text{ kN. cm}$$

$$M_u = M_n \rightarrow \text{Cumple}$$

Almas y elementos rigidizados con gradiente de tensiones, sección B2.3.

Alma

Factor de esbeltez del alma

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$K = 4 + 2(1 - \Psi)^3 + 2(1 - \Psi)$$

$$\Psi = \frac{f_2}{f_1}$$

$$F_{\max} = \frac{M_{\max}}{S_x}$$

$$F_{\max} = \frac{111.15 \text{ kN} \cdot \text{cm}}{4.94 \text{ cm}^3} = 22.15 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_1 = \left[\frac{(50 - 2.29)}{50} \right] 22.15$$

$$f_1 = 21.46 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{Compresión}$$

$$f_2 = -f_1 = -21.46 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{Tracción}$$

$$\Psi = -1$$

$$K = 4 + 2(1 - (-1))^3 + 2(1 - (-1))$$

$$K = 24$$

$$F_y = f_1 = 21.46 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{24}} \left(\frac{95.42}{0.89} \right) \sqrt{\frac{21.46}{1.99 \times 10^4}}$$

$$\lambda = 0.756 \leq 0.673 \text{ no cumple}$$

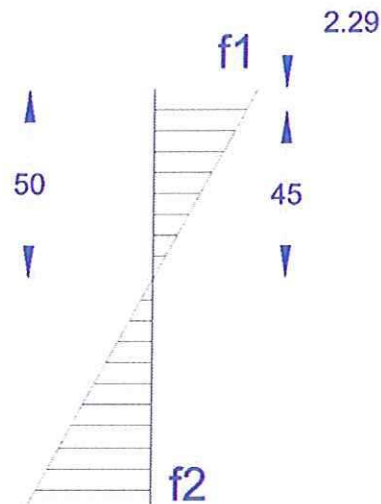
Se debe reducir el ancho efectivo.

$$\rho = \left[1 - \left(0.22 / \lambda \right) \right] / \lambda$$

$$\rho = \left[1 - \left(0.22 / 0.75 \right) \right] / 0.75$$

$$\rho = 0.94$$

$$b_e = \rho w$$



$$b_e = 0.94(95.42)$$

$$b_e = 89.69\text{mm}$$

Ancho efectivo b_1

$$b_1 = b_e / (3 - \Psi)$$

$$b_1 = 89.7 / (3 + 1)$$

$$b_1 = 22.45\text{mm}$$

Como $\Psi = -1 < 0.236$

Entonces

$$b_2 = b_e / 2$$

$$b_2 = 89.7 / 2$$

$$b_2 = 44.85\text{mm}$$

Por lo tanto $b_1 + b_2 > L_{\text{alma}}$ sometida a compresión

$$b_1 + b_2 = 67.3\text{mm}$$

$$h_a = \frac{L_{\text{alma}}}{2} = 47.71\text{mm}$$

$67.3 > 47.71$ comprueba que toda el alma es efectiva.

El momento nominal resistente sigue siendo 111.15 kN-cm por lo cual toda la sección es efectiva y cumple con las especificaciones de la norma.

Calculo de la deformación con cargas de servicio, Δ

$$\Delta = \frac{5CL^4}{384EI}$$

$$E = 1.99e^{10} \text{ kg/m}^2$$

$$I = 2.78 e^{-7} \text{ m}^4$$

$$C = 270.048 \text{ kg/m}^2$$

$$L_{\text{viga}} = 0.7906 \text{ m} = 79 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{5(270.048)(0.7906)^4}{384(1.99e^{10})(2.78 e^{-7})}$$

$$\Delta = 0.00025 \text{ m} = 0.025 \text{ cm}$$

Calculo del desplazamiento.

$$\Delta p = \frac{L}{360}$$

$$\Delta p = \frac{79}{360} = 0.22 \text{ cm}$$

Como

$$\Delta = 0.025 < \Delta p = 0.22$$

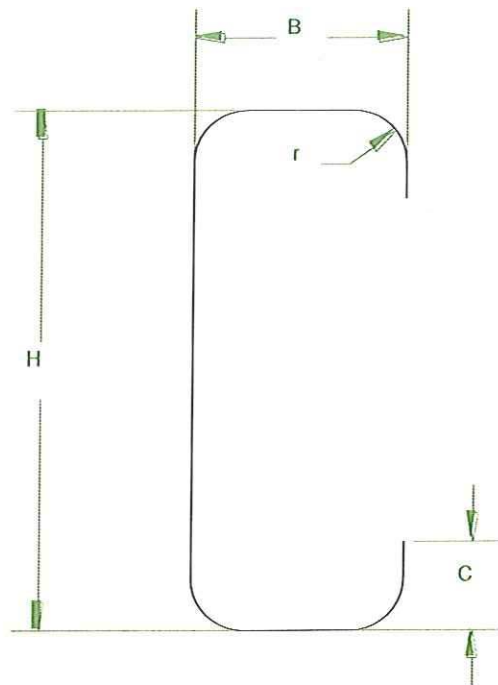
El perfil PGG 100 x 0.89 cumple con la condición de deformación por lo que puede ser empleado para el diseño de la cubierta de la cabreada.

Algunos elementos propuestos inicialmente resultan sobre-esforzados, específicamente las cerchas de la cubierta 1, 2 y 12, por lo que se recomienda para garantizar que no fallen, lo siguiente:

El perfil inicial PGG 100 x 0.89 podría ser reforzado al cambiar el mismo por un perfil PGG 100 x 1.6 y con esta medida garantizar que la cubierta no falle.

Viga Entrepiso

Perfil PGG 200 x 1.6



Elemento	Dimensión
H	200 mm
B	44 mm
C	17 mm
r	2.46 mm
t	1.6 mm
I_x	261.22 cm^4
I_y	11.82 cm^4
A	4.84 cm^2
S_x	26.12 cm^3

Características

Momento Último sobre la viga

$$C = 1.2D + 1.6L + 0.5S$$

$$D = 46.90$$

$$L = 122.32$$

$$S = 27.52$$

$$C = 266.776 \text{ kg/m}$$

$$L_{\text{viga}} = 3 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{CL^2}{8} = \frac{266.776 \times (3)^2}{8}$$

$$M_u = 300.123 \text{ kg. m} = 294.42 \text{ kN. cm}$$

Verificación de relaciones de esbeltez, Sección B1.1.

$$\text{Ala } \frac{b}{t} = \frac{35.88}{1.6} = 22.425 < 60 \text{ Cumple}$$

$$\text{Labio } \frac{d}{t} = \frac{14.54}{1.6} = 9.08 < 60 \text{ Cumple}$$

$$\text{Alma } \frac{h}{t} = \frac{191.88}{1.6} = 119.5 < 200 \text{ Cumple}$$

Determinación de anchos efectivos de elementos comprimidos para resistencia, sección B2.1.

$$f_3 = f = 25 \text{ kg/m}^2$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{14.54}{1.6} \right) \sqrt{\frac{25}{1.99 \times 10^4}}$$

$$\lambda = 0.51 < 0.673 \text{ labio efectivo}$$

Ala

$$L_{\text{ala}} = w = 38.88 \text{ mm}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

$$F_{rc} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - u^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

$$f = F_y = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 1.99 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

Como el ala del perfil se conecta al borde de un labio rigidizador, el valor de K estará comprendido entre 0.43 y 4, y se calcula según lo establecido en la sección B4.2.

Factor K 0.43 → 4

Estimación

$$S = 1.28 \sqrt{\frac{E}{f}}$$

$$S = 36.11$$

$$0.328S = 0.328(36.11)$$

$$0.328S = 11.84$$

$$\frac{w}{t} = \frac{35.88}{1.8}$$

$$\frac{w}{t} = 22.425$$

$$\text{Como } \frac{w}{t} = 22.425 < 0.328S = 11.84$$

Entonces:

$$b_1 = \frac{b}{2} (R_1)$$

$$b_2 = b - b_1$$

K se debe calcular de acuerdo a la tabla B4.2

Tabla 3.22. Determinación del coeficiente k de la plancha

Rigidizador de borde de labio simple ($140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ$)		Otras formas de rigidizadores de borde
$D/w \leq 0,25$	$0,25 < D/w \leq 0,8$	$3,57(RI)n + 0,43 \leq 4$
$3,57(RI)n + 0,43 \leq 4$	$(4,82 - 5D/w)(RI)n + 0,43 \leq 4$	

$$\frac{D}{W} = \frac{17}{35.88} = 0.47$$

Como $0.25 < D/W = 0.47$

$$K = \left(4.82 - \frac{5D}{w}\right) (R_1)^n + 0.43 \leq 4$$

$$R_1 = \frac{I_s}{I_a} \leq 1$$

$$I_a = 399t^4 \left[\frac{w/t}{S} - 0.328 \right] \leq t^4 \left[115 \frac{w/t}{S} + 5 \right]$$

$$I_a = 65.69 < 500.7 \text{ cumple}$$

$$I_s = \frac{td^3}{12} = \frac{1.6(14.54)^3}{12} = 409.85$$

$$R_1 = \frac{I_s}{I_a} \leq 1$$

$$R_1 = \frac{409.85}{65.69} \leq 1$$

$$R_1 = 6.23 \text{ por lo que } R_1 = 1$$

$$n = \left[0.582 - \frac{w/t}{S} \right] \geq \frac{1}{3}$$

$$n = 0.42 \geq 0.333$$

Por lo que se toma

$$n = 0.42$$

$$K = \left(4.82 - \frac{5(17)}{35.88} \right) (1)^{0.42} + 0.43 \leq 4$$

$$K = 2.88$$

$$F_{rc} = 2.85 \frac{\pi^2 1.99e^4}{12((1 - 0.3^2))} \left(\frac{1.60}{35.88} \right)^2$$

$$F_{rc} = 103 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{25}{103}}$$

$$\lambda = 0.49 \leq 0.673 \rightarrow \text{Ala totalmente efectiva}$$

Almas y elementos rigidizados con gradiente de tensiones, sección B2.3.

Alma

Factor de esbeltez del alma

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{K}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$K = 4 + 2(1 - \Psi)^3 + 2(1 - \Psi)$$

$$\Psi = \frac{f_2}{f_1}$$

$$f_1 = -f_2$$

$$\Psi = -1$$

$$K = 4 + 2(1 - (-1))^3 + 2(1 - (-1))$$

$$K = 24$$

$$F_y = f = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{24}} \left(\frac{191.88}{1.6} \right) \sqrt{\frac{25}{1.99e^4}}$$

$$\lambda = 0.91 \leq 0.673 \text{ no cumple}$$

Se debe reducir el ancho efectivo.

$$\rho = \left[1 - \left(0.22 / \lambda \right) \right] / \lambda$$

$$\rho = \left[1 - \left(0.22 / 0.91 \right) \right] / 0.91$$

$$\rho = 0.83$$

$$b_e = \rho w$$

$$b_e = 0.83(191.88)$$

$$b_e = 159.88 \text{ mm}$$

Ancho efectivo b_1

$$b_1 = b_e / (3 - \Psi)$$

$$b_1 = 159.88 / (3 + 1)$$

$$b_1 = 39.97 \text{ mm}$$

Como $\Psi = -1 < 0.236$

Entonces

$$b_2 = b_e / 2$$

$$b_2 = 159.88 / 2$$

$$b_2 = 79.94 \text{ mm}$$

Por lo tanto $b_1 + b_2 > L_{alma}$ sometida a compresión

$$b_1 + b_2 = 191.91 \text{ mm}$$

$$h_a = \frac{L_{alma}}{2} = 94.44 \text{ mm}$$

119.91 > 95.44 comprueba que toda el alma es efectiva.

$$\phi M_n = \phi S_e F_y$$

$$\phi M_n = 0.90(26.12 \text{ cm}^3) (25 \text{ kN/cm}^2)$$

$$\phi M_n = 587.7 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

De acuerdo con los resultados obtenidos con el software, el momento último M_u de la viga más crítica es igual a 179.7 kN-cm.

Por lo que el perfil PGG 200 x 1.6 queda comprobado cómo sigue.

$$M_u = 179.7 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$\phi M_n = 587.7 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_u < \phi M_n \rightarrow \text{Verifica}$$

Calculo de la deformación con cargas de servicio, Δ

$$\Delta = \frac{5CL^4}{384EI}$$

$$E = 1.99 \times 10^{10} \text{ kg/m}^2$$

$$I = 2.61 \times 10^{-7} \text{ m}^4$$

$$C = 266.776 \text{ kg/m}^2$$

$$L_{\text{viga}} = 3.00 \text{ m} = 300 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{5(266.776)(3)^4}{384(1.99 \times 10^{10})(2.78 \times 10^{-7})}$$

$$\Delta = 0.0056 \text{ m} = 0.56 \text{ cm}$$

Calculo del desplazamiento.

$$\Delta_p = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_p = \frac{300}{360} = 0.83 \text{ cm}$$

Como

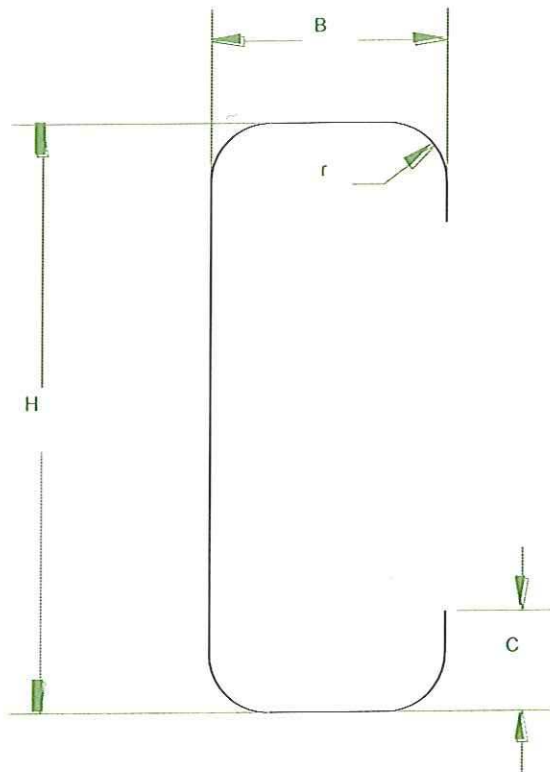
$$\Delta = 0.56 < \Delta_p = 0.83$$

El perfil PGG 200 x 1.6 cumple con la condición de deformación por lo que puede ser empleado para el diseño de la cubierta del entrepiso.

Paneles para planta alta

Perfil PGG 100 x 1.24

Características



Elemento	Dimensión
H	100 mm
B	40 mm
C	17 mm
r	1.92 mm
t	1.24 mm
I_x	39.35 cm ⁴
I_y	6.13 cm ⁴
J	0.0128 cm ⁴
β	0.6
A	2.46 cm ²
S_x	7.87 cm ³
C_w	149.92 cm ⁶
x_o	3.875 cm
r_o	5.359 cm
r_y	1.549 cm

Calculo de resistencia

El cálculo de la resistencia a pandeo lateral se realizará de acuerdo a lo establecido en la norma AISI S100, 2007 Edition, sección C, Miembros, Elementos sometidos a pandeo lateral, C 3.1.2, por el método de diseño DFCR.

Tensión al pandeo flexional

$$L_y = 130\text{cm}$$

$$K_y = 1$$

$$r_y = 1549\text{cm}$$

$$F_{e1} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

$$F_{e1} = \frac{\pi^2(1.99e^4)}{(1(130)/1.549)^2}$$

$$F_{e1} = 27.88 \text{ kN/cm}^2$$

Tensión al pandeo flexo torsional

$$L_x = 255\text{cm}$$

$$K_x = 1$$

$$r_x = 3.875\text{cm}$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2}$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2(1.99e^4)}{(1(255)/3.875)^2}$$

$$\sigma_{ex} = 45.35 \text{ kN/cm}^2$$

$$L_t = 130\text{cm}$$

$$K_t = 0.43$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$\sigma_t = \frac{1}{2.46(5.35)^2} \left[7690(0.0128) + \frac{\pi^2(1.99e^4)}{(0.43 \times 130)^2} \right]$$

$$\sigma_t = 118.3 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{e2} = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$F_{e2} = \frac{1}{2(0.6)} \left[(45.35 + 118.3) - \sqrt{(45.35 + 118.3)^2 - 4(0.60)(45.35)(118.3)} \right]$$

$$F_{e2} = 38.10 \text{ kN/cm}^2$$

Tensión nominal de Pandeo

Se usa la tensión al pandeo flexional ya que resulto ser la menor, tal como lo establece la norma en l sección C4.1.

Área Efectiva de acuerdo a la sección B2.2.a

$$F = 27.88 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{25}{27.88}} = 0.94$$

Como

$$\lambda_c < 1.5$$

$$F_n = (0.658^{(\lambda_c)^2}) F_y$$

$$F_n = (0.658^{(0.94)^2}) 25$$

$$F_n = 17.27 \text{ kN/cm}^2$$

Área efectiva de acuerdo a la sección B2.2.a

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$K = 4$$

$$f_1 = F_y$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{4}} \left(\frac{93.68}{1.24} \right) \sqrt{\frac{25}{1.99e^4}}$$

$$\lambda = 1.4$$

Como

$$\lambda > 0.673$$

$$b = wp$$

$$\rho = \frac{\left[1 - \frac{0.22}{\lambda}\right]}{\lambda}$$

$$\rho = \frac{\left[1 - \frac{0.22}{1.4}\right]}{1.4}$$

$$\rho = 0.60$$

$$b = 93.68\text{mm}(0.602)$$

$$b = 56.4\text{mm}$$

$$A_e = A_t - A_{\text{no Efectiva}}$$

$$A_{\text{no Efectiva}} = (w - b)t$$

$$A_{\text{no Efectiva}} = (93.68 - 56.4)(1.24)$$

$$A_{\text{no Efectiva}} = 46.22 \text{ mm}^2 = 0.4622\text{cm}^2$$

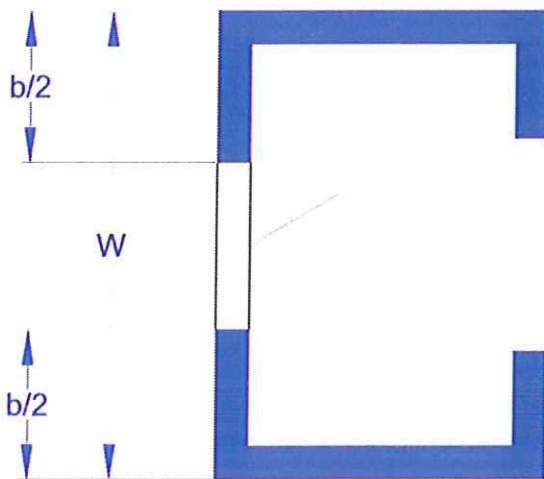
$$A_e = 2.46 - 0.4622$$

$$A_e = 1.99\text{cm}^2$$

$$\phi_c P_n = \phi_c A_e (F_n)$$

$$\phi_c P_n = 0.85(1.99\text{cm}^2) (17.27 \text{ kN/cm}^2)$$

$$\phi_c P_n = 29.32\text{kN}$$



Área no efectiva

Figura 3.14. Área Efectiva

De acuerdo con los resultados obtenidos con el software la carga última P_u sobre el montante más crítico es igual a 6.4kN.

Por lo que el perfil PGG 100 x 1.24 queda comprobado cómo sigue.

$$P_u = 6.4\text{kN}$$

$$\phi_c P_n = 29.34\text{kN}$$

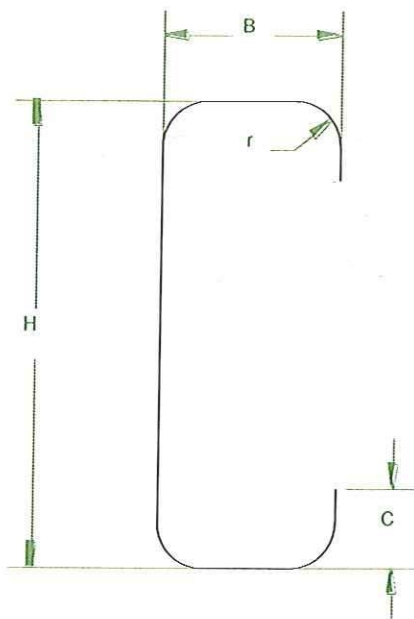
$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{6.4\text{kN}}{29.32\text{kN}}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0.22 \rightarrow \text{verifica}$$

Paneles para planta baja

Perfil PGG 100 x 1.6

Características



Elemento	Dimensión
H	100 mm
B	40 mm
C	17 mm
r	2.46 mm
t	1.6 mm
I _x	47.12 cm ⁴
I _y	7.61 cm ⁴
J	0.0274 cm ⁴
β	0.61
A	3.12 cm ²
S _x	9.42 cm ³
cw	186.29 cm ⁶
x ₀	3.857 cm
r ₀	5.315 cm
r _y	1.5328 cm

Tensión al pandeo flexional

Ly	130 cm
Ky	1
Ry	1.5328 cm
Fe1	27.30 kN/cm ²

Tensión al pandeo flexotorsional

Lx	255 cm
Kx	1
rx	3.857 cm
σ_{ex}	44.93 kN/cm ²
Lt	130 cm
Kt	0.43
σ_t	135.23 kN/cm ²
β	0.61
Fe2	38.83 kN/cm ²

Tensión nominal de Pandeo

Fe	27.30 kN/cm ²
λ_c	0.957
Fn	17.04 kN/cm ²
w	91.88 mm
ρ	0.74
b	68 mm
Ae	2.74 cm ²
ϕP_n	39.68 kN

De acuerdo con los resultados obtenidos con el software la carga última P_u sobre el montante más crítico es igual a 13.77 kN.

Por lo que el perfil PGG 100 x 1.24 queda comprobado cómo sigue.

$$P_u = 13.77 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 39.68 \text{ kN}$$

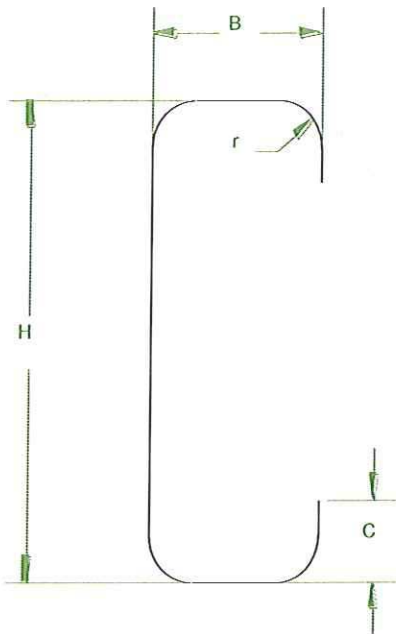
$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{13.77 \text{ kN}}{39.68 \text{ kN}}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0.34 \rightarrow \text{verifica}$$

Análisis de la Cubierta a Compresión

Perfil PGG 100 x 0.89

Características



Elemento	Dimensión
H	100 mm
B	40 mm
C	17 mm
r	1.40 mm
t	0.89 mm
I_x	27.8 cm ⁴
I_y	4.56 cm ⁴
J	0.0048 cm ⁴
β	0.603
A	1.81 cm ²
S_x	5.56 cm ³
C_w	111.59 cm ⁶
x_o	3.89 cm
r_o	5.40 cm
r_y	1.56 cm

Tensión al pandeo flexional

L_y	40 cm
K_y	1
r_y	1.56 cm
F_{e1}	298.73 kN/cm ²

Tensión al pandeo flexotorsional

L_x	79 cm
K_x	1
r_x	3.89 cm
σ_{ex}	476.20 kN/cm ²
L_t	40 cm
K_t	0.43
σ_t	1404 kN/cm ²
β	0.603
F_{e2}	409.32 kN/cm ²

Tensión nominal de Pandeo

F_e	298.73 kN/cm ²
λ_c	0.29
F_n	24.13 kN/cm ²
w	95.42 mm
ρ	0.446
b	41.87 mm
A_e	1.34 cm ²
ϕP_n	27.48 kN

De acuerdo con los resultados obtenidos con el software la carga última P_u sobre la viga más crítica es igual a 11.77 kN.

Por lo que el perfil PGG 100 x 0.89 queda comprobado cómo sigue.

$$P_u = 11.77 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 27.48 \text{ kN}$$

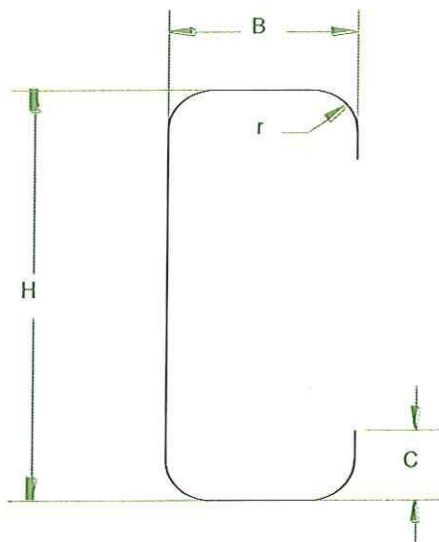
$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{11.77 \text{ kN}}{27.48 \text{ kN}}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0.43 \rightarrow \text{verifica}$$

Análisis Estructural de la vivienda con perfiles de menor espesor.

Viga Entrepiso

Perfil PGG 200 x 1.24



Elemento	Dimensión
H	200 mm
B	44 mm
C	17 mm
r	1.92 mm
t	1.24 mm
I_x	207.84 cm^4
I_y	9.49 cm^4
A	3.81 cm^2
S_x	20.78 cm^3

Características

Momento Último sobre la viga

$$C = 1.2D + 1.6L + 0.5S$$

$$D = 46.90$$

$$L = 122.32$$

$$S = 27.52$$

$$C = 266.776 \text{ kg/m}$$

$$L_{\text{viga}} = 3 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{CL^2}{8} = \frac{266.776 \times (3)^2}{8}$$

$$M_u = 300.123 \text{ kg.m} = 294.42 \text{ kN.cm}$$

Verificación de relaciones de esbeltez, Sección B1.1.

$$\text{Ala } \frac{b}{t} = \frac{37.68}{1.24} = 30.38 < 60 \text{ Cumple}$$

$$\text{Labio } \frac{d}{t} = \frac{15.08}{1.24} = 12.16 < 60 \text{ Cumple}$$

$$\text{Alma } \frac{h}{t} = \frac{193.68}{1.24} = 156.19 < 200 \text{ Cumple}$$

Determinación de anchos efectivos de elementos comprimidos para resistencia, sección B2.1.

$$f_3 = f = 25 \text{ kg/m}^2$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{14.54}{1.6} \right) \sqrt{\frac{25}{1.99 \times 10^4}}$$

$$\lambda = 0.51 < 0.673 \text{ labio efectivo}$$

Ala

$$L_{\text{ala}} = w = 37.68 \text{ mm}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - u^2)} \left(\frac{t}{w} \right)^2$$

$$f = F_y = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 1.99 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

Como el ala del perfil se conecta al borde de un labio rigidizador, el valor de K estará comprendido entre 0.43 y 4, y se calcula según lo establecido en la sección B4.2.

Factor K 0.43 → 4

Estimación

$$S = 1.28 \sqrt{\frac{E}{f}}$$

$$S = 36.11$$

$$0.328S = 0.328(36.11)$$

$$0.328S = 11.84$$

$$\frac{w}{t} = \frac{37.68}{1.24}$$

$$\frac{w}{t} = 30.38$$

$$\text{Como } \frac{w}{t} = 30.38 < 0.328S = 11.84$$

Entonces:

$$b_1 = \frac{b}{2}(R_1)$$

$$b_2 = b - b_1$$

K se debe calcular de acuerdo a la tabla B4.2

Tabla 3.22. Determinación del coeficiente k de la plancha

Rigidizador de borde de labio simple ($140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ$)		Otras formas de rigidizadores de borde
$D/w \leq 0,25$	$0,25 < D/w \leq 0,8$	$3,57(RI)n + 0,43 \leq 4$
$3,57(RI)n + 0,43 \leq 4$	$(4,82 - 5D/w)(RI)n + 0,43 \leq 4$	

$$\frac{D}{W} = \frac{17}{35.88} = 0.47$$

$$\text{Como } 0.25 < D/W = 0.45$$

$$K = \left(4.82 - \frac{5D}{w}\right)(R_1)^n + 0.43 \leq 4$$

$$R_1 = \frac{I_s}{I_a} \leq 1$$

$$I_a = 399t^4 \left[\frac{w/t}{S} - 0.328 \right] \leq t^4 \left[115 \frac{w/t}{S} + 5 \right]$$

$$I_a = 127.59 < 240.56 \text{ cumple}$$

$$I_s = \frac{td^3}{12} = \frac{1.24(13.84)^3}{12} = 273.93$$

$$R_1 = \frac{I_s}{I_a} \leq 1$$

$$R_1 = \frac{273.93}{127.59} \leq 1$$

$$R_1 = 2.14 \text{ por lo que } R_1 = 1$$

$$n = \left[0.582 - \frac{w/t}{s} \right] \geq \frac{1}{3}$$

$$n = 0.37 \geq 0.333$$

Por lo que se toma

$$n = 0.37$$

$$K = \left(4.82 - \frac{5(17)}{37.68} \right) (1)^{0.37} + 0.43 \leq 4$$

$$K = 2.99$$

$$F_{rc} = 2.99 \frac{\pi^2 1.99e^4}{12((1 - 0.3^2))} \left(\frac{1.24}{37.68} \right)^2$$

$$F_{rc} = 58.24 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{25}{58.24}}$$

$$\lambda = 0.42 \leq 0.673 \rightarrow \text{Ala totalmente efectiva}$$

Almas y elementos rigidizados con gradiente de tensiones, sección B2.3.

Alma

Factor de esbeltez del alma

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$K = 4 + 2(1 - \Psi)^3 + 2(1 - \Psi)$$

$$\Psi = \frac{f_2}{f_1}$$

$$f_1 = -f_2$$

$$\Psi = -1$$

$$K = 4 + 2(1 - (-1))^3 + 2(1 - (-1))$$

$$K = 24$$

$$F_y = f = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{24}} \left(\frac{193.68}{1.24} \right) \sqrt{\frac{25}{1.99e^4}}$$

$$\lambda = 1.18 \leq 0.673 \text{ no cumple}$$

Se debe reducir el ancho efectivo.

$$\rho = \left[1 - \left(0.22 / \lambda \right) \right] / \lambda$$

$$\rho = \left[1 - \left(0.22 / 1.18 \right) \right] / 1.18$$

$$\rho = 0.69$$

$$b_e = \rho w$$

$$b_e = 0.69(193.68)$$

$$b_e = 133.53 \text{ mm}$$

Ancho efectivo b_1

$$b_1 = b_e / (3 - \Psi)$$

$$b_1 = 133.53 / (3 + 1)$$

$$b_1 = 33.38\text{mm}$$

Como $\Psi = -1 < 0.236$

Entonces

$$b_2 = b_e/2$$

$$b_2 = 133.53/2$$

$$b_2 = 66.76\text{mm}$$

Por lo tanto $b_1 + b_2 > L_{\text{alma}}$ sometida a compresión

$$b_1 + b_2 = 100.14\text{mm}$$

$$h_a = \frac{L_{\text{alma}}}{2} = 96.84\text{mm}$$

$100.14 > 96.84$ comprueba que toda el alma es efectiva.

$$\phi M_n = \phi S_e F_y$$

$$\phi M_n = 0.90(20.78\text{cm}^3) (25 \text{ kN/cm}^2)$$

$$\phi M_n = 467.55\text{kN.cm}$$

De acuerdo con los resultados obtenidos con el software, el momento último M_u de la viga más crítica es igual a 175.63 kN-cm.

Por lo que el perfil PGG 200 x 1.6 queda comprobado cómo sigue.

$$M_u = 175.63 \text{ kN.cm}$$

$$\phi M_n = 467.55\text{kN.cm}$$

$$M_u < \phi M_n \rightarrow \text{Verifica}$$

Calculo de la deformación con cargas de servicio, Δ

$$\Delta = \frac{5CL^4}{384EI}$$

$$E = 1.99\text{e}^{10} \text{ kg/m}^2$$

$$I = 2.61 \text{ e}^{-7}\text{m}^4$$

$$C = 266.776 \text{ kg/m}^2$$

$$L_{\text{viga}} = 3.00\text{m} = 300\text{cm}$$

$$\Delta = \frac{5(276.776)(3)^4}{384(1.99\text{e}^{10})(2.78 \text{e}^{-7})}$$

$$\Delta = 0.0070\text{m} = 0.70\text{cm}$$

Calculo del desplazamiento.

$$\Delta p = \frac{L}{360}$$

$$\Delta p = \frac{300}{360} = 0.83\text{cm}$$

Como

$$\Delta = 0.70 < \Delta p = 0.83 \rightarrow \text{cumple}$$

De acuerdo con el análisis desarrollado por el software de diseño estructural algunas vigas están siendo motivo de falla debido a que cumplen la condición establecida por la norma al límite.

Claro está que en el modelado que se realiza en el software, no se puede establecer las condiciones reales de como estarán dispuestos los perfiles en la construcción real.

Por esta razón el perfil PGG 200 x 1.24, es totalmente efectivo para ser utilizado en el entrepiso de la vivienda.

En las siguientes figuras se observa el análisis del entrepiso realizado por el software de diseño y análisis estructural con los perfiles PGG 200 x 1.24 y 200 x 1.6.

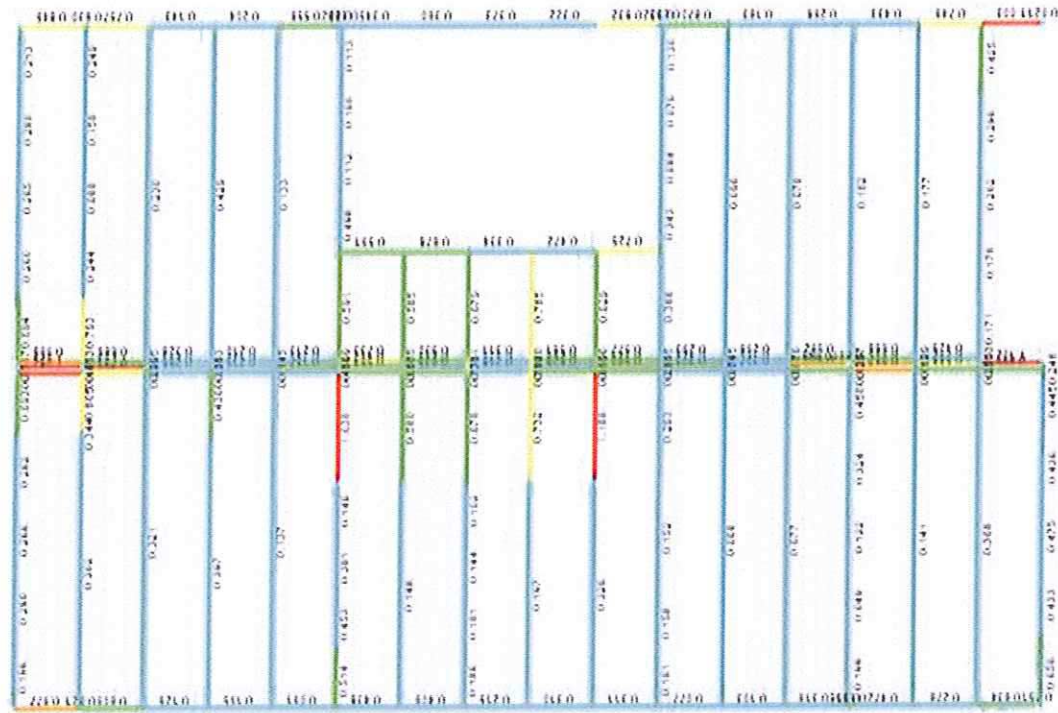


Figura 3.15. Espectro de Carga Entrepiso con el Perfil PGG 200 x 1.24

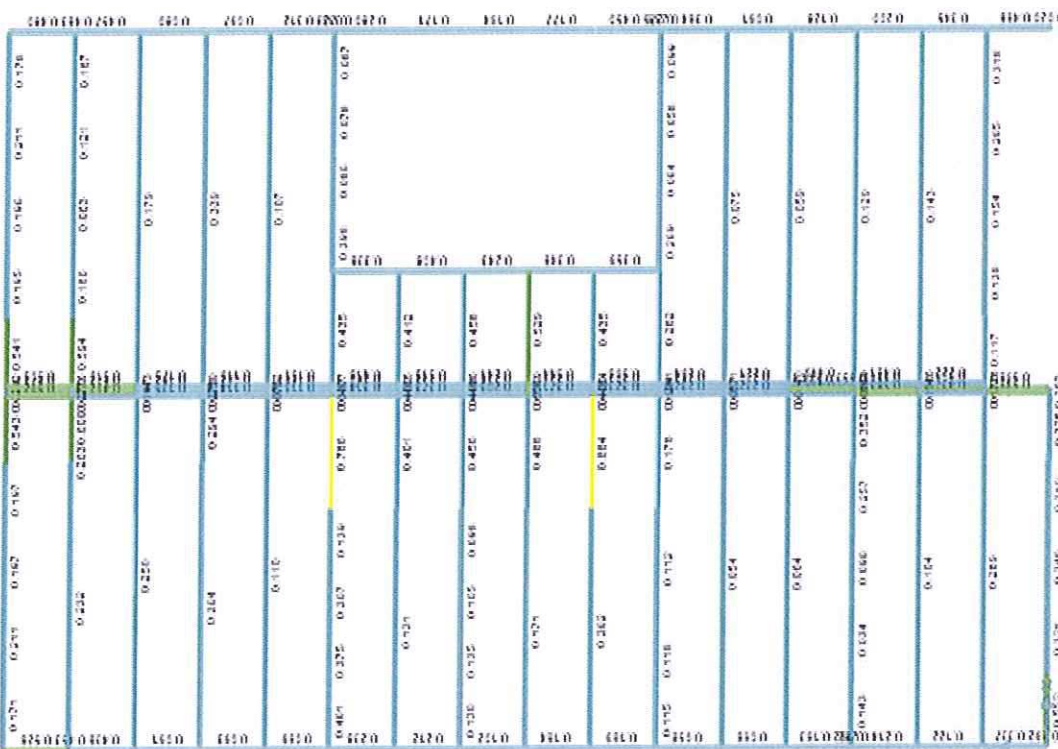
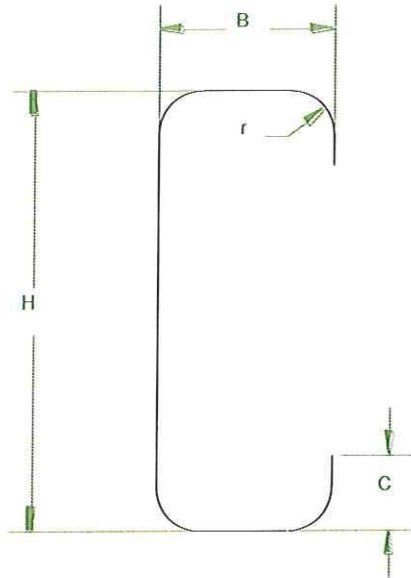


Figura 3.16. Espectro de Carga Entrepiso con el Perfil PGG 200 x 1.6

Paneles para planta alta

Perfil PGG 100 x 0.89

Características



Elemento	Dimensión
H	100 mm
B	40 mm
C	17 mm
r	1.40 mm
t	0.89 mm
I_x	27.8 cm ⁴
I_y	4.56 cm ⁴
J	0.0048 cm ⁴
β	0.603
A	1.81 cm ²
S_x	5.56 cm ³
C_w	111.59 cm ⁶
x_o	3.89 cm
r_o	5.40 cm
r_y	1.56 cm

Tensión al pandeo flexional

Ly	130 cm
Ky	1
ry	1.56 cm
Fe1	28.28 kN/cm ²

Tensión al pandeo flexotorsional

Lx	255 cm
Kx	1
rx	3.89 cm
σ_{ex}	45.70 kN/cm ²
Lt	130 cm
Kt	0.43
σ_t	63.46 kN/cm ²
β	0.603
Fe2	32.34 kN/cm ²

Tensión nominal de Pandeo

Fe	28.80 kN/cm ²
λ_c	0.93
F _n	17.40 kN/cm ²
w	95.42 mm
ρ	0.446
b	41.87 mm
A _e	1.34 cm ²
ϕP_n	19.81 kN

De acuerdo con los resultados obtenidos con el software la carga última P_u sobre el montante más crítico es igual a 6.58 kN.

Por lo que el perfil PGG 100 x 0.89 queda comprobado cómo sigue.

$$P_u = 6.58 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 19.81 \text{ kN}$$

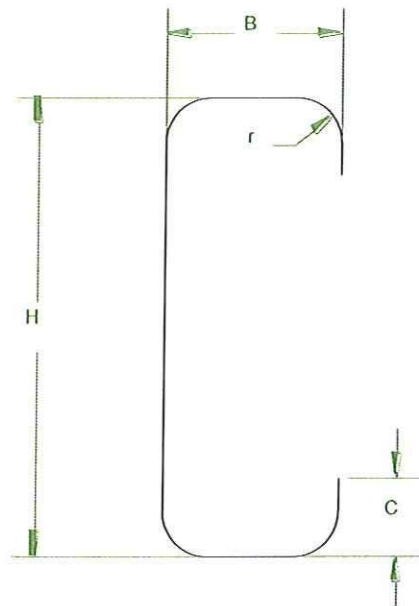
$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{6.58 \text{ kN}}{19.81 \text{ kN}}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0.33 \rightarrow \text{verifica}$$

Paneles para planta alta

Perfil PGG 100 x 1.24

Características



Elemento	Dimensión
H	100 mm
B	40 mm
C	17 mm
r	1.92 mm
t	1.24 mm
I_x	39.35 cm ⁴
I_y	6.13 cm ⁴
J	0.0128 cm ⁴
β	0.6
A	2.46 cm ²
S_x	7.87 cm ³
C_w	149.92 cm ⁶
x_o	3.875 cm
r_o	5.359 cm
r_y	1.549 cm

Tensión al pandeo flexional

Ly	130 cm
Ky	1
ry	1.549 cm
Fe1	27.88 kN/cm ²

Tensión al pandeo flexotorsional

Lx	255 cm
Kx	1
rx	3.875 cm
σ_{ex}	45.35 kN/cm ²
Lt	130 cm
Kt	0.43
σ_t	118.3 kN/cm ²
β	0.6
Fe2	38.10 kN/cm ²

Tensión nominal de Pandeo

Fe	27.88 kN/cm ²
λ_c	0.94
F _n	17.27 kN/cm ²
w	93.68 mm
ρ	0.6
b	56.4 mm
A _e	1.99 cm ²
ϕP_n	29.32 kN

De acuerdo con los resultados obtenidos con el software la carga última P_u sobre el montante más crítico es igual a 13.16 kN.

Por lo que el perfil PGG 100 x 1.24 queda comprobado cómo sigue.

$$P_u = 13.16 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 29.34 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 13.16$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0.44 \rightarrow \text{verifica}$$

De igual manera que con las vigas el modelado que se realiza en el software, no establece las condiciones reales de como estarán dispuestos los montantes en la construcción real, motivo por el cual fallan algunos perfiles debido a que cumplen al límite la condición establecida por la norma.

Por esta razón los perfiles PGG 100 x 0.89 que conforman los montantes de la planta alta y los perfiles PGG 100 x 1.24 de la planta baja son totalmente efectivos para ser utilizados en la vivienda.

Comprobación de un marco rígido de la vivienda

Para verificar que los resultados obtenidos por el software de diseño y análisis estructural son los correctos se utilizara el análisis aproximado de marcos rígidos según lo establece el libro "Diseño de Estructuras Metálicas" de Jack C. McCormac.

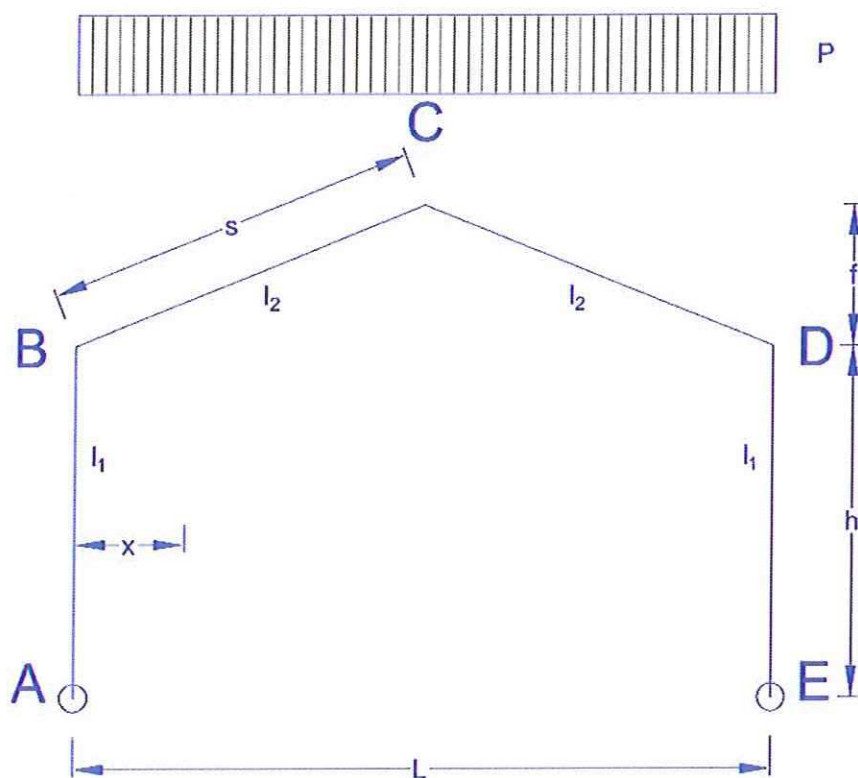


Figura 3.17. Marcos Rígidos

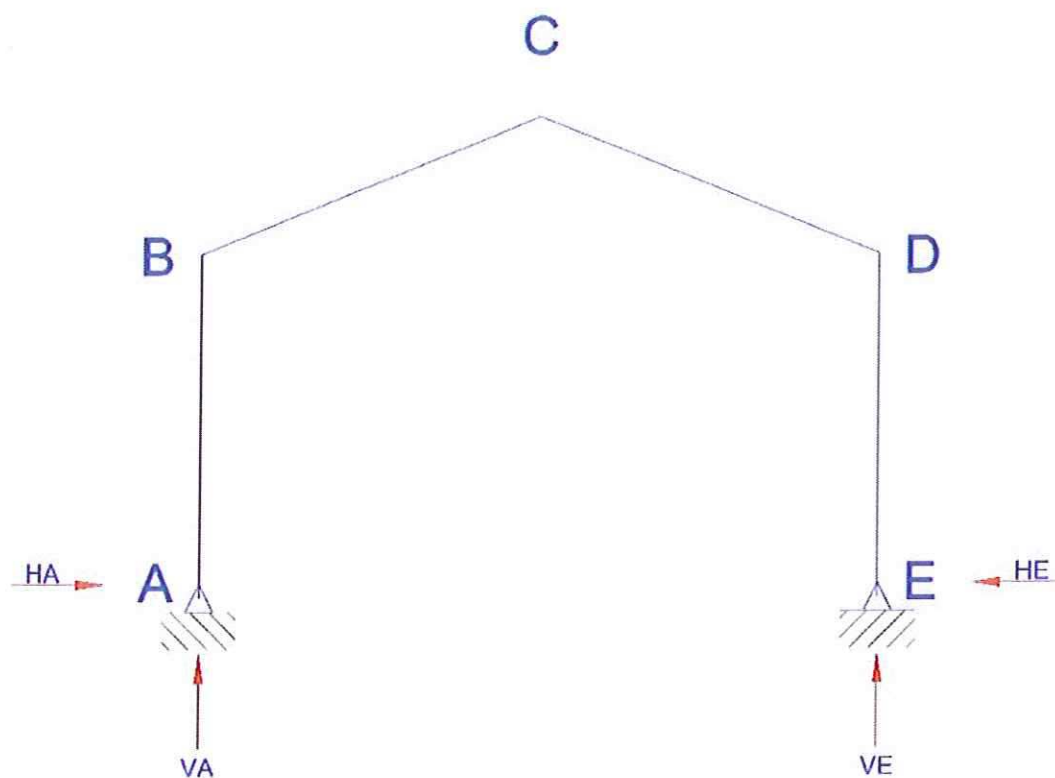


Figura 3.17. Marcos Rígidos

Con las ecuaciones presentadas a continuación se hará la estimación de los valores de las reacciones H y de la misma manera se obtendrá mediante los cálculos de la estática los momentos aproximados en varios puntos del marco rígido

$$k = \frac{I_2 h}{I_1 m}$$

$$Q = \frac{f}{h}$$

$$N = 4(Q^2 + 3Q + k + 3)$$

$$H_A = H_E = \frac{wl^2}{8hN} (5Q + 8)$$

Cálculo de un maco rígido de la vivienda

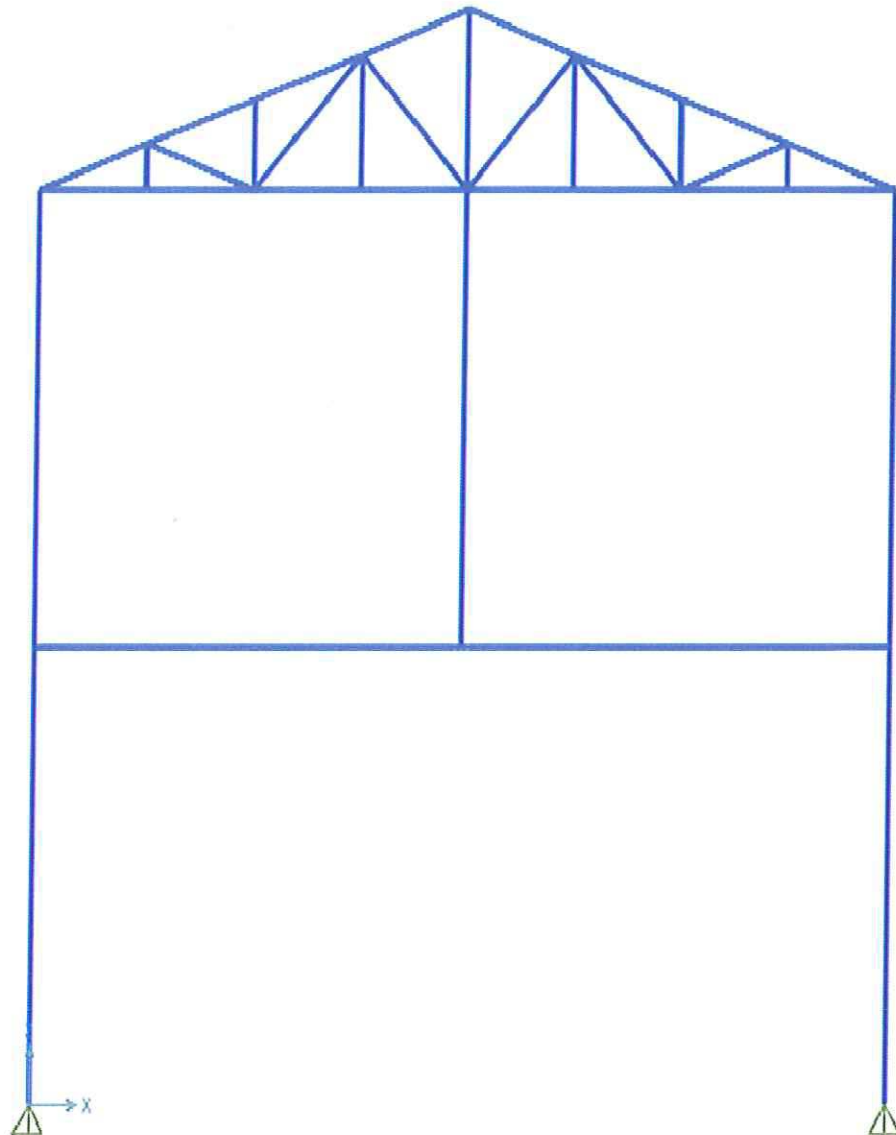


Figura 3.18. Marco Rígido

Para el cálculo de un marco rígido de la vivienda vamos omitir los miembros internos como son las vigas del entrepiso y el montante central además todos los perfiles de la cabreada que se muestran en la figura, ya que estos van hacer que el cálculo sea más complejo debido a las fuerzas que producen los nodos de los elementos internos, los mismos que calculados manualmente se vuelven muy complicados. La carga que se tomara será únicamente la muerta.

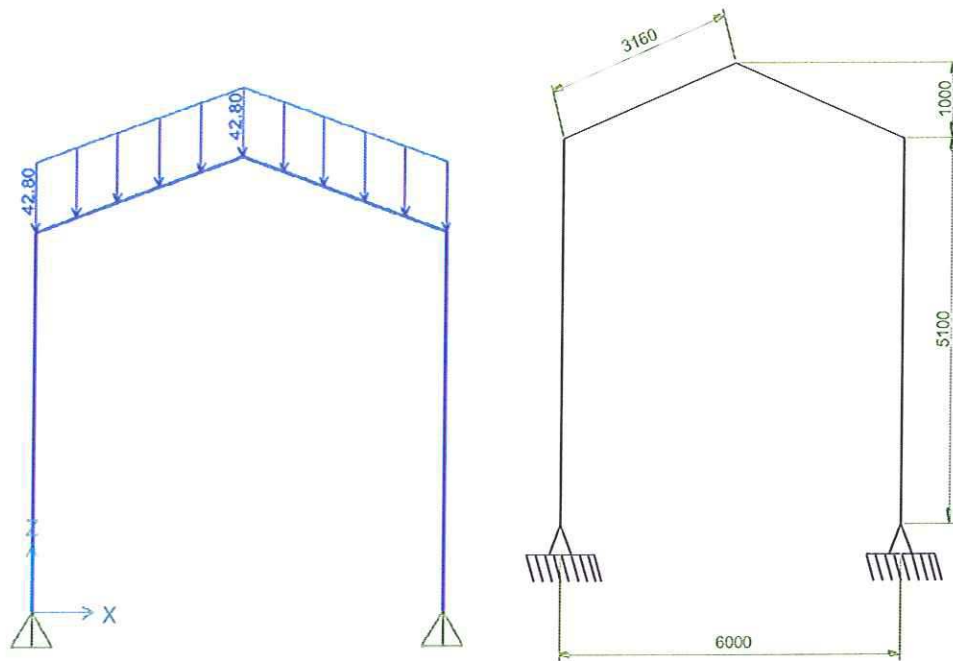


Figura 3.19. Carga Muerta y Dimensiones del Marco Rígido

$$k = \frac{I_2 h}{I_1 m}$$

$$k = \frac{5.1}{3.16} = 1.61$$

$$Q = \frac{f}{h}$$

$$Q = \frac{1}{5.1} = 0.196$$

$$N = 4(Q^2 + 3Q + k + 3)$$

$$N = 4(0.196^2 + 3 * 0.196 + 1.61 + 3)$$

$$N = 20.94$$

$$V_A = V_E = \frac{pl}{2}$$

$$V_A = \frac{42.80 * 6}{2} = 128.4 \text{ kg/m}$$

$$H_A = H_E = \frac{wl^2}{8hN} (5Q + 8)$$

$$H_A = 1.05 \frac{(42.80)(6)^2}{8(5.1)(20.94)} [5(0.196) + 8]$$

$$H_A = 17 \text{ kg/m}$$

El valor de H se incrementa el 5 por ciento de acuerdo con las especificaciones de

McCormak

Momentos flectores

$$M_B = M_D = -\frac{pl^2h}{32} \left[\frac{8h + 5f}{h^2(3 + k) + f(3h + f)} \right]$$

$$M_B = -\frac{42.80 * 6^2 * 5.1}{32} \left[\frac{8 * 5.1 + 5 * 1}{5.1^2(3 + 1.61) + 1(3 * 5.1 + 1)} \right]$$

$$M_B = -82.57 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$M_C = \frac{pl^2}{8} + \frac{f + h}{h} M_B$$

$$M_C = \frac{42.80 * 6^2}{8} + \frac{1 + 5.1}{5.1} (-82.57)$$

$$M_C = 93.83 \text{ kg} * \text{m}$$

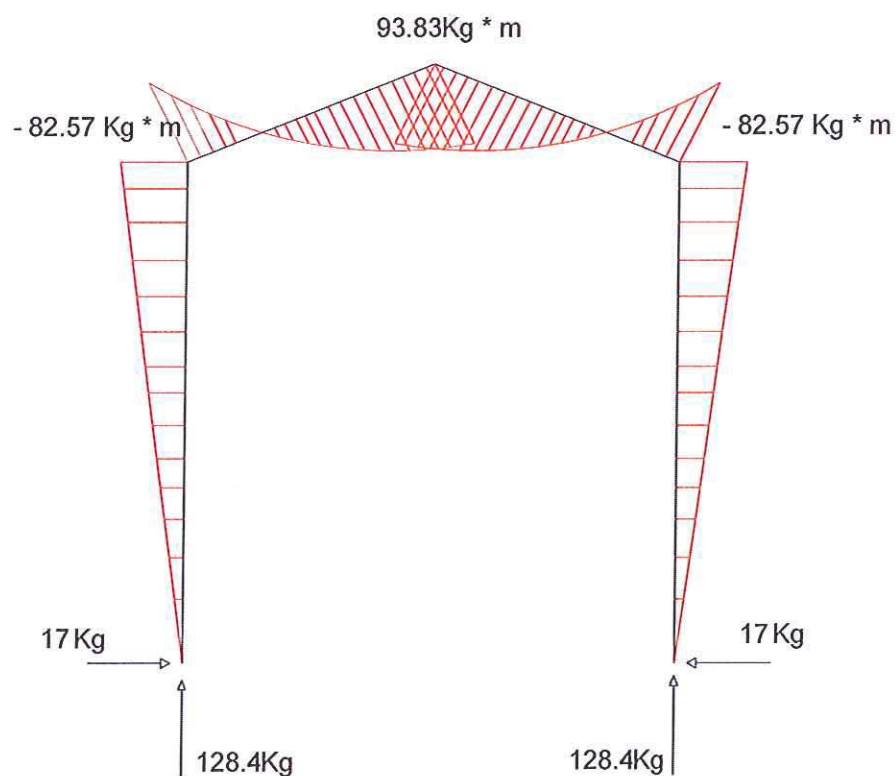


Figura 3.20. Diagrama de Momentos y Reacciones

3.7 Cálculos realizados por el software de diseño y análisis estructural

Proporcionó las siguientes reacciones:

$$H_A = H_E = 17.03 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = 135.35 \text{ Kg}$$

Los momentos dieron como resultado

$$M_B = M_D = -86.84 \text{ Kg/m}$$

$$M_C = 99.15 \text{ Kg/m}$$

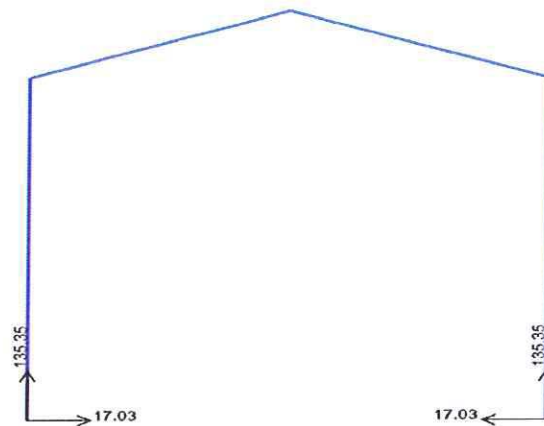


Figura 3.21. Resultados del software, Reacciones

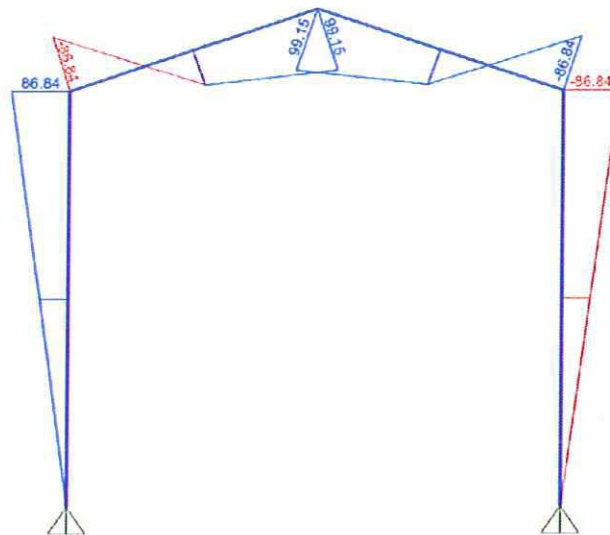


Figura 3.22. Diagrama de Momentos por el software

Los cálculos realizados manualmente y los del software se asemejan mucho en sus valores por lo que de esta manera damos veracidad al análisis estructural de la vivienda

CONCLUSIONES

El análisis estructural realizado establece que los perfiles livianos utilizados por el SF son efectivos y garantizan el total cumplimiento de resistencia frente a las cargas soportadas por la vivienda y los requisitos establecidos por las normas NEC - SE - VIVIENDA y AISI S200, de flexión, compresión y pandeo.

La estructura de la vivienda para el análisis en el software, no se puede modelar con las mismas solicitaciones que se presentan en la realidad, debido que el encuentro entre paneles demanda la colocación de varios perfiles en un mismo punto, se la modelación más realista posible.

Constructivamente este sistema tiene un menor tiempo de ejecución, ya que por ser un sistema liviano y al no necesitar de soldadura, las conexiones se hacen mediante tornillos autoperforantes lo que agiliza el armado de los péneles y cerchas de la vivienda.

La construcción de una vivienda utilizando el SF, produce un ahorro del 13% del costo total aproximadamente de la construcción con el sistema convencional. Razón por la cual este sistema constructivo es más económico que el convencional.

RECOMENDACIONES

Finalmente luego de haber realizado el estudio Técnico, se puede asegurar que el uso del SF como una nueva alternativa en la construcción, es totalmente factible para el mercado de vivienda en el Ecuador. No es nuevo que la construcción con acero ha aumentado de manera notoria y así lo aseguran los últimos censos realizados, por lo tanto cada día ira en aumento el uso de nuevos sistemas constructivos diferentes que reemplacen en gran parte al sistema convencional.

El Sistema Estructural Liviano (SF), se convierte en una de las mejores alternativas para la construcción de viviendas, debido a las grandes ventajas que se han mencionado, como el ahorro económico, el menor tiempo de construcción y una de las más importantes es el aspecto ecológico, ya que al ser un sistema en seco, reduce totalmente la contaminación hacia el medio ambiente.

Al igual que el sistema convencional, el SF ofrece las totales garantías técnicas, y por ende se basa en un debido diseño estructural con el cumplimiento de la norma específica para este material.

Las simulaciones realizadas con el software de diseño y análisis estructural, se modelaron de manera que se asemeje lo más posible a la realidad, esto porque las conexiones de este sistema necesitan que se combinen de dos a tres perfiles en solo punto o nodo, a diferencia del acero laminado en caliente en el cual las conexiones se hace por soldadura.

En el espectro de colores proporcionado por el software, luego de haber mandado a correr el análisis estructural, algunos perfiles se encuentran en color rojo, mencionando que este color indica que el perfil fallara, ciertamente esto no es así, ya que los perfiles de color rojo cumplen a cabalidad las condiciones de resistencia, flexión, torsión y pandeo establecidas en la norma AISI S200. Se analizó las posibles causas por lo que sucede este problema y entre ellos se cita los siguientes, el no poder establecer condiciones reales de los apoyos entre los perfiles entre una planta y la otra, y otra característica importante, que en los casos en los que se encuentra un solo perfil como columna, en realidad van dos o más debido al encuentro entre paneles y al armado de los mismos. Por lo que la simulación mejora al aumentar el espesor a dichos perfiles que se encuentran sobre esforzados o de color rojo.

Durante la investigación realizada para este proyecto de Tesis, se constató el crecimiento del Sistema Estructural Liviano en algunos países vecinos como Argentina, Brasil y Chile, lo cual genera una motivación para los profesionales de la construcción a formar parte de un proceso de desarrollo para el Ecuador, siendo los partícipes del cambio y generando mayores oportunidades de vivienda para la población más necesitada de este servicio.

BIBLIOGRAFIA

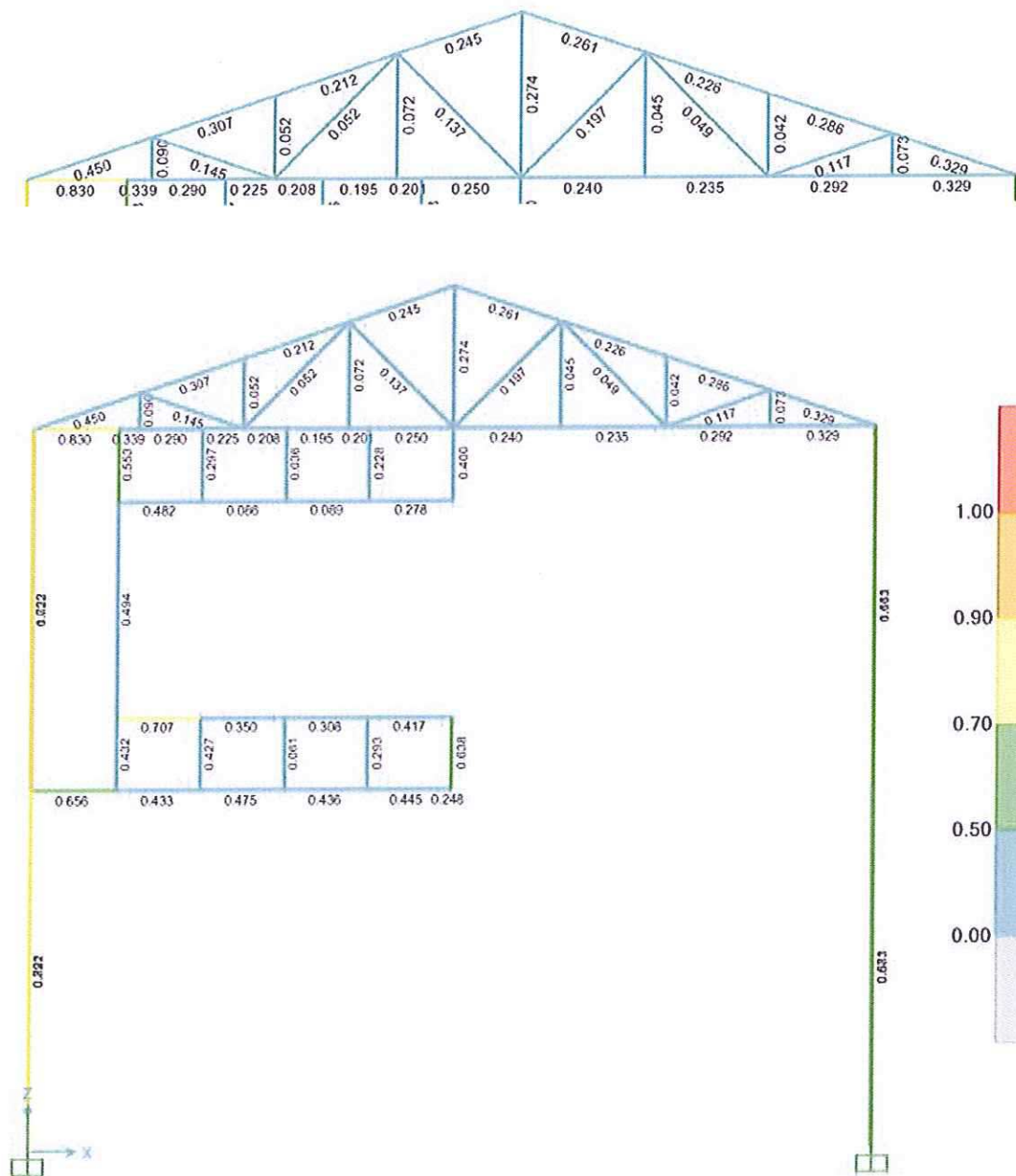
- [1] Sarmanho Arlene, Moraes Renata, Steel Framing Arquitectura, ILAFA. IBS/CBCA, 2006 / Santiago de Chile ILAFA 2007.
- [2] Estructuras de Acero Liviano, CPB, Ecuador 2012-2013.
- [3] Baca Urbina Gabriel, Evaluación de Proyectos, 5ta Ed. Mc. Graw Hill. 2010
- [4] INFORMACIÓN sobre steel framing [en línea] <
http://es.wikipedia.org/wiki/Steel_Framing > [consulta: 20 Agosto 2016]
- [5] Resultados del Censo de población y vivienda del 2010 [en línea] <
http://www.inec.gob.ec/cpv/index.php?option=com_wrapper&view=wrapper&Itemid=49&lang=es > [consulta: 26 Agosto 2016]
- [6] Resultados del Censo de población y vivienda del 2001 [en línea] <
<http://www.ecuadorencifras.com/cifras-inec/vivienda.html#> > [consulta: 26 Agosto 2016]
- [7] Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG. Cargas sísmicas. [En línea] <<http://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>> [consulta: 10 Agosto 2016]
- [8] Reglamento Nacional de Construcción RCN-07. Tablas de Cargas muertas mínimas, Nicaragua 2015.
- [9] Instituto Latinoamericano del Fierro y del Acero. Steel Framing Arquitectura, Rio de Janeiro 2006.
- [10] Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-HS-VIDRIO. Vidrio. Ecuador 2011 [En línea]
<<http://dl.dropbox.com/u/57867286/NEC%20Capitulos/NEC2011-CAP.8-VIDRIO-021412.pdf> > [consulta: 10 septiembre 2016]
- [11] Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS. Peligro sísmico y Diseño Sismoresistente. Ecuador 2014 [En línea]
<<http://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>> [consulta: septiembre 2016]
- [12] Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 2 526:2010. Perfiles Especiales Abiertos, Livianos, Pre galvanizados y Conformados en Frio para uso en estructuras portantes. Ecuador 2010. [En línea] <
<https://law.resource.org/pub/ec/ibr/ec.nte.2526.2010.pdf> > [consulta: 6 septiembre 2016]

- [13] Principales causas de Fallas en Edificaciones sometidas a Acciones Sísmicas<<http://civilgeeks.com/2012/12/15/6-principales-causas-fallas-edificaciones-sometidas-acciones-sismicas/>> [consulta: 6 Agosto 2016]
- [14] Doctor Raúl Serrano Lizaola Serrano, L.R. (2001). [Consulta: 20 Agosto 2016]
- [15] McCORMAC, Jack. Diseño de Estructuras Metálicas: método LRFD, 2da Ed. Alfaomega, México, 2002.
- [16] Método Lineal para el cálculo de propiedades geométricas, [En línea] <<http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/9954/Capitulo3.pdf>> [consulta: 23 septiembre 2016]
- [17] AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE, Especificación para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío, AISI S200-07 Canadá 2007.
- [18] Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. <<http://www.igepn.edu.ec/>> [consulta: 14 septiembre 2016]
- [19] Daly, M. C. (1 989). "Correlations between Nazca/Farallon plate kinematics and forearc basin evolution in Ecuador." *Tectonics* 8(4): 769-790. [Consulta: 23 septiembre 2016]

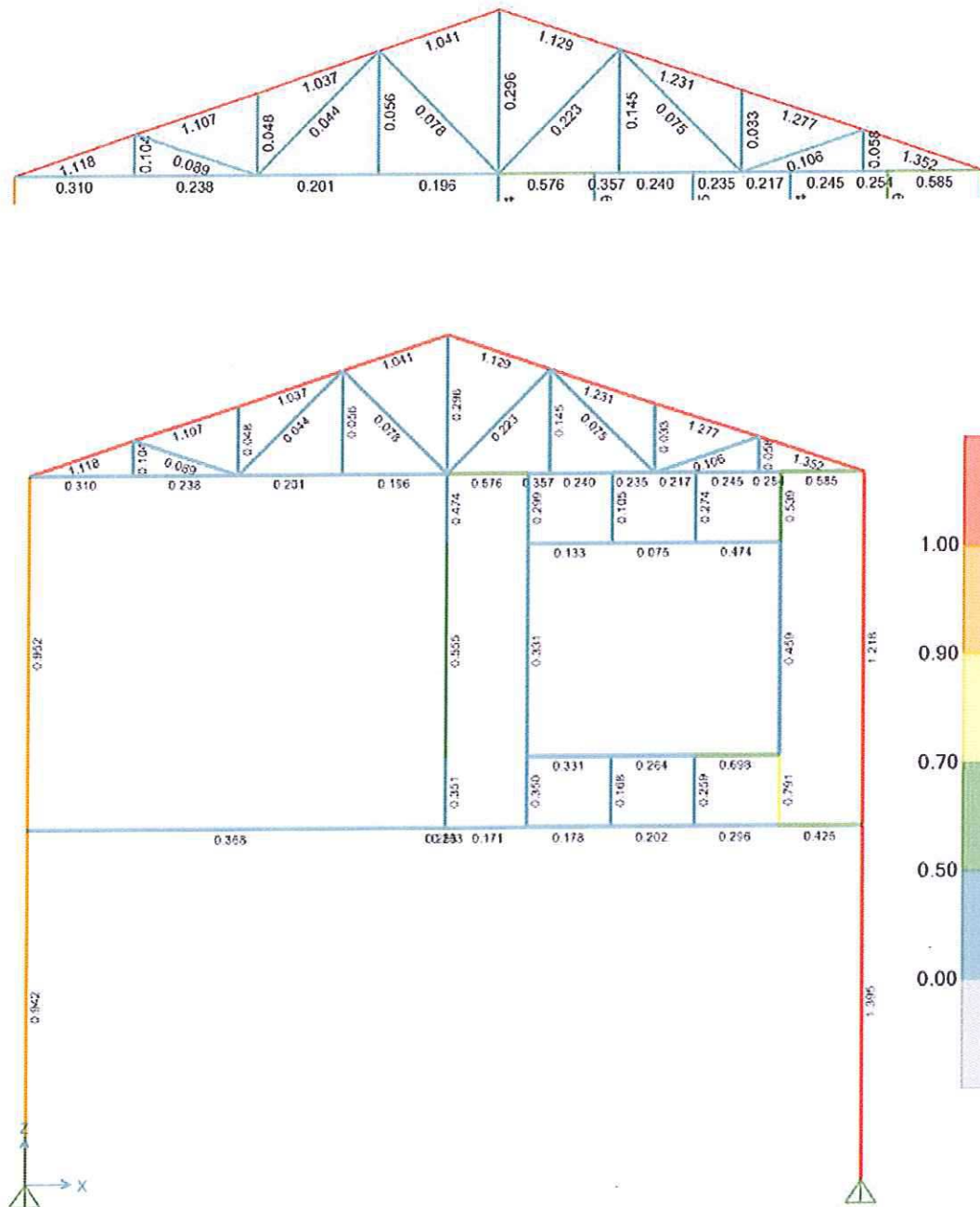
ANEXOS.

Resultados por el Software

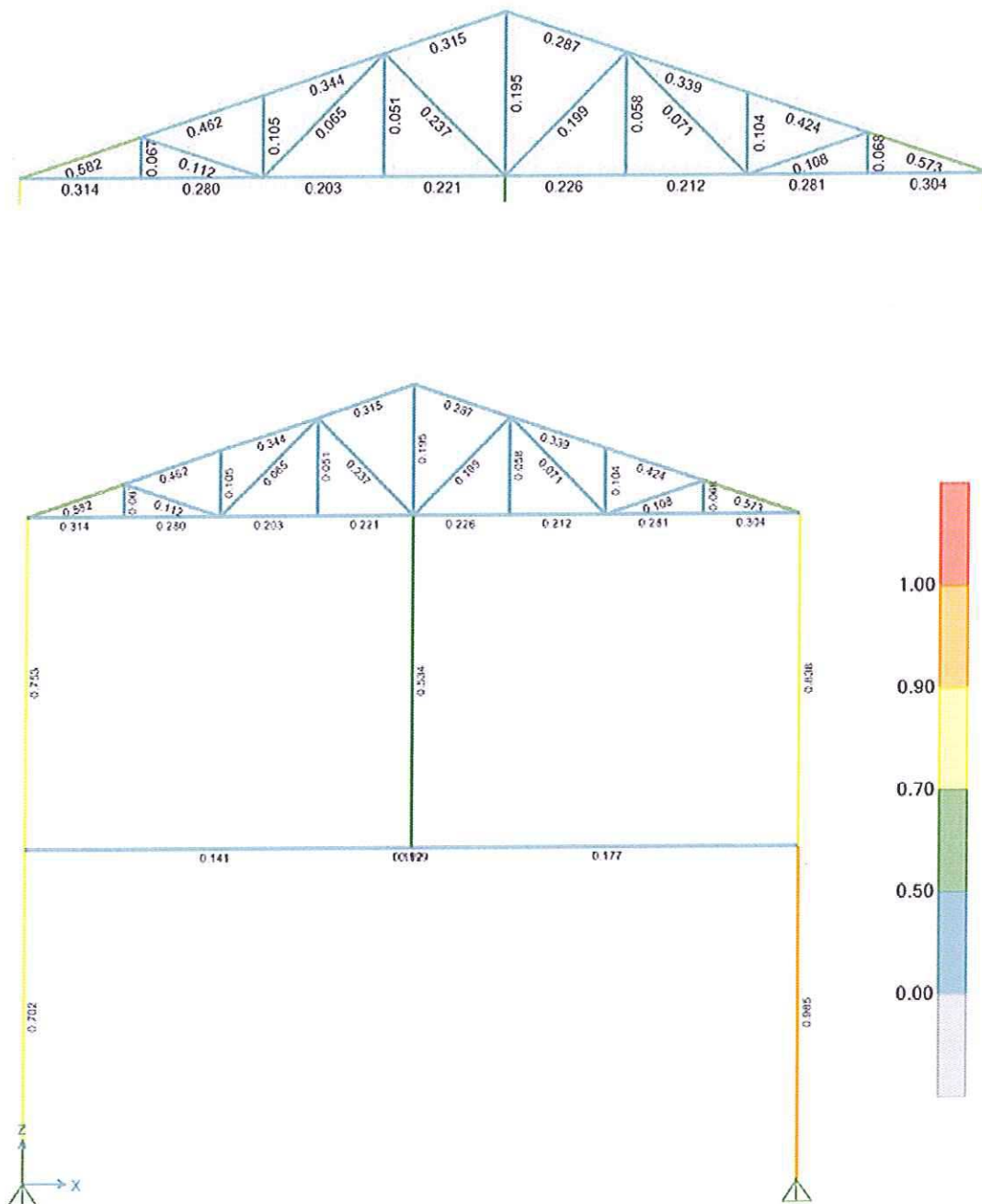
Pórtico 1



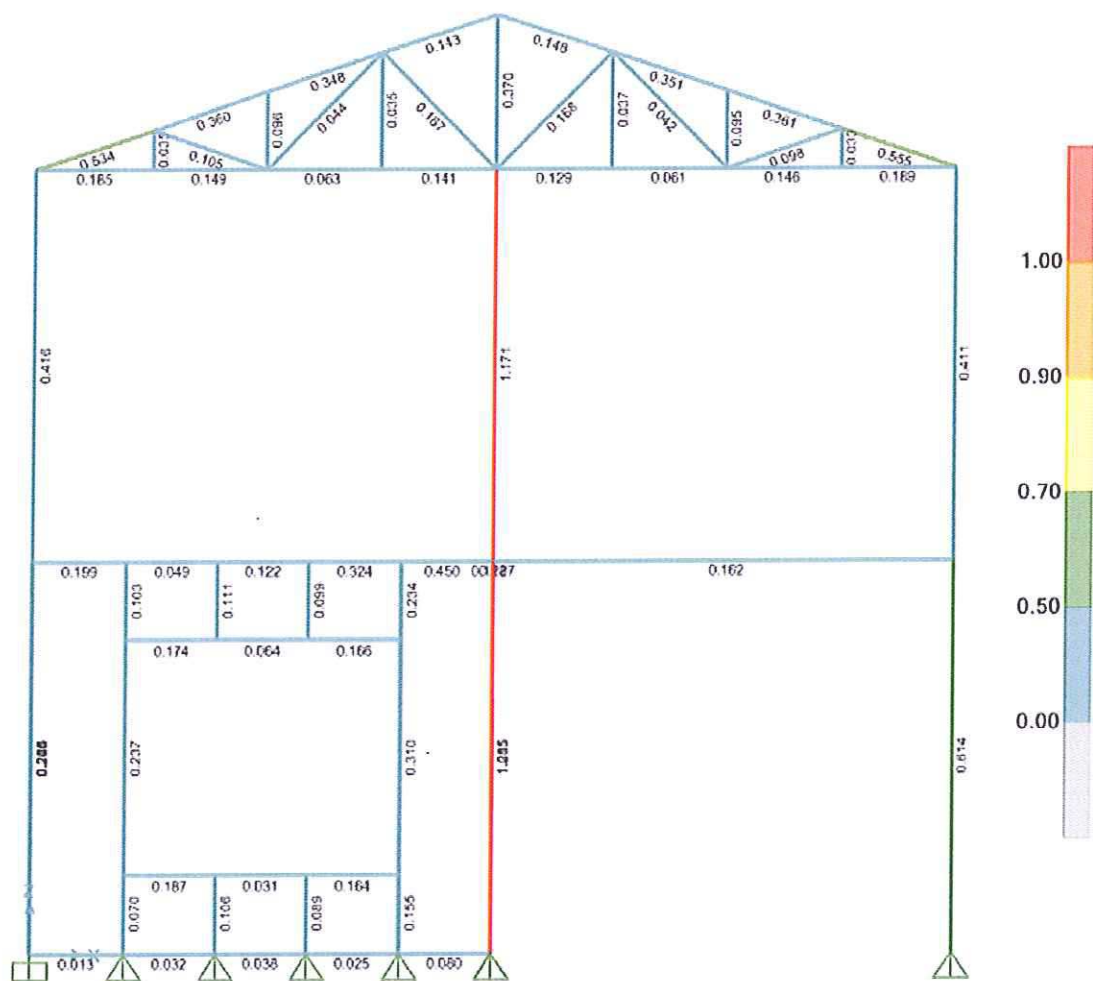
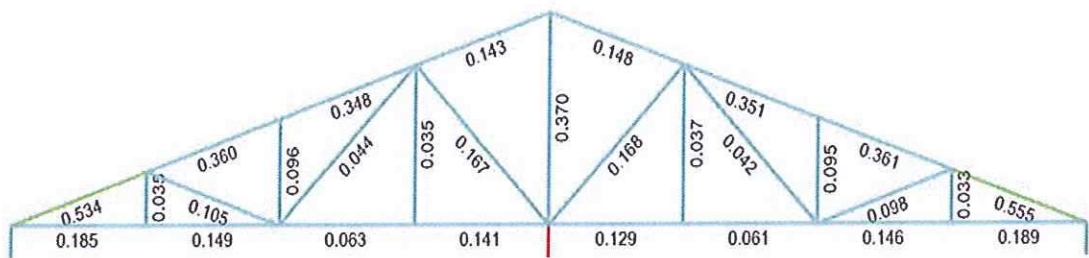
Pórtico 2



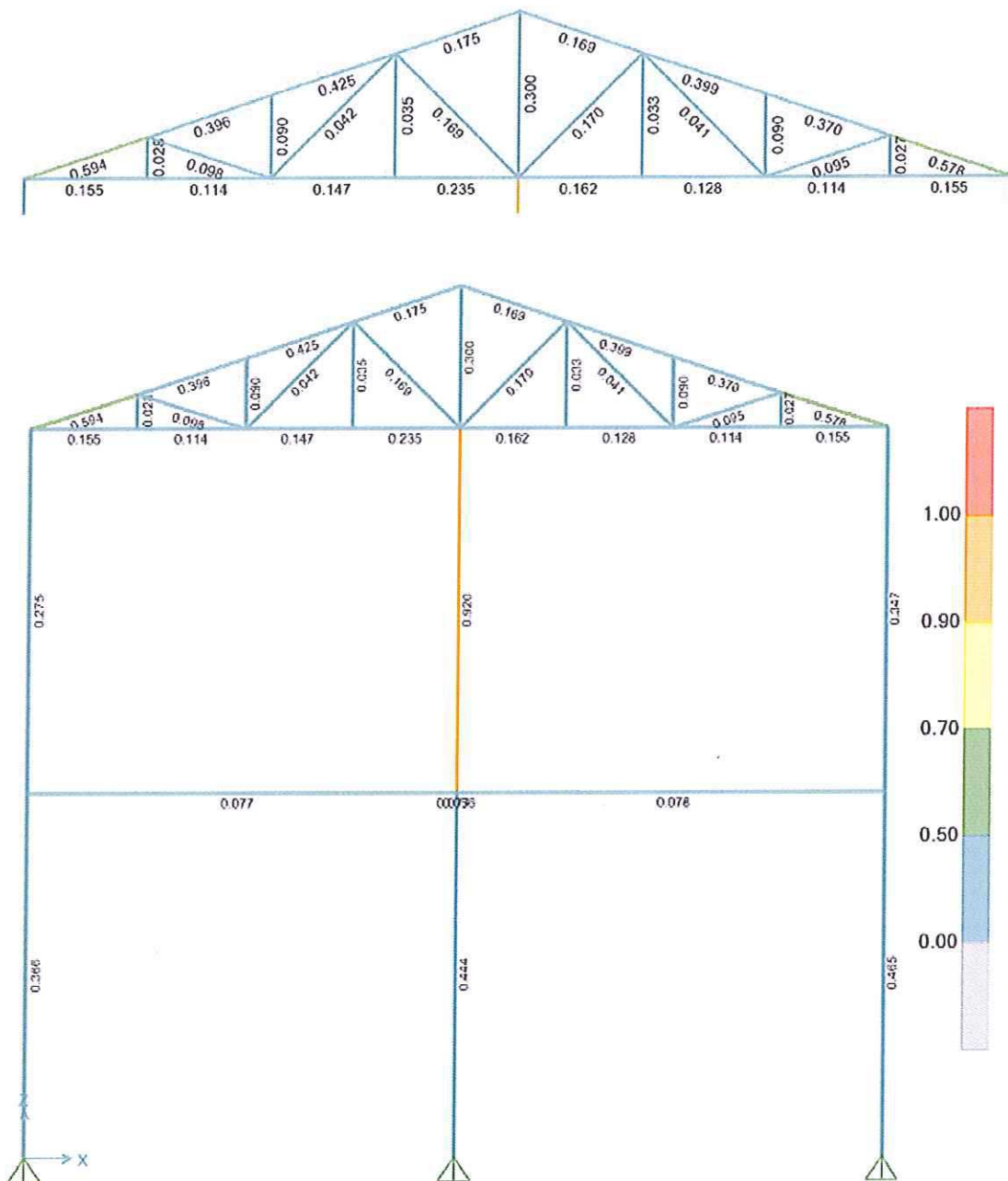
Pórtico 3



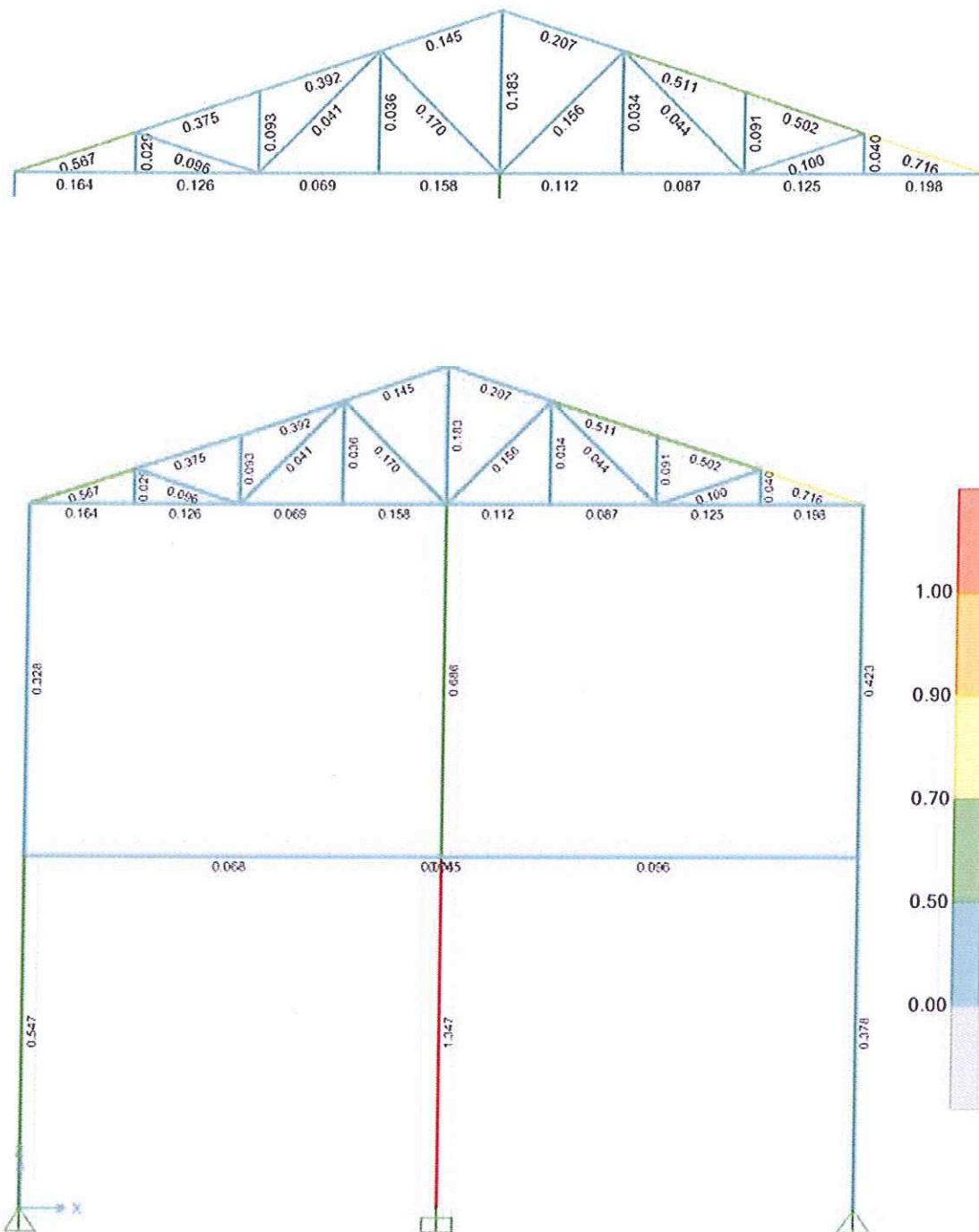
Pórtico 4



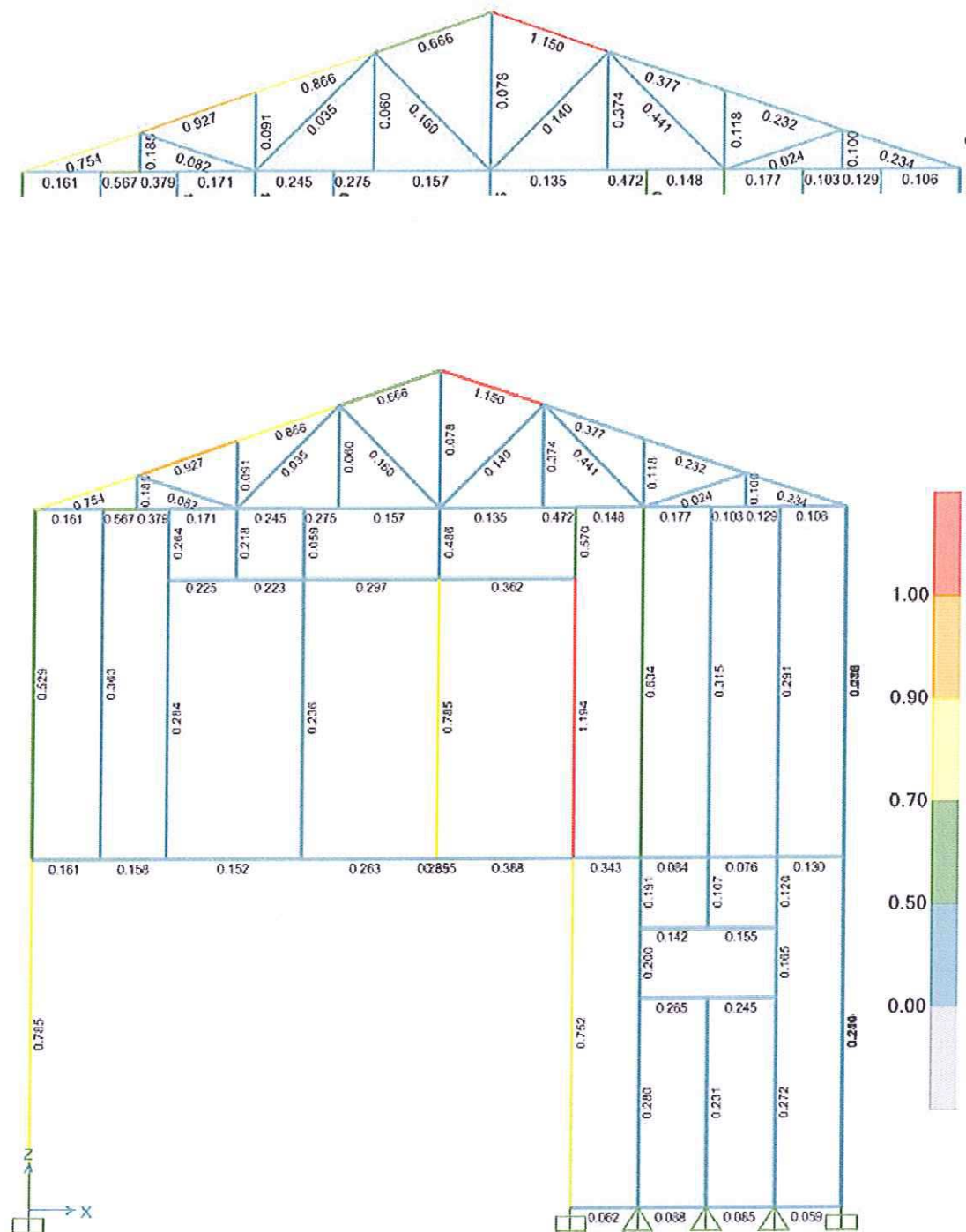
Pórtico 5



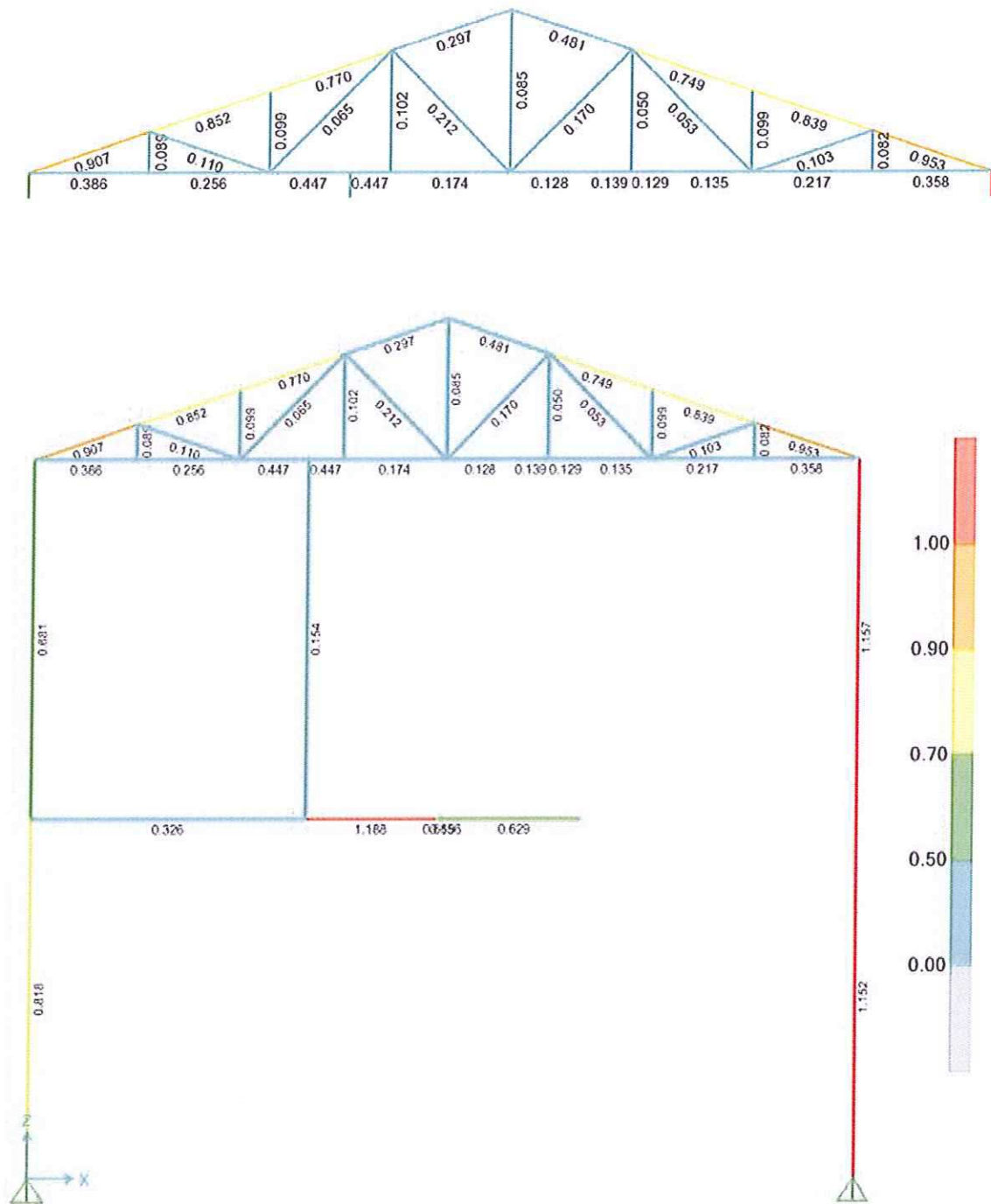
Pórtico 6



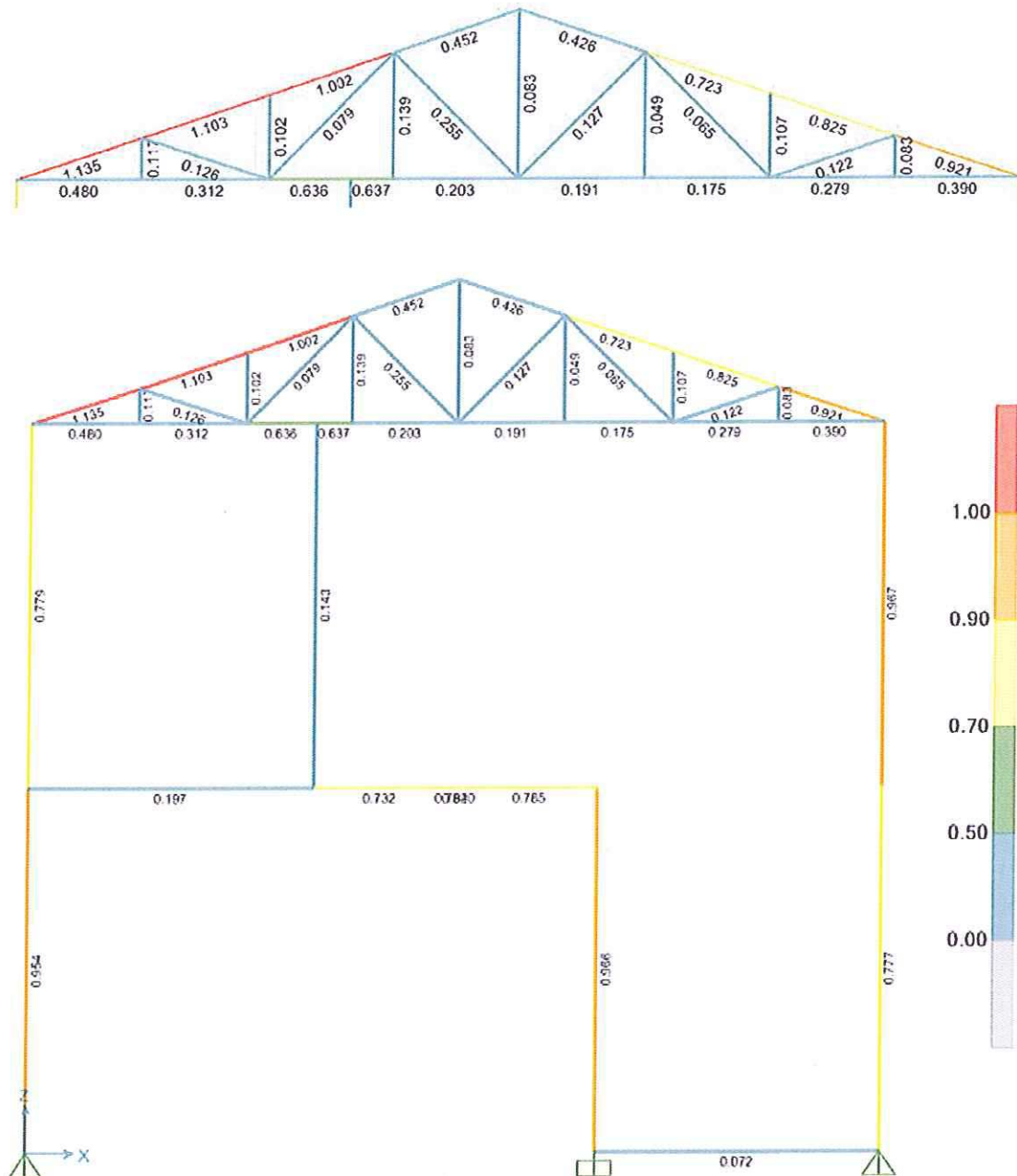
Pórtico 7



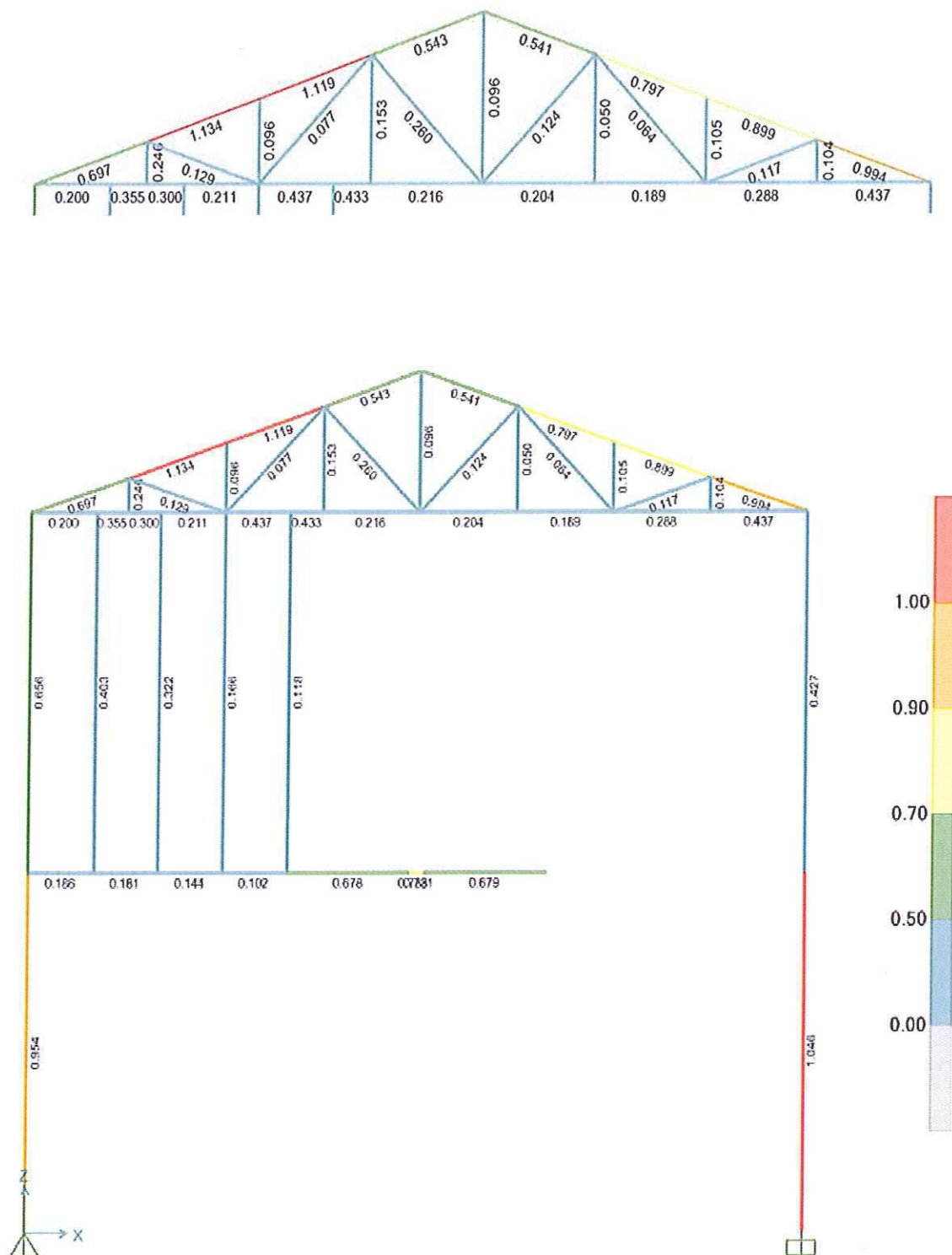
Pórtico 8



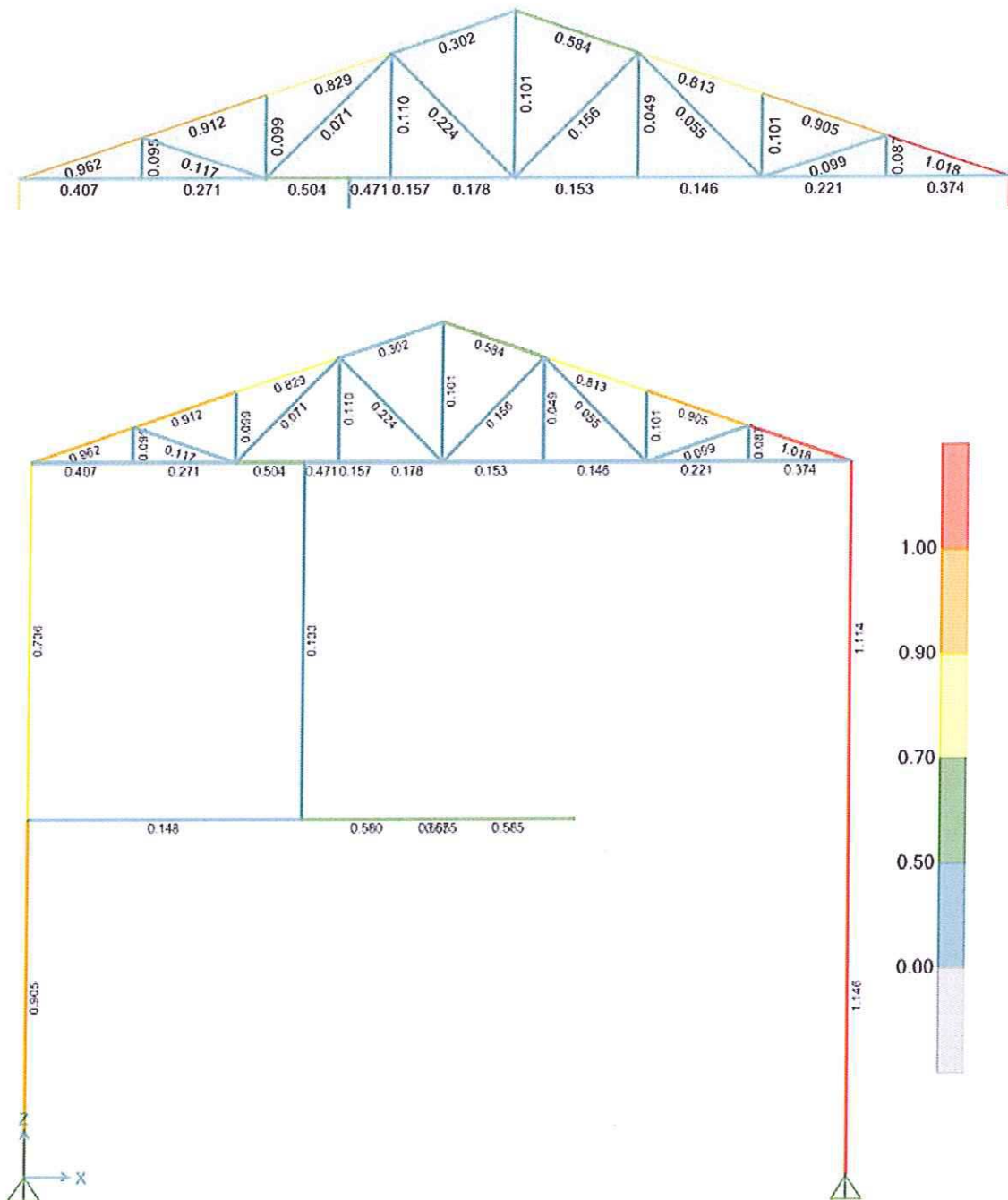
Pórtico 9



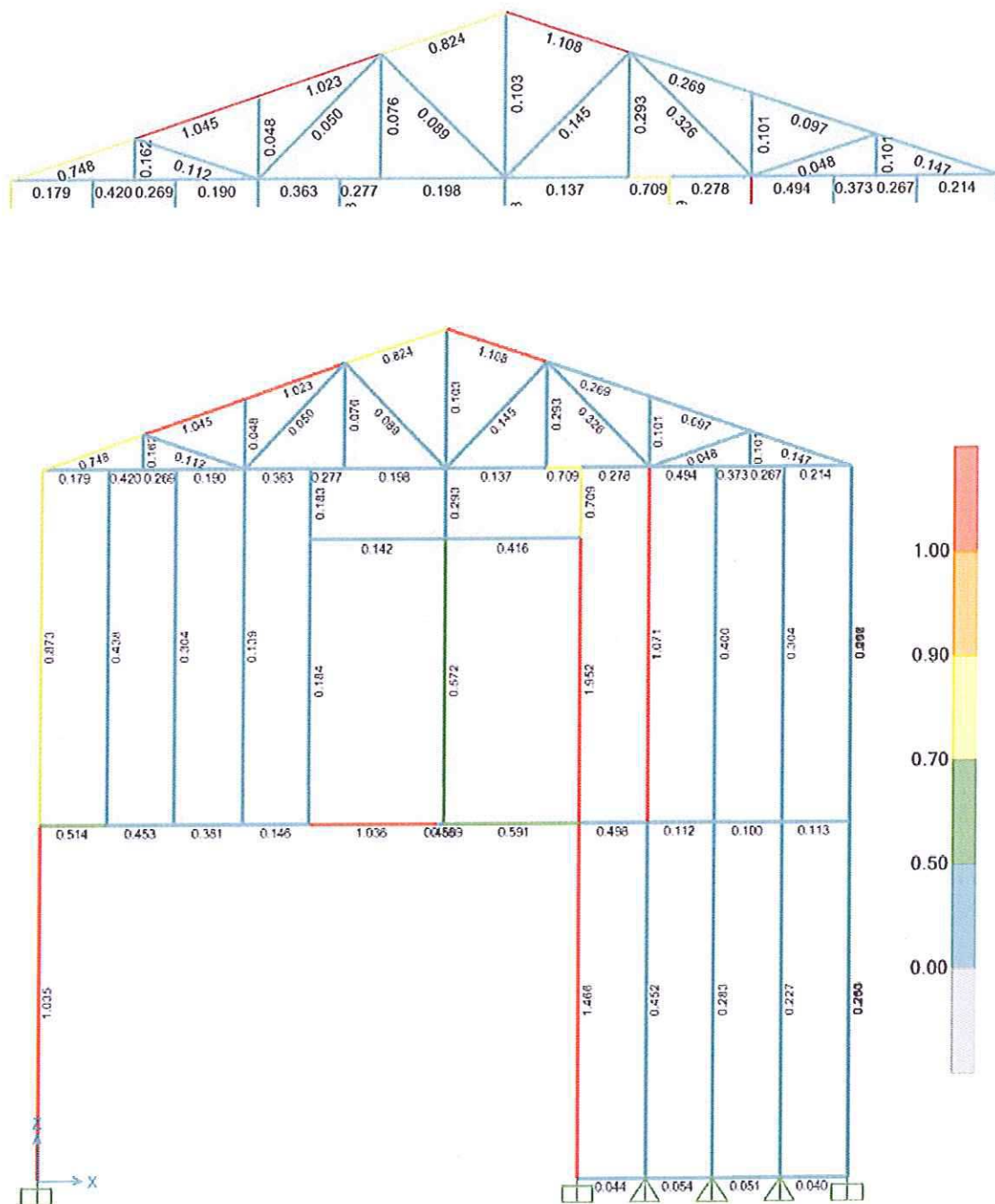
Pórtico 10



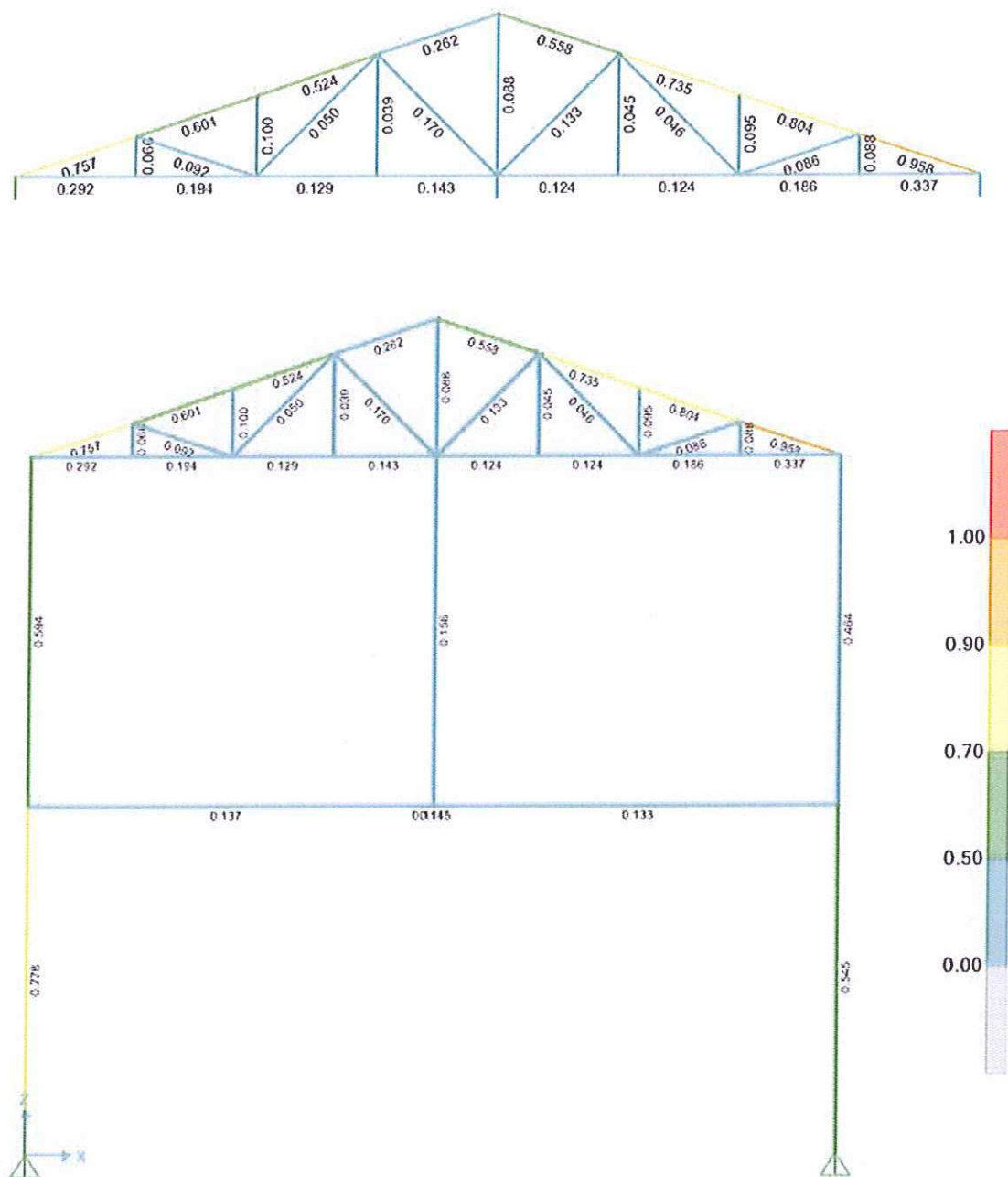
Pórtico 11



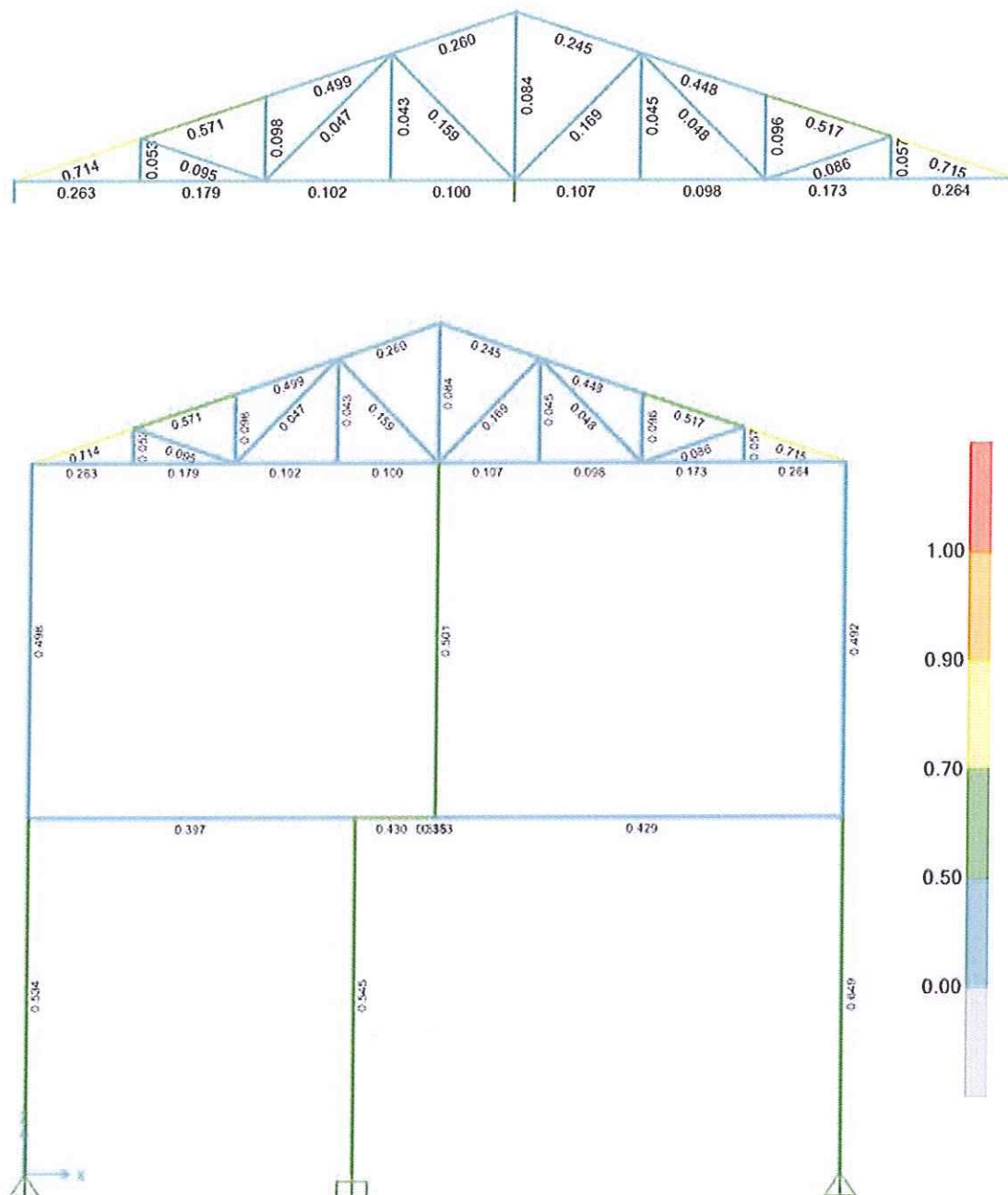
Pórtico 12



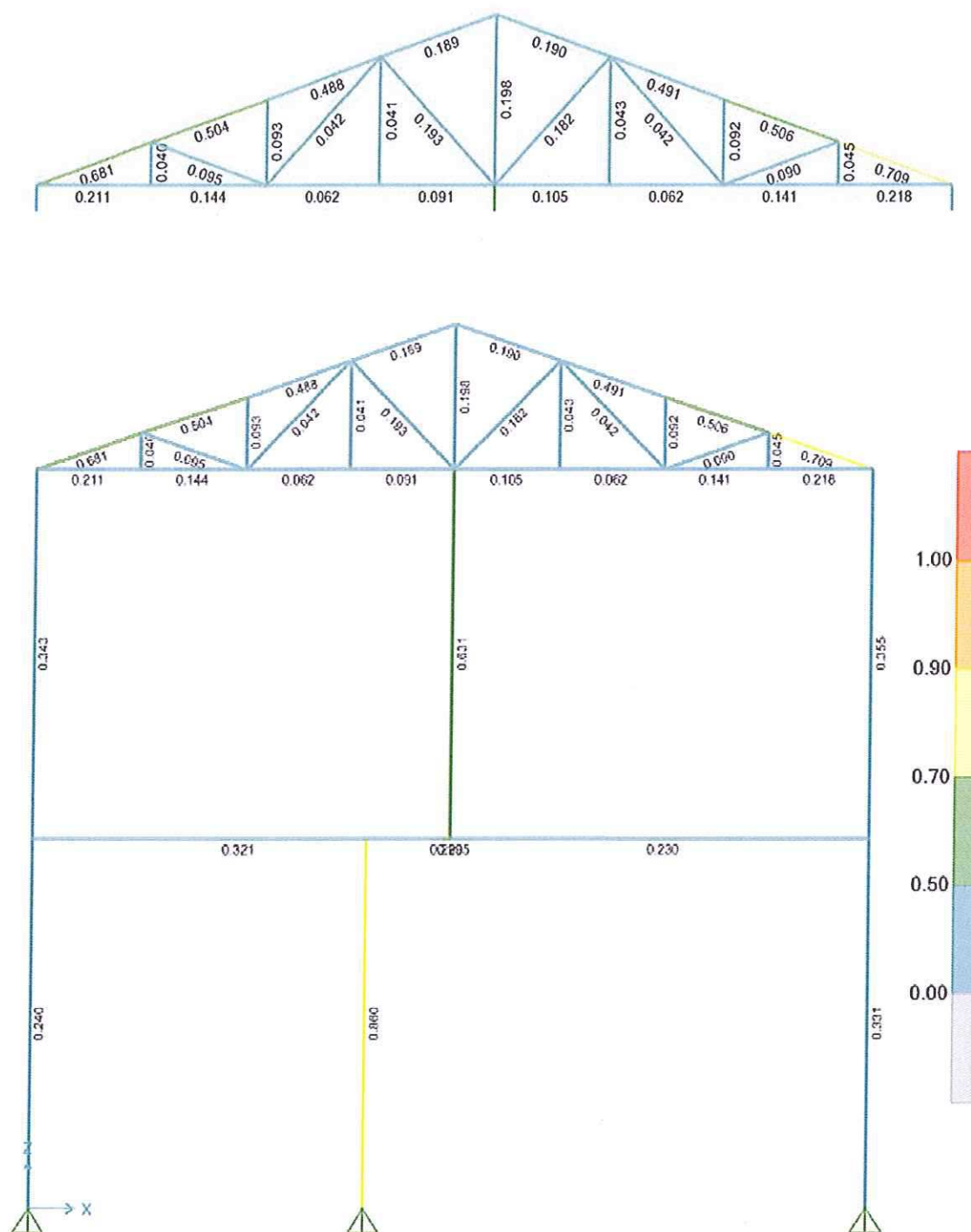
Pórtico 13



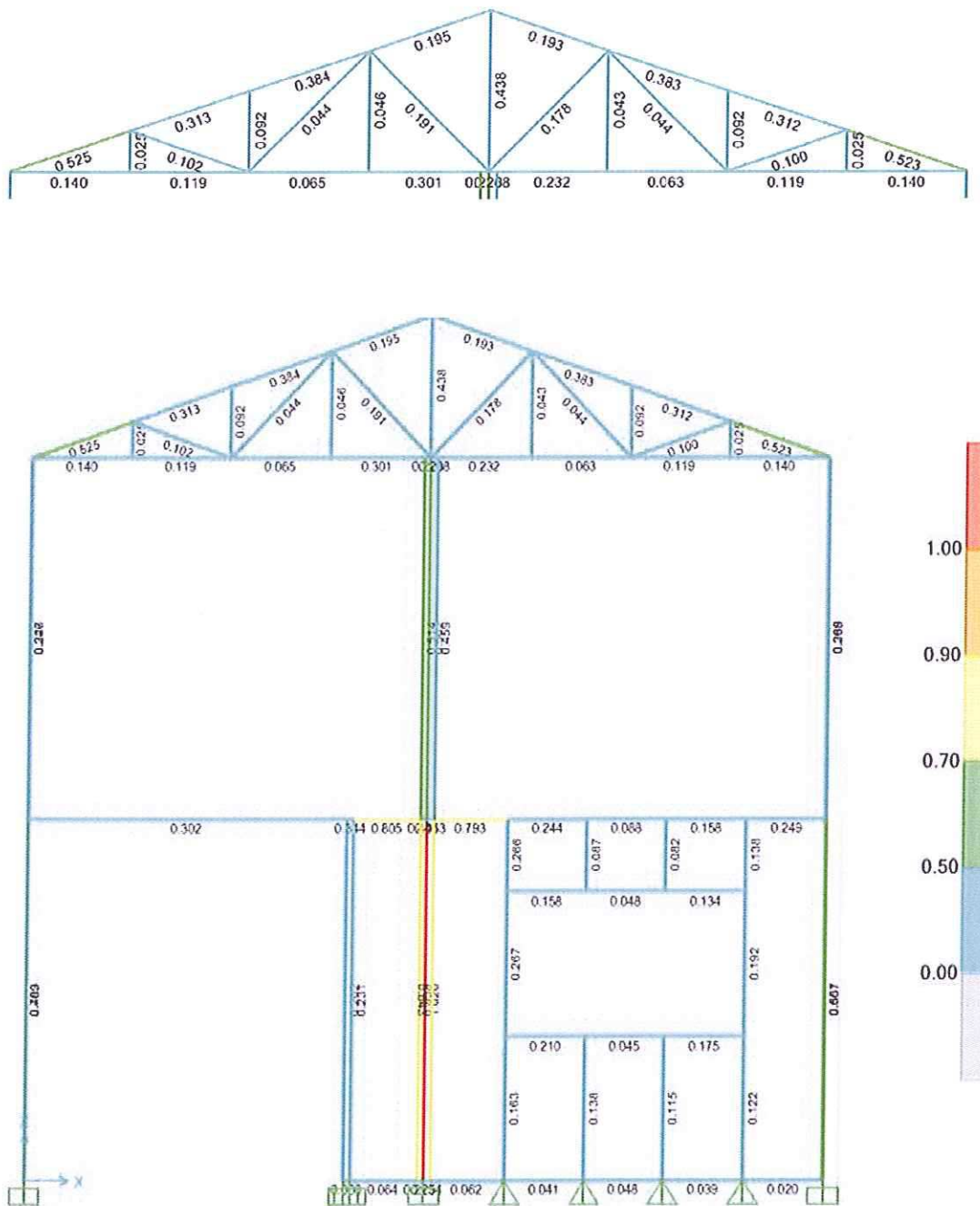
Pórtico 14



Pórtico 15



Pórtico 16



Vista Tridimensional

