

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL CALLAO
FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA Y DE ENERGÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA



**DISEÑO Y FABRICACIÓN DE UN
GALPÓN METÁLICO DE BAJO
COSTO PARA LA INDUSTRIA
AVÍCOLA**

**INFORME DE EXPERIENCIA LABORAL PARA OBTENER
EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO MECÁNICO**

MANUEL GONZALES PEREZ

Callao, Diciembre del 2016

PERU

ACTA PARA LA OBTENCIÓN DEL TITULO PROFESIONAL
MODALIDAD: INFORME DE EXPERIENCIA LABORAL

A los DIECISEIS días del mes de DICIEMBRE del dos mil dieciséis, siendo las 11:15 horas, se procedió a la instalación del Jurado de Exposición de Informe de Experiencia Laboral de la Facultad de Ingeniería Mecánica y de Energía (Resolución Decanal N° 006-2016-D-IEL-J-EXP- IEL), conformado por los siguientes docentes:

- PRESIDENTE : Dr. FÉLIX ALFREDO GUERRERO ROLDÁN
- SECRETARIO : Ing. JUAN ADOLFO BRAVO FELIX
- VOCAL : Ing. EMILIANO LOAYZA HUAMÁN
- ASESOR : Ing. VICTORIANO SÁNCHEZ VALVERDE

Con el fin de dar inicio a la EXPOSICIÓN DEL INFORME DE EXPERIENCIA LABORAL presentado por el Sr. Bachiller MANUEL GONZÁLES PÉREZ, quien habiendo cumplido con los requisitos para optar el Título Profesional de INGENIERO MECÁNICO, expondrá el Informe de Experiencia Laboral, titulado: "DISEÑO Y FABRICACIÓN DE UN GALPON METÁLICO DE BAJO COSTO PARA LA INDUSTRIA AVICOLA"

Con el quórum reglamentario de Ley se dio inicio a la Exposición de Informe de Experiencia Laboral de conformidad con lo establecido por el Reglamento de Grados y Títulos vigente, luego de las preguntas formuladas y efectuadas las deliberaciones pertinentes, se acordó dar por APROBADO con el calificativo de CATORCE al señor Bachiller MANUEL GONZÁLES PÉREZ.

Con lo que se dio por cerrada la sesión a las 12:00 del día 16 de Diciembre del 2016.



Dr. FÉLIX ALFREDO GUERRERO ROLDÁN
PRESIDENTE



Ing. JUAN ADOLFO BRAVO FELIX
SECRETARIO



Ing. EMILIANO LOAYZA HUAMAN
VOCAL



Ing. VICTORIANO SÁNCHEZ VALVERDE
ASESOR

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL CALLAO
FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA Y DE ENERGÍA

INFORME DEL JURADO DE EXPOSICION
PARA LA OBTENCIÓN DE TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO MECÁNICO
MODALIDAD: INFORME DE EXPERIENCIA LABORAL

A los **DIECISEIS** días del mes de **DICIEMBRE** del dos mil dieciséis, se reunió el **Jurado de Exposición de Informe de Experiencia Laboral** de la Facultad de Ingeniería Mecánica y de Energía, conformado por los siguientes docentes:

- **PRESIDENTE** : **Dr. FÉLIX ALFREDO GUERRERO ROLDÁN**
- **SECRETARIO** : **Ing. JUAN ADOLFO BRAVO FELIX**
- **VOCAL** : **Ing. EMILIANO LOAYZA HUAMÁN**
- **ASESOR** : **Ing. VICTORIANO SÁNCHEZ VALVERDE**

Luego de dar por finalizado la **EXPOSICIÓN DEL INFORME DE EXPERIENCIA LABORAL**, titulado: **"DISEÑO Y FABRICACIÓN DE UN GALPON METÁLICO DE BAJO COSTO PARA LA INDUSTRIA AVICOLA"**, siendo el autor el Sr. Bachiller **MANUEL GONZALES PEREZ.**

No habiendo observación alguna de parte del Jurado, se acordó dar por **APROBADO** con el calificativo de **CATORCE** y se declara apto para optar el Título profesional de **INGENIERO MECÁNICO** al señor Bachiller **MANUEL GONZALES PEREZ.**

Bellavista, 16 de Diciembre del 2016



Dr. FÉLIX ALFREDO GUERRERO ROLDÁN
PRESIDENTE



Ing. JUAN ADOLFO BRAVO FELIX
SECRETARIO



Ing. EMILIANO LOAYZA HUAMÁN
VOCAL



Ing. VICTORIANO SÁNCHEZ VALVERDE
ASESOR

Dedicatoria.

A mis padres:

Porque creyeron en mí y porque me sacaron adelante, dándome ejemplos dignos de superación y entrega, ya que siempre estuvieron impulsándome en los momentos más difíciles de mi carrera.

Agradecimiento.

A mis profesores:

Por la excelente formación académica, tecnológica y profesional brindada en mi etapa de estudiante de pregrado.

Índice

Introducción.....	1
I. Objetivos.....	3
1.1 Objetivo general.....	3
1.2 Objetivos específicos.....	3
II. Organización de la empresa.....	4
III. Actividades desarrolladas por la empresa.....	5
3.1 Breve reseña histórica.....	5
3.2 Misión.....	5
3.3 Visión.....	5
IV. Descripción detallada del proyecto de ingeniería.....	6
4.1 Descripción del tema.....	6
4.2 Antecedentes.....	6
4.3 Planteamiento del problema.....	7
4.4 Justificación.....	7
4.5 Marco teórico.....	8
4.5.1 Generalidades.....	8
4.5.2 Acero y sus propiedades.....	9
4.5.3 Tensión de fluencia.....	9
4.5.4 Ductilidad.....	9
4.5.5 Efecto de la temperatura.....	9
4.5.6 Influencia de la deformación en frío.....	10
4.5.7 Tensiones residuales debidas al conformado en frío.....	10
4.5.8 Bases de diseño.....	11
4.5.9 Consideraciones de diseño para el método LRFD.....	13
4.5.10 Ventajas de los perfiles laminados en frío.....	14
4.5.11 Cargas.....	15
4.5.12 Carga muerta.....	16

4.5.13	Carga viva.....	16
4.5.14	Carga de viento	16
4.5.15	Velocidad de diseño de viento	17
4.5.16	Carga interior de viento.....	18
4.5.17	Carga de sismo.....	19
4.5.18	Método de la fuerza horizontal equivalente	21
4.6	Fases del proyecto	22
4.6.1	Calculo pórtico de galpón.....	22
4.6.2	Materiales.....	22
4.6.3	Factores de carga y resistencia (LRFD).....	22
4.6.4	Metrado de cargas	23
4.6.5	Esquemas de carga de servicio	27
4.6.6	Resultados del análisis del pórtico	29
4.6.7	Combinaciones de cargas (LRFD).....	31
4.6.8	Combinaciones de cargas máximas	33
4.6.9	Calculo de columna.....	34
4.6.10	Calculo de viga	38
4.6.11	Calculo de correa de techo simplemente apoyada	41
4.6.12	Calculo de soldadura de filete.....	48
4.6.13	Calculo de placas empernadas en vigas	53
4.6.14	Diseño de pernos de anclaje	62
4.6.15	Cronograma de actividades	65
4.6.16	Logística	66
4.6.17	Fabricación	66
4.6.18	Habilitado de material	68
4.6.19	Soldadura	69
4.6.20	Tratamiento superficial.....	70
4.6.21	Control de calidad	71
V.	Evaluación técnica y económica.....	72
5.1	Presupuesto de galpón metálico	72
VI.	Conclusiones y recomendaciones	78

6.1	Conclusiones	78
6.2	Recomendaciones	79
VII.	Referenciales	80
VIII.	Anexos y planos.....	81

Introducción

Tradicionalmente los galpones para la crianza de pollos en nuestro país son hechos de palo de eucalipto, en estos últimos años las empresas avícolas están demandando galpones de acero por un tema sanitario y estético.

Estos galpones deben ser de bajo costo ya que en la industria avícola el comparativo de precios es favorable con respecto a los galpones de palo, por lo que me vi en la necesidad de diseñar y fabricar galpones metálicos de muy bajo costo. Utilice para ello perfiles plegados en frío a partir de plancha galvanizada con la finalidad de reducir los costos de pintura y peso de acero, para ello el galpón metálico se diseñó de acuerdo a la norma AISI-S100-2007, método de diseño LRFD.

Este informe se ha sido dividido en seis partes, más un conjunto de anexos. En la primera parte se plantea el objetivo general y específico. La segunda parte describe la organización de la empresa, en la tercera parte se describe las actividades desarrolladas por la empresa, en la cuarta parte se describe detalladamente el desarrollo del proyecto en la cual se describe los antecedentes, planteamiento del problema, su justificación y las bases de diseño y su proceso de fabricación, en la quinta parte se realiza la evaluación económica del proyecto y finalmente, la sexta parte presenta las conclusiones y recomendaciones.

Por todo lo mencionado es que presento este informe por experiencia laboral titulado "DISEÑO Y FABRICACION DE UN GALPON METALICO DE BAJO COSTO", en la cual se fundamenta la metodología del análisis de acuerdo a las normativas correspondientes, en el proceso de diseño y fabricación.

I. Objetivos

1.1 Objetivo general.

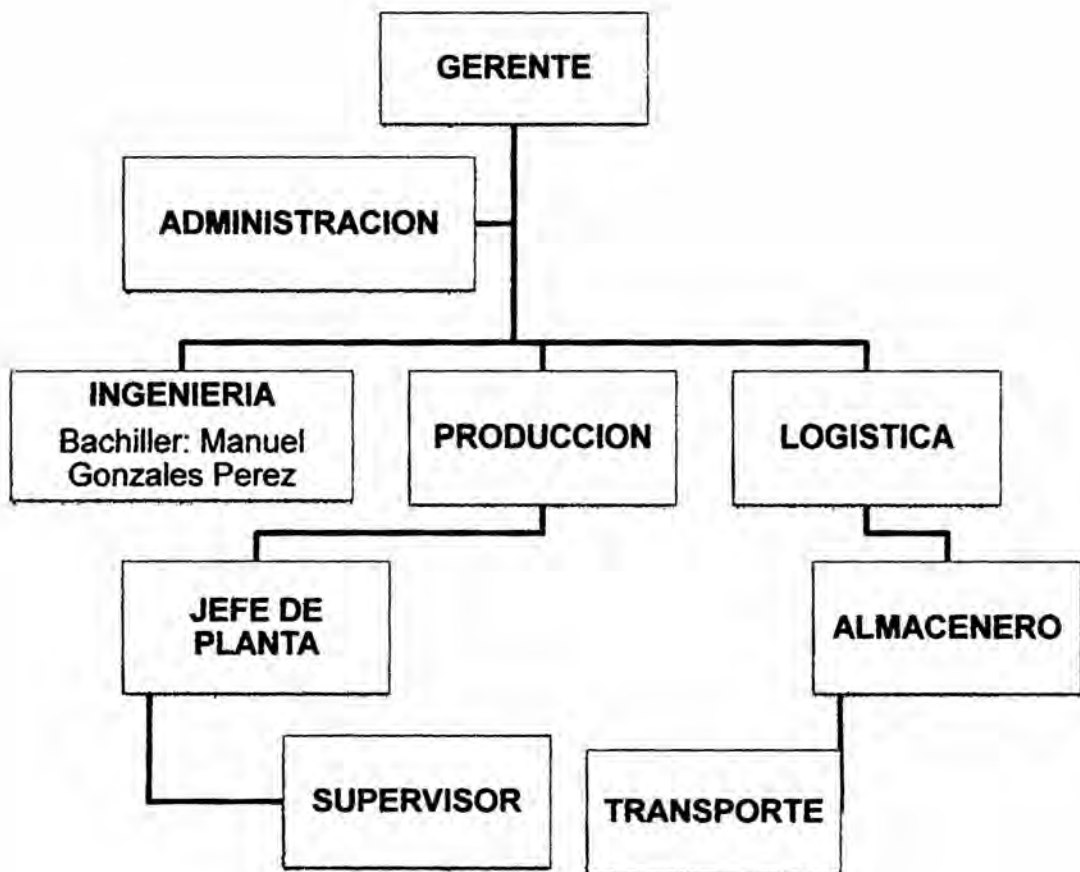
- Diseñar y fabricar un galpón metálico de bajo costo para la industria avícola.

1.2 Objetivos específicos.

- Determinar los perfiles estructurales adecuados de bajo peso a utilizar en el diseño del galpón metálico.
- Evaluar estructuralmente el galpón metálico utilizando perfiles metálicos de bajo peso previamente seleccionados de acuerdo a normas y código de diseño.
- Fabricar un galpón metálico de acuerdo al diseño obtenido previamente.

II. Organización de la empresa

Organigrama General IMACOL E.I.R.L



Fuente: Imacol E.I.R.L

III. Actividades desarrolladas por la empresa

3.1 Breve reseña histórica

Imacol es una empresa que inicia operaciones en la década del 90, ofreciendo sus productos tales como comederos, nidos, jaulas, incubadoras, silos para granos, etc. y servicios de mantenimiento a la industria avícola principalmente a la empresa San Fernando. En sus inicios sólo comercializaba equipos y servicios para la industria avícola y porcina; posteriormente con el desarrollo de nuevos productos participa e incursiona en el diseño y fabricación de galpones metálicos para la industria avícola.

Sus principales clientes son las empresas avícolas: San Fernando S.A, Avivel S.A.C, La Calera S.A.C, Santa Elena S.A.C., Montana S.A.C

3.2 Misión

Crear y desarrollar los mejores conceptos en equipos Agropecuarios e Industriales según las necesidades de nuestros clientes.

3.3 Visión

Ser reconocidos como una empresa líder en la fabricación y servicio de equipos Agropecuarios e Industriales.

IV. Descripción detallada del proyecto de ingeniería

4.1 Descripción del tema

La empresa avícola AVIVEL S.A.C., nos solicitó el suministro de un galpón metálico de bajo costo para la crianza de aves. En general estos galpones pueden ser fabricados con una gran variedad de perfiles de acero que existen en el mercado nacional, el problema es el alto costo de inversión que demandaría el uso de estos perfiles comerciales que resultan en estructuras de acero más pesados, por lo que me vi en la necesidad de diseñar un galpón metálico usando perfiles conformados en frío a partir de planchas galvanizadas con la finalidad de obtener bajo peso.

El proyecto está ubicado en distrito de Quilmaná, provincia de Cañete, departamento de Lima. El clima en esta Localidad es del tipo muy seco y semicálido, por lo que la temperatura media mensual varía entre 16°C y 23°C para los meses de febrero y agosto respectivamente.

4.2 Antecedentes

En nuestro país no hay antecedentes en cuanto al diseño de galpones fabricados con perfiles plegados a partir de plancha galvanizada. Los galpones son fabricados principalmente de madera o de acero, en la industria avícola tradicionalmente en nuestro país son fabricados de palo de eucalipto por su bajo costo. En países vecinos como

Colombia y Argentina, se utiliza mucho los perfiles conformados en frío a partir de plancha galvanizada que resultan muy económicos, principalmente en Colombia la empresa ACESCO ha desarrollado y realizado estudios avanzados al respecto, basados en la norma AISI-S100-2007.

4.3 Planteamiento del problema

En estos últimos años las empresas avícolas más importantes en nuestro país están demandando galpones de acero de bajo costo. El diseño de galpones metálicos en nuestro país, generalmente se realiza con perfiles comerciales que son importados de China, India y EE UU principalmente, el diseño y fabricación con estos perfiles es ampliamente conocido en nuestro medio de las cuales se obtiene un peso relativamente alto, elevando su costo. Razón por la cual surge la necesidad de investigar otras alternativas diseño en cual podamos obtener un menor peso de acero y así reducir los costos.

4.4 Justificación

La investigación propuesta se justifica plenamente si se considera que los resultados, obtenidos reducen el costo de un galpón metálico.

El diseño de estructuras metálicas en nuestro país, se orienta al uso de perfiles comerciales que son laminados en caliente, con lo que se tiende a pensar que el diseño de elementos conformados en frío, es extrapolable a este tipo de diseño, lo cual no es acorde a la realidad.

En este informe se pretende mostrar una alternativa de diseño de galpones metálicos usando perfiles laminados en frío las cuales nos resultaran más económicos.

4.5 Marco teórico

4.5.1 Generalidades

En el mercado del acero nacional existen una serie de perfiles conformados en frío dentro de los cuales se pueden destacar los siguientes elementos estructurales individuales, secciones del tipo C, Z, L, Tubulares Cuadrados y Rectangulares, etc. La altura de estas secciones en general varía entre 50 a 300 milímetros, los espesores oscilan entre 0.5 a 6 milímetros. En la etapa de diseño, utilizando estos tipos de perfiles hay que tener algunas consideraciones especiales como son los fenómenos de pandeo y post pandeo de elementos delgados en compresión, rigidez torsional de los elementos, disposición de rigidizadores en elementos que trabajan bajo esfuerzos de compresión, propiedades de sección variables para elementos rigidizados, parcialmente rigidizados y no rigidizados, conexiones en planchas delgadas, resistencia al aplastamiento en los extremos de vigas, limitaciones de espesor y métodos lineales para el cálculo de propiedades.

4.5.2 Acero y sus propiedades.

Para el diseño y fabricación según AISC se consideró dos tipos de acero: ASTM A36 acero al carbono, ASTM A653 grado 50 acero con recubrimiento de zinc o galvanizado.

Las propiedades mecánicas que nos interesan desde el punto de vista estructural son principalmente la tensión de fluencia, características tensión-deformación, módulo de elasticidad, módulo de corte, ductilidad, soldabilidad.

4.5.3 Tensión de fluencia

La tensión de fluencia varia en rangos desde $F_y=166$ MPa (24 KSI ,1690 Kgf/cm²) y $F_y= 552$ MPa (80 KSI, 5625 Kgf/cm²)

4.5.4 Ductilidad

Capacidad de la pieza y ensamble estructural para permitir deformaciones grandes antes de fracturarse.

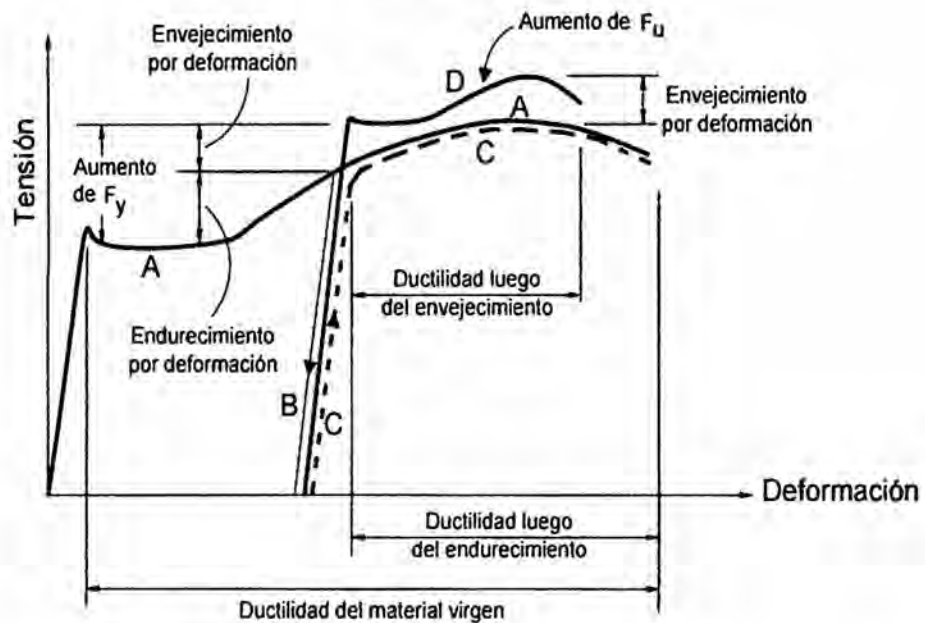
4.5.5 Efecto de la temperatura

Las propiedades mecánicas se obtienen a temperaturas normales de trabajo, para condiciones extremas se debe considerar la modificación de las propiedades, estas condiciones extremas son temperaturas menores a -30°C y temperaturas mayores a 93°C .

4.5.6 Influencia de la deformación en frío

El proceso de conformado en frío induce en las proximidades de las curvas un aumento de la tensión de fluencia y tensión de ruptura, y una disminución de la ductilidad.

Figura 1. Deformación en frío

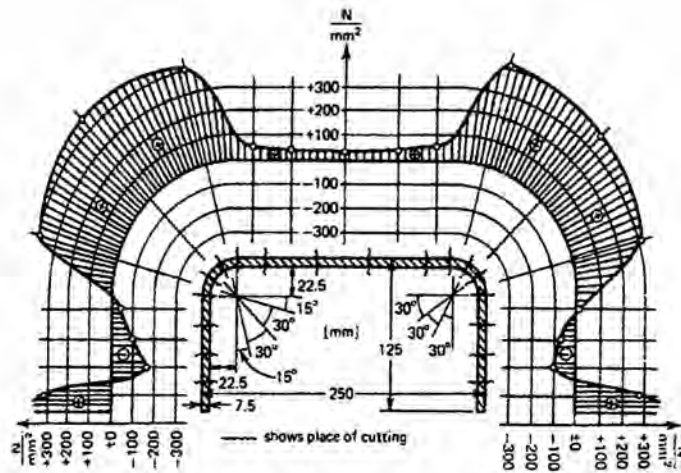


Fuente: Wei-Wen Yu. "Diseño de perfiles de acero conformado en frío"

4.5.7 Tensiones residuales debidas al conformado en frío

En el proceso de fabricación se producen tensiones residuales que provocan el inicio de fluencia en la pieza antes de alcanzar F_y del acero virgen. El límite proporcional considerado en la especificación AISI es conservador para las tensiones residuales que se han medido.

Figura 2. Tensiones residuales



Fuente: Wei-Wen Yu. "Diseño de perfiles de acero conformado en frío"

4.5.8 Bases de diseño.

El proyecto se ha realizado con las disposiciones establecidas en la especificación del Instituto Americano del Hierro y el Acero (American Iron and Steel Institute) AISI S100-2007, especificación para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío, y cumple con los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones-2006: Norma E.020 Cargas, Norma E0.30 Diseño Sismorresistente. El AISI considera el método de diseño LRFD, Load and Resistance Factor Design (Diseño con Factores de Carga y Resistencia), para el diseño de estructuras metálicas bajo el principio de las condiciones en las que la estructura o parte de ella deja de cumplir su función requerida, este método está basado en factores probabilísticos con los cuales se determina las

acciones y la resistencia o capacidad de sus elementos que actúa en la estructura. Las incertidumbres y variabilidad de las cargas son consideradas mediante distintos factores de amplificación de cargas, al considerar la teoría fiabilidad de probabilidades, el diseño logra una mayor fiabilidad.

Con el método LRFD (factores de carga y resistencia) se logra dimensionar las estructuras de modo tal que no se sobrepase ningún estado límite aplicable (de resistencia o de servicio). Cuando la estructura queda sujeta a las combinaciones de carga mayoradas, los valores que se establecen para las distintas cargas individuales que intervienen en las combinaciones son los especificados por las normas americanas correspondientes o en las especificaciones especiales que se hayan desarrollado para un proyecto en particular.

Los factores de resistencia que se especifican en el método están basados en investigaciones sobre un gran universo de muestras de aceros norteamericanos. Los valores de los factores de resistencia son los siguientes:

$t = 0.9$ Fluencia en tracción $b = 0.90$ Flexión

$t = 0.75$ Rotura por tracción. $v = 0.90$ Cizalle.

$c = 0.85$ Compresión

4.5.9 Consideraciones de diseño para el método LRFD

Es necesario verificar los estados límites de servicio, para el cual 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 diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), puede representarse por la ecuación siguiente:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad \text{Ec. (4.1)}$$

La parte izquierda de la inecuación representa la resistencia del componente o sistema, y la parte derecha representa la carga máxima esperada o sus máximos efectos. La resistencia nominal R_n es reducida por un factor menor que la unidad ϕ (factor de resistencia) para obtener la resistencia de diseño. Al otro lado de la inecuación, las cargas son factorizadas por sus

respectivos factores de mayoración γ_i , de acuerdo con las combinaciones de carga establecidas. [3]

- | | |
|--------|---|
| (A4.1) | $1.4D$ |
| (A4.2) | $1.2D + 1.6Lr + 0.5(S \text{ o } Lr \text{ o } R)$ |
| (A4.3) | $1.2D + 1.6Lr + 0.5(S \text{ o } Lr \text{ o } R) + (0.8W \text{ o } 0.5L)$ |
| (A4.4) | $1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ |
| (A4.5) | $1.2D + 1.5E + (0.5L \text{ o } 0.2S)$ |
| (A4.6) | $0.9D - (1.3W \text{ o } 1.5E)$ |
-
- | | |
|--------|---|
| (A4.1) | Carga muerta D durante la construcción |
| (A4.2) | Carga viva L |
| (A4.3) | Carga en el techo |
| (A4.4) | Carga de viento W aditiva a la carga muerta |
| (A4.5) | Carga de sismo aditiva a la carga muerta |
| (A4.6) | W o E opuesta a la carga muerta |

4.5.10 Ventajas de los perfiles laminados en frío

Ventajas principales

Los perfiles laminados en frío deben su capacidad de carga a la resistencia del material con el cual están conformados y la configuración del perfil. Una lámina de acero muy delgada por sí sola no soporta una carga considerable, pero si esta lámina es doblada, formando un perfil estructural estos dobleces actúan como rigidizadores, incrementando notablemente la capacidad de carga. Por tanto la resistencia y rigidez se ven

incrementadas, debido a la nueva configuración y no a su espesor, por lo que la relación Resistencia – Peso, puede ser muy favorable.

Otras ventajas adicionales

- Son más ligeros que los perfiles laminados en caliente, además de ser más económicos para cargas livianas o claros cortos.
- Se pueden fabricar secciones poco comunes para casos muy particulares de una manera económica, sin incrementar el peso propio, por lo que se tiene una relación resistencia-peso, muy favorable.
- Son perfiles prácticos para la construcción prefabricada. El uso de perfiles prefabricados reduce el trabajo de habilitado en campo.

4.5.11 Cargas

Las cargas son acciones directas de una fuerza concentrada o distribuida actuando sobre el elemento estructural y la cual produce estados tensionales sobre la estructura. La determinación de las cargas que se transmiten a los apoyos de los elementos no pueden ser exactas en magnitud y en ubicación, aun cuando se conozca la exacta posición de las mismas y su magnitud, por eso son necesarias las suposiciones que definirán un estado de carga ideal.

Se consideró las siguientes cargas para el diseño:

4.5.12 Carga muerta

Es una carga de gravedad cuya magnitud y ubicación podemos considerarla fijas, para este proyecto se aplicó las cargas permanentes tomadas de los pesos de los elementos que conforman la estructura y los que se encuentran adheridas a ellas como luminarias, etc.

4.5.13 Carga viva

Es aquella carga de gravedad que actúa sobre la estructura cuando esta se encuentra en servicio, puede variar en ubicación como en magnitud a lo largo de la vida útil.

4.5.14 Carga de viento

Es aquella carga producida por el viento. Toda estructura está sujeta a la acción del viento, más aún cuando se encuentran en zonas donde la velocidad del viento es significativa, o son más vulnerables a los efectos aerodinámicos. En el caso de estructuras de acero, por su peso propio relativamente bajo y grandes superficies expuestas a la acción del viento, estas pueden ser más importantes que las cargas debidas al sismo.

4.5.15 Velocidad de diseño de viento

La velocidad de diseño del viento hasta 10m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación pero no menos de 75km/h. La velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión. [3]

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22} \quad \text{Ec. (4.2)}$$

Dónde:

V_h : velocidad de diseño en la altura h en km/h

V : velocidad de diseño hasta 10m de en km/h

H : altura sobre el terreno en metros

Carga exterior de viento

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual se actúa. Se calculara mediante la expresión: [3]

$$P_h = 0.005 C V_h^2 \quad \text{Ec. (4.3)}$$

P_h : Presión o succión del viento a una altura h en kgf/m^2

C : Factor de forma adimensional indicado en la tabla 1

V_h : Velocidad de diseño a la altura h, en km/h

Tabla 1. Factores de forma C* (RNE E 020) [3]

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con ángulo de inclinación que no exceda 45°	+/-0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 -0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.7 -0.3	-0.6
Superficies inclinadas 60° y la vertical	+0.8	-0.6
Superficies verticales o inclinadas(planas o curvas) paralelas a la acción del viento	-0.7	-0.7
*El signo positivo indica presión y el negativo succión		

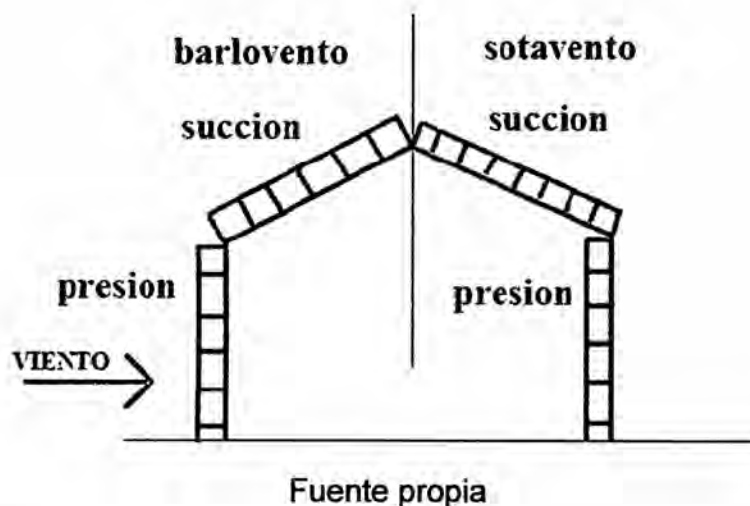
4.5.16 Carga interior de viento

Para el diseño de los elementos de cierre, incluyendo sus fijaciones y anclajes, que limitan en cualquier dirección el nivel que se analiza, tales como paneles de vidrio, coberturas, alfeizares y elementos de cerramiento, se adicionara a las cargas exteriores calculadas según tabla 1, las cargas interiores (presiones y succiones) calculadas con los factores de forma para presión interior de la tabla 2. [3]

Tabla 2. Aberturas (RNE E 020) [3]

Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
+0.3	+0.8	-0.6

Figura 3. Carga de viento en pórtico



4.5.17 Carga de sismo

Son las acciones que un sismo provoca sobre la estructura. Los terremotos producen movimientos horizontales y verticales, los movimientos horizontales son los que generan en las estructuras los efectos más significativos; cuando la interacción suelo estructura se activa, la inercia de la masa de la estructura tiende a resistir este movimiento; la filosofía de este análisis sismico tiende a estimar la fuerza a partir de un porcentaje del

peso de la estructura; este porcentaje es llamado coeficiente basal y la fuerza dependerá de la ductilidad o liberación de energía que se estime o se asigne a este tipo de estructura; en este proyecto solo vamos a estimar la fuerza sísmica lateral para determinar si es mandatorio en el diseño; los pórticos en X-X serán con uniones dúctiles a momentos ($R=9.5$) y en el eje Y-Y arriostrado en cruz ($R=6.0$), basados en el RNE E030. [3]

$$C_b = \frac{ZUSC}{R} \quad \text{Ec. (4.4)}$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); \quad C \leq 2.5 \quad \text{Ec. (4.5)}$$

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad \text{Ec. (4.6)}$$

C_b : Coeficiente basal

Z : Factor de zona

U : Factor de uso e importancia

C : Coeficiente ampliación sísmica

S : Factor de suelo

R_x, R_y : Coeficiente reducción sollicitación sísmica

T_p : Periodo del espectro para cada tipo de suelo

T : Periodo fundamental

h_n : Altura total del edificio

C_T : Coeficiente para estimar periodo predominante en un edificio.

4.5.18 Método de la fuerza horizontal equivalente

Consiste en reemplazar el efecto del sismo en una edificación por un conjunto de fuerzas horizontales equivalentes que con lleva los siguientes pasos: [3]

- Determinación del espectro de diseño de acuerdo con las características geotectónicas del lugar de emplazamiento de la estructura.
- Cálculo aproximado del período fundamental de vibración.
- Determinación del cortante de base con los resultados de los pasos anteriores.
- Distribución en altura del cortante de base
- Aplicación de estas fuerzas sísmicas

$$V_x = C_b \cdot P_{est} \quad \text{Ec. (4.7)}$$

Donde:

V_x : Fuerza horizontal equivalente

C_b : Coeficiente basal

P_{est} : Peso de la estructura

4.6 Fases del proyecto

4.6.1 Calculo pórtico de galpón

Dimensiones del pórtico

Luz	:	10m
Longitud	:	140m
H _{columna}	:	2.5m
Pendiente	:	16°
Separación entre Pórticos	:	5m

4.6.2 Materiales

Perfiles conformados en frio – ASTM A653 Gr 50

$F_y = 3514 \text{ Kg/cm}^2$ (340 MPa) (50Ksi)

$F_u = 4568 \text{ Kg/cm}^2$ (450 MPa) (65Ksi)

4.6.3 Factores de carga y resistencia (LRFD)

a).1.4D

b).1.2D + 1.6Lr

c).1.2D + 1.6Lr +- 0.8W

d).1.2D + 0.5L +- 1.6W

4.6.4 Metrado de cargas

Carga muerta (D)

Peso propio de la estructura: $117.72 \text{ N/m}^2 \times 5\text{m} = 588.6 \text{ N/m}$

Cobertura metálica de techo: $39.24 \text{ N/m}^2 \times 5\text{m} = 196.2 \text{ N/m}$

Correas de techo: $29.43 \text{ N/m}^2 \times 5\text{m} = 147.15 \text{ N/m}$

Luminarias y otros: $49.05 \text{ N/m}^2 \times 5\text{m} = 245.25 \text{ N/m}$

Carga viva de cubierta (Lr)

Sobrecarga de uso de acuerdo a norma técnica E-020

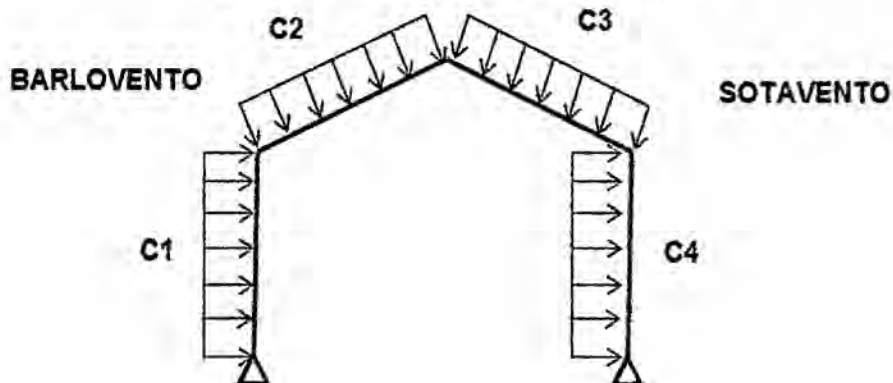
Carga viva: $294.3 \text{ N/m}^2 \times 5\text{m} = 1471.5 \text{ N/m}$

Carga de viento (W)

De acuerdo a norma técnica E-020 consideramos de acuerdo a ubicación en mapa eólico para el distrito de Quilmaná, provincia de Cañete: 75 km/h.

Viento transversal

Figura 4. Carga de viento en pórtico



Fuente propia

Los coeficientes de presión exterior según tabla 2, son:

$C_1 = +0.8$ Presión en barlovento

$C_2 = +0.7$ Presión en barlovento

$C_2 = -0.3$ Succión en barlovento

$C_3 = -0.6$ Succión en barlovento

$C_4 = -0.6$ Succión en sotavento

Como la estructura se considera cerrada, las presiones interiores se tomarán con el coeficiente de presión interior (C_{pi}) más desfavorable

$$C_{pi} = +/- 0.3 \qquad \text{Ec. (4.8)}$$

El efecto combinado de las presiones exteriores e interiores se toma aplicando:

$$C_p = C_{pe} - C_{pi} \qquad \text{Ec. (4.9)}$$

Aplicando Ec. (5.11) y Ec. (5.12) tenemos:

$$C_1 = +0.8 - 0.3 = +0.5 \quad \text{ó} \quad +0.8 - (-0.3) = +1.1 \qquad C_1 = +1.1$$

$$C_2 = +0.7 - 0.3 = 0.4 \quad \text{ó} \quad +0.7 - (-0.3) = +1$$

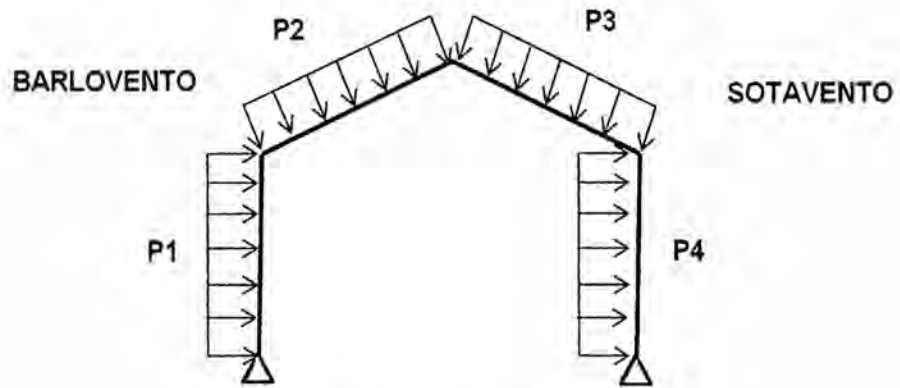
$$C_2 = -0.3 - 0.3 = -0.6 \quad \text{ó} \quad -0.3 - (-0.3) = 0 \qquad C_2 = +1$$

$$C_3 = -0.6 - 0.3 = -0.9 \quad \text{ó} \quad -0.6 - (-0.3) = -0.3 \qquad C_3 = -0.9$$

$$C_4 = -0.6 - 0.3 = -0.9 \quad \text{ó} \quad -0.6 - (-0.3) = -0.3 \qquad C_4 = -0.9$$

Presiones de viento

Figura 5. Presiones de viento en pórtico



Fuente propia

Las presiones se calculan aplicando:

$$\text{Ec. (4.3): } P_h = 0.005 C V_h^2$$

$$P_1 = 0.005 \times (+1.1) \times 75^2 = + 30.94 \text{ kgf/m}^2 \text{ (303.52 N/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 0.005 \times (+1) \times 75^2 = + 28.12 \text{ kgf/m}^2 \text{ (275.86 N/m}^2\text{)}$$

$$P_3 = 0.005 \times (-0.9) \times 75^2 = - 25.31 \text{ kgf/m}^2 \text{ (248.29 N/m}^2\text{)}$$

$$P_4 = 0.005 \times (-0.9) \times 75^2 = - 25.31 \text{ kgf/m}^2 \text{ (248.29 N/m}^2\text{)}$$

Carga distribuida sobre pórtico

$$P_1 = 303.52 \text{ N/m}^2 \times 5\text{m} = +1517.6 \text{ N/m}$$

$$P_2 = 275.86 \text{ N/m}^2 \times 5\text{m} = +1379.3 \text{ N/m}$$

$$P_3 = 248.29 \text{ N/m}^2 \times 5\text{m} = -1241.45 \text{ N/m}$$

$$P_4 = 248.29 \text{ N/m}^2 \times 5\text{m} = -1241.45 \text{ N/m}$$

Carga de sismo

Para determinar la carga de sismo estático aplicamos las siguientes formulas:

$$C_b = \frac{ZUSC}{R_x} \quad \text{Ec. (4.10)}$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5 \quad \text{Ec. (4.11)}$$

$$T = \frac{h_n}{C_t} \quad \text{Ec. (4.12)}$$

Donde:

C_b : Coeficiente basal

Z : 0.4 (Factor de zona)

U : 1.2 (Factor de uso e importancia)

C : 2.5 (Coeficiente ampliación sísmica)

S : Factor de suelo igual a 1,2 para suelos tipo S_2

R_x : 9.5 (Coeficiente reducción sollicitación sísmica)

T_p : 0.6 s (Periodo del espectro para cada tipo de suelo)

T : Periodo fundamental

Aplicando : Ec. (4.12), $T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{2.5}{35} = 0.07 \text{ s}$

$$\text{Ec. (4.11), } C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5, C = 2.5 \left(\frac{0.6}{0.07} \right) = 8.57 \quad C = 2.5$$

$$\text{Ec. (4.10), } C_b = \frac{ZUSC}{R_x} = \frac{0.4 \times 1 \times 1.2 \times 2.5}{9.5} = 0.12$$

Calculo de la fuerza sísmica con el método de la fuerza horizontal equivalente.

Peso de la estructura

Carga muerta : 196.2 N/m² (20 Kgf/m²)

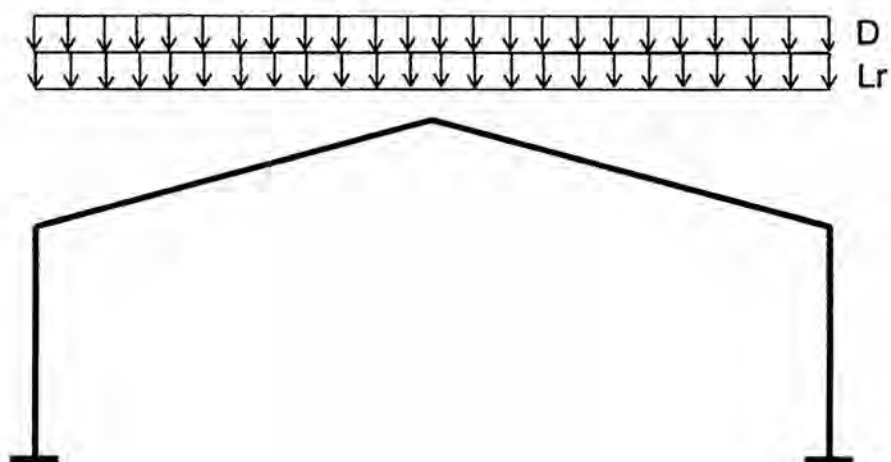
Carga viva (25%) : 73.58 N/m² (7.5 Kgf/m²)

Peso total : 269.78 N/m² x 5m x 10m = 13489 N

Aplicando le Ec. (4.7), $V_x = C_b \times P_{est} = 0.12 \times 13489 = 1618.68\text{N}$

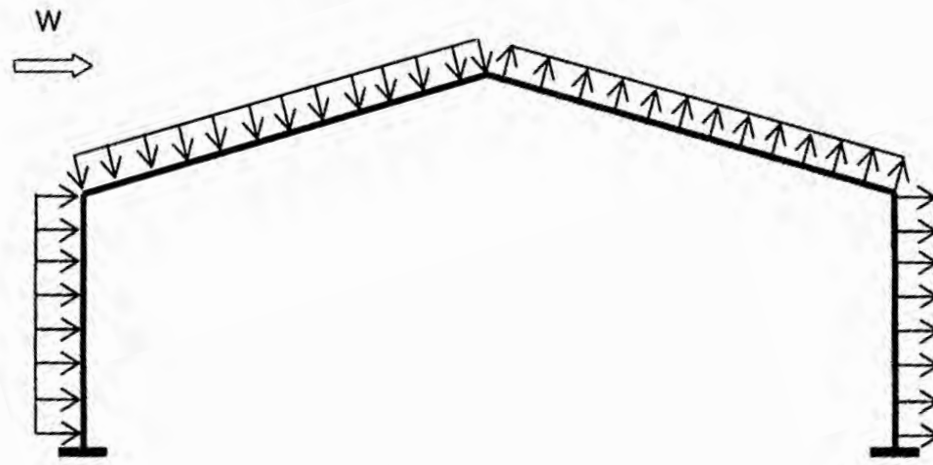
4.6.5 Esquemas de carga de servicio

Figura 6. Cargas de gravedad



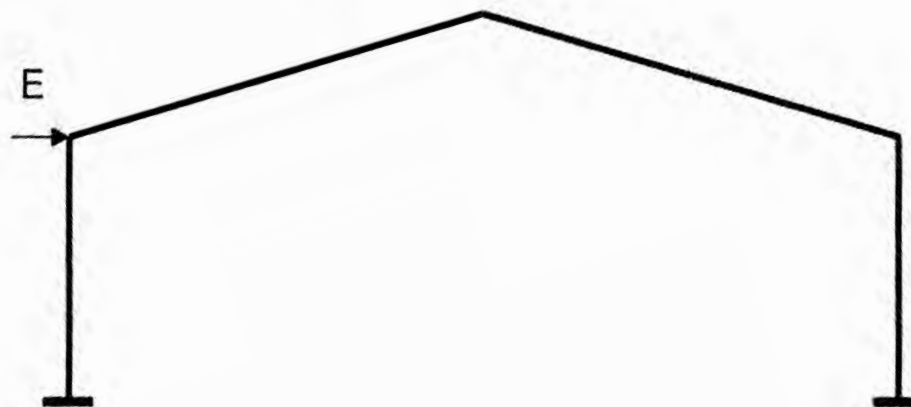
Fuente propia

Figura 7. Cargas de viento



Fuente propia

Figura 8. Cargas de sismo

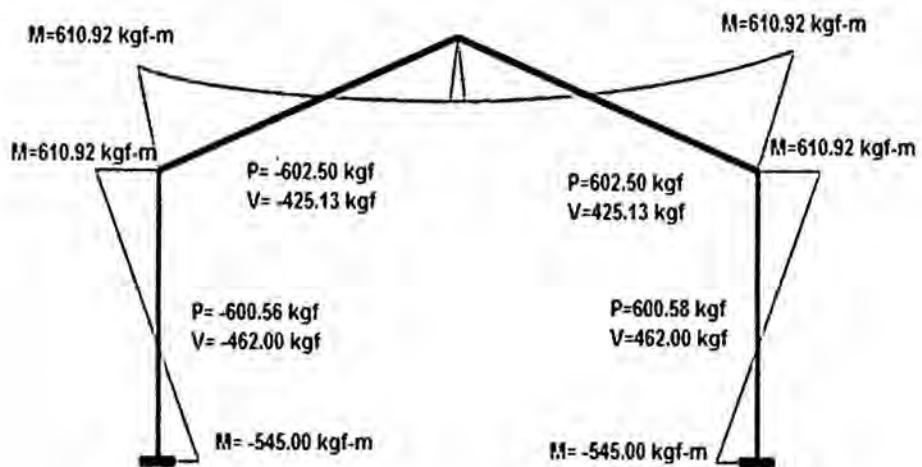


Fuente propia

4.6.6 Resultados del análisis del pórtico

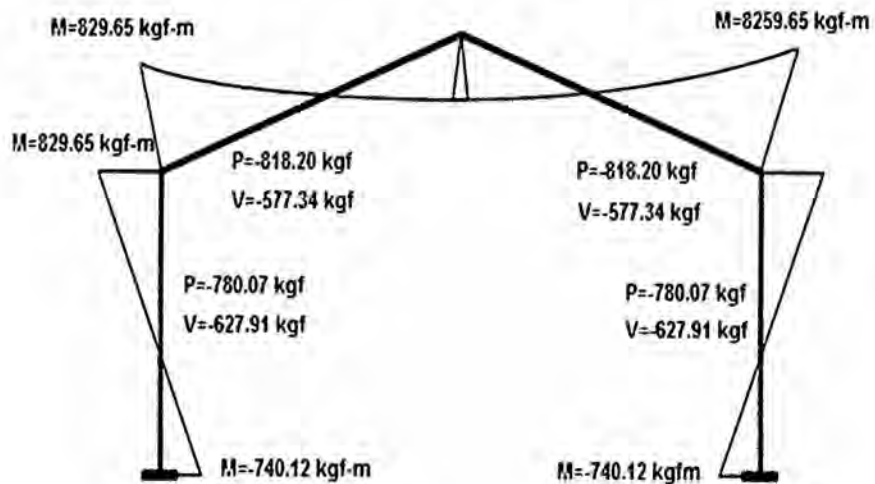
Se presentan los estados de cargas y los resultados del análisis que se realizó mediante software de cálculo SAP 2000 versión 14 educativa.

Figura 9. Estado de carga muerta (D)



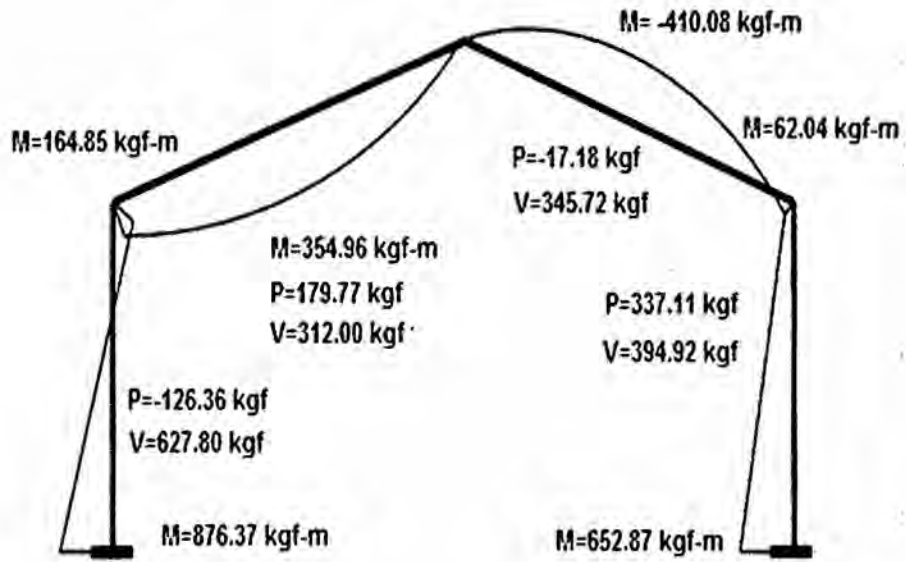
Fuente propia

Figura 10. Estado de carga viva (Lr)



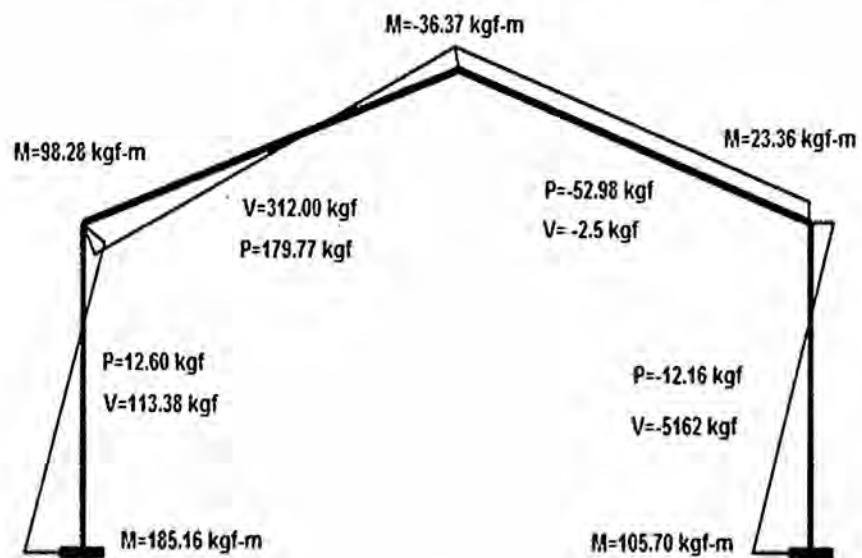
Fuente propia

Figura 11. Estado de carga de viento (W)



Fuente propia

Figura 12. Estado de carga de sismo (E)



Fuente propia

4.6.7 Combinaciones de cargas (LRFD)

Tabla 3. Combinaciones de carga en columnas

	M (Kgf-m)	P (Kgf)	V (Kgf)
D	610.92	-600.50	-462.37
Lr	829.65	-780.07	-627.91
E	1226.49	-103.30	-824.25
W	185.16	-46.29	113.38
1.4D	855.29	-840.70	-647.32
1.2D+1.6Lr	2060.54	1968.71	1559.50
1.2D+1.6Lr+0.8W	2208.67	2005.74	1468.80
1.2D+1.6Lr-0.8W	1912.42	-1931.68	-1650.20
1.2D+0.5L+1.6W	1029.36	-794.66	-373.44
1.2D+0.5L-1.6W	436.85	-646.54	-736.25
1.2D+E	1959.59	-823.90	-1379.09
0.9D+1.6W	846.08	-614.51	-234.73
0.9D-1.6W	253.57	-466.39	-597.54
0.9D+E	1776.32	-643.75	-1240.38

Tabla 4. Combinaciones de carga en vigas

	M (Kgf-m)	P (Kgf)	V (Kgf)
D	-610.00	-602.50	-425.13
Lr	-829.05	-818.20	-577.34
E	-466.55	-92.24	-350.44
W	354.96	179.77	312.00
1.4D	-854.00	-843.50	-595.18
1.2D+1.6Lr	-2058.48	-2032.12	-1433.90
1.2D+1.6Lr+0.8W	-1774.51	-1888.30	-1184.30
1.2D+1.6Lr-0.8W	-2342.45	-2175.94	-1683.50
1.2D+0.5L+1.6W	-164.06	-435.37	-10.96
1.2D+0.5L-1.6W	-994.86	-981.84	-692.81
1.2D+E	-1198.55	-815.24	-860.60
0.9D+1.6W	18.94	-254.62	116.58
0.9D-1.6W	-746.15	-736.38	-519.61
0.9D+E	-1015.55	-634.49	-733.06

4.6.8 Combinaciones de cargas máximas

De las combinaciones de cargas más desfavorables obtenemos lo siguiente:

Cargas en columna:

De lo anterior se observa que la combinación que origina los efectos más importantes sobre la columna es:

$$1.2D+1.6Lr+0.8W$$

Momento actuante $M_u = 2\,342.45 \text{ Kgf-m (23.4KN.m)}$

Cortante actuante $V_u = -2\,047.39 \text{ Kgf (20.5KN)}$

Compresión actuante $P_u = -2\,238.40 \text{ Kgf (22.4KN)}$

Cargas en viga:

De lo anterior se observa que la combinación que origina los efectos más importantes sobre la viga es:

$$1.2D+1.6Lr-0.8W$$

Momento actuante $M_u = 2\,342.45 \text{ Kgf-m (23.4KN.m)}$

Cortante actuante $V_u = 1\,683.50 \text{ Kgf (16.8KN)}$

Compresión actuante $P_u = -2\,175.94 \text{ Kgf (21.8KN)}$

4.6.9 Calculo de columna

Usamos un perfil PHR C 203x67x2.5 sección cajón

Altura de Columna : 2.5m

Longitud de pandeo: L_K

$$L_{K_i} = K_i \cdot L_i \quad \text{Ec. (4.13)}$$

Donde:

K_i : Factor de pandeo recomendado

L_i : Longitud del perfil

$L_{K_x} = K_x L_x = 1.2 \times 2.5 = 3\text{m}$ (Longitud de pandeo en X)

$L_{K_y} = K_y L_y = 1.0 \times 2.5 = 2.5\text{m}$ (Longitud de pandeo en Y)

Evaluación del Perfil Cajón

Verificación al pandeo flexo-torsional

No hay pandeo flexo-torsional si:

$$\frac{L}{S_w} \leq 0.086 \frac{E}{F_y} \quad \text{Ec. (4.14)}$$

Donde:

L : Longitud del elemento

S_w : Separación entre almas

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero

E : Módulo de elasticidad del acero

Tenemos:

$$L : 2.5 \text{ m}$$

$$S_w : 0.134 \text{ m}$$

$$F_y : 3515 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E : 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto aplicando Ec. (4.14):

$$\frac{L}{S_w} = \frac{2.5}{0.134} = 18.65 \quad , \quad 0.086 \frac{E}{F_y} = 0.086 \left(\frac{2100000}{3515} \right) = 51.37$$

$18.65 \leq 51.37$ ok! , cumple. No hay pandeo flexo-torsional

Datos para el Perfil PHR C 203x67x2.5 Cajón

Inercias I_x, I_y

De la tabla 18 anexo 1, tenemos:

$$I_x = 10\,779\,576 \text{ mm}^4 \quad I_y = 5\,163\,392 \text{ mm}^4$$

Momentos de diseño $\emptyset M_n$

De la tabla 37 anexo 1, tenemos:

$$\text{En x: } L_b = 3.00\text{m} < L_u = 28.6\text{m} \quad , \quad \emptyset M_{nx} = 33.70 \text{ KN.m}$$

$$\text{En y: } L_b = 2.50\text{m} < L_u = 57\text{m} \quad \emptyset M_{ny} = 16.59 \text{ KN.m}$$

Cortante de diseño ϕV_n

De la tabla 62 anexo 1, tenemos:

$$\phi V_{nx} = 102.18 \text{ KN}$$

Compresión ϕP_n

De la tabla 29 anexo 1, tenemos lo siguiente:

$$K_x L_x = 1.2 \times 2.5 = 3\text{m}; \quad \phi P_{nx} = 323.65 \text{ KN (lok)}$$

$$K_y L_y = 1.0 \times 2.5 = 2.5\text{m} \quad \phi P_{ny} = 337.37 \text{ KN}$$

Verificación por flexión y compresión

Diseño por factores de carga y resistencia:

Factores de resistencia:

$$\text{Flexión:} \quad \phi_b = 0.95$$

$$\text{Corte:} \quad \phi_v = 0.95$$

$$\text{Compresión:} \quad \phi_c = 0.85$$

Verificación por flexo-compresión

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.15 \rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_c M_{nx}} < 1.0 \quad \text{Ec. (4.15)}$$

Aplicando Ec. (4.15):

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{2\,238.40}{32.36 \times 1000} = 0.07 < 0.15 \quad \text{ok!}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_c M_{nx}} = \frac{2\,238.40}{32\,365} + \frac{2\,342.45}{3\,370} = 0.77 < 1.0 \quad \text{ok!}$$

Verificación por flexión - corte

$$\sqrt{\left(\frac{M_u}{\phi_c M_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_c V_n}\right)^2} < 1 \quad \text{Ec. (4.16)}$$

Aplicando la Ec. (4.16)

$$\frac{M_u}{\phi_c M_n} = \frac{2\,342.45}{3\,370} = 0.70$$

$$\frac{V_u}{\phi_c V_n} = \frac{2\,047.39}{10\,218} = 0.20$$

$$\sqrt{(0.70)^2 + (0.20)^2} = 0.72 < 1 \quad \text{ok!}$$

4.6.10 Calculo de viga

Usamos perfil PHR C203X67X2.5 sección cajón

Longitud : 5.2m

Pendiente de techo : 16°

Usamos Ec. (4.13)

$K_x L_x = 1.0 \times 5.2 = 5.2\text{m}$ (Longitud de pandeo en X)

$K_y L_y = 1.0 \times 5.2 = 5.2\text{m}$ (Longitud de pandeo en Y)

Evaluamos el perfil

Verificación al pandeo flexo-torsional

No hay pandeo flexo-torsional si cumple Ec. (4.14):

Tenemos: $L = 5.2\text{ m}$ $S_w = 0.134\text{ m}$

$F_y = 3515\text{ Kgf/cm}^2$ $E = 2100\ 000\text{ Kgf/cm}^2$

Por lo tanto:

$$\frac{L}{S_w} = \frac{5.2}{0.134} = 38.8 \quad , \quad 0.086 \frac{E}{F_y} = 0.086 \left(\frac{2100000}{3515} \right) = 51.37$$

$38.8 \leq 51.37$ ok! Cumple. No hay pandeo flexo-torsional

Datos para el Perfil PHR C 203x67x2.5 Cajón:

Inercias I_x, I_y

De la tabla 18 anexo 1, tenemos:

$I_x = 10\ 779\ 576\text{ mm}^4$ $I_y = 5\ 163\ 392\text{ mm}^4$

Momentos de diseño ϕM_n

De la tabla 37 anexo 1, tenemos:

$$L_b=5.20\text{m} < L_u=28.6\text{m} \quad \phi M_{nx} = 33.70 \text{ KN.m} = 3\,370 \text{ Kgf.m}$$

$$L_b=5.20\text{m} < L_u=57\text{m} \quad \phi M_{ny} = 16.59 \text{ KN.m} = 1\,659 \text{ Kgf.m}$$

Cortante de diseño ϕV_n

De la tabla 62 anexo 1, tenemos:

$$\phi V_{nx} = 102.18 \text{ KN} = 10\,218 \text{ Kgf}$$

Compresión ϕP_n

De la tabla 29 anexo 1, tenemos lo siguiente:

$$K_x L_x = 1.0 \times 5.2 = 5.2\text{m} \quad \phi P_{nx} = 221.04 \text{ KN} = 22\,104 \text{ Kgf (controla)}$$

$$K_y L_y = 1.0 \times 5.2 = 5.2\text{m} \quad \phi P_{ny} = 221.04 \text{ KN} = 22\,104 \text{ Kgf}$$

Verificación por flexión y compresión

Factores de resistencia:

$$\text{Flexión:} \quad \phi_b = 0.95$$

$$\text{Corte:} \quad \phi_v = 0.95$$

$$\text{Compresión:} \quad \phi_c = 0.85$$

Verificación por flexo-compresión

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.15 \rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_c M_{nx}} < 1.0 \quad \text{Ec. (4.15)}$$

Reemplazando:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{2\,175.94}{18\,788} = 0.11 < 0.15 \quad \text{ok!}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_c M_n} = \frac{2\,175.94}{18\,788} + \frac{2\,342.45}{3\,370} = 0.80 < 1.0 \quad \text{ok!}$$

Verificación por flexión- corte

$$\text{Aplicando Ec.(4.16), } \sqrt{\left(\frac{M_u}{\phi_c M_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_c V_n}\right)^2} < 1$$

$$\frac{M_u}{\phi_c M_n} = \frac{2\,342.45}{3\,370} = 0.70 \qquad \frac{V_u}{\phi_c V_n} = \frac{1\,683.50}{10\,218} = 0.17$$

$$\sqrt{(0.70)^2 + (0.17)^2} = 0.72 < 1 \quad \text{ok!}$$

4.6.11 Calculo de correa de techo simplemente apoyada

Longitud : 5m

Pendiente de techo : 16°

Distancia entre viguetas : 1.30 m

Suposiciones:

Las viguetas están apoyadas de forma individual de tal forma que no transmiten continuidad de una vigueta a otra.

Cargas según NTP E020

Combinaciones de cargas:

a) 1.4D

b) 1.2D + 1.6Lr

c) 1.2D + 1.6Lr + 0.8W

d) 1.2D + 1.6Lr - 0.8W

Evaluación de cargas:

Carga Muerta (D)

Cobertura metálica : 4 Kg/m² (40 N/m²)

Perfiles correas : 3 Kg/m² (30 N/m²)

Iluminación : 2 Kg/m² (20 N/m²)

Total carga muerta : 9 Kg/m² (90 N/m²)

Carga viva de cubierta (Lr)

De acuerdo con RNC : 30 Kgf/m²

Carga de viento (W)

Según E020 : 75Km/h (veloc. mín. del viento)

C= + 0.30 (zona de barlovento)

C= - 0.70 (zona de barlovento)

C= - 0.60 (zona de sotavento)

Aplicamos la Ec. (4.3), $P = 0.005 C V_h^2$

Aplicamos la Ec. (4.9), $C = C_{pe} - C_{pi}$

Aplicamos la Ec. (4.8), $C_{pi} = \pm 0.3$

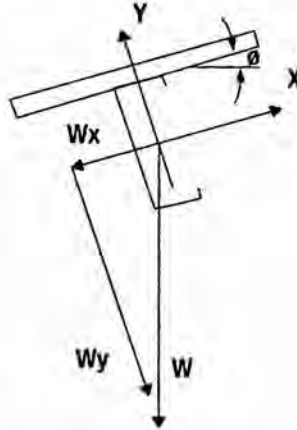
Reemplazando tenemos:

$$P = 0.005(0.3+0.3)75^2 = 16.87 \text{ Kgf/m}^2$$

$$P = 0.005(-0.7-0.3)75^2 = - 28.12 \text{ Kgf/m}^2$$

$$P = 0.005(-0.6-0.3)75^2 = - 28.31 \text{ Kgf/m}^2$$

Figura 13. Componentes de cargas de correas



Fuente: Manual de perfiles ACESCO

En la dirección del eje Y

1. $1.4 \times 9 \times \cos 16^\circ \times 1.30 = 15.74 \text{ Kgf/m}$
2. $(1.2 \times 9 + 1.6 \times 30) \cos 16^\circ \times 1.30 = 73.47 \text{ Kgf/m}$
3. $\{(1.2 \times 9 + 1.6 \times 30) \cos 16^\circ + 0.8 \times 28.31\} 1.30 = 102.92 \text{ Kgf/m}$
4. $\{(1.2 \times 9 + 1.6 \times 30) \cos 16^\circ - 0.8 \times 28.31\} 1.30 = 44.03 \text{ Kgf/m}$

La carga mayorada más desfavorable corresponde a la combinación 3:

$$W_{uy} = 102.92 \text{ Kgf/m (1.03 KN/m)}$$

En la dirección del eje X

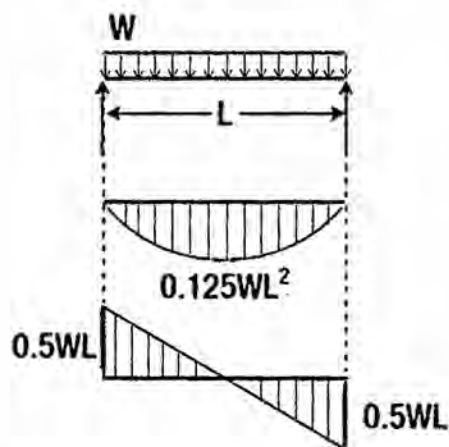
1. $1.4 \times 9 \times \text{sen}16^\circ \times 1.30 = 4.51 \text{ Kgf/m}$
2. $(1.2 \times 9 + 1.6 \times 30) \text{sen}16^\circ \times 1.30 = 21.06 \text{ Kgf/m}$
3. $\{(1.2 \times 9 + 1.6 \times 30) \text{sen}16^\circ + 0.8 \times 28.31\} 1.30 = 50.50 \text{ Kgf/m}$
4. $\{(1.2 \times 9 + 1.6 \times 30) \text{sen}16^\circ - 0.8 \times 28.31\} 1.30 = - 8.38 \text{ Kgf/m}$

La carga mayorada más desfavorable corresponde a la combinación 3:

$$W_{ux} = 50.50 \text{ Kgf/m (0.51 KN/m)}$$

El momento alrededor de los ejes X e Y:

Figura 14. Diagrama de momentos para viga simplemente apoyada



Fuente: Manual de perfiles ACESCO

Momento de viga simplemente apoyado

$$M_u = 0.125W_uL^2 \quad \text{Ec. (4.17)}$$

Donde:

W : Carga distribuida

L : Longitud de la viga

Aplicando Ec. (4.17), tenemos lo siguiente:

$$M_{ux} = 0.125W_{uy}L^2 = 0.125 \times 102.92 \times 5^2 = 321.6 \text{ Kgf-m (3.2KN.m)}$$

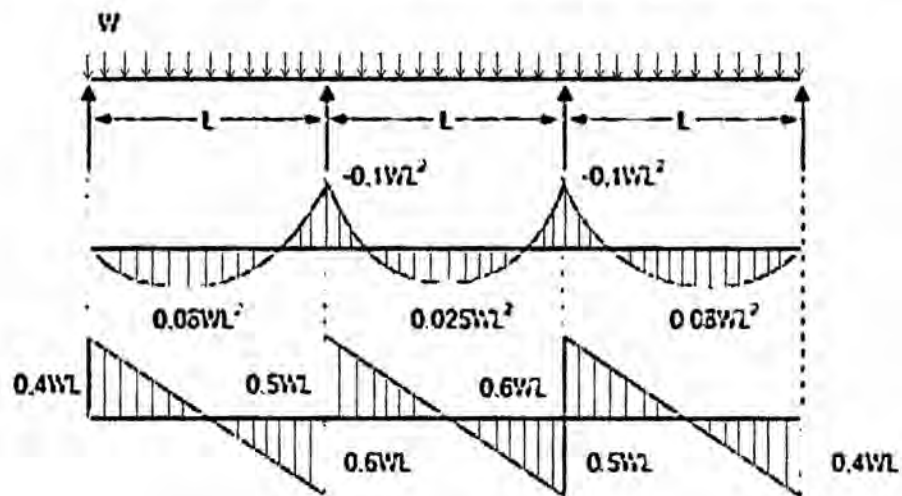
$$M_{uy} = 0.125W_{ux}L^2 = 0.125 \times 50.50 \times 5^2 = 157.8 \text{ Kgf-m (1.6KN.m)}$$

Para cumplir con el momento alrededor del eje X, es necesario utilizar un perfil C PHR/PAG 160x60-3mm (tabla 40 anexo 1, $L_b = 5\text{m}$). Para obtener una sección de perfil eficiente se ubican templadores a $L/3$ esto genera una distribución de momentos distintos alrededor del eje Y, y se disminuye la longitud no soportada ($L_b = 1.67 \approx 1.75 \text{ m}$) para el eje X aumentando la resistencia de diseño a flexión del perfil.

Para la nueva condición con temples cada $L/3$:

Para momentos en Y:

Figura 15. Diagrama de momentos para viga arriostrada



Fuente: Manual de perfiles ACESCO

Del diagrama de la Figura 15 tenemos la siguiente ecuación:

$$M_{uy} = 0.1W_{ux}L^2 = 0.1 \times 50.50 \times 1.75^2 = 15.47 \text{ Kgf-m (0.16KN.m)}$$

De la tabla 40 anexo 1, para $L_b = 1.75\text{m}$, se selecciona el perfil C150x50-2mm.

Datos de diseños de tablas para verificar el perfil seleccionado:

Inercias: $I_x = 1\,756\,495 \text{ mm}^4$ $I_y = 173\,314 \text{ mm}^4$

Momentos de diseño $\emptyset M_{nx} = 5.75 \text{ KN-m} = 575 \text{ Kgf-m}$

$\emptyset M_{ny} = 1.44 \text{ KN-m} = 144 \text{ Kgf-m}$

Cortante de diseño $\emptyset V_n = 44.12 \text{ KN} = 4\,412 \text{ Kgf}$

Arrugamiento del alma $\emptyset P_n = 11.57 \text{ KN} = 1\,157 \text{ Kgf}$

Verificación por flexión biaxial:

Aplicado Ec. (4.16) tenemos lo siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \frac{321.60}{575} + \frac{15.47}{144} = 0.67 < 1 \quad \text{ok! cumple}$$

Verificación por cortante:

$$V_u = 0.5WL \quad \text{Ec.(4.18)}$$

Donde: L: Longitud de la viga

W: Carga distribuida

$$V_{uy} = 0.5W_{uy}L = 0.5 \times 102.92 \times 5 = 257.30 \text{ Kgf}$$

$$V_{uy} < \phi V_n \quad 257.3 < 4412 \quad \text{ok! Cumple}$$

Verificación por arrugamiento del alma:

$$P_{uy} < \phi P_n \quad 257.3 < 1157 \quad \text{ok! Cumple}$$

Deflexiones:

En dirección Y con carga viva sin mayorar:

$$\delta_y = \frac{5}{384} \frac{W_y L^4}{EI_x} = 0.01302 \frac{30 \text{ Kgf/m}^2 \cos 16^\circ \times 1.3 \text{m} (5 \text{m})^4}{21 \times 10^9 \text{ Kgf/m}^2 \times 17.56 \times 10^{-7} \text{m}^4} = 8.27 \text{mm}$$

$$\delta_{y \text{ adm}} = \frac{L}{240} = \frac{5 \text{m}}{240} = 20 \text{ mm} > \delta_y \quad \text{ok! cumple}$$

En dirección X con carga total sin mayorar:

$$\delta_x = \frac{5}{384} \frac{W_x L^4}{EI_y} = 0.01302 \frac{39 \text{ Kgf/m}^2 \sin 16^\circ \times 1.3 \text{m} (1.75 \text{m})^4}{21 \times 10^9 \text{ Kgf/m}^2 \times 1.73 \times 10^{-7} \text{m}^4} = 0.47 \text{mm}$$

$$\delta_{x \text{ adm}} = \frac{L}{240} = \frac{1.75 \text{m}}{240} = 7.3 \text{ mm} > \delta_x \quad \text{ok! cumple}$$

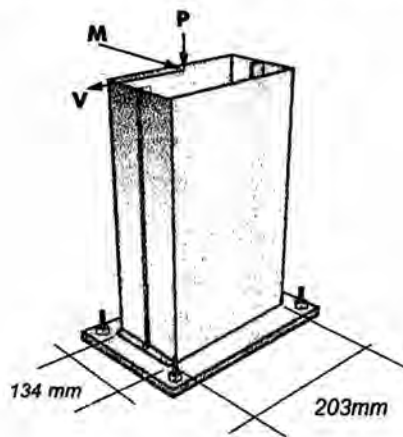
4.6.12 Calculo de soldadura de filete

Combinación de carga: $1.4D + 0.5Lr$

Tabla 5. Estado de carga de soldadura

Solicitación	Fuerzas mayoradas	
Fuerza axial – P_u	1 230 Kgf	12.30 KN
Fuerza cortante – V_u	961.27 Kgf	9.61 KN
Momento flector – M_{ux}	1 133 Kgf-m	11.33 KN.m

Figura 16. Estado de carga de la soldadura de filete



Fuente: Manual de perfiles ACESCO

El perfil PHR C 203 x 67x19 con espesor de 2.5 mm grado 50 en sección cajón resiste adecuadamente a las solicitaciones calculadas anteriormente.

Selección de las especificaciones de la soldadura:

a) Un electrodo de bajo hidrogeno en esta aplicación es el E7018.

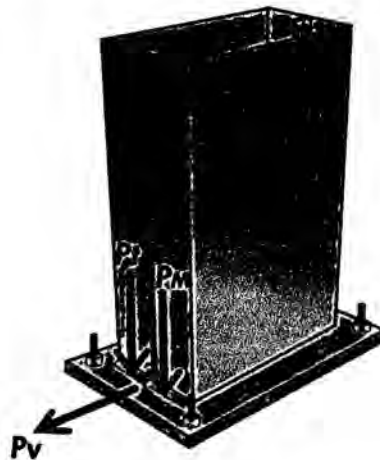
b) El diámetro del electrodo debe ser de 2.38 mm (3/32").

c) El patrón de soldadura será filete en los dos lados correspondientes a la dimensión del ancho de la sección cajón.

d) Resistencia del acero a la tensión: $F_u=420$ MPa

Verificación de la resistencia a cortante transversal del material base adyacente a la soldadura. Se determinará la longitud mínima de soldadura que se ha de aplicar (ancho = 134 mm), cuando se aplican las cargas en la conexión.

Figura 17. Carga neta sobre la soldadura de filete



Fuente: Manual de perfiles ACESCO

Los valores de la compresión y de la fuerza cortante se distribuyen entre los dos cordones de soldadura, generando las fuerzas P_t y P_v . El momento flector debe descomponerse en un par de fuerzas equivalentes P_M , de tal forma que la soldadura crítica será aquella que resista la combinación resultante de las cargas.

Fuerza de tracción distribuidas entre cordón de soldadura

$$P_t = \frac{P_u}{2 \text{ cordones}} \quad \text{Ec. (4.19)}$$

Donde:

P_u : Carga axial mayorada

Fuerza cortante distribuidas entre cordón de soldadura

$$P_v = \frac{V_u}{N^\circ \text{ cordones}} \quad \text{Ec. (4.20)}$$

Donde:

V_u : Carga cortante mayorada

Par de fuerzas equivalentes a momento flector

$$P_M = \frac{M_u}{N^\circ \text{ cordones}} \quad \text{Ec. (4.21)}$$

Donde:

M_u : Carga de momento mayorada

Aplicando Ec. (4.19):

$$P_t = \frac{12.30 \text{ KN}}{2 \text{ cordones}} = 6.15 \text{ KN}$$

Aplicando Ec. (5.20):

$$P_V = \frac{9.61 \text{ KN}}{2 \text{ cordones}} = 4.81 \text{ KN}$$

Aplicando Ec.(4.21):

$$P_M = \frac{11.33 \text{ KN.m}}{0.203 \text{ m}} = 55.81 \text{ KN}$$

Fuerza resultante aplicada sobre la soldadura:

$$P_u = \sqrt{(P_t + P_M)^2 + (P_V)^2} \quad \text{Ec. (4.22)}$$

Aplicando, Ec. (4.22)

$$P_u = \sqrt{(6.15 + 55.81)^2 + (4.81)^2} = 62.15 \text{ KN}$$

Determinación del valor de la longitud mínima del cordón de soldadura para la fuerza calculada:

$$P_n = LtF_u \quad \text{Ec. (4.23)}$$

$$\phi LtF_u \geq P_u \quad \text{Ec. (4.24)}$$

Donde:

L: Longitud del cordón

t: Espesor

F_u: Esfuerzo ultimo

Debe cumplirse lo siguiente:

$$\phi = 0.65$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

Aplicando Ec. (4.23) y Ec. (4.24), tenemos lo siguiente:

$$L \times 0.65 \times 0.0025 \text{m} (420 \times 10^3 \text{ KN/m}^2) \geq 62.15 \text{KN}$$

$$L \geq 91 \text{ mm}$$

La longitud del cordón de la soldadura "L" se tomará en toda la medida de ancho del perfil $L = 134 \text{ mm}$ (ancho del perfil)

Verificación de la soldadura sometida a corte transversal sobre cada cordón de soldadura se aplica la misma carga P calculada anteriormente.

Cálculo del valor mínimo del tamaño de garganta t_w

$$P_n = 0.75 L t_w F_{xx} \quad \text{Ec. (4.25)}$$

$$\phi = 0.60$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

De Ec. (4.25):

$$\phi 0.75 L t_w F_{xx} \geq P_u \quad \text{Ec. (4.26)}$$

Donde:

L: Longitud de la soldadura

F_{xx} : Esfuerzo de tensión del electrodo

Aplicamos Ec. (4.26):

$$t_w \times 0.60 \times 0.75 \times 0.134 \text{m} (480 \times 10^3 \text{ KN/m}^2) \geq 62.15 \text{KN}$$

$$t_w \geq 2.0 \text{ mm}$$

Sobre la dimensión del ancho se coloca un cordón de 134 mm de cada lado y como práctica adicional se recomienda sobre la

dimensión de la altura colocar un cordón adicional de 203 mm a cada lado quedando un cordón de soldadura alrededor del perfil.

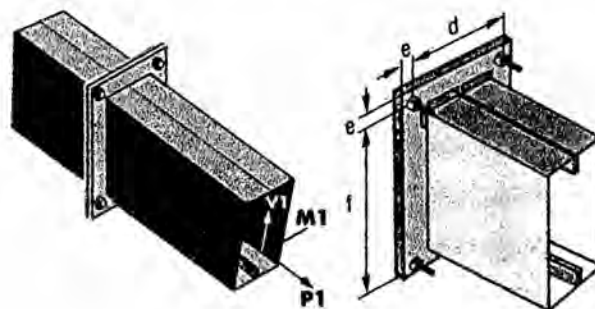
4.6.13 Calculo de placas emperradas en vigas

Las cargas a las que se encuentra sometida la unión son:

Tabla 6. Estado de carga de conexión emperrada

Solicitación	Fuerzas mayoradas	
Fuerza axial - P_u	466.39 Kgf	4.66 KN
Fuerza cortante - V_u	597.54 Kgf	5.98 KN
Momento flector - M_{ux}	253.57 Kgf-m	2.54 KN.m

Figura 18. Esquema de la conexión pernerada



Fuente: Manual de perfiles ACESCO

Los perfiles a unir mediante las placas son PHR C 203x67 de 2.5mm de espesor grado 50 en cajón, el diseño de la unión contara con 4 pernos A307 de 12mm de diámetro rosca corriente y las placas de acero son de acero estructural 1020 de 275x206 de 10mm de espesor.

De acuerdo a norma AISI la distancia mínima de cada perno al borde debe ser mayor a 1.5D.

$$d_{\text{borde}} > 1.5D \quad \text{Ec. (4.27)}$$

Donde:

d_{borde} : Distancia mínima al borde de plancha

D: Diámetro del perno

Aplicando Ec. (4.27), tenemos que la distancia del perno al borde es:

$$e > 1.5D \quad e > 1.5(12\text{mm}) \quad e > 18\text{mm} \quad e = 18\text{mm}$$

La distancia entre pernos continuos debe ser mayor a 3D

$$d_{\text{pernos}} > 3D \quad \text{Ec. (4.28)}$$

Donde:

d_{pernos} : Distancia mínima entre pernos

D: Diámetro del perno

Aplicando Ec. (4.28), tenemos la distancia entre pernos longitudinal y transversal.

$f > 3D$, (Distancia entre pernos dirección longitudinal)

$d > 3D$ (Distancia entre pernos dirección transversal)

$f > 3(12\text{mm})$ $f > 36\text{mm}$, $d > 36\text{mm}$

Distancias entre pernos son:

$f=0.239\text{m}$ ok!

$d=170\text{mm}$ ok!

Revisión de la resistencia de los pernos

El momento flector tendrá un efecto equivalente a un par de fuerzas; tensión en los pernos inferiores y compresión en los pernos superiores

$$P = \frac{M}{f} \quad \text{Ec. (4.29)}$$

Donde:

P: Fuerza axial que produce el momento

M: Momento flector aplicado

f: Distancia entre pernos

Aplicando la Ec. (4.29), tenemos que la carga axial generada será:

$$P = \frac{2.54 \text{ KN.m}}{0.239 \text{ m}} = 10.63 \text{ KN}$$

El perno crítico es el de máxima sollicitación, los pernos inferiores son los que tienen una carga axial mayor.

El estado de carga axial total de los pernos críticos es:

$$P_{\text{critico}} = \frac{P_u}{4 \text{ pernos}} + \frac{P}{2 \text{ pernos}} = 5.79 \text{ KN} \quad \text{Ec. (4.30)}$$

Donde:

P_{critico} : Fuerza axial critica

P_u : Fuerza axial mayoradas

P : Fuerza axial que produce el momento

Aplicando la Ec. (4.30), tenemos que la carga axial generada será:

$$P = \frac{4.66 \text{ KN}}{4 \text{ pernos}} + \frac{10.63 \text{ KN}}{2 \text{ pernos}} = 6.48 \text{ KN}$$

El estado de carga cortante total de los pernos críticos es:

$$V_{\text{critico}} = \frac{V_u}{4 \text{ pernos}} \quad \text{Ec. (4.31)}$$

Donde:

V_{critico} : Fuerza cortante critico

V_u : Fuerza cortante mayoradas

Aplicando la Ec. (4.31), tenemos que la carga axial generada será:

$$V = \frac{5.98 \text{ KN}}{4 \text{ pernos}} = 1.5 \text{ KN}$$

Tabla 7. Resistencia de pernos

Pernos d(mm)	Resistencia a la tensión		Resistencia al corte	
		Esfuerzo nominal F_{nt} , MPa		Esfuerzo nominal F_{nv} , MPa
ASTM A307 Grado A, $d \geq 12.7$		310	0.65	186
	0.7			

Esfuerzo mínimo requerido del perno para el estudio combinado:

Resistencia a tensión:

$$0.3\phi F_{nt} \quad \text{Ec. (4.32)}$$

Donde:

ϕ : Factor de esfuerzo nominal

F_{nt} : Esfuerzo nominal a tensión

Aplicando Ec. (4.32) tenemos lo siguiente.

$$0.3\phi F_{nt} = 0.3 \times 0.7 \times 310 \text{ MPa} = 65.10 \text{ MPa}$$

$$P < 0.3\phi F_{nt} ; 6.48 \text{ KN} < 65.1 \text{ MPa}$$

Resistencia a corte:

$$0.3\phi F_{nv} \quad \text{Ec. (4.33)}$$

Donde:

ϕ : Factor de esfuerzo nominal

F_{nv} : Esfuerzo nominal a corte

Aplicando Ec. (4.33) tenemos lo siguiente.

$$0.3\phi F_{nv} = 0.3 \times 0.65 \times 186 \text{ MPa} = 36.27 \text{ MPa}$$

$$V < 0.3\phi F_{nv} ; \quad 1.5 \text{ KN} < 36.27 \text{ MPa}$$

Se demuestra que el esfuerzo cortante no es significativo para el estudio y se analizarán los pernos solo a tensión.

Revisión de la resistencia de las planchas conectadas.

A tensión:

$$\phi P_n = \phi A_n F_t \quad \text{Ec. (4.34)}$$

$$F_t \leq F_u \quad \text{Ec. (4.35)}$$

$$F_t = \left(\frac{2.5d}{S} \right) F_u \quad \text{Ec. (4.36)}$$

Donde:

P_n : Tensión en la parte conectada

ϕ : Factor para conexiones con corte sencillo

A_n : Área neta de la parte conectada

F_t : Resistencia a la tensión de la parte conectada

F_u : Resistencia a la tensión de la parte conectada

d : Diámetro nominal del perno

S : Ancho de la plancha

Aplicando Ec. (4.34), Ec. (4.35) y Ec. (4.36), tenemos:

La conexión solo tiene una arandela del lado de la tuerca:

$$A_n = 275\text{mm} \times 206\text{mm} = 56\,650\text{ mm}^2$$

$$F_t = \left(\frac{2.5 \times 12\text{mm}}{239\text{mm}} \right) \times 380\text{ MPa} = 47.7\text{ MPa}$$

$$47.70\text{ MPa} \leq 380\text{ MPa} \quad \text{ok !}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 0.056650 \times 47.7 = 1756.43\text{ KN}$$

$$\phi P_n > P_u$$

$$1\,756.43\text{ KN} > 4.66\text{ KN} \quad \text{ok !}$$

Fuerza cortante en la parte conectada en pernos

La resistencia de diseño a cortante de la parte conectada a lo largo de dos líneas paralelas en la dirección de la fuerza aplicada, se debe determinar así:

$$P_n = t e F_u \quad \text{Ec. (4.37)}$$

$$\text{Cuando } \frac{F_u}{F_{sy}} > 1.08, \phi = 0.70 \quad \text{Ec. (4.38)}$$

Donde:

P_n : Resistencia nominal del perno

e : Distancia medida en la línea de la fuerza desde el centro del hueco estándar al borde más cercano de un hueco adyacente o al borde de la parte conectada

t : Espesor de la parte conectada más delgada

F_u =Resistencia a la tensión de la parte conectada

F_{sy} =Punto de fluencia de la parte conectada

Aplicando Ec. (4.38)

$$\frac{F_u}{F_{sy}} > 1.08 \quad \frac{380 \text{ MPa}}{205 \text{ MPa}} > 1.08, \text{ entonces } \phi = 0.70$$

Aplicando Ec. (4.37)

$$P_n = t e F_u \quad \phi = 0.70$$

$$\phi P_n = 0.70 \times 0.01 \times 0.018 \times 380 \text{ MPa} = 47.88 \text{ KN}$$

Como: $\phi P_n > V_u$, $47.88 \text{ KN} > 5.98 \text{ KN}$ Cumple ok !

Resistencia al aplastamiento

Se toma en cuenta la deformación del agujero del perno.

$$\phi P_n = \phi (4.64 \alpha t + 1.53) D t F_n \quad \text{Ec. (4.39)}$$

Donde:

t: Espesor de la lámina sin el recubrimiento

D: Diámetro nominal del perno

F_u : Resistencia a la tensión de la lámina (380 MPa)

α : Coeficiente de conversión de unidades

Aplicando Ec. (4.39) tenemos.

$$\phi P_n = 0.65 (4.64 \times 0.0395 \times 10 + 1.53) \times 0.012 \times 0.01 \times 380 \text{ MPa}$$

$$\phi P_n = 99.67 \text{ KN}$$

$\phi P_n > P_u$, $\phi P_n > V_u$ ok !

4.6.14 Diseño de pernos de anclaje

Combinación de carga: $1.4D + 0.5Lr$

Las cargas a las que se encuentra sometido el perno son:

Tabla 8. Estado de carga de pernos de anclaje

Solicitación	Fuerzas mayoradas	
Fuerza axial - P_u	1 968.71 Kgf	19.69 KN
Fuerza cortante - V_u	1 559.50 Kgf	15.60 KN
Momento flector - M_{ux}	2 060.54 Kgf-m	20.60 KN.m

T_u : fuerza de tracción , $T_u = 93.63 \text{ KN} = 21.05 \times 10^3 \text{ lbf}$

Tabla 9. Resistencia de pernos de anclaje

Material del anclaje	Resistencia del acero a la tensión, F_u	Resistencia nominal del concreto, f'_c
A36	58ksi	3ksi

Determinación del diámetro del perno de anclaje en base del esfuerzo de rotura

$$A_g = \frac{T_u}{0.75 \phi F_u} \quad \text{Ec. (4.40)}$$

Donde:

A_g : Área de la sección del perno

T_u : Fuerza de tracción

F_u : Resistencia del acero de perno de anclaje a tensión

ϕ : Factor

4.6.16 Logística

Compra de materiales

Una vez obtenida la orden de compra del proyecto, se procede con la adquisición de los materiales a cargo del área de logística de acuerdo a las especificaciones técnicas indicados en el proyecto.

Transporte de materiales

Los materiales son transportados por el proveedor hacia la planta de la empresa como bobinas y flejes de plancha galvanizada son almacenados cuidadosamente un lugar seco limpio cercano al área de trabajo de la planta.

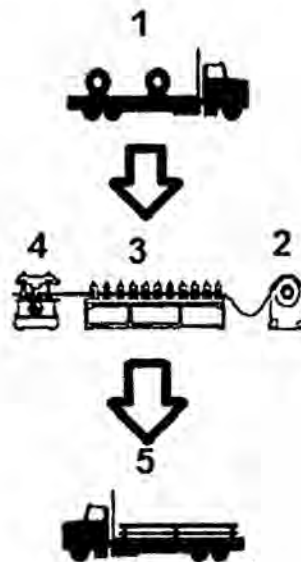
4.6.17 Fabricación

El conformado de los perfiles se realiza en una máquina roladora o conformadora. El proceso inicia con una bobina o fleje de acero galvanizado que ingresa a la máquina roladora (Se utiliza acero galvanizado bajo la norma americana ASTM 653 y japonesa JIS G 3302). En las unidades de rolado se da forma gradual al producto a medida que avanza a través de una serie de estaciones o pasos de conformado.

De acuerdo con las herramientas o rodillos con que se equipen las máquinas, se pueden lograr diferentes tipos de perfiles que

pueden cambiar tanto en geometría, como en espesor y longitud.

Figura 19. Proceso de conformado



Fuente: Imacol E.I.R.L

- 1) Suministro de bobinas o fleje de planchas de acero galvanizado
- 2) Devanadora de bobinas o fleje de planchas de acero galvanizada
- 3) Conformadora de perfil C (Roll Forming)
- 4) Cizallado
- 5) Transporte y almacenaje de plancha conformado perfiles C.

Suministro de materiales

Personal, equipos y herramientas:

Bobinas o flejes de acero galvanizado ASTM 653 Gr50

01 Técnico

02 Ayudantes

02 Soldadores

Maquina Roll Forming Machine Zenhuan 15 kw 01 und

Máquina de Soldar Proceso SMAW YARD SV 333 02 und

Amoladora 4-1/2" 540 W 02 und

Alicates de presión 02 und

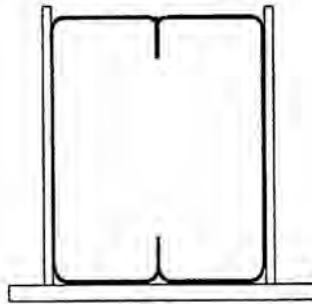
Wincha Stanley de 5m 04 und

4.6.18 Habilitado de material

Se deben disponer los perfiles C, sobre la mesa de trabajo, provistos de topes laterales para ajustar la sección del perfil, y dar estabilidad lateral al conjunto. El armado de los pórticos, se realiza dentro de un molde (machina) que tiene la misma geometría de la estructura principal indicado en el plano; mediante un proceso de soldadura se apuntalara con electrodo (E 7018) todas las piezas que forman parte de la estructura

principal, después se procede a verificar en presencia del inspector, todo el armado y rectificar si hay error.

Figura 20. Habilitado de perfiles

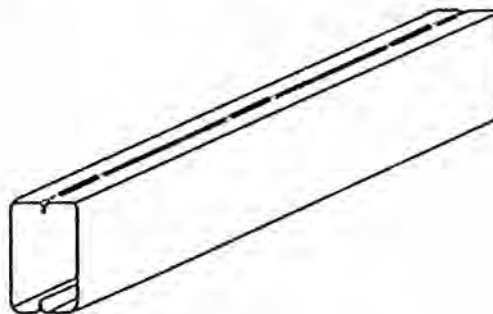


Fuente: Imacol E.I.R.L

4.6.19 Soldadura

Una vez que estén con los topes se procede a soldar en forma intermitente cada 300mm, utilizando para ello el proceso de soldadura SMAW con electrodo E7018.

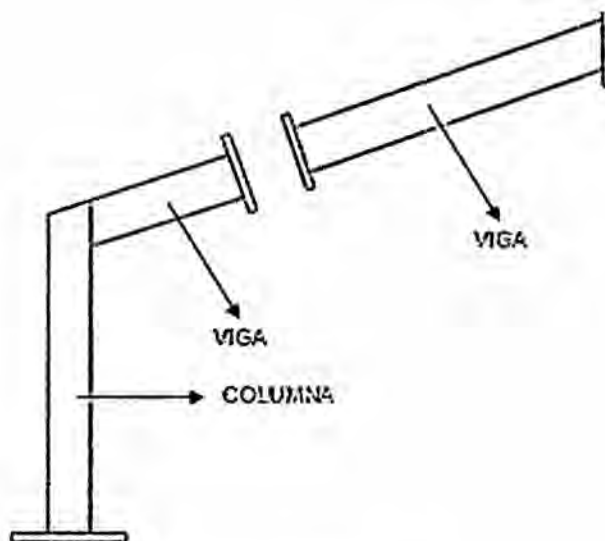
Figura 21. Soldeo de perfiles armados



Fuente: Imacol E.I.R.L

Luego de tener los perfiles armado en cajón, se procede al armado de las partes según indica en planos.

Figura 22. Soldeo de perfiles armados



Fuente: Imacol E.I.R.L

4.6.20 Tratamiento superficial

Limpieza superficial de cordón de soldadura

Se limpia con cepillo metálico solo el cordón de soldadura sin dañar la superficie galvanizada.

Recubrimiento del cordón de soldadura

Se aplica Spray Galvanizado en frío Bright Zinc-It, sobre el cordón de soldadura previamente limpiada.

4.6.21 Control de calidad

Control dimensional

Este control se efectúa en base a las medidas de los planos, no debiera haber mayor problema puesto que el armado se realiza en un molde o machina de ahí que el armado de piezas tendría que ser iguales.

Inspección visual del cordón de soldadura

La inspección visual proporcionará información acerca de la sanidad superficial de la soldadura y el metal base durante y después del proceso de fabricación de la estructura.

La evaluación de las discontinuidades estará en concordancia con los requerimientos aplicables de acuerdo a los criterios de aceptación para inspección visual según AWS D1.1

En general se consideró lo siguiente:

- Conformidad a los requerimientos de los planos, como al tamaño de soldadura.
- Aceptabilidad de las soldaduras en lo relativo a su apariencia (incluyendo características como porosidad, salpicadura de la soldadura, etc.)
- Presencia de cráteres no llenados, fusión incompleta, socavaciones y grietas.

V. Evaluación técnica y económica

Una vez que se tiene el proyecto formalmente planteado en su totalidad es necesario hacer una evaluación de cuanto se necesitaría tener para poder construir el galpón metálico, el propósito de este capítulo es mostrar un presupuesto del costo de fabricación que demandaría invertir en un galpón liviano diseñado con perfiles conformado a partir de plancha galvanizada y otro con perfiles comerciales. Se pretende que la información mostrada en este capítulo muestre un panorama de lo que implica la cantidad de inversión a considerar.

5.1 Presupuesto de galpón metálico

Análisis de costo de galpón liviano con plancha plegada galvanizada

Columnas

ITEM	OPERACIONES	RECURSOS	CANTIDAD	\$/H-H	H-H	COSTO (\$)
1	Trazado	Maestro	1	3.2	56	179.20
		Ayudante	3	1.85	56	310.80
2	Habilitado	Oficial	1	2.1	56	117.60
		Ayudante	3	1.85	56	310.80
3	Armado de Cajon	Soldador	1	3.2	56	179.20
		Ayudante	3	1.85	56	310.80
4	Soldado de Cajon	Soldador	4	2.1	48	403.20
		Ayudante	4	1.85	48	355.20
5	Aplicación de Galvanizado en Frio	Oficial	1	2.1	40	84.00
		Ayudante	1	1.85	40	74.00
6	Supervicion	Ingeniero	1	5.2	40	208.00
						2,532.80

Vigas

ITEM	OPERACIONES	RECURSOS	CANTIDAD	\$/H-H	H-H	COSTO (\$)
1	Trazado	Maestro	1	3.2	72	230.40
		Ayudante	3	1.85	72	399.60
2	Habilitado	Oficial	1	2.1	72	151.20
		Ayudante	3	1.85	72	399.60
3	Armado de Cajon	Soldador	1	3.2	72	230.40
		Ayudante	3	1.85	72	399.60
4	Soldado de Cajon	Soldador	4	3.2	72	921.60
		Ayudante	4	1.85	72	532.80
5	Aplicación de Galvanizado en Frio	Oficial	1	2.1	54	113.40
		Ayudante	1	1.85	54	99.90
6	Supervicion	Ingeniero	1	5.2	45	234.00

3,712.50

Correas

ITEM	OPERACIONES	RECURSOS	CANTIDAD	\$/H-H	H-H	COSTO (\$)
1	Habilitado	Maestro	1	3.2	24	76.80
		Ayudante	3	1.85	24	133.20
2	Conformado	Oficial	1	2.1	24	50.40
		Ayudante	3	1.85	24	133.20
3	Supervicion	Ingeniero	1	5.2	15	78.00

471.60

Porta Correas

ITEM	OPERACIONES	RECURSOS	CANTIDAD	\$/H-H	H-H	COSTO (\$)
1	Trazado	Maestro	1	3.2	40	128.00
		Ayudante	1	1.85	40	74.00
2	Habilitado	Oficial	1	2.1	40	84.00
		Ayudante	1	1.85	40	74.00
3	Supervicion	Ingeniero	1	5.2	25	130.00

490.00

Planchas Uniones

ITEM	OPERACIONES	RECURSOS	CANTIDAD	\$/H-H	H-H	COSTO (\$)
1	Trazado	Maestro	1	3.2	24	76.80
		Ayudante	1	1.85	24	44.40
2	Habilitado	Oficial	1	2.1	24	50.40
		Ayudante	1	1.85	24	44.40
3	Supervicion	Ingeniero	1	5.2	15	78.00

294.00

Planchas base

ITEM	OPERACIONES	RECURSOS	CANTIDAD	\$/H-H	H-H	COSTO (\$)
1	Trazado	Maestro	1	3.2	40	128.00
		Ayudante	1	1.85	40	74.00
2	Habilitado	Oficial	1	2.1	40	84.00
		Ayudante	1	1.85	40	74.00
3	Corte plasma	Oficial	1	2.1	40	84.00
		Ayudante	1	1.85	40	74.00
4	Supervicion	Ingeniero	1	5.2	50	260.00
						778.00

Cobertura Metalica

ITEM	OPERACIONES	RECURSOS	CANTIDAD	\$/H-H	H-H	COSTO (\$)
1	Habilitado	Oficial	1	2.1	40	84.00
		Ayudante	3	1.85	40	222.00
2	Conformado de planchas	Oficial	1	2.1	40	84.00
		Ayudante	3	1.85	40	222.00
3	Supervicion	Ingeniero	1	5.2	40	208.00
						820.00

Consumibles

ITEM	CONSUMIBLES	UNIDAD	CANTIDAD	\$/	COSTO (\$)
1	Soldadura	kg	150	5.2	780.00
2	Oxigeno (9 m ³)	Und	7	23	161.00
3	Gas (45 kg)	kg	4	45	180.00
4	Trapo Industrail	kg	25	1.08	27.00
5	Disco de desvaste	Und	20	3.65	73.00
					1,221.00

Metrado de materiales

ITEM	DESCRIPCION	MATERIAL	ESPEJOR (mm)	LARGO (mm)	ANCHO (mm)	CANTIDAD	PESO TOTAL (kg)	PRECIO UNITARIO (\$/kg)	PRECIO UNITARIO (\$)
1	Columnas	ASTM 653 Gr50	2.5	2500	375	116	2,134.22	1.02	2,176.90
2	Vigas	ASTM 653 Gr50	2.5	5200	375	116	4,439.18	1.02	4,527.96
3	Correas	ASTM 653 Gr50	2	5000	284	290	6,465.26	1.02	6,594.57
4	Porta Correas	ASTM 653 Gr50	2	125	120	560	131.88	1.02	134.52
5	Planchas Uniones	SAE 1020	10	275	206	168	747.10	0.85	635.04
6	Planchas Base	ASTM 572 Gr50	16	280	230	56	452.96	0.85	385.02
7	Cobertura Metalica	ASTM 792	0.4	5200	1000	280	4,877.60	1.25	6,097.00
									20,551.00

Resumen

ITEM	DESCRIPCION	PESO TOTAL (kg)	PRECIO UNITARIO (\$/kg)	PRECIO TOTAL (\$)
1	Columnas	2,134.22	2.01	4,281.61
2	Vigas	4,439.18	2.01	8,905.75
3	Correas	6,465.26	2.01	12,970.43
4	Porta Correas	131.88	2.01	264.57
5	Planchas Uniones	747.10	2.01	1,498.81
6	Planchas base	452.96	2.01	908.72
7	Cobertura Metalica	4,877.60	1.25	6,097.00
Costo Directo				34,926.90
Gastos Generales			15%	5,239.03
Utilidades			15%	5,239.03
Precio Total Suministro y Fabricacion				45,404.97

Análisis de costo de galpón pesado con perfiles comerciales

Columnas

ITEM	OPERACIONES	RECURSOS	CANTIDAD	\$/H-H	H-H	COSTO (\$)
1	Trazado	Maestro	1	3.2	56	179.20
		Ayudante	3	1.85	56	310.80
2	Habilitado	Oficial	1	2.1	56	117.60
		Ayudante	3	1.85	56	310.80
3	Armado de Cajon	Soldador	1	3.2	56	179.20
		Ayudante	3	1.85	56	310.80
4	Soldado de Cajon	Soldador	4	2.1	48	403.20
		Ayudante	4	1.85	48	355.20
5	Pintado	Ofical	3	2.1	48	302.40
6	Supervicion	Ingeniero	1	5.2	40	208.00

2,677.20

Vigas

ITEM	OPERACIONES	RECURSOS	CANTIDAD	\$/H-H	H-H	COSTO (\$)
1	Trazado	Maestro	1	3.2	72	230.40
		Ayudante	3	1.85	72	399.60
2	Habilitado	Oficial	1	2.1	72	151.20
		Ayudante	3	1.85	72	399.60
3	Armado de Cajon	Soldador	1	3.2	72	230.40
		Ayudante	3	1.85	72	399.60
4	Soldado de Cajon	Soldador	4	3.2	72	921.60
		Ayudante	4	1.85	72	532.80
5	Pintado	Ofical	3	2.1	72	453.60
6	Supervicion	Ingeniero	1	5.2	45	234.00

3,952.80

Correas

ITEM	OPERACIONES	RECURSOS	CANTIDAD	\$/H-H	H-H	COSTO (\$)
1	Habilitado	Maestro	1	3.2	24	76.80
		Ayudante	3	1.85	24	133.20
2	Conformado	Oficial	1	2.1	24	50.40
		Ayudante	3	1.85	24	133.20
3	Supervicion	Ingeniero	1	5.2	15	78.00
						471.60

Porta Correas

ITEM	OPERACIONES	RECURSOS	CANTIDAD	\$/H-H	H-H	COSTO (\$)
1	Trazado	Maestro	1	3.2	40	128.00
		Ayudante	1	1.85	40	74.00
2	Habilitado	Oficial	1	2.1	40	84.00
		Ayudante	1	1.85	40	74.00
3	Supervicion	Ingeniero	1	5.2	25	130.00
						490.00

Planchas Uniones

ITEM	OPERACIONES	RECURSOS	CANTIDAD	\$/H-H	H-H	COSTO (\$)
1	Trazado	Maestro	1	3.2	24	76.80
		Ayudante	1	1.85	24	44.40
2	Habilitado	Oficial	1	2.1	24	50.40
		Ayudante	1	1.85	24	44.40
3	Supervicion	Ingeniero	1	5.2	15	78.00
						294.00

Planchas base

ITEM	OPERACIONES	RECURSOS	CANTIDAD	\$/H-H	H-H	COSTO (\$)
1	Trazado	Maestro	1	3.2	40	128.00
		Ayudante	1	1.85	40	74.00
2	Habilitado	Oficial	1	2.1	40	84.00
		Ayudante	1	1.85	40	74.00
3	Corte plasma	Oficial	1	2.1	40	84.00
		Ayudante	1	1.85	40	74.00
4	Supervicion	Ingeniero	1	5.2	50	260.00
						778.00

Cobertura Metalica

ITEM	OPERACIONES	RECURSOS	CANTIDAD	\$/H-H	H-H	COSTO (\$)
1	Habilitado	Oficial	1	2.1	40	84.00
		Ayudante	3	1.85	40	222.00
2	Conformado de planchas	Oficial	1	2.1	40	84.00
		Ayudante	3	1.85	40	222.00
3	Supervicion	Ingeniero	1	5.2	40	208.00
						820.00

Servicio de granallado

ITEM	CONSUMIBLES	UNIDAD	CANTIDAD	\$/	COSTO (\$)
1	Servicio de granallado	m ²	312	3.5	1,092.00

1,092.00

Consumibles

ITEM	CONSUMIBLES	UNIDAD	CANTIDAD	\$/	COSTO (\$)
1	Soldadura	kg	150	5.2	780.00
2	Oxigeno (9 m ³)	Und	10	23	230.00
3	Gas (45 kg)	kg	6	45	270.00
4	Pintura base epoxico	Gln	36	25	900
5	Catalizador epoxico	Gln	36	25	900
6	Diluyente epoxico	Gln	18	6.44	115.92
7	Trapo Industrail	kg	30	1.08	32.40
8	Disco de desvaste	Und	20	3.65	73.00

3,301.32

Metrado de materiales

ITEM	DESCRIPCION	MATERIAL	ESPESOR (mm)	LARGO (mm)	PESO.U (kg/ml)	CANTIDAD	PESO TOTAL	PESO UNITARIO (\$/kg)	PRECIO UNITARIO (\$)
1	Columnas	ASTMA36	4,5	2500	16,3	58	2.363,50	0,85	2.008,98
2	Vigas	ASTMA37	4,5	5200	16,3	58	4.916,08	0,85	4.178,67
3	Correas	ASTM 653 Gr50	2	5000	4,46	280	6.242,32	1,02	6.367,17
4	Porta Correas	ASTM 653 Gr51	2	125	16,3	58	118,18	1,02	120,54
5	Planchas Uniones	SAE 1020	10	275	16,3	58	259,99	0,85	220,99
6	Plancha base	ASTM A36	16	280	16,3	58	264,71	0,85	225,01
7	Cobertura metalica	ASTM 792	0,4	5200	3,35	280	4.877,60	1,25	6.097,00

19.218,34

Resumen

ITEM	DESCRIPCION	PESO TOTAL (kg)	PRECIO UNITARIO (\$/kg)	PRECIO TOTAL (\$)
1	Columnas	2,363.50	1.99	4,705.86
2	Vigas	4,916.08	1.99	9,788.19
3	Correas	6,242.32	1.99	12,428.80
4	Porta Correas	68.30	1.99	135.98
5	Planchas Uniones	773.78	1.99	1,540.64
6	Planchas base	469.14	1.99	934.09
7	Cobertura Metalica	4,877.60	1.25	6,097.00
8	Consumibles			3301.32
	Costo Directo			38,931.88
	Gastos Generales		15%	5,839.78
	Utilidades		15%	5,839.78
	Precio Total Suministro y Fabricacion			50,611.44

Resumen de comparativo

ITEM	DESCRIPCION	PRECIO (\$)
1	Costo de galpon fabricado a partir de plancha galvanizada plegada	45.404,97
2	Costo de galpon fabricado a partir de perfiles comerciales	50.611,44
3	Diferencia de costos (10.28%)	5.206,47

VI. Conclusiones y recomendaciones

6.1 Conclusiones

- Se logró diseñar y fabricar un galpón metálico de bajo costo, usando perfiles plegados a partir de plancha galvanizada, el cual representa un 10.28% menos con respecto a los galpones fabricados con perfiles comerciales, esto se demuestra en el resumen comparativo de la página 76.
- Se determinó utilizar el perfil PHR C203x67x2.5, el cual se fabricó con proceso de conformado en frío a partir de plancha galvanizada de espesor delgado, ya que estos perfiles de bajo peso no son comerciales.
- Se evaluó estructuralmente el galpón metálico utilizando los perfiles plegados en frío previamente seleccionados, para ello se utilizó las normas técnicas como el RNE (Reglamento nacional de edificaciones) y el AISI (American Iron and Steel Institute).
- Se fabricó el galpón metálico con perfiles plegados en frío a partir de plancha galvanizada de acuerdo a lo indicado en el diseño obtenido

6.2 Recomendaciones

- Se debe tener en consideración que este tipo de estructuras son de lámina de acero delgada por lo que se recomienda la aplicación para cargas ligeras.
- Se debe evitar las cargas puntuales puesto que estos pueden ocasionar un efecto de arrugamiento en la sección correspondiente, para este caso se debe reforzar el área afectada.

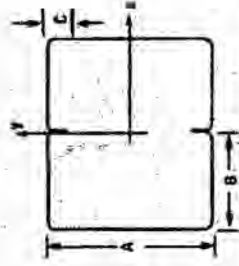
VII. Referenciales

1. Acerías de Colombia / ACESCO S.A.S. (2012).
Manual de perfiles. Recuperado de:
<http://www.acesco.com/downloads/manual/manualPerfiles.pdf>.
2. American Iron and Steel Institute.(2007). North American Specification for the Design of Cold-Formed. Missouri:
3. McCormac, Jack C. y Csernak. Stephen F. (1998). *Diseño de Estructuras de Acero*. México: Alfa Omega Grupo Editor, S.A.
4. Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. (2006) Reglamento nacional de edificaciones (RNE). Lima: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento.
5. Wei-Wen, Y. (2010). Cold-Formed Steel Design. Missouri: John Wiley and Sons Ltd Cuarta.
6. Zapata, B.L.F. (1994).*Diseño estructural en acero*. Lima: Editorial Colegio de ingenieros del Perú.

VIII. Anexos y planos

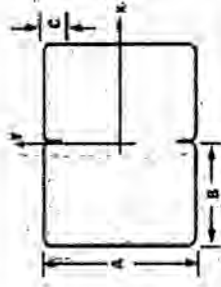
ANEXO 1
TABLAS DE DISEÑO

Tabla 18. Propiedades mecánicas de la sección completa del perfil estructural cajón en acabado negro o pintado (PHR)



Referencia Perfil	Espesor (mm)	Calibre #	A (mm)	B (mm)	C (mm)	Peso (kg/m)	Área (mm ²)	X cent. (mm)	Y cent. (mm)	Momento de Inercia Ix (mm ⁴)	Iy (mm ⁴)	Sx (mm ³)	Sy (mm ³)	rx (mm)	ry (mm)	Radio de Giro r0 (mm)
PHR C 100 x 50 - 3.0 mm	3	11	100	50	15	10.13	1,241.00	50.00	50.00	1,905,627	1,744,979	38,113	34,900	39.19	37.50	54.24
PHR C 100 x 50 - 2.5 mm	2.5	12	100	50	15	8.44	1,046.30	50.00	50.00	1,626,770	1,479,443	32,535	29,589	39.43	37.60	54.49
PHR C 100 x 50 - 2.0 mm	2	14	100	50	15	6.75	846.80	50.00	50.00	1,332,895	1,204,072	26,658	24,081	39.67	37.71	54.74
PHR C 100 x 50 - 1.5 mm	1.5	16	100	50	15	5.06	642.38	50.00	50.00	1,023,644	918,656	20,473	18,373	39.92	37.82	54.99
PHR C 100 x 50 - 1.2 mm	1.2	18	100	50	15	4.05	517.41	50.00	50.00	830,564	742,497	16,611	14,850	40.07	37.88	55.14
PHR C 120 x 60 - 3.0 mm	3	11	120	60	15	12.25	1,481.00	60.00	60.00	3,343,088	3,086,590	55,718	51,443	47.51	45.65	65.89
PHR C 120 x 60 - 2.5 mm	2.5	12	120	60	15	10.21	1,246.30	60.00	60.00	2,842,677	2,609,168	47,378	43,486	47.76	45.76	66.14
PHR C 120 x 60 - 2.0 mm	2	14	120	60	15	8.16	1,006.80	60.00	60.00	2,370,140	2,117,281	38,669	35,288	48.01	45.86	66.39
PHR C 120 x 60 - 1.5 mm	1.5	16	120	60	15	6.12	782.38	60.00	60.00	1,775,043	1,610,678	29,584	26,845	48.25	45.96	66.64
PHR C 120 x 60 - 1.2 mm	1.2	18	120	60	15	4.90	613.41	60.00	60.00	1,436,975	1,299,546	23,950	21,659	48.40	46.03	66.79
PHR C 150 x 50 - 3.0 mm	3	11	150	50	17	12.62	1,565.00	50.00	75.00	5,073,825	2,450,951	67,651	49,019	56.94	39.57	69.34
PHR C 150 x 50 - 2.5 mm	2.5	12	150	50	17	10.52	1,316.30	50.00	75.00	4,309,274	2,073,756	57,457	41,475	57.22	39.69	69.64
PHR C 150 x 50 - 2.0 mm	2	14	150	50	17	8.42	1,062.80	50.00	75.00	3,512,990	1,684,360	46,840	33,687	57.49	39.81	69.93
PHR C 150 x 60 - 1.5 mm	1.5	16	150	50	17	6.31	804.38	50.00	75.00	2,684,448	1,282,528	35,793	25,651	57.77	39.93	70.23
PHR C 150 x 50 - 1.2 mm	1.2	18	150	50	17	5.05	647.01	50.00	75.00	2,171,621	1,035,360	28,955	20,707	57.93	40.00	70.40
PHR C 160 x 60 - 3.0 mm	3	11	160	60	20	14.32	1,781.00	60.00	80.00	6,800,416	3,908,291	85,005	65,138	61.79	46.85	77.54
PHR C 160 x 60 - 2.5 mm	2.5	12	160	60	20	11.93	1,496.30	60.00	80.00	5,762,299	3,299,688	72,029	54,995	62.06	46.96	77.82
PHR C 160 x 60 - 2.0 mm	2	14	160	60	20	9.55	1,206.80	60.00	80.00	4,686,828	2,674,347	58,585	44,572	62.32	47.08	78.10
PHR C 160 x 60 - 1.5 mm	1.5	16	160	60	20	7.16	912.38	60.00	80.00	3,573,431	2,031,990	44,668	33,867	62.58	47.19	78.38
PHR C 160 x 60 - 1.2 mm	1.2	18	160	60	20	5.73	733.41	60.00	80.00	2,886,954	1,638,292	36,087	27,305	62.74	47.26	78.55

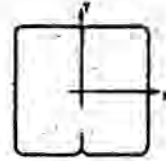
(CONTINUACIÓN) Propiedades mecánicas de la sección completa del perfil estructural cajón en acabado negro o pintado (PHR)



Referencia Perfil	Espesor (mm)	Calibre #	A (mm)	B (mm)	C (mm)	Peso (kgf/m)	Área (mm ²)	X cent. (mm)	Y cent. (mm)	Momento de Inercia Ix (mm ⁴)	Iy (mm ⁴)	Sx (mm ³)	Sy (mm ³)	Módulo de Sección Ix (mm ³)	Iy (mm ³)	α (mm)	ry (mm)	rx (mm)	Radio de Giro r0 (mm)
PHR C 203 x 67 - 3.0 mm	3	11	203	67	19	16.86	2,111.00	67.00	101.50	12,754,272	6,126,791	91,445	125,658	91,445	77.73	53.87	94.57	94.57	
PHR C 203 x 67 - 2.5 mm	2.5	12	203	67	19	14.06	1,771.30	67.00	101.50	10,779,576	5,163,392	77,066	106,203	77,066	78.01	53.99	94.87	94.87	
PHR C 203 x 67 - 2.0 mm	2	14	203	67	19	11.24	1,426.80	67.00	101.50	8,745,429	4,177,329	62,348	86,162	62,348	78.29	54.11	95.17	95.17	
PHR C 203 x 67 - 1.5 mm	1.5	16	203	67	19	8.44	1,077.40	67.00	101.5	6,651,120	3,168,286	47,388	65,528	47,388	78.57	54.23	95.47	95.47	
PHR C 203 x 67 - 1.2 mm	1.2	18	203	67	19	6.74	865.41	67.00	101.5	5,365,353	2,551,693	38,085	52,861	38,085	78.74	54.30	95.65	95.65	
PHR C 220 x 80 - 3.0 mm	3	11	220	80	20	19.12	2,381.00	80.00	110.00	17,350,746	9,749,384	158,007	158,007	121,867	85.44	63.99	106.75	106.75	
PHR C 220 x 80 - 2.5 mm	2.5	12	220	80	20	15.94	1,996.30	80.00	110.00	14,666,047	8,203,249	133,328	133,328	102,541	85.71	64.10	107.03	107.03	
PHR C 220 x 80 - 2.0 mm	2	14	220	80	20	12.75	1,606.80	80.00	110.00	11,879,564	6,626,110	107,996	107,996	82,826	85.98	64.22	107.32	107.32	
PHR C 220 x 80 - 1.5 mm	1.5	16	220	80	20	9.56	1,212.40	80.00	110.00	9,020,504	5,017,594	82,005	82,005	62,720	86.26	64.33	107.61	107.61	
PHR C 220 x 80 - 1.2 mm	1.2	18	220	80	20	7.65	973.41	80.00	110.00	7,269,906	4,037,266	66,090	66,090	50,466	86.42	64.40	107.78	107.78	
PHR C 254 x 67 - 3.0 mm	3	11	254	67	18	19.12	2,405.00	67.00	127.00	21,661,908	7,439,803	170,566	170,566	111,042	94.90	55.62	110.00	110.00	
PHR C 254 x 67 - 2.5 mm	2.5	12	254	67	18	15.94	2,016.30	67.00	127.00	18,280,016	6,265,886	143,937	143,937	93,521	95.22	55.75	110.33	110.33	
PHR C 254 x 67 - 2.0 mm	2	14	254	67	18	12.79	1,622.80	67.00	127.00	14,807,938	5,066,012	116,598	116,598	75,612	95.52	55.87	110.66	110.66	
PHR C 254 x 67 - 1.5 mm	1.5	16	254	67	18	9.56	1,224.40	67.00	127.00	11,244,775	3,839,837	88,542	88,542	57,311	95.83	56.00	111.00	111.00	
PHR C 305 x 80 - 3.0 mm	3	11	305	80	25	23.46	2,951.00	80.00	152.50	38,778,916	12,892,696	254,288	254,288	161,159	114.63	66.10	132.33	132.33	
PHR C 305 x 80 - 2.5 mm	2.5	12	305	80	25	19.55	2,471.30	80.00	152.50	32,647,188	10,839,242	214,080	214,080	135,491	114.94	66.23	132.65	132.65	
PHR C 305 x 80 - 2.0 mm	2	14	305	80	25	15.64	1,986.80	80.00	152.50	26,384,306	8,748,217	173,012	173,012	109,353	115.24	66.36	132.98	132.98	
PHR C 305 x 80 - 1.5 mm	1.5	16	305	80	25	11.73	1,497.40	80.00	152.50	19,989,218	6,619,208	131,077	131,077	82,740	115.54	66.49	133.30	133.30	
PHR C 355 x 110 - 3.0 mm	3	11	355	110	25	28.50	3,611.00	110.00	177.50	67,109,176	29,574,700	378,080	378,080	268,861	136.33	90.50	163.63	163.63	
PHR C 355 x 110 - 2.5 mm	2.5	12	355	110	25	23.75	3,023.30	110.00	177.50	56,390,424	24,810,804	317,693	317,693	225,553	136.62	90.62	163.94	163.94	

Tabla 29. Resistencia de diseño a la compresión $\phi_c P_n$ (KN)

$\phi_c = 0.85$



KL (mm)	PHR / PAG 203x67				
	3.0 mm	2.5 mm	2.0 mm	1.5 mm	1.2 mm
	DcPn (KN)				
0	493.04	373.48	267.54	171.13	125.95
250	492.43	372.27	266.98	170.83	125.74
500	490.79	371.46	266.45	170.45	125.48
750	487.77	369.76	265.43	169.60	124.89
1000	483.41	367.04	263.87	168.43	124.08
1250	477.91	363.61	261.91	166.92	123.03
1500	471.29	359.53	259.54	165.10	121.77
1750	463.35	354.70	256.68	162.97	120.29
2000	454.43	349.34	253.47	160.54	118.58
2250	444.58	343.54	249.24	157.83	116.63
2500	433.86	337.37	244.12	154.84	114.49
2750	422.34	330.82	238.55	151.61	112.16
3000	410.09	323.65	232.68	148.13	109.67
3250	397.06	313.34	226.55	144.43	107.01
3500	383.48	302.62	220.28	140.55	104.21
3750	369.46	291.54	213.96	137.34	101.28
4000	355.04	280.17	207.65	134.03	98.22
4250	340.32	268.56	200.93	130.64	95.07
4500	325.37	256.78	192.35	127.21	91.82
4750	310.24	244.87	183.38	123.48	88.49
5000	295.06	232.94	174.41	118.71	85.10
5250	279.90	221.04	165.47	114.10	81.65
5500	264.81	209.20	156.59	108.17	78.16
5750	249.86	197.49	147.81	102.03	75.33
6000	235.09	185.93	139.17	96.01	72.22
6250	220.32	174.41	130.57	90.03	67.79
6500	206.48	163.55	122.45	84.27	63.38
6750	193.71	153.59	115.01	79.08	59.42
7000	182.08	144.31	108.24	74.39	55.85
7250	171.45	136.22	102.06	70.14	52.61
7500	161.69	128.63	96.42	66.27	49.67
7750	152.53	121.79	91.35	62.74	46.99
8000	143.39	115.47	86.67	59.50	44.54
8250	134.84	109.61	82.34	56.52	42.29
8500	127.00	104.18	78.33	53.78	40.21
8750	119.81	99.13	74.61	51.25	38.30
9000	113.19	94.43	71.15	48.90	36.53
9250	107.21	90.11	67.98	46.72	34.89
9500	101.66	85.64	65.02	44.70	33.37
9750	96.52	81.34	62.24	42.81	31.95
10000	91.74	77.32	59.64	41.04	30.63
10250	87.29	73.57	57.19	39.39	29.39
10500	83.16	70.08	54.88	37.84	28.24
10750	79.36	66.88	52.74	36.39	27.15
11000	75.81	63.89	50.72	35.02	26.13
11250	72.48	61.08	48.81	33.73	25.17
11500	69.36	58.45	47.00	32.52	24.27
11750	66.43	55.98	45.24	31.37	23.42
12000	63.67	53.66	43.41	30.29	22.61

KL (mm)	PHR / PAG 220x80				
	3.0 mm	2.5 mm	2.0 mm	1.5 mm	1.2 mm
	DcPn (KN)				
0	516.29	391.80	273.03	179.03	130.96
250	515.77	391.51	272.80	178.73	130.75
500	514.42	390.74	272.19	178.54	130.62
750	512.25	389.50	271.22	177.93	130.20
1000	509.28	387.80	269.89	177.08	129.61
1250	505.51	385.64	268.20	175.99	128.86
1500	500.98	383.03	266.15	174.66	127.94
1750	495.54	379.87	263.66	173.11	126.87
2000	489.41	376.29	260.84	171.34	125.64
2250	482.64	372.29	257.70	169.34	124.27
2500	475.27	367.89	254.26	167.14	122.74
2750	467.34	362.87	250.64	164.74	121.08
3000	458.91	356.52	247.12	162.13	119.29
3250	449.96	349.07	243.30	159.38	117.37
3500	440.68	341.28	239.28	156.43	115.33
3750	431.14	333.20	235.06	153.32	113.16
4000	421.43	324.88	230.66	150.05	110.82
4250	411.66	316.37	226.10	146.65	108.37
4500	401.92	307.72	221.38	143.12	105.82
4750	391.00	298.99	216.51	139.46	103.20
5000	377.74	290.27	211.51	135.70	100.50
5250	363.78	281.65	205.54	131.84	97.73
5500	349.70	273.20	198.79	127.90	94.90
5750	335.56	264.50	191.86	123.88	92.02
6000	321.38	254.12	185.02	119.80	89.09
6250	307.24	242.95	178.38	115.67	86.13
6500	293.19	231.86	171.96	111.57	83.14
6750	279.26	220.88	165.13	108.35	80.13
7000	265.49	210.03	157.61	105.16	77.11
7250	251.83	199.29	149.52	101.47	74.08
7500	238.12	188.52	141.43	97.08	70.96
7750	225.44	178.53	133.91	92.62	67.97
8000	213.73	169.33	126.98	87.74	65.03
8250	202.90	160.82	120.59	83.26	62.16
8500	192.86	152.93	114.69	79.14	59.48
8750	183.54	145.65	109.22	75.33	56.73
9000	174.86	138.86	104.15	71.84	54.05
9250	166.91	132.65	99.51	68.59	51.57
9500	159.46	126.84	95.18	65.57	49.27
9750	152.48	121.40	91.13	62.76	47.13
10000	145.69	116.29	87.34	60.14	45.14
10250	138.89	111.50	83.78	57.69	43.28
10500	132.31	107.00	80.44	55.40	41.54
10750	126.27	102.82	77.35	53.23	39.92
11000	120.61	98.87	74.43	51.24	38.39
11250	115.32	95.14	71.67	49.34	36.96
11500	110.35	91.60	69.06	47.55	35.61
11750	105.69	88.26	66.60	45.87	34.34
12000	101.30	85.08	64.26	44.28	33.14

Relación de esbeltez mayor a 200

Para las tablas KL = KLx = KLy = KLu

Para conversión al sistema mks: 1000 Kgf = 1 ton = 9.81 KN ~ 10 KN

PAG: Perfil acabado galvanizado (perfiles con espesores de 1.2 mm, 1.5 mm y 2.0 mm)

PHR: Perfil acabado negro o pintado (perfiles con espesores de 1.2 mm, 1.5 mm, 2.0 mm, 2.5 mm y 3.0 mm)

Tabla 37. Resistencia de diseño a flexión perfiles Cañón $\phi_b M_{nx} \cdot \phi_b M_{ny}$ (KN.m)

$\phi_b = 0.95 C_b = 1.0$

REFERENCIA DE PERFIL	FLEXIÓN SOBRE EJE X			FLEXIÓN SOBRE EJE Y	
		L_c mm	$\phi_b M_{nx}$ KN.m	L_c mm	$\phi_b M_{ny}$ KN.m
PHR / PAG 100 x 50 x 15	1.2 mm	23,066	4.79	27,289	3.40
	1.5 mm	23,168	6.41	27,252	4.64
	2.0 mm	23,343	8.59	27,188	6.74
	2.5 mm	23,522	10.56	27,121	8.94
	3.0 mm	23,705	12.37	27,053	10.82
PHR / PAG 120 x 60 x 15	1.2 mm	27,906	6.44	32,449	4.49
	1.5 mm	28,014	8.33	32,409	6.15
	2.0 mm	28,194	11.96	32,342	9.11
	2.5 mm	28,379	14.93	32,273	12.23
	3.0 mm	28,568	18.05	32,202	15.44
PHR / PAG 150 x 50 x 17	1.2 mm	21,024	8.65	42,576	3.74
	1.5 mm	21,082	11.49	42,559	5.16
	2.0 mm	21,181	15.24	42,533	7.63
	2.5 mm	21,283	18.69	42,502	10.36
	3.0 mm	21,387	22.01	42,469	13.26
PHR / PAG 160 x 60 x 20	1.2 mm	25,716	10.64	45,117	4.78
	1.5 mm	25,783	13.32	45,095	6.63
	2.0 mm	25,896	18.82	45,060	9.93
	2.5 mm	26,011	23.43	45,020	13.44
	3.0 mm	26,130	27.65	44,980	17.20
PHR / PAG 203 x 67 x 19	1.2 mm	28,349	13.48	57,056	5.73
	1.5 mm	28,409	18.74	57,039	7.97
	2.0 mm	28,511	26.36	57,009	12.13
	2.5 mm	28,614	33.70	56,976	16.59
	3.0 mm	28,720	41.15	56,941	21.42
PHR / PAG 220 x 80 x 20	1.2 mm	34,809	15.17	61,172	7.24
	1.5 mm	34,880	21.10	61,147	10.14
	2.0 mm	35,000	30.50	61,105	15.35
	2.5 mm	35,122	40.15	61,061	21.26
	3.0 mm	35,246	49.33	61,016	27.42
PHR / PAG 254 x 67 x 18	1.5 mm	27,015	22.81	71,424	8.25
	2.0 mm	27,088	35.54	71,416	12.63
	2.5 mm	27,162	45.47	71,404	17.38
	3.0 mm	27,238	55.16	71,392	22.61
PHR / PAG 305 x 80 x 25	1.5 mm	31,449	32.60	86,578	10.76
	2.0 mm	31,511	49.13	86,580	16.56
	2.5 mm	31,574	67.35	86,581	22.96
	3.0 mm	31,639	81.96	86,580	29.86
PHR / PAG 355 x 110 x 25	2.0 mm	46,437	58.66	98,843	25.12
	2.5 mm	46,535	84.17	98,814	35.08
	3.0 mm	46,633	107.81	98,783	45.95

Nota 1: Los valores de la resistencia de diseño a flexión para los perfiles cañón de las tablas son válidos si la longitud no arriostrada lateralmente del miembro es menor o igual a L_n (Ver sección 2.3.4.3).

Nota 2: Para secciones cañón debe verificarse la deflexión de la viga ya que pueda controlar el diseño.

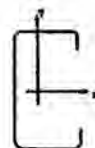
Para conversión al sistema mks: 1000 Kgf = 1 ton = 9.81 KN ≈ 10 KN

PAG: Perfil a caldo galvanizado (perfiles con espesores de 1.2 mm, 1.5 mm y 2.0 mm).

PHR: Perfil acabado negro o pintado (perfiles con espesores de 1.2 mm, 1.5 mm, 2.0 mm, 2.5 mm y 3.0 mm)

Tabla 40. Resistencia de diseño a flexión perfiles C $\phi_b M_n$ (KN.m)

$\phi_b = 0.90^{**}$ $C_b = 1.0$



L_b (mm)	PHR / PAG 150x50				
	3.0 mm	2.5 mm	2.0 mm	1.5 mm	1.2 mm
0	10.95	9.30	7.58*	5.69*	4.31*
250	10.95	9.30	7.58*	5.69*	4.31*
500	10.95	9.30	7.58*	5.69*	4.31*
750	10.95	9.30	7.58*	5.69*	4.31*
1000	10.95	9.30	7.58*	5.69*	4.31*
1250	9.82	8.35	6.82	5.16*	3.94*
1500	9.14	7.75	6.32	4.84*	3.73*
1750	8.36	7.07	5.75	4.40	3.48
2000	7.52	6.32	5.11	3.89	3.15
2250	6.62	5.50	4.41	3.33	2.69
2500	5.68	4.64	3.67	2.75	2.21
2750	4.86	3.94	3.09	2.30	1.84
3000	4.24	3.41	2.65	1.95	1.56
3250	3.74	2.99	2.30	1.69	1.34
3500	3.35	2.65	2.03	1.47	1.16
3750	3.02	2.38	1.81	1.30	1.02
4000	2.76	2.15	1.62	1.16	0.91
4250	2.53	1.97	1.47	1.04	0.81
4500	2.34	1.81	1.34	0.94	0.73
4750	2.17	1.67	1.23	0.86	0.67
5000	2.03	1.55	1.14	0.79	0.61
5250	1.91	1.45	1.06	0.73	0.56
5500	1.79	1.36	0.99	0.67	0.51
5750	1.70	1.28	0.92	0.63	0.48
6000	1.61	1.21	0.87	0.59	0.44
6250	1.53	1.15	0.82	0.55	0.41
6500	1.46	1.09	0.78	0.52	0.39
6750	1.39	1.04	0.74	0.49	0.36
7000	1.33	0.99	0.70	0.46	0.34
7250	1.28	0.95	0.67	0.44	0.32
7500	1.23	0.91	0.64	0.42	0.31
7750	1.18	0.87	0.61	0.40	0.29
8000	1.14	0.84	0.59	0.38	0.28
8250	1.10	0.81	0.56	0.36	0.26
8500	1.06	0.78	0.54	0.35	0.25
8750	1.03	0.75	0.52	0.33	0.24
9000	1.00	0.73	0.50	0.32	0.23
9250	0.97	0.71	0.49	0.31	0.22
9500	0.94	0.69	0.47	0.30	0.21
9750	0.91	0.66	0.46	0.29	0.20
10000	0.89	0.65	0.44	0.28	0.20
10250	0.86	0.63	0.43	0.27	0.19
10500	0.84	0.61	0.42	0.26	0.18
10750	0.82	0.59	0.40	0.25	0.18
11000	0.80	0.58	0.39	0.24	0.17
11250	0.78	0.57	0.38	0.24	0.17
11500	0.76	0.55	0.37	0.23	0.16
11750	0.74	0.54	0.36	0.22	0.16
12000	0.73	0.53	0.36	0.22	0.15

L_b (mm)	PHR / PAG 160x60				
	3.0 mm	2.5 mm	2.0 mm	1.5 mm	1.2 mm
0	13.78	11.68*	9.41*	6.64*	5.23*
250	13.78	11.68*	9.41*	6.64*	5.23*
500	13.78	11.68*	9.41*	6.64*	5.23*
750	13.78	11.68*	9.41*	6.64*	5.23*
1000	13.78	11.68*	9.41*	6.64*	5.23*
1250	13.04	11.06*	9.41*	6.64*	5.23*
1500	12.42	10.53	8.56*	6.09*	4.77*
1750	11.72	9.92	8.07	5.84*	4.54*
2000	10.93	9.24	7.51	5.55	4.27*
2250	10.08	8.48	6.87	5.20	3.96
2500	9.16	7.67	6.18	4.69	3.61
2750	8.18	6.79	5.43	4.10	3.25
3000	7.17	5.87	4.65	3.49	2.80
3250	6.26	5.10	4.02	2.99	2.40
3500	5.54	4.49	3.51	2.60	2.08
3750	4.96	3.99	3.10	2.29	1.82
4000	4.48	3.58	2.77	2.03	1.61
4250	4.08	3.24	2.49	1.81	1.44
4500	3.74	2.95	2.26	1.63	1.29
4750	3.45	2.71	2.06	1.48	1.16
5000	3.20	2.50	1.89	1.35	1.06
5250	2.98	2.32	1.74	1.24	0.97
5500	2.79	2.16	1.61	1.14	0.89
5750	2.62	2.02	1.50	1.06	0.82
6000	2.47	1.90	1.40	0.98	0.76
6250	2.34	1.79	1.32	0.92	0.70
6500	2.22	1.69	1.24	0.86	0.66
6750	2.11	1.60	1.17	0.80	0.61
7000	2.01	1.52	1.11	0.76	0.58
7250	1.92	1.45	1.05	0.71	0.54
7500	1.84	1.39	1.00	0.68	0.51
7750	1.77	1.33	0.95	0.64	0.48
8000	1.70	1.27	0.91	0.61	0.46
8250	1.63	1.22	0.87	0.58	0.43
8500	1.58	1.17	0.83	0.55	0.41
8750	1.52	1.13	0.80	0.53	0.39
9000	1.47	1.09	0.77	0.51	0.38
9250	1.42	1.05	0.74	0.49	0.36
9500	1.38	1.02	0.71	0.47	0.34
9750	1.34	0.99	0.69	0.45	0.33
10000	1.30	0.96	0.67	0.43	0.32
10250	1.26	0.93	0.65	0.42	0.31
10500	1.23	0.90	0.63	0.40	0.29
10750	1.19	0.87	0.61	0.39	0.28
11000	1.16	0.85	0.59	0.38	0.27
11250	1.13	0.83	0.57	0.36	0.26
11500	1.10	0.81	0.56	0.35	0.26
11750	1.08	0.79	0.54	0.34	0.25
12000	1.05	0.77	0.53	0.33	0.24

*Revisor pandeo distorsional por flexión (ver sección 2.3.4.5 - Tablas 58 a 60)

**Se utilizó $\phi_b = 0.95$ cuando la resistencia de diseño lo limita la ocupación de la sección 2.3.4.1

Para las tablas $L_b = K L_y = S L_y$

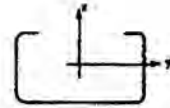
Para conversión al sistema mks: 1000 kgf = 1 ton = 9.81 kN ~ 10 kN

PAG: Perfil acabado galvanizado (perfiles con espesores de 1.2 mm, 1.5 mm y 2.0 mm)

PHR: Perfil acabado negro o pintado (perfiles con espesores de 1.2 mm, 1.5 mm, 2.0 mm, 2.5 mm y 3.0 mm)

Tabla 41. Resistencia de diseño a flexión perfiles C $\phi_b M_{ny}$ (KN.m)

$\phi_b = 0.90^*$ $C_b = 1.0$



Lb (mm)	PHR / PAG 150x50				
	3.0 mm	2.5 mm	2.0 mm	1.5 mm	1.2 mm
ObMnx (KN.m)					
0	2.08	1.80	1.49	1.16	0.95
250	2.08	1.80	1.49	1.16	0.95
500	2.08	1.80	1.49	1.16	0.95
750	2.08	1.80	1.49	1.16	0.95
1000	2.08	1.80	1.49	1.16	0.95
1250	2.08	1.80	1.49	1.16	0.95
1500	2.08	1.80	1.49	1.15	0.94
1750	2.04	1.75	1.44	1.11	0.90
2000	1.98	1.68	1.38	1.06	0.86
2250	1.91	1.62	1.32	1.01	0.82
2500	1.85	1.55	1.25	0.95	0.76
2750	1.79	1.49	1.18	0.88	0.71
3000	1.74	1.42	1.11	0.82	0.65
3250	1.68	1.36	1.05	0.75	0.59
3500	1.63	1.30	0.98	0.68	0.52
3750	1.58	1.24	0.91	0.61	0.46
4000	1.54	1.18	0.84	0.55	0.42
4250	1.50	1.13	0.78	0.50	0.38
4500	1.46	1.08	0.73	0.46	0.34
4750	1.42	1.03	0.68	0.43	0.31
5000	1.39	0.99	0.65	0.40	0.29
5250	1.36	0.95	0.61	0.37	0.27
5500	1.33	0.91	0.58	0.35	0.25
5750	1.30	0.88	0.56	0.33	0.23
6000	1.28	0.86	0.54	0.32	0.22
6250	1.25	0.83	0.52	0.30	0.21
6500	1.23	0.81	0.50	0.29	0.20
6750	1.21	0.79	0.48	0.28	0.19
7000	1.19	0.77	0.47	0.27	0.18
7250	1.17	0.76	0.46	0.26	0.17
7500	1.15	0.74	0.45	0.25	0.16
7750	1.13	0.73	0.44	0.24	0.16
8000	1.12	0.72	0.43	0.23	0.15
8250	1.10	0.71	0.42	0.23	0.15
8500	1.09	0.69	0.41	0.22	0.14
8750	1.07	0.68	0.40	0.21	0.14
9000	1.06	0.68	0.40	0.21	0.13
9250	1.05	0.67	0.39	0.20	0.13
9500	1.04	0.66	0.38	0.20	0.13
9750	1.03	0.65	0.38	0.20	0.12
10000	1.02	0.64	0.37	0.19	0.12
10250	1.01	0.64	0.37	0.19	0.12
10500	1.00	0.63	0.36	0.19	0.12
10750	0.99	0.62	0.36	0.18	0.11
11000	0.98	0.62	0.35	0.18	0.11
11250	0.97	0.61	0.35	0.18	0.11
11500	0.96	0.61	0.35	0.17	0.11
11750	0.95	0.60	0.34	0.17	0.10
12000	0.94	0.60	0.34	0.17	0.10

Lb (mm)	PHR / PAG 160x60				
	3.0 mm	2.5 mm	2.0 mm	1.5 mm	1.2 mm
ObMnx (KN.m)					
0	3.08	2.65	2.18	1.68	1.36
250	3.08	2.65	2.18	1.68	1.36
500	3.08	2.65	2.18	1.68	1.36
750	3.08	2.65	2.18	1.68	1.36
1000	3.08	2.65	2.18	1.68	1.36
1250	3.08	2.65	2.18	1.68	1.36
1500	3.08	2.65	2.18	1.68	1.36
1750	3.08	2.63	2.16	1.66	1.35
2000	2.99	2.54	2.08	1.60	1.30
2250	2.89	2.45	2.00	1.53	1.25
2500	2.79	2.36	1.91	1.46	1.18
2750	2.69	2.26	1.82	1.38	1.11
3000	2.59	2.16	1.72	1.30	1.04
3250	2.50	2.05	1.62	1.21	0.96
3500	2.40	1.95	1.52	1.11	0.88
3750	2.31	1.85	1.41	1.01	0.79
4000	2.22	1.75	1.31	0.91	0.71
4250	2.13	1.65	1.20	0.82	0.63
4500	2.05	1.55	1.10	0.75	0.57
4750	1.97	1.46	1.02	0.69	0.52
5000	1.90	1.37	0.95	0.63	0.48
5250	1.83	1.30	0.89	0.59	0.44
5500	1.76	1.24	0.84	0.54	0.41
5750	1.69	1.18	0.79	0.51	0.38
6000	1.64	1.13	0.75	0.48	0.35
6250	1.59	1.09	0.72	0.45	0.33
6500	1.54	1.05	0.69	0.43	0.31
6750	1.50	1.02	0.66	0.41	0.29
7000	1.46	0.99	0.63	0.39	0.28
7250	1.43	0.96	0.61	0.37	0.26
7500	1.40	0.93	0.59	0.35	0.25
7750	1.37	0.91	0.57	0.34	0.24
8000	1.34	0.89	0.56	0.33	0.23
8250	1.32	0.87	0.54	0.31	0.22
8500	1.29	0.85	0.53	0.30	0.21
8750	1.27	0.83	0.51	0.29	0.20
9000	1.25	0.82	0.50	0.28	0.19
9250	1.24	0.80	0.49	0.28	0.19
9500	1.22	0.79	0.48	0.27	0.18
9750	1.20	0.78	0.47	0.26	0.17
10000	1.19	0.77	0.46	0.25	0.17
10250	1.17	0.76	0.45	0.25	0.16
10500	1.16	0.75	0.45	0.24	0.16
10750	1.15	0.74	0.44	0.24	0.16
11000	1.13	0.73	0.43	0.23	0.15
11250	1.12	0.72	0.43	0.23	0.15
11500	1.11	0.71	0.42	0.22	0.14
11750	1.10	0.70	0.41	0.22	0.14
12000	1.09	0.69	0.41	0.22	0.14

*Se utilizó $\phi_b = 0.95$ cuando la resistencia de diseño la limita la ecuación de la sección 2.3.4.1

Para las tablas $L_b = KL_x = KL_t$

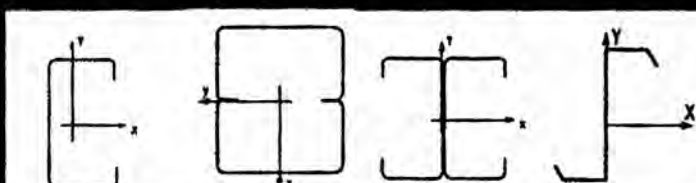
Para conversión al sistema mks: 1000 Kgf = 1 ton = 9.81 KN ~ 10 KN

PAG: Perfil acabado galvanizado (perfiles con espesores de 1.2 mm, 1.5mm y 2.0 mm)

PHR: Perfil acabado negro o pintado (perfiles con espesores de 1.2 mm, 1.5 mm, 2.0 mm, 2.5 mm y 3.0 mm)

Tabla 62. Resistencia de diseño a cortante ϕV_{nv} (KN)

$\phi_s = 0.95$

Referencia de perfil					
		C ϕV_{nv} (KN)	Cajón ϕV_{nv} (KN)	I ϕV_{nv} (KN)	Z ϕV_{nv} (KN)
PHR / PAG 100 x 50 x 15	1.2 mm	16.79	35.46	35.46	-
	1.5 mm	20.63	43.62	43.62	-
	2.0 mm	28.30	56.59	56.59	-
	2.5 mm	34.39	68.78	68.78	-
	3.0 mm	40.09	80.17	80.17	-
PHR / PAG 120 x 60 x 15	1.2 mm	21.51	44.90	44.90	-
	1.5 mm	26.53	55.41	55.41	-
	2.0 mm	36.16	72.31	72.31	-
	2.5 mm	44.21	88.43	88.43	-
	3.0 mm	51.88	103.75	103.75	-
PHR / PAG 150 x 50 x 17	1.2 mm	16.79	35.46	35.46	-
	1.5 mm	20.63	43.62	43.62	-
	2.0 mm	28.30	56.59	56.59	-
	2.5 mm	34.39	68.78	68.78	-
	3.0 mm	40.09	80.17	80.17	-
PHR / PAG 160 x 60 x 20	1.2 mm	21.51	44.90	44.90	23.68
	1.5 mm	26.53	55.41	55.41	29.33
	2.0 mm	36.16	72.31	72.31	38.48
	2.5 mm	44.21	88.43	88.43	47.33
	3.0 mm	51.88	103.75	103.75	55.86
PHR / PAG 203 x 67 x 19	1.2 mm	24.81	51.50	51.50	-
	1.5 mm	30.65	63.67	63.67	-
	2.0 mm	39.47	83.32	83.32	-
	2.5 mm	68.94	102.18	102.18	-
	3.0 mm	99.27	120.26	120.26	-
PHR / PAG 220 x 80 x 20	1.2 mm	30.94	63.53	63.53	31.77
	1.5 mm	38.32	78.99	78.99	41.12
	2.0 mm	51.88	103.75	103.75	54.20
	2.5 mm	63.86	127.73	127.73	66.98
	3.0 mm	75.46	150.91	150.91	79.44
PHR 254 x 67 x 18	1.5 mm	30.65	63.67	63.67	-
	2.0 mm	31.09	83.32	83.32	-
	2.5 mm	60.97	102.18	102.18	-
	3.0 mm	99.27	120.26	120.26	-
PHR / PAG 305 x 80 x 25	1.5 mm	38.32	78.99	78.99	41.12
	2.0 mm	51.88	103.75	103.75	54.20
	2.5 mm	63.86	127.73	127.73	66.98
	3.0 mm	75.46	150.91	150.91	79.44
PHR / PAG 355 x 110 x 25	2.0 mm	75.46	150.91	150.91	-
	2.5 mm	93.34	186.68	186.68	-
	3.0 mm	110.83	221.65	221.65	-

Nota 1: Los valores consignados en las tablas corresponden a la resistencia de diseño al cortante sin perforaciones en el alma únicamente. Cuando el cortante interactúa con flexión, como por ejemplo en el caso del apoyo interior de una viga continua, debe revisarse la resistencia del perfil para flexión y corte combinados (ver sección 2.3.6.1)

Para conversión al sistema métrico: 1000 Kgf = 1 ton = 9.81 KN ~ 10 KN

PAG: Perfil acabado galvanizado (perfiles con espesores de 1.2 mm, 1.5 mm y 2.0 mm)

PHR: Perfil acabado negro o pintado (perfiles con espesores de 1.2 mm, 1.5 mm, 2.0 mm, 2.5 mm y 3.0 mm)

ANEXO 2

CATÁLOGO GALVANIZADOR EN FRIO



I. Descripción de producto

CRC Bright Zinc-It® es un revestimiento de sacrificio para uso ligero que protege a metales ferrosos contra la oxidación. Crea una película-barrera entre el ambiente y el metal base para evitar la formación o dispersión de óxido y corrosión. También provee un aspecto de un acabado metálico de alto brillo, galvanizado en caliente. **Bright Zinc-It®** es excelente para retoques en ralladuras, abolladuras, soldaduras, desgaste o bordes labrados a máquina en aluminio y otros sustratos metálicos de alto brillo.

II. Aplicaciones

Recomendado para uso en roscas, bordes expuestos, dispositivos de sujeción, conductos, ataduras, soldaduras, cercados, rieles, rejas, postes eléctricos, cajas de panel de disyuntor, canaletas de agua de lluvia, carteles, puertas, tráileres, recipientes de basura, pasarelas y pasamanos. Idealmente apto para una variedad de ambientes, incluidos marino, de servicios públicos, refinerías, tratamiento de agua, procesamiento químico, pulpa y papel, manufactura de acero y mantenimiento y reparación generales.

III. Características y beneficios

- **Acabado de alto brillo.** Provee el aspecto de un acabado metálico brillante, galvanizado con calor.
- **Revestimiento de cinc de sacrificio.** Inhibe el óxido y la corrosión en metales ferrosos.
- **Secado rápido.** Se seca al contacto en 15 a 30 minutos. Permite la pronta manipulación de partes tratadas.
- **Etiqueta de Datos de Seguridad de Material - M.S.D.[L.]™.** Provee acceso instantáneo a información de seguridad actualizada para casos de accidente o inspección de la OSHA. Ayuda a cumplir con la **Norma 29 CFR 1910.1200 de Comunicación de Peligros de la OSHA.**

IV. Propiedades físicas

Punto de inflamación	< 0°F (TCC)	Punto de ebullición	136°F-289°F
Olor	Solvente	Solubilidad	Neg. en agua
Aspecto	Líquido gris	% COV	78%
Densidad de vapor	>1	Gravedad específica	0.81
Contenido de COV (Fed)	657 g/L	Aglutinante	Acrílico
Sara Título III, Sect. 313	Sí	Propulsante	Hidrocarburo
Productos Químicos			
Prop 65	Sí		

IV.

V. Especificaciones y aprobaciones

- ASTM-A-780-93

VI. Características de desempeño

Tipo de película	Acabado gris, seco y brillante
Grosura de la película	1.5 a 3 mm para protección óptima.
Tiempo de secado	15 a 30 minutos al contacto
Colocación de otra capa	Después de 2 a 16 horas

VII. Instrucciones

Preparación de la superficie

Acero nuevo – La superficie debe estar seca y libre de contaminación. Retire todo el salpicado de soldadura y desbaste toda soldadura áspera y borde cortante hasta lograr un contorno suave. Para exposición severa (inmersión, química, etc.) limpie con chorro de aire casi hasta blanco, según pSC SP 10-63T. Para otros tipos de exposición, limpiar con chorro de aire según SSPC SP 6-63 hasta un perfil máximo de 1.5 mm.

Superficies previamente pintadas – deben estar libres de aceite, grasa u otros tipos de contaminación. Para mejores resultados, limpie con chorro de aire las áreas específicas a ser tratadas. Se puede usar cepillados eléctricos para retoques menores.

Instrucciones de aplicación

- La superficie debe estar seca y libre de brotes de óxido.
- Agitar bien hasta que se suelte la esfera del agitador. Repetir durante el uso.
- Se obtienen mejores resultados cuando se pulveriza en temperaturas superiores a 60°F. Pulverizar a una distancia de 12-15 pulgadas en capas leves y uniformes.
- La espesura óptima de película de Brite Zinc-It® es de 1.5 a 3.0 mm de película seca. Para obtener esta espesura con la aplicación en aerosol, se necesitan 3 aplicaciones de spray. Pulverice el sustrato una vez verticalmente, una vez horizontalmente, y una vez más verticalmente para cobertura ideal.
- Se pueden aplicar capas adicionales para lograr una película gruesa una vez que se seca la primera capa. Para una espesura de 3 mm, repita el patrón de pulverización mencionado arriba dos veces.
- Al terminar de pulverizar, limpia la válvula girando la lata cabeza abajo y oprimiendo el botón hasta que solo salga presión.
- Si se tapa, retirar el botón y limpiar la ranura y el orificio con un alambre fino.

VIII. Descripción del embalaje

Número de pieza	Tamaño del recipiente
18414	Aerosol de 16 onzas

IX. Eliminación

Las exigencias para la eliminación varían según el estado y la jurisdicción local. Todo producto usado y sin usar debe desecharse de acuerdo con las normas federales, estatales y locales.

IX. Advertencias especiales para el uso

Se debe tomar precauciones adecuadas para asegurar la protección del operador, incluidos dispositivos eléctricos a prueba de explosión cuando se aplique en interiores.

Latas de aerosol

No perforar, incinerar o almacenar a temperaturas superiores a 120° F. La exposición a temperaturas altas puede hacer que la lata explote. No colocar a la luz directa del sol o cerca de fuentes de calor. Las latas de aerosol son conductoras de electricidad. Manténgalo alejado de toda fuente eléctrica viva, incluyendo terminales de batería, solenoides, paneles eléctricos y otros componentes electrónicos. El dejar de respetar esta advertencia puede resultar en lesiones graves debidas a ignición repentina y/o descarga eléctrica.

AVISO DE EXENCIÓN DE RESPONSABILIDAD: Al mejor entender de CRC Industries, esta información es precisa o ha sido obtenida de fuentes que CRC considera precisas. Antes de utilizar cualquier producto, lea todas las advertencias e instrucciones en la etiqueta. Todos los productos deben someterse a pruebas para confirmar su aptitud para una aplicación específica antes de usarse. CRC Industries, Inc. no realiza declaraciones o garantías de ningún tipo con relación a estos datos.

CRC Industries, Inc.
Servicio Técnico: (800)521-3168

División de Productos Industriales
Servicio al Cliente: (800)272-4620

Warminster, PA 18974
CRC On-Line: (215)442-6260



CRC Industries, Inc.

885 Louis Drive • Warminster PA • 18974

Hoja de datos técnicos

Bright Zinc-It®

Galvanizador a frío instantáneo

General

Utilizarlo sólo en áreas con buena ventilación. Se puede mejorar la ventilación abriendo una ventana o puerta o proporcionando asistencia mecánica. Evite respirar continuamente el vapor y vahos de pulverización. Evite el contacto con piel y ojos. Si no se cuenta con ventilación adecuada, debe utilizarse protección respiratoria. Para más información sobre la exposición de corto plazo y prolongada, revise la Hoja de Datos de Seguridad de Material de este producto. Rev 12/5kc

ANEXO 3

COBERTURA METÁLICA

TR-4



DESCRIPCIÓN

Gama de paneles metálicos para coberturas y fachadas, con 4 trapecios que otorgan resistencia estructural, facilidad de instalación y superior acabado, ideal para edificaciones comerciales, industriales y de servicio.

CARACTERÍSTICAS

Material : Acero Zincalum ASTM A792, AZ 150.

Espesor (e) : 0,35; 0,40; 0,45; 0,50; 0,55; 0,60; 0,75 y 0,80mm.

Acabado Cara Superior:

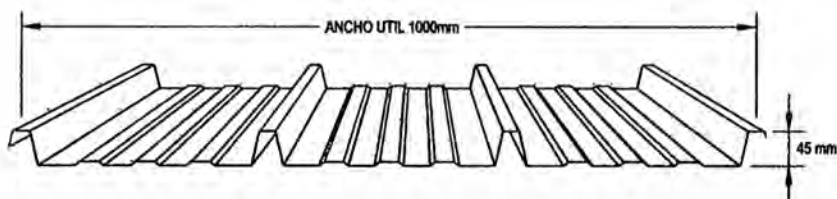
Pintura : Poliéster líquida de espesor 25 micras, sobre primer uretano.

Colores : Blanco (RAL 9003), Azul (RAL 5007), Rojo (RAL 3020), Gris (RAL 7040) y Verde (RAL 6001). Consulte por nuestros colores especiales.

Acabado Cara Inferior o Trascara:

Pintura : Base líquida de 10 micras.

Largo : A pedido, desde 1 m hasta 12m.



Asesoría
Post venta

VENTAJAS

- Asesoría técnica especializada (desarrollo de planos de montaje, detalles y metrados).
- Capacidad para matizar con alta precisión cualquier color del código RAL debido al Centro de Matizado "in house" de última generación.
- Excelente acabado arquitectónico.
- Completa línea de accesorios, sellos y fijaciones.
- Gran resistencia estructural.
- Ahorro en estructura portante.
- Fácil y rápido de instalar.

PRECOR S.A.

Oficina : Av. Manuel Ojguín 373, Piso 9, Surco

Planta : Av. Nicolás Dueñas 559, Lima

Central : 705-4000

www.precor.com.pe



Grupo P.M.P.



Metro de Lima

Compañerito, Pucallpa

Universidad Alameda

TABLA DE CARGAS (Kg / m²)

Espesor e	Peso del Panel											
mm	Kg / m ²	L(m) =	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25
0,35 - 0,40	3,35	P (Kg / m ²) =	266	169	117	--	--	--	--	--	--	--
0,45 - 0,50	4,30	P (Kg / m ²) =	342	218	150	109	--	--	--	--	--	--
0,55 - 0,60	5,26	P (Kg / m ²) =	419	268	183	133	101	--	--	--	--	--
0,75 - 0,80	7,17	P (Kg / m ²) =	571	363	250	182	137	107	--	--	--	--

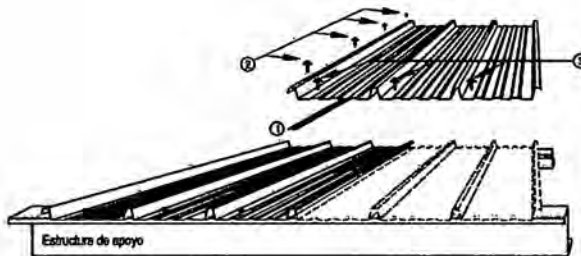
Espesor e	Peso del Panel											
mm	Kg / m ²	L(m) =	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25
0,35 - 0,40	3,35	P (Kg / m ²) =	266	169	117	--	--	--	--	--	--	--
0,45 - 0,50	4,30	P (Kg / m ²) =	342	218	150	109	--	--	--	--	--	--
0,55 - 0,60	5,26	P (Kg / m ²) =	419	268	183	133	101	--	--	--	--	--
0,75 - 0,80	7,17	P (Kg / m ²) =	571	363	250	182	137	107	--	--	--	--

Espesor e	Peso del Panel											
mm	Kg / m ²	L(m) =	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25
0,35 - 0,40	3,35	P (Kg / m ²) =	334	212	146	107	--	--	--	--	--	--
0,45 - 0,50	4,30	P (Kg / m ²) =	429	273	188	137	104	--	--	--	--	--
0,55 - 0,60	5,26	P (Kg / m ²) =	525	334	230	168	127	--	--	--	--	--
0,75 - 0,80	7,17	P (Kg / m ²) =	715	455	314	229	173	136	108	--	--	--

* Acero zincado ASTM A792, AZ 150.
 * Las cargas se han calculado considerando que la sección es totalmente efectiva y que la deflexión máxima por carga viva es L/200.
 * Las cargas vivas son netas. El peso propio del panel ha sido incluido en la verificación de resistencia y deflexión.
 * Largo del panel hasta 12m.

Mayo 2013, esta ficha reemplaza las emitidas con anterioridad. Ofc.

DETALLE DE INSTALACIÓN



1. Cinta butil 3/8" a lo largo del traspase transversal.
2. Tornillo autoroscante #8x3/4" punta fina cada 750mm max., sobre traspase longitudinal.
3. Tornillo autoperforante #10x3/4" punta broca, sobre estructura de apoyo.

Nota: Nuestros paneles vienen provistos de una película plástica de protección que debe ser retirada una vez terminado el proceso de instalación. Caso contrario, el sol, la humedad y la intemperie vulcanizarán la película plástica y se pegará al panel causando daños irreversibles a la pintura.

PRECOR S.A.

Oficina : Av. Manuel Olgún 373, Piso 9, Surco

Planta : Av. Nicolás Dueñas 559, Lima

Central : 705-4000

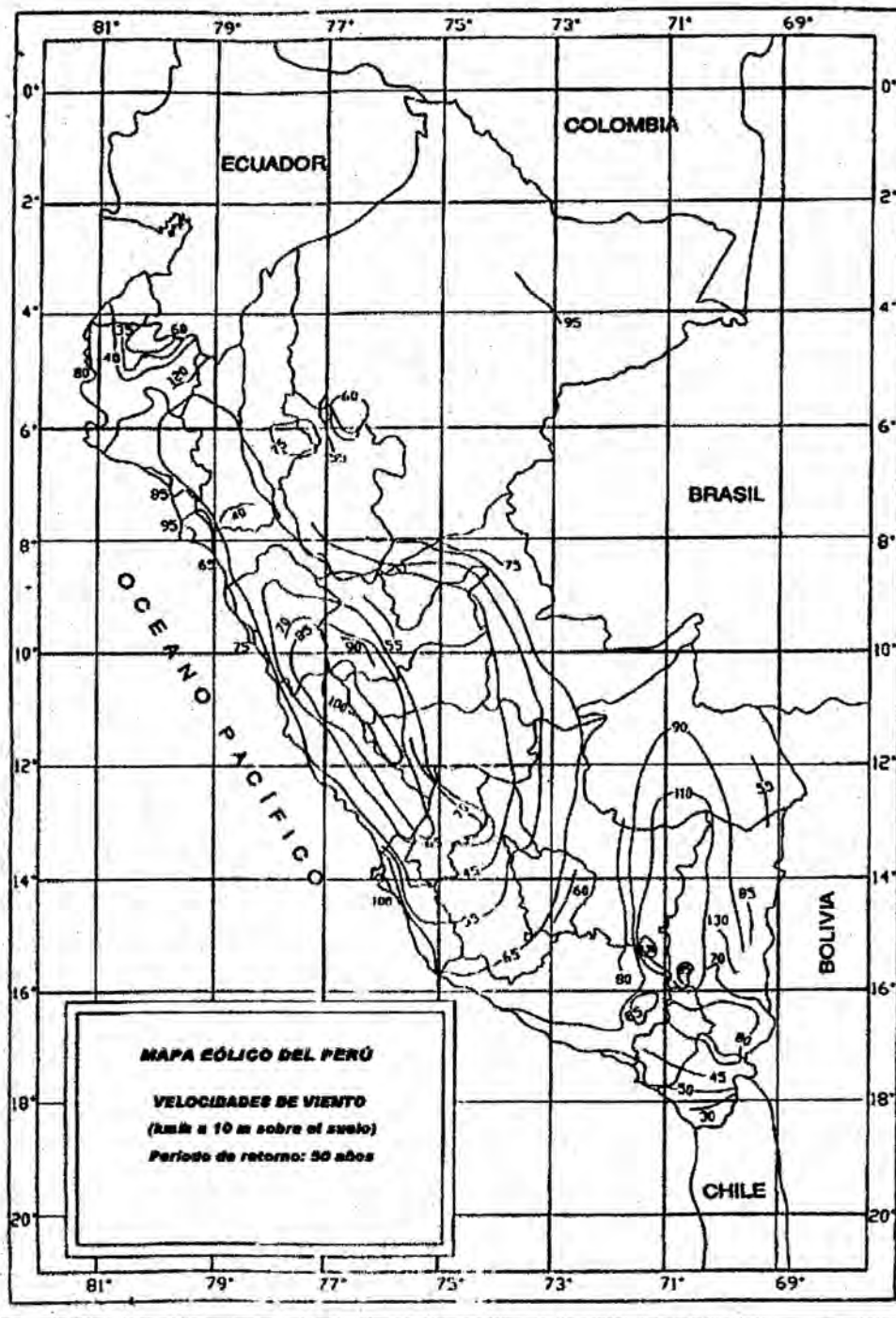
www.precor.com.pe



Grupo **IMIP**

ANEXO 4

MAPA EÓLICO DEL PERÚ



ANEXO 5

NORMA E.030 DISEÑO SISMO RESISTENTE

NORMA E.030

DISEÑO SISMORRESISTENTE

**CAPÍTULO I
GENERALIDADES**

Artículo 1.- Nomenclatura

Para efectos de la presente norma, se consideran las siguientes nomenclaturas:

- C Coeficiente de amplificación sísmica
- C_1 Coeficiente para estimar el período predominante de un edificio
- D_i Desplazamiento elástico lateral del nivel «i» relativo al suelo
- e Excentricidad accidental
- F Fuerza horizontal en la azotea
 F_i Fuerza horizontal en el nivel «i»- g Aceleración de la gravedad
- h_i Altura del nivel «i» con relación al nivel del terreno
 h_m Altura del entrepiso «i»- h_t Altura total de la edificación en metros
 M_a Momento torsor accidental en el nivel «i»- m Número de modos usados en la combinación modal
- n Número de pisos del edificio
- N_i Sumatoria de los pesos sobre el nivel «i»
- P Peso total de la edificación
- P_i Peso del nivel «i»
- R Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas
- r Respuesta estructural máxima elástica esperada
- r_i Respuestas elásticas correspondientes al modo «i»
- S Factor de suelo
- S Aceleración espectral
- T^* Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico
- T_p Período que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.
- U Factor de uso e importancia
- V Fuerza cortante en la base de la estructura
- V_i Fuerza cortante en el entrepiso «i»
- Z Factor de zona
- Q Coeficiente de estabilidad para efecto P-delta global
- D_i Desplazamiento relativo del entrepiso «i»

Artículo 2.- Alcances

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en el Artículo 3°.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaren dañadas por la acción de los sismos.

Para el caso de estructuras especiales tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, plantas nucleares y todas aquellas cuyo comportamiento difiera del de las edificaciones, se requieren consideraciones adicionales que complementen las exigencias aplicables de la presente Norma.

Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

Artículo 3.- Filosofía y Principios del diseño sismorresistente

La filosofía del diseño sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en esta Norma los siguientes principios para el diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.

- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

Artículo 4.- Presentación del Proyecto (Disposición transitoria)

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán llevar la firma de un ingeniero civil colegiado, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

Los planos del proyecto estructural deberán contener como mínimo la siguiente información:

- a. Sistema estructural sismorresistente
- b. Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- c. Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

Para su revisión y aprobación por la autoridad competente, los proyectos de edificaciones con más de 70 m de altura deberán estar respaldados con una memoria de datos y cálculos justificativos.

El empleo de materiales, sistemas estructurales y métodos constructivos diferentes a los indicados en esta Norma, deberán ser aprobados por la autoridad competente nombrada por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y debe cumplir con lo establecido en este artículo y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y durabilidad.

**CAPÍTULO II
PARÁMETROS DE SITIO**

Artículo 5.- Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, como se muestra en la Figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica. En el Anexo N° 1 se indican las provincias que corresponden a cada zona.



FIGURA N° 1

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N°1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

ZONA	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

Artículo 6.- Condiciones Locales

6.1. Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio

a. Microzonificación Sísmica

Son estudios multidisciplinarios, que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuefacción de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras.

Será requisito la realización de los estudios de microzonificación en los siguientes casos:

- Áreas de expansión de ciudades.
- Complejos industriales o similares.
- Reconstrucción de áreas urbanas destruidas por sismos y fenómenos asociados.

Los resultados de estudios de microzonificación serán aprobados por la autoridad competente, que puede solicitar informaciones o justificaciones complementarias en caso lo considere necesario.

b. Estudios de Sitio

Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.

No se considerarán parámetros de diseño inferiores a los indicados en esta Norma.

6.2. Condiciones Geotécnicas

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los tipos de perfiles de suelos son cuatro:

a. Perfil tipo S₁: Roca o suelos muy rígidos.

A este tipo corresponden las rocas y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte similar al de una roca, en los que el período fundamental para vibraciones de baja amplitud no excede de 0,25 s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca sana o parcialmente alterada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Grava arenosa densa.
- Estrato de no más de 20 m de material cohesivo muy rígido, con una resistencia al corte en condiciones no drenadas superior a 100 kPa (1 kg/cm²), sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.
- Estrato de no más de 20 m de arena muy densa con N > 30, sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.

b. Perfil tipo S₂: Suelos intermedios.

Se clasifican como de este tipo los sitios con características intermedias entre las indicadas para los perfiles S₁ y S₃.

c. Perfil tipo S₃: Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.

Corresponden a este tipo los suelos flexibles o estratos de gran espesor en los que el período fundamental, para vibraciones de baja amplitud, es mayor que 0,6 s, incluyén-

dose los casos en los que el espesor del estrato de suelo excede los valores siguientes:

Suelos Cohesivos	Resistencia al Corte típica en condición no drenada (kPa)	Espesor del estrato (m) (*)
Blandos	< 25	20
Medianamente compactos	25 - 50	25
Compactos	50 - 100	40
Muy compactos	100 - 200	60
Suelos Granulares	Valores N típicos en ensayos de penetración estándar (SPT)	Espesor del estrato (m) (*)
Sueltos	4 - 10	40
Medianamente densos	10 - 30	45
Densos	Mayor que 30	100

(*) Suelo con velocidad de onda de corte menor que el de una roca.

d. Perfil Tipo S₄: Condiciones excepcionales.

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables.

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de T_p y del factor de amplificación del suelo S, dados en la Tabla N°2.

En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas se podrán usar los valores correspondientes al perfil tipo S₃. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S₄ cuando los estudios geotécnicos así lo determinen.

Tabla N°2
Parámetros del Suelo

Tipo	Descripción	T _p (s)	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S ₂	Suelos intermedios	0,6	1,2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S ₄	Condiciones excepcionales	*	*

(*) Los valores de T_p y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S₃.

Artículo 7.- Factor de Amplificación Sísmica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2,5$$

T es el período según se define en el Artículo 17 (17.2) ó en el Artículo 18 (18.2 a)

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

CAPÍTULO III REQUISITOS GENERALES

Artículo 8.- Aspectos Generales.

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las sollicitaciones sísmicas determinadas en la forma pre-escrita en esta Norma.

Deberá considerarse el posible efecto de los elementos no estructurales en el comportamiento sísmico de la estructura. El análisis, el detallado del refuerzo y anclaje deberá hacerse acorde con esta consideración.

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño de cada elemento o componente en estudio.

Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

No es necesario considerar simultáneamente los efectos de sismo y viento.

Cuando sobre un sólo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

Artículo 9.- Concepción Estructural Sísmorresistente
El comportamiento sísmico de las edificaciones mejora cuando se observan las siguientes condiciones:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada.
- Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad.
- Deformación limitada.
- inclusión de líneas sucesivas de resistencia.
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.

Artículo 10.- Categoría de las Edificaciones

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 3. El coeficiente de uso e importancia (U), definido en la Tabla N° 3 se usará según la clasificación que se haga.

Tabla N° 3 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1,0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

(*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

Artículo 11.- Configuración Estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica (Tabla N° 6).

a. **Estructuras Regulares.** Son las que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales.

b. **Estructuras Irregulares.** Se definen como estructuras irregulares aquellas que presentan una o más de las características indicadas en la Tabla N° 4 o Tabla N° 5.

**Tabla N° 4
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA**

Irregularidades de Rigidez - Piso Blando En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por (h/h_s) donde h_s es altura diferente de piso y h es la altura típica de piso.
Irregularidad de Masa Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas
Irregularidad Geométrica Vertical La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes. Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.

**Tabla N° 5
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA**

Irregularidad Torsional Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N° 8 del Artículo 15 (15.1). En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.
Esquinas Entrantes La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.
Discontinuidad del Diafragma Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

Artículo 12.- Sistemas Estructurales

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sísmorresistente predominante en cada dirección tal como se indica en la Tabla N° 6.

Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R). Para el diseño por resistencia última las fuerzas sísmicas internas deben combinarse con factores de carga unitarios. En caso contrario podrá usarse como (R) los valores establecidos en Tabla N° 6 previa multiplicación por el factor de carga de sismo correspondiente.

Tabla N° 6 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero: Arriostres Excéntricos. Arriostres en Cruz.	6,5 6,0
Concreto Armado Pórticos ⁽¹⁾ . Dua ⁽²⁾ . De muros estructurales ⁽³⁾ . Muros de ductilidad limitada ⁽⁴⁾ .	8 7 6 4
Albafilería Armada o Confinada⁽⁵⁾.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

1. Por lo menos el 80% del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de la NTE E.060 Concreto Armado. En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

2. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos 25% del cortante en la base. Los muros estructurales serán diseñados para las fuerzas obtenidas del análisis según Artículo 16 (16.2).

3. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base.

4. Edificación de baja altura con alta densidad de muros de ductilidad limitada.

5. Para diseño por esfuerzos admisibles el valor de R será 6

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

(**) Para estructuras irregulares, los valores de R deben ser tomados como $\frac{1}{2}$ de los anotados en la Tabla.

Para construcciones de tierra referirse a la NTE E.080 Adobe. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S_2 , ni se permite en suelos S_4 .

Artículo 13.- Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de las Edificaciones

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse observando las características de regularidad y empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 7.

Categoría de la Edificación	Regularidad Estructural	Zona	Sistema Estructural
A (**)	Regular	3	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual
		2 y 1	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
B	Regular o Irregular	3 y 2	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
		1	Cualquier sistema.
C	Regular o Irregular	3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(*) Para lograr los objetivos indicados en la Tabla N° 3, la edificación será especialmente estructurada para resistir sismos severos.

(**) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Artículo 14.- Procedimientos de Análisis

14.1. Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos referidos en el Artículo 18.

14.2. Las estructuras clasificadas como regulares según el artículo 10 de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura, aún cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes del Artículo 17.

Artículo 15.- Desplazamientos Laterales

15.1. Desplazamientos Laterales Permisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el Artículo 16 (16.4), no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla N° 8.

Material Predominante	(D / h _e)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

15.2. Junta de Separación sísmica (s)

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia mínima no será menor que los $\frac{2}{3}$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:

$$s = 3 + 0,004 \cdot (h - 500) \quad (h \text{ y } s \text{ en centímetros})$$

$$s > 3 \text{ cm}$$

donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s .

El Edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que $\frac{2}{3}$ del desplazamiento máximo calculado según Artículo 16 (16.4) ni menores que $s/2$.

15.3. Estabilidad del Edificio

Deberá considerarse el efecto de la excentricidad de la carga vertical producida por los desplazamientos laterales de la edificación, (efecto P-delta) según se establece en el Artículo 16 (16.5).

La estabilidad al volteo del conjunto se verificará según se indica en el Artículo 21.

CAPÍTULO IV ANÁLISIS DE EDIFICIOS

Artículo 16.- Generalidades

16.1. Solicitaciones Sísmicas y Análisis

En concordancia con los principios de diseño sismorresistente del Artículo 3, se acepta que las edificaciones tendrán incursiones inelásticas frente a sollicitaciones sísmicas severas. Por tanto las sollicitaciones sísmicas de diseño se consideran como una fracción de la sollicitación sísmica máxima elástica.

El análisis podrá desarrollarse usando las sollicitaciones sísmicas reducidas con un modelo de comportamiento elástico para la estructura.

16.2. Modelos para Análisis de Edificios

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigidez que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes.

Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficientes para asegurar la distribución mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.

Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde.

16.3. Peso de la Edificación

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

16.4. Desplazamientos Laterales

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75R los resultados obtenidos del análisis lineal y

elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el Artículo 17 (17.3) ni el cortante mínimo en la base especificado en el Artículo 18 (18.2 d).

16.5. Efectos de Segundo Orden (P-Delta)

Los efectos de segundo orden deberán ser considerados cuando produzcan un incremento de más del 10 % en las fuerzas internas.

Para estimar la importancia de los efectos de segundo orden, podrá usarse para cada nivel el siguiente cociente como índice de estabilidad:

$$Q = \frac{N_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h e_i \cdot R}$$

Los efectos de segundo orden deberán ser tomados en cuenta cuando $Q > 0,1$

16.6. Solicitaciones Sísmicas Verticales

Estas solicitaciones se considerarán en el diseño de elementos verticales, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio.

Artículo 17.- Análisis Estático

17.1. Generalidades

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

Debe emplearse sólo para edificios sin irregularidades y de baja altura según se establece en el Artículo 14 (14.2).

17.2. Período Fundamental

a. El período fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

donde:

$C_T = 35$ para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

$C_T = 45$ para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

$C_T = 60$ para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

b. También podrá usarse un procedimiento de análisis dinámico que considere las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. Como una forma sencilla de este procedimiento puede usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot D_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot D_i}}$$

Cuando el procedimiento dinámico no considere el efecto de los elementos no estructurales, el período fundamental deberá tomarse como el 0,85 del valor obtenido por este método.

17.3. Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

debiendo considerarse para C/R el siguiente valor mínimo:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

17.4. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Si el período fundamental T , es mayor que 0,7 s, una parte de la fuerza cortante V , denominada F_a , deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Esta fuerza F_a se determinará mediante la expresión:

$$F_a = 0,07 \cdot T \cdot V \leq 0,15 \cdot V$$

donde el período T en la expresión anterior será el mismo que el usado para la determinación de la fuerza cortante en la base.

El resto de la fuerza cortante, es decir $(V - F_a)$ se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \cdot (V - F_a)$$

17.5. Efectos de Torsión

Se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además el efecto de excentricidades accidentales como se indica a continuación.

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de la acción de las fuerzas.

En cada nivel además de la fuerza actuante, se aplicará el momento accidental denominado M_i que se calcula como:

$$M_i = \pm F_i \cdot e_i$$

Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

17.6. Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso. Para las zonas 3 y 2 esta fracción será de 2/3 Z. Para la zona 1 no será necesario considerar este efecto.

Artículo 18.- Análisis Dinámico

18.1. Alcances

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia.

Para edificaciones convencionales podrá usarse el procedimiento de combinación espectral; y para edificaciones especiales deberá usarse un análisis tiempo-historia.

18.2. Análisis por combinación modal espectral .

a. Modos de Vibración

Los períodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

b. Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

c. Criterios de Combinación

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la siguiente expresión.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^n |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2}$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

c. Fuerza Cortante Mínima en la Base

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el Artículo 17 (17.3) para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

e. Efectos de Torsión

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

18.3. Análisis Tiempo-Historia

El análisis tiempo historia se podrá realizar suponiendo comportamiento lineal y elástico y deberán utilizarse no menos de cinco registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio.

Para edificaciones especialmente importantes el análisis dinámico tiempo-historia se efectuará considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura.

**CAPÍTULO V
CIMENTACIONES****Artículo 19.- Generalidades**

Las suposiciones que se hagan para los apoyos de la estructura deberán ser concordantes con las características propias del suelo de cimentación.

El diseño de las cimentaciones deberá hacerse de manera compatible con la distribución de fuerzas obtenida del análisis de la estructura.

Artículo 20.- Capacidad Portante

En todo estudio de mecánica de suelos deberán considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. En los sitios en que pueda producirse licuefacción del suelo, debe efectuarse una investigación geotécnica que evalúe esta posibilidad y determine la solución más adecuada.

Para el cálculo de las presiones admisibles sobre el suelo de cimentación bajo acciones sísmicas, se emplearán los factores de seguridad mínimos indicados en la NTE E.050 Suelos y Cimentaciones.

Artículo 21.- Momento de Volteo

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo. El factor de seguridad deberá ser mayor o igual que 1,5.

Artículo 22.- Zapatas aisladas y cajones

Para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo S_1 y S_2 y para las zonas 3 y 2 se proveerá elementos de conexión, los que deben soportar en tracción o compresión, una fuerza horizontal mínima equivalente al 10% de la carga vertical que soporta la zapata.

Para el caso de pilotes y cajones deberá proveerse de vigas de conexión o deberá tenerse en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes y zapatas para estas solicitaciones. Los pilotes tendrán una armadura en tracción equivalente por lo menos al 15% de la carga vertical que soportan.

**CAPÍTULO VI
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPO****Artículo 23.- Generalidades**

- Se consideran como elementos no-estructurales, aquellos que estando o no conectados al sistema resistente a fuerzas horizontales, su aporte a la rigidez del sistema es despreciable.

- En el caso que los elementos no estructurales estén aislados del sistema estructural principal, estos deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica (V) asociada a su peso (P) tal como se indica a continuación.

$$V = Z \cdot U \cdot C_1 \cdot P$$

Los valores de U corresponden a los indicados en el Capítulo 3 y los valores de C_1 se tomarán de la Tabla N°9.

**Tabla N° 9
VALORES DE C_1**

- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación en la cual la dirección de la fuerza es perpendicular a su plano.	
- Elementos cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	1,3
- Muros dentro de una edificación (dirección de la fuerza perpendicular a su plano).	0,9
- Cercos.	0,6
- Tanques, torres, letreros y chimeneas conectados a una parte del edificio considerando la fuerza en cualquier dirección.	0,9
- Pisos y techos que actúan como diafragmas con la dirección de la fuerza en su plano.	0,6

- Para elementos no estructurales que estén unidos al sistema estructural principal y deban acompañar la deformación de la misma, deberá asegurarse que en caso de falla, no causen daños personales.

- La conexión de equipos e instalaciones dentro de una edificación debe ser responsabilidad del especialista correspondiente. Cada especialista deberá garantizar que estos equipos e instalaciones no constituyan un riesgo durante un sismo y, de tratarse de instalaciones esenciales, deberá garantizar la continuación de su operatividad.

**CAPÍTULO VII
EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS****Artículo 24.- Generalidades**

- Las estructuras dañadas por efectos del sismo deben ser evaluadas y reparadas de tal manera que se corrijan los posibles defectos estructurales que provocaron la falla y recuperen la capacidad de resistir un nuevo evento sísmico, acorde con los objetivos del diseño sismorresistente análoga en el Capítulo 1.

- Ocurrido el evento sísmico la estructura deberá ser evaluada por un ingeniero civil, quien deberá determinar si el estado de la edificación hace necesario el reforzamiento, reparación o demolición de la misma. El estudio deberá necesariamente considerar las características geotécnicas del sitio.

- La reparación deberá ser capaz de dotar a la estructura de una combinación adecuada de rigidez, resistencia y

ductilidad que garantice su buen comportamiento en eventos futuros.

- El proyecto de reparación o reforzamiento incluirá los detalles, procedimientos y sistemas constructivos a seguirse.

- Para la reparación y el reforzamiento sísmico de edificaciones existentes se podrá emplear otros criterios y procedimientos diferentes a los indicados en esta Norma, con la debida justificación y aprobación de la autoridad competente.

CAPÍTULO VIII INSTRUMENTACIÓN

Artículo 25.- Registradoras Acelerográficas

En todas las zonas sísmicas los proyectos de edificaciones con un área igual o mayor de 10,000 m², deberán instrumentarse con un registrador acelerográfico triaxial.

Los registradores acelerográficos triaxiales deberán ser provistos por el propietario, con especificaciones técnicas aprobadas por el Instituto Geofísico del Perú.

Artículo 26.- Ubicación

Los instrumentos deberán colocarse en una habitación de por lo menos 4 m² ubicado en el nivel inferior del edificio teniendo en cuenta un acceso fácil para su mantenimiento; y una apropiada iluminación, ventilación, suministro de energía eléctrica, y seguridad física y deberá identificarse claramente en el plano de arquitectura.

Artículo 27.- Mantenimiento

El mantenimiento operativo, partes y componentes, material fungible y servicio de los instrumentos deberán ser provistos por los propietarios del edificio bajo control del Instituto Geofísico del Perú. La responsabilidad se mantendrá por 10 años.

Artículo 28.- Disponibilidad de Datos

Los acelerogramas registrados por los instrumentos, serán procesados por el Instituto Geofísico del Perú e integrados al Banco Nacional de Datos Geofísicos. Esta información es de dominio público y estará disponible a los usuarios a pedido.

Artículo 29.- Requisitos para la Finalización de Obra

Para obtener el certificado de finalización de obra, y bajo responsabilidad del funcionario competente, el propietario deberá presentar un certificado de instalación, expedido por el Instituto Geofísico del Perú y además un contrato de servicio de mantenimiento operativo de los instrumentos.

ANEXO N° 1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA

Las zonas sísmicas en que se divide el territorio peruano, para fines de esta Norma se muestran en la Figura 1 del Artículo 5.

A continuación se especifican las provincias de cada zona.

Zona 1

1. Departamento de Loreto. Provincias de Mariscal Ramón Castilla, Maynas y Requena.
2. Departamento de Ucayali. Provincia de Purús.
3. Departamento de Madre de Dios. Provincia de Tahuamanú.

Zona 2

1. Departamento de Loreto. Provincias de Loreto, Alto Amazonas y Ucayali.
2. Departamento de Amazonas. Todas las provincias.
3. Departamento de San Martín. Todas las provincias.
4. Departamento de Huánuco. Todas las provincias.
5. Departamento de Ucayali. Provincias de Coronel Portillo, Atalaya y Padre Abad.
6. Departamento de Pasco. Todas las provincias.
7. Departamento de Junín. Todas las provincias.
8. Departamento de Huancavelica. Provincias de Acobamba, Angaraes, Churcampa, Tayacaja y Huancavelica.
9. Departamento de Ayacucho. Provincias de Sucre, Huamanga, Huanta y Vilcashuaman.
10. Departamento de Apurímac. Todas las provincias.
11. Departamento de Cusco. Todas las provincias.

12. Departamento de Madre de Dios. Provincias de Tambopata y Manú.

13. Departamento de Puno. Todas las provincias.

Zona 3

1. Departamento de Tumbes. Todas las provincias.
2. Departamento de Piura. Todas las provincias.
3. Departamento de Cajamarca. Todas las provincias.
4. Departamento de Lambayeque. Todas las provincias.
5. Departamento de La Libertad. Todas las provincias.
6. Departamento de Ancash. Todas las provincias.
7. Departamento de Lima. Todas las provincias.
8. Provincia Constitucional del Callao.
9. Departamento de Ica. Todas las provincias.
10. Departamento de Huancavelica. Provincias de Castrovirreyna y Huaytará.
11. Departamento de Ayacucho. Provincias de Cangallo, Huanca Sancos, Lucanas, Víctor Fajardo, Paríacochas y Paucar del Sara Sara.
12. Departamento de Arequipa. Todas las provincias.
13. Departamento de Moquegua. Todas las provincias.
14. Departamento de Tacna. Todas las provincias.

ANEXO N° 2 ESPECIFICACIONES NORMATIVAS PARA DISEÑO SISMORRESISTENTE EN EL CASO DE EDIFICACIONES DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA (EMDL)

1. DEFINICIONES Y LIMITACIONES

1.1. Los EMDL se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad en las dos direcciones está dada por muros de concreto armado que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes. En este sistema los muros son de espesores reducidos, se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola hilera. Los sistemas de piso son losa maciza o aligeradas que cumplen la función de diafragma rígido.

El máximo número de pisos que se puede construir con este sistema es de 7.

1.2. Cuando se emplee este sistema en edificios de mayor altura, los pisos inferiores por debajo de los 6 últimos niveles, deberán estar necesariamente estructurados en base a muros de concreto armado con espesores mayores o iguales a 0,15m, que permitan confinar sus extremos con estribos. Para el análisis y diseño sísmico del edificio se deberá usar $R = 4$ ó $R = 4x \frac{1}{4}$ si el edificio fuera irregular.

2. MODELO PARA ANÁLISIS DE LOS EMDL

2.1. Para lograr una aceptable representación de la rigidez del edificio y de la distribución de las solicitaciones internas, se deberá desarrollar un modelo que tome en cuenta la interacción entre muros de direcciones perpendiculares. Para tal efecto, será necesario compatibilizar las deformaciones verticales en las zonas comunes de los muros en ambas direcciones, tanto para solicitaciones sísmicas como para cargas de gravedad.

Como alternativa de análisis se puede emplear modelos seudo tridimensionales de pórticos planos, considerando la contribución de los muros perpendiculares. La longitud de la aleta contribuyente a cada lado del alma deberá ser el menor valor entre el 10% de la altura total del muro y la mitad de la distancia al muro adyacente paralelo.

3. DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMISIBLES

3.1. El máximo desplazamiento relativo de entrepiso (calculado según el artículo 16.4 de la NTE E.030 Diseño Sismorresistente), dividido entre la altura de entrepiso, no deberá exceder de 0,005.

3.2. Cuando para controlar los desplazamientos laterales se recurra a vigas de acoplamiento entre muros, éstas deben diseñarse para desarrollar comportamiento dúctil y deben tener un espesor mínimo de 0,15m.

4. IRREGULARIDADES EN ALTURA Y REQUISITOS DE DISEÑO

4.1. Cuando el edificio tenga muros discontinuos, se deberá cumplir con las siguientes exigencias:

a. Para evitar la existencia de un piso blando, en cualquier entrepiso, el área transversal de los muros en cada

dirección no podrá ser menor que el 90% del área correspondiente al entrepiso inmediato superior.

b. El 50% de los muros deberá ser continuo con un área mayor o igual al 50% del área total de los muros en la dirección considerada.

c. La resistencia y rigidez del entrepiso donde se produce la discontinuidad, así como los entrepisos inmediato superior e inmediato inferior deberán estar proporcionada exclusivamente por los muros que son continuos en todos los niveles.

d. El sistema de transferencia (parrilla, losa y elementos verticales de soporte) se deberá diseñar empleando un factor de reducción de fuerzas sísmicas (RST) igual al empleado en el edificio, R dividido entre 1,5, es decir, $RST = R/1,5$.

e. Excepcionalmente se permitirá densidades de muros continuos inferiores a la indicada en (b), sólo para los entrepisos de sótanos. En este caso se podrá recurrir a sistemas de transferencia en el nivel correspondiente al techo del sótano debiéndose desarrollar un diseño por capacidad, de acuerdo a lo indicado en el acápite 4.2 de la especificaciones normativas para concreto armado en el caso de EMDL, y satisfaciendo adicionalmente lo indicado en (d).

El proyectista deberá presentar una memoria y notas de cálculo incluyendo los detalles del diseño para el sistema de transferencia y de los principales muros con responsabilidad sísmica.

ANEXO 6

COMPROBACIONES DE CÁLCULO CON SOFTWARE SAP2000.

Comprobaciones de cálculo con SAP2000 versión educativa.

(1) Definición de materiales

Define Material:

Materials	Click to:
A572Gr50	Add New Material Quick...
A992Gr50	Add New Material...
A992Fy50	Add Copy of Material...
MAT	Modify/Show Material...
	Delete Material

Show Advanced Properties

OK
Cancel

(2) Definición de la sección conformada en frío

Cold Formed C Section

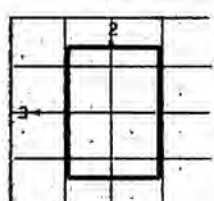
Section Name: C203x67


Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: A653S50Gr50

Dimensions:

Outside Height (A')	0.203
Outside Width (B')	0.134
Thickness (t)	2.500E-03
Radius (R)	2.500E-03
Lip Depth (C')	0.101



Display Color: 

OK Cancel

(3) Definición de las combinaciones de carga

Load Combination Data

Load Combination Name (Automatic)

Notes

Load Combination Type

Options

Convert to User Load Combo Create Nonlinear Load Cases from Load Combs

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
PP	Linear Static	1.2
PP	Linear Static	1.2
D	Linear Static	1.2
L	Linear Static	1.6

(4) Definición de análisis pórico plano

Analysis Options

Available DOFs

UX UY UZ RX RY RZ

Fast DOFs

Space Frame Plane Frame Plane Grid Space Truss

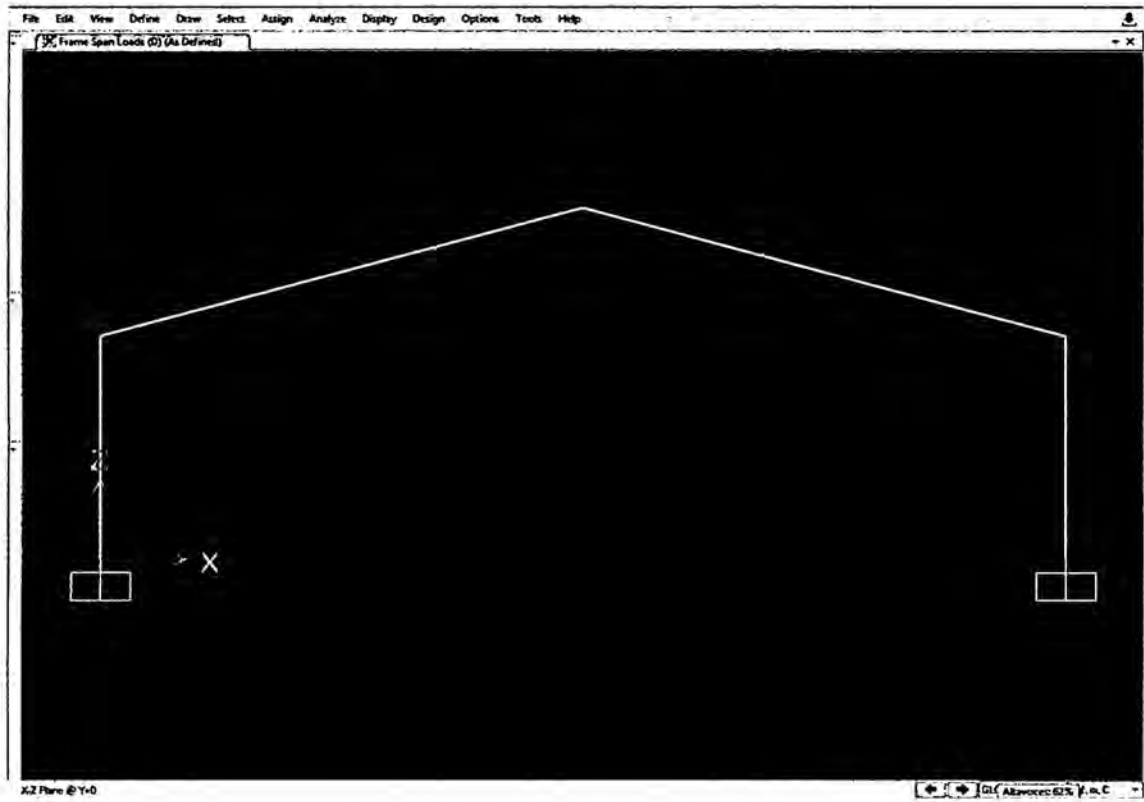
Tabular File

Automatically save Microsoft Access or Excel tabular file after analysis

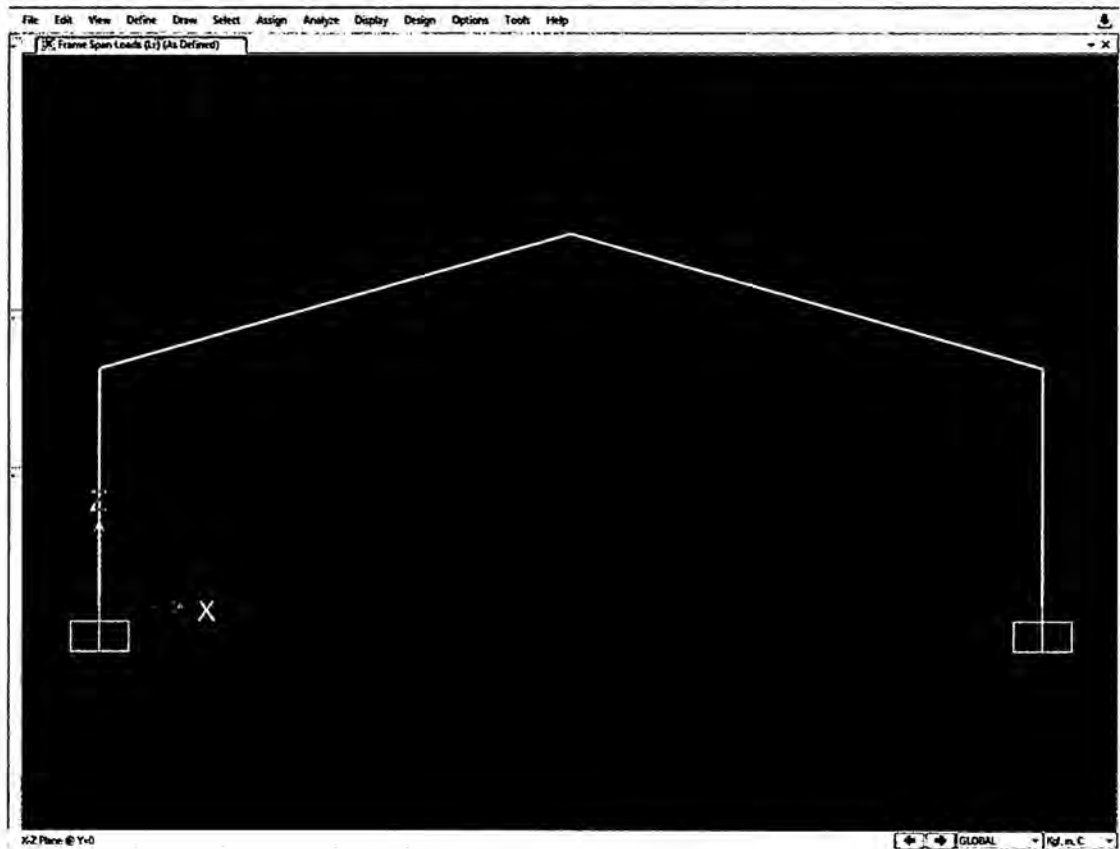
File name

Database Tables Named Set Group

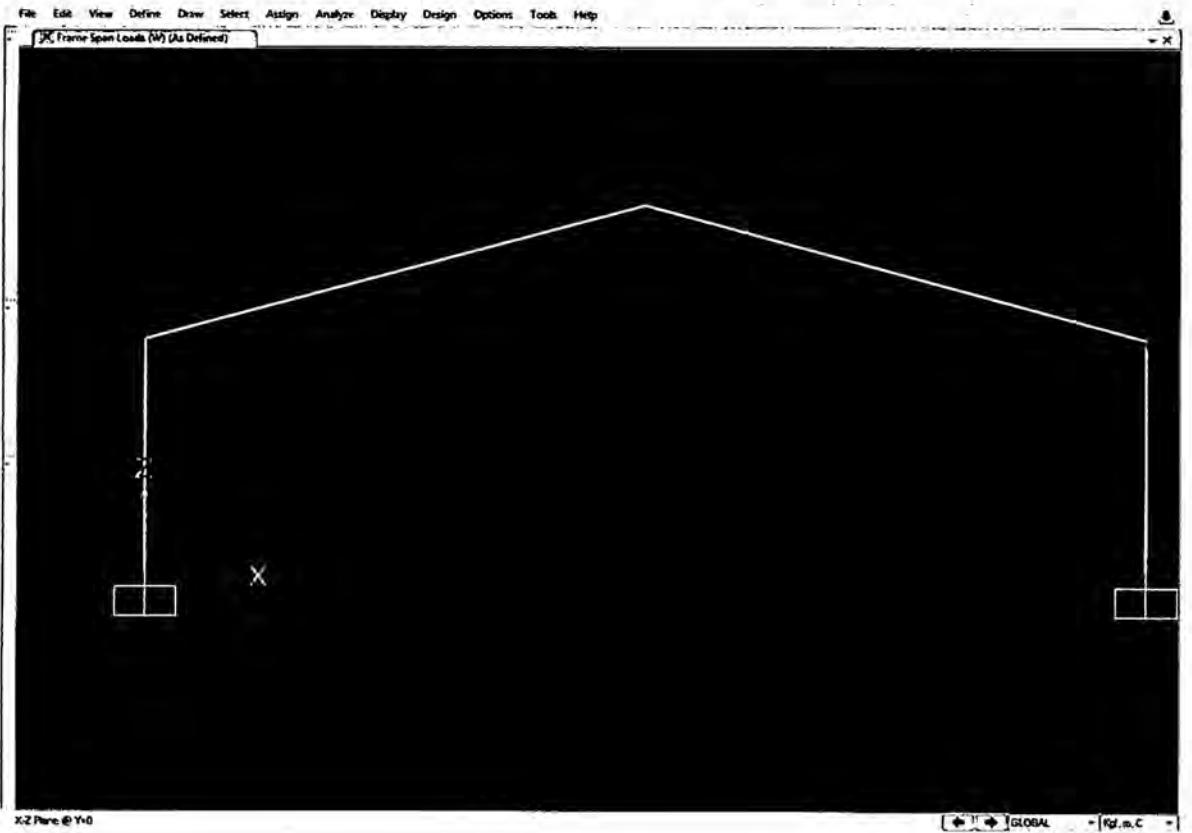
(5) Definición de carga muerta



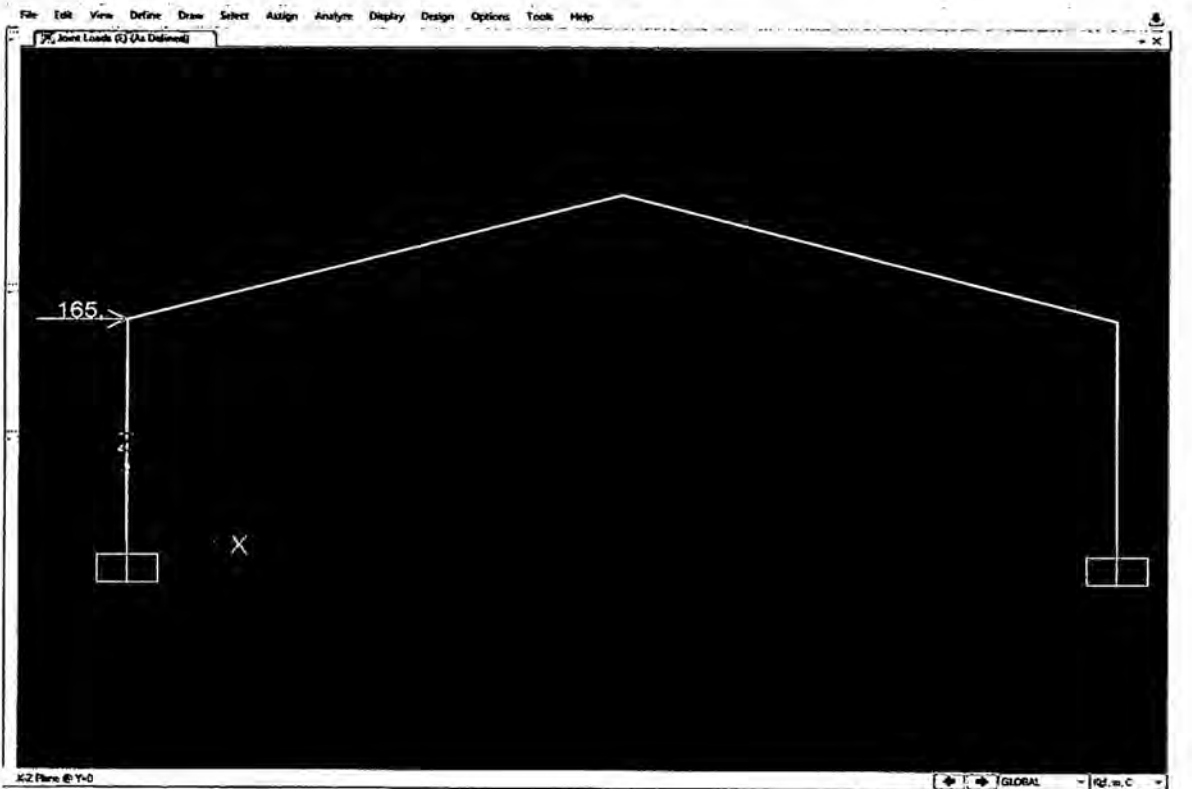
(6) Definición de carga viva



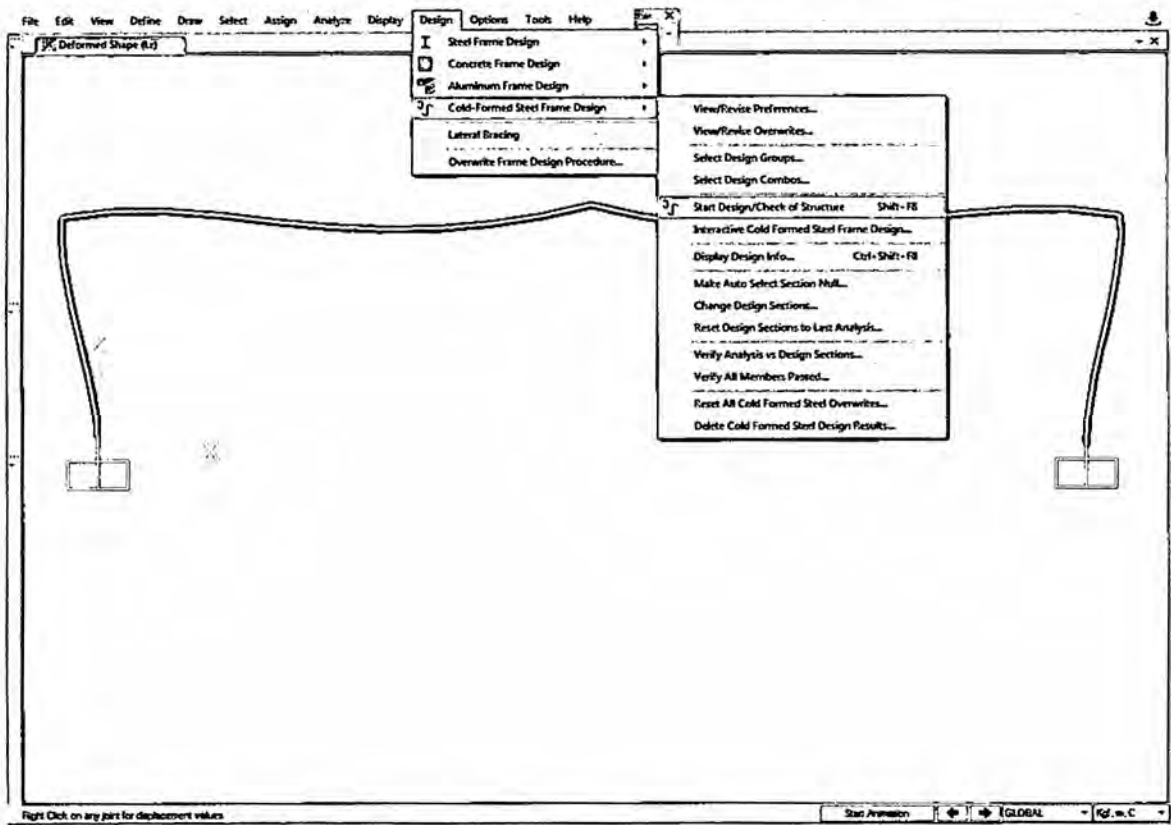
(7) Definición de carga de viento



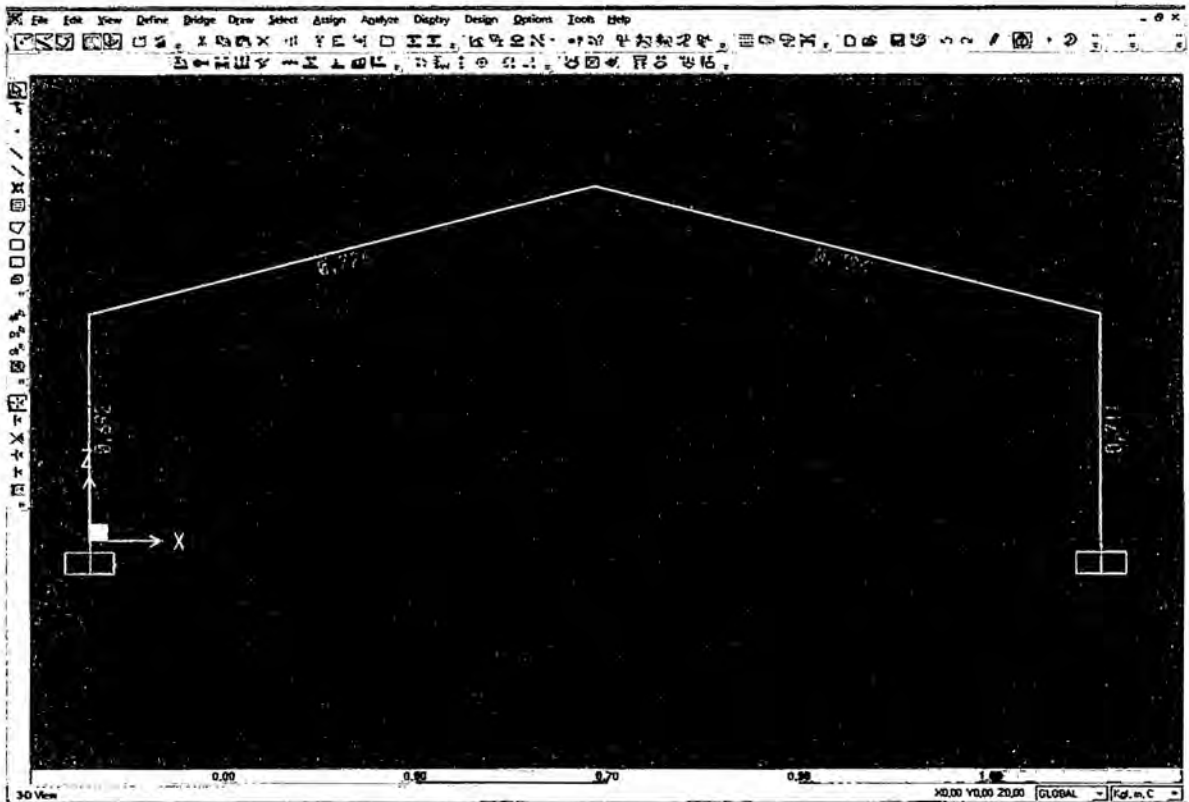
(8) Definición de carga de sismo



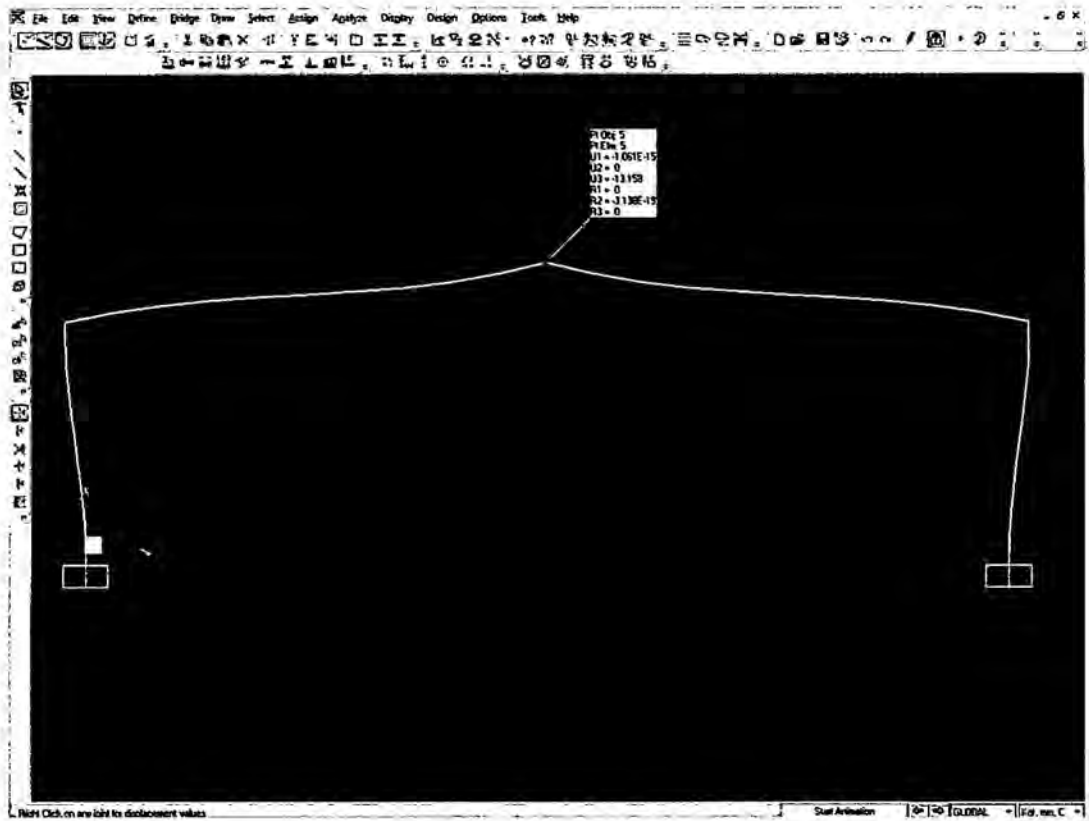
(9) Definición de diseño elementos conformados en frio



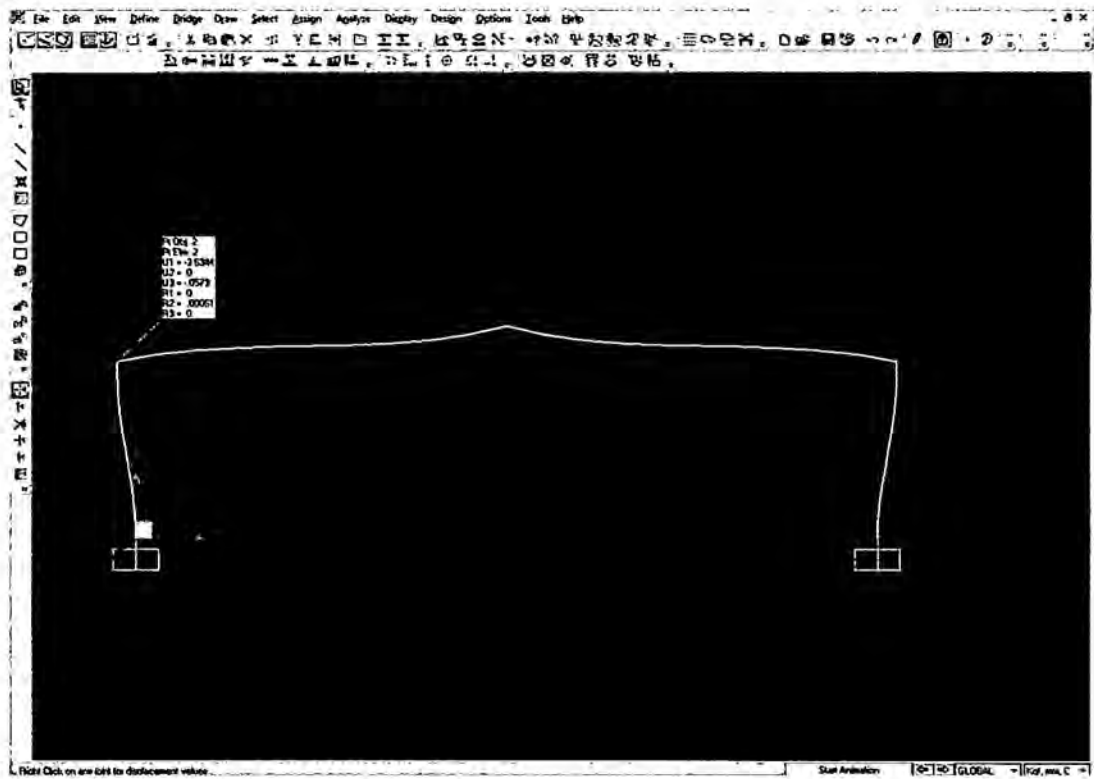
(10) Resultados de comprobaciones de cálculo



(11) Desplazamiento vertical permisible $13.15\text{mm} < 33.3\text{ mm (L/200)}$

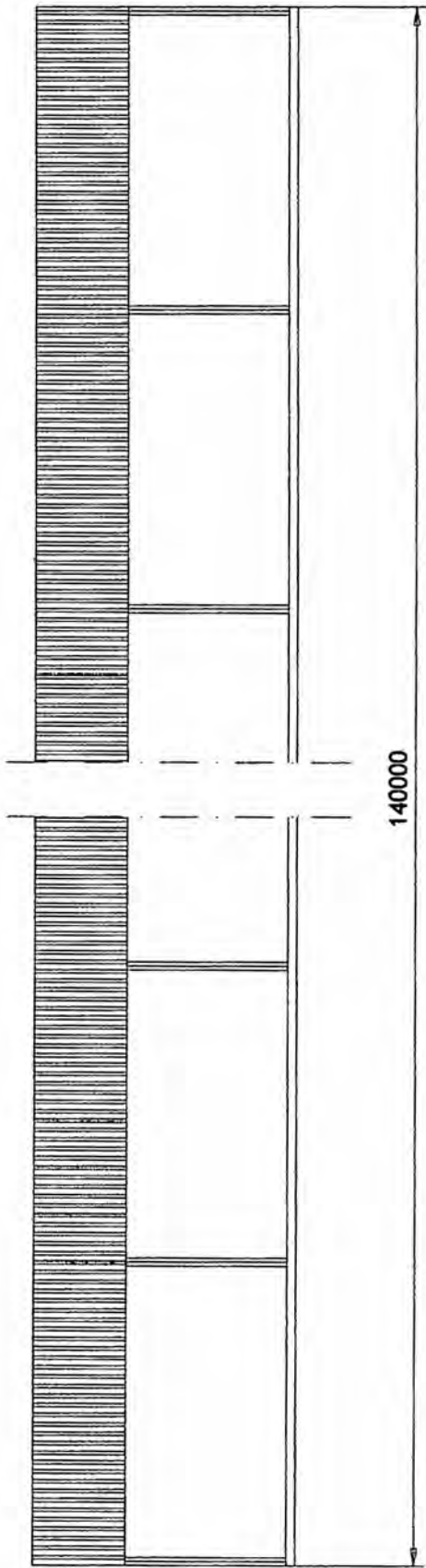


(12) Desplazamiento vertical permisible $3.6\text{mm} < 12.5\text{ mm (L/200)}$



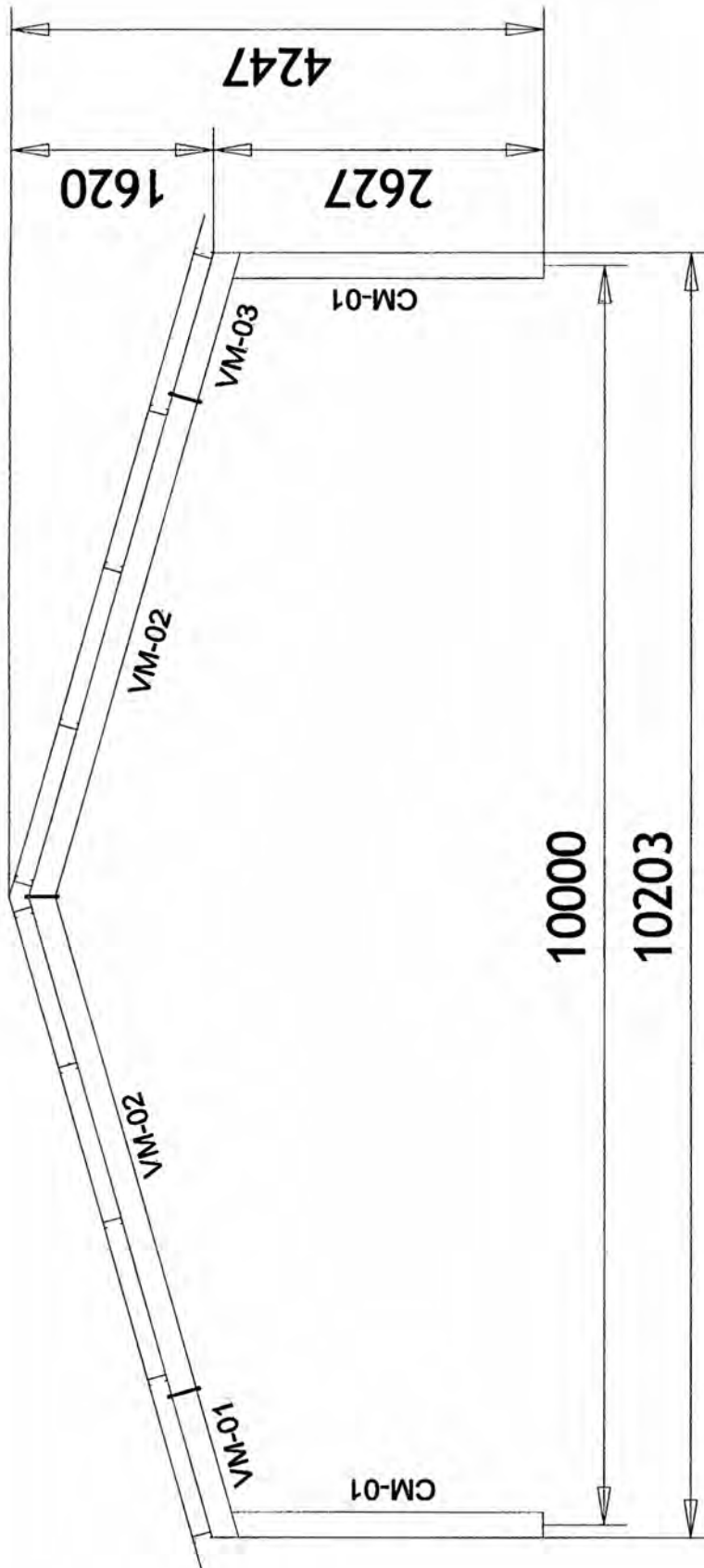
ANEXO 7

PLANOS DEL GALPÓN METÁLICO



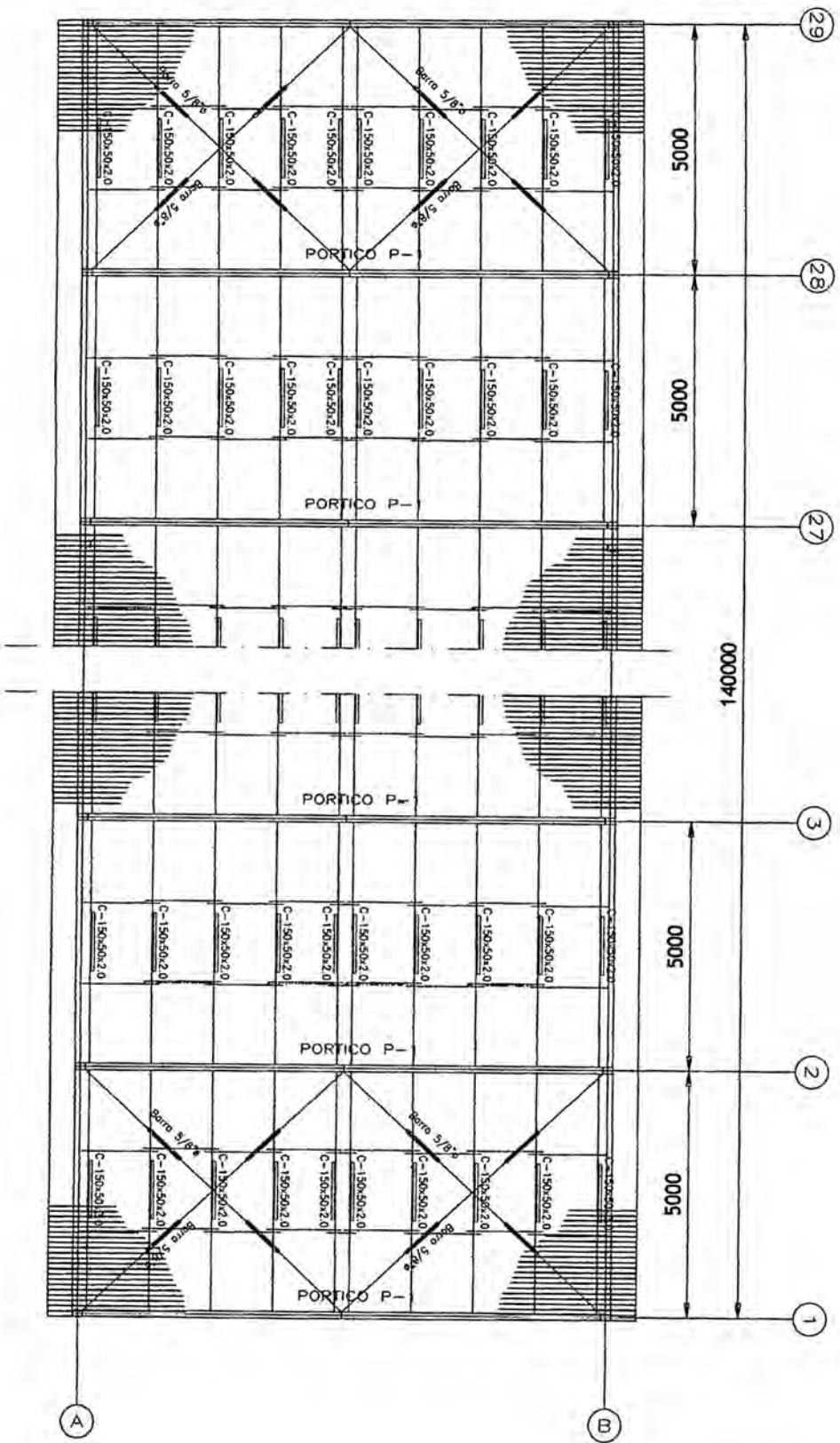
IMACOLE I.R.L

Projet	AVVEL SAC	Feuille N°	1	Scale	M.G.P
ELEVACION LATERAL					

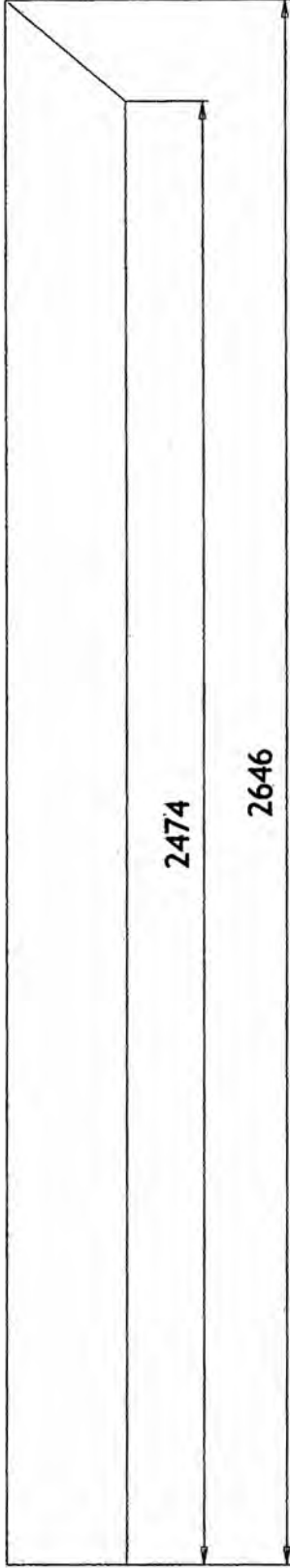


IMACOL E.I.R.L

Cliente	AVIVEL SAC. - RAIL FRANCISCO VELIT	Hoja No.	2	Foja	M.G.P
Descripción	PORTICO TIPICO				



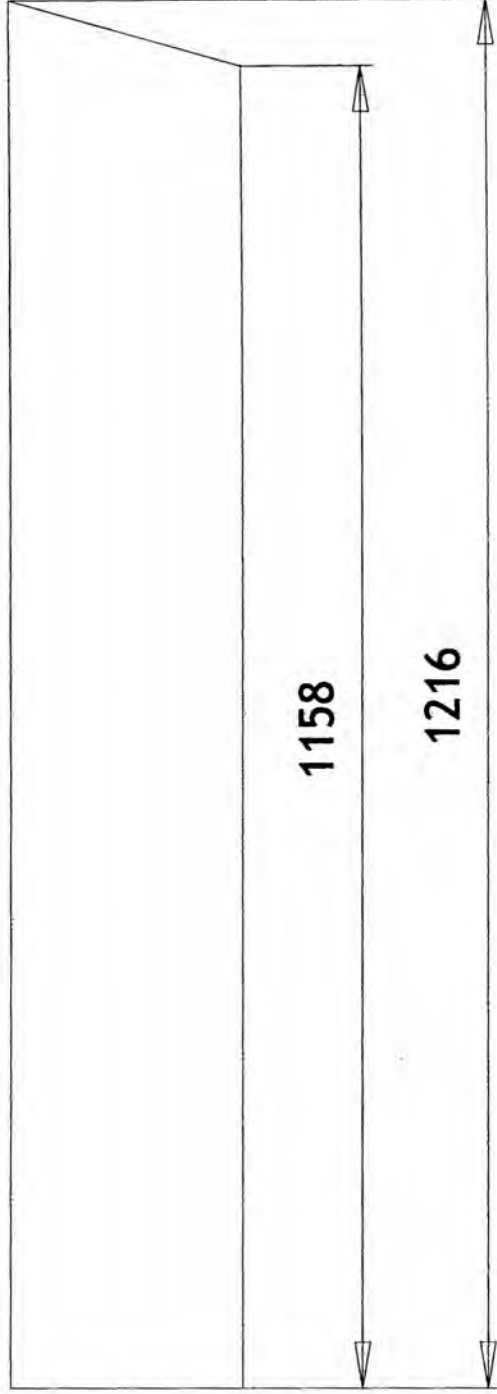
IMACOL E.I.R.L		
AVVEL SAC.	3	MGP
PLANTA DE TECHO		



CM-01
2CC 203x67x2.5

IMACOL E.I.R.L

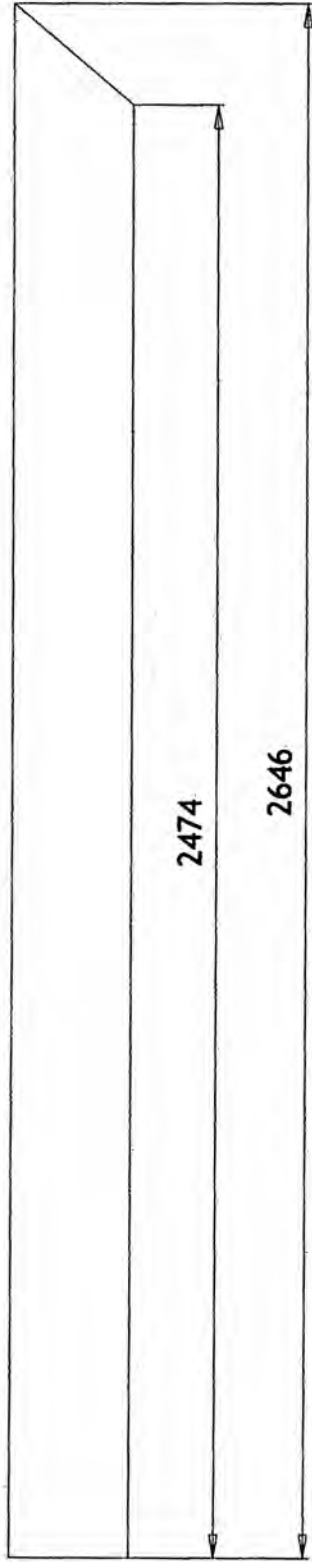
Customer	ANVEL BAC.	Drawing No.	4	Name	M.G.P
Graphic Code	CM-01	Scale			1:100 - 1:50



VM-01
2CC 203x67x2.5

IMACOL E.I.R.L

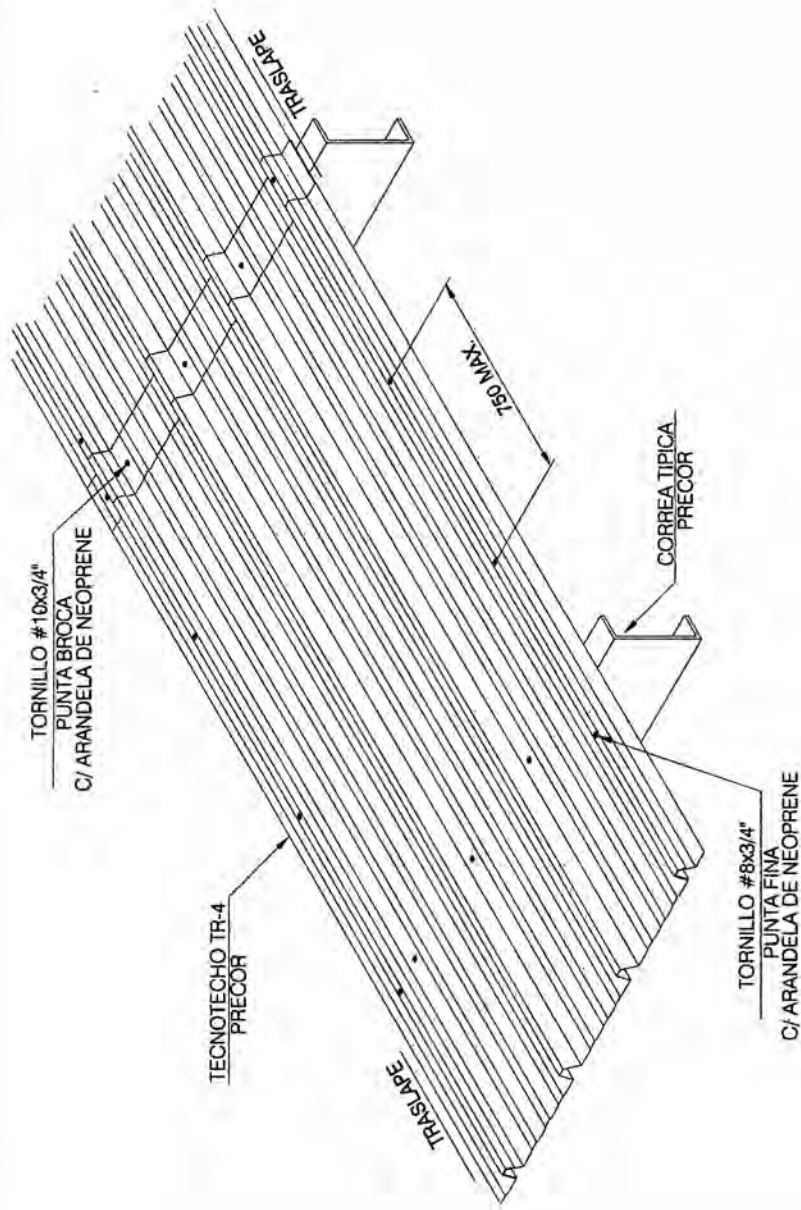
Customer	AVIVEL SAC. - RAUL FRANCISCO VELIT	Drawing No.	6	Name	M.G.P
Description Drawing		Date		Scale	1:50



VM-02
2CC 203x67x2.5

IMACOL E.I.R.L

Customer	AVIVEL SAC.	Drawing No.	8	Name	M.G.P
Description Drawing	VM-02			Date	1:50



**DETALLE DE FIJACION DE PANELES PRECOR TR-4
TRASLAPES**

ESC 1:25

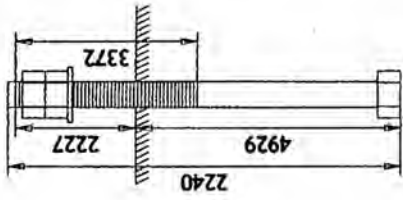


**DETALLE DE TRASLAPES
TRANSVERSAL**

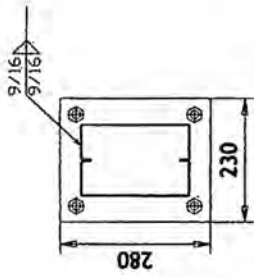
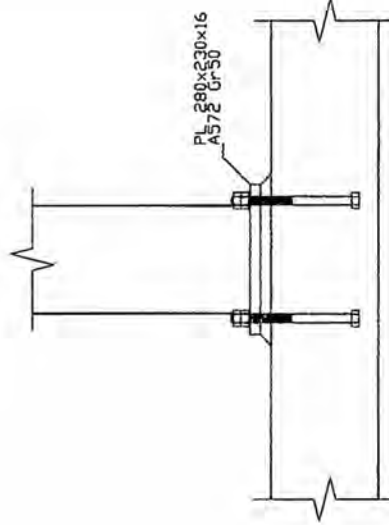
ESCA 1/10

IMACOL E.I.R.L

Customer	AVIVEL SAC.	Drawing No.	7	Name	M.G.P
Description Drawing	FIJACION DE COBERTURA METALICA	Scale	1:50		

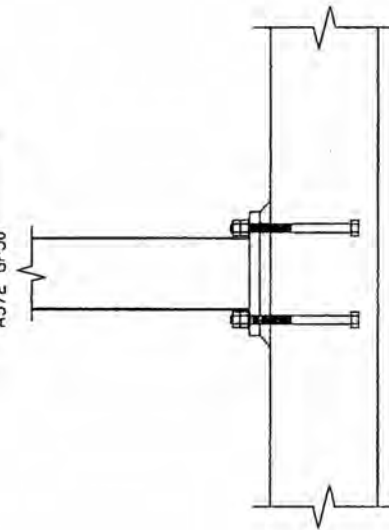


Vista frontal



Vista lateral

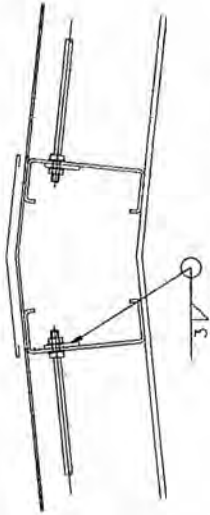
Rectangular 2CC203x76
A572 Gr50



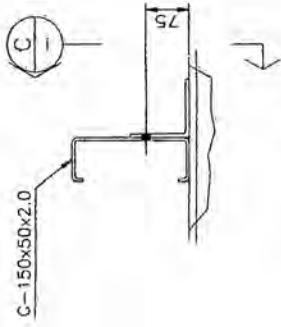
IMACOL E.I.R.L

Customer	Drawing No.	Scale
AVIVEL SAC.	8	M.G.P
Description Drawing	PLANCHA DE ANCLAJE	
		Scale 1:50

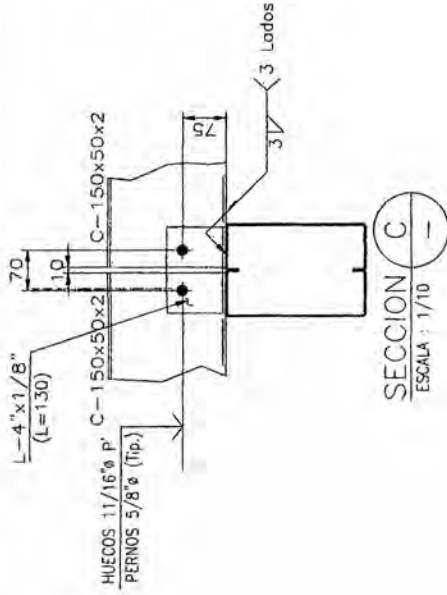
Cumbrera



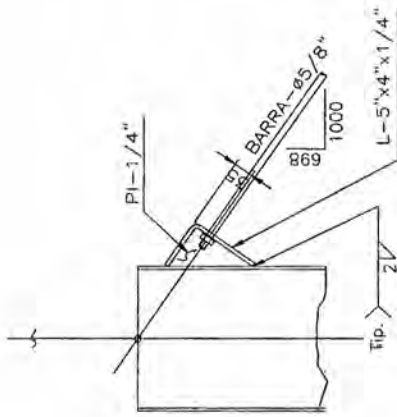
DETALLE 1
ESCALA : 1/10



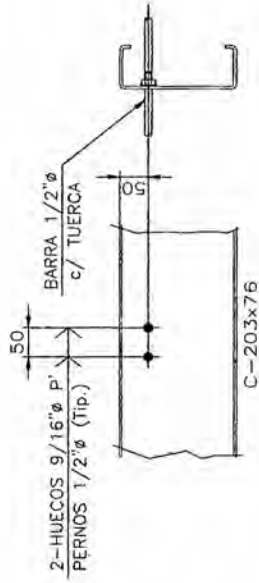
DETALLE 3
ESCALA : 1/10



SECCION C
ESCALA : 1/10



DETALLE 2
ESCALA : 1/10



DETALLE 4
ESCALA : 1/10

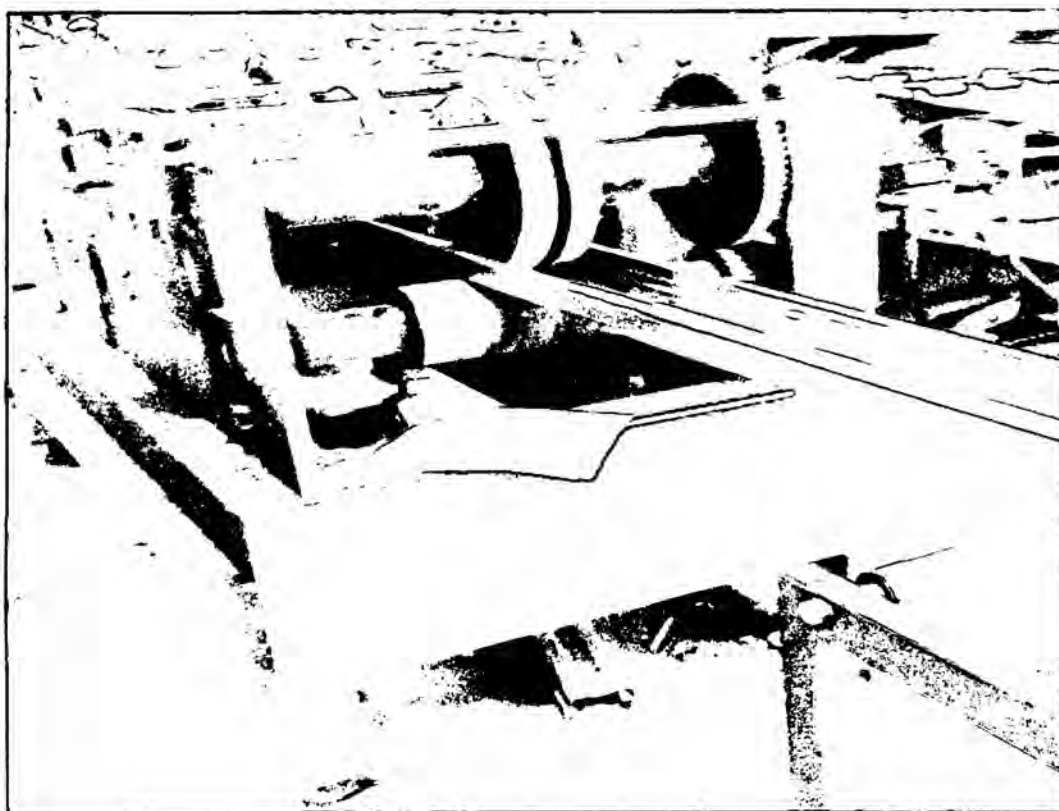
IMACOL E.I.R.L

Customer	AVIVEL SAC. - RAUL FRANCISCO VELIT	Drawing No.	9	Name	M.G.P
Description Drawing	DETALLES	Scale	1:50		

ANEXO 8

FOTOS

Perfiles estructurales por conformado en frio



Soldadura de elementos estructurales con los perfiles conformados



Galpón metálico

