



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

TEMA:

**DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA CON UN ÁREA DE 400 m² PARA
UNA LÍNEA DE GALVANIZADO EN CALIENTE**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingeniero Mecánico

AUTOR: MARCO ALEXIS CHACHALO AGUILAR

TUTOR: ENRIQUE FERNANDO LARCO CALVACHE

Quito – Ecuador

2023

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Marco Alexis Chachalo Aguilar con documento de identificación N°. 1004710719 manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 16 de marzo del 2023

Atentamente,



Marco Alexis Chachalo Aguilar

1004710719

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Marco Alexis Chachalo Aguilar con documento de identificación N°. 1004710719, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto Técnico: “Diseño de una estructura metálica con un área de 400 m² para una línea de galvanizado en caliente”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Mecánico, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 16 de marzo del 2023

Atentamente,

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Marco Alexis Chachalo', is written over a horizontal dotted line.

Marco Alexis Chachalo Aguilar

1004710719

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Enrique Fernando Larco Calvache con documento de identificación N° 1704133550, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA CON UN ÁREA DE 400 m² PARA UNA LÍNEA DE GALVANIZADO EN CALIENTE, realizado por Marco Alexis Chachalo Aguilar con documento de identificación N°. 1004710719, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 16 de marzo del 2023

Atentamente,



.....
Ing. Fernando Larco Calvache M. Sc.

1704133550

DEDICATORIA

Este Proyecto dedico:

A Dios quien ha sido mi guía, fortaleza y su mano de fidelidad que ha estado conmigo hasta el día de hoy.

A mis padres Segundo y Pastora quienes con su amor, dedicación y esfuerzo me han permitido llegar a cumplir esta gran meta, gracias a mi padre que desde el cielo me cuida y me guía a seguir esforzándome y dando lo mejor de mí, gracias a mi madre por inculcar en mí el esfuerzo y valentía, de no temer en las adversidades y siempre salir adelante.

A mis hermanos Milton, Clemencia, José, Diana y Aníbal por su cariño y apoyo incondicional, durante todo este proceso, por estar conmigo en los buenos y malos momentos. A mi familia por sus consejos y palabras de aliento hicieron de mí una persona a nunca rendirse y de una u otra forma me acompañan en todos mis sueños y metas.

Finalmente quiero dedicar este proyecto de titulación a todos mis maestros de la Universidad Politécnica Salesiana quienes me fueron formando y apoyando a lo largo de mi vida universitaria.

Marco Alexis Chachalo Aguilar

AGRADECIMIENTO

Toda mi gratitud a Dios, quien con su bendición llena siempre mi vida y a toda mi familia por estar presentes durante mi vida universitaria.

Mi profundo agradecimiento a la Universidad Politécnica Salesiana, donde todo su tiempo dedicado a mi formación profesional, a todos mis maestros de la facultad de ingeniería mecánica.

También agradezco a mis amigos de la facultad y a mis amigos del trabajo quien con su apoyo moral me ayudo a seguir adelante con este proceso.

Finalmente expreso mi más grande y sincero agradecimiento a mi tutor Ing. Fernando Larco por compartir sus conocimientos durante todo este proceso, quien con su dirección, conocimiento, enseñanza y colaboración permitió el desarrollo de este proyecto de titulación.

Marco Alexis Chachalo Aguilar

ÍNDICE GENERAL

<i>DEDICATORIA</i>	<i>V</i>
<i>AGRADECIMIENTO</i>	<i>VI</i>
<i>ÍNDICE GENERAL</i>	<i>VII</i>
<i>ÍNDICE DE TABLAS</i>	<i>XII</i>
<i>ÍNDICE DE FIGURAS</i>	<i>XIV</i>
<i>NOMENCLATURA</i>	<i>XVII</i>
<i>RESUMEN</i>	<i>XXI</i>
<i>ABSTRACT</i>	<i>XXII</i>
<i>INTRODUCCIÓN</i>	<i>1</i>
ANTECEDENTES	2
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
JUSTIFICACIÓN	3
IMPORTANCIA Y ALCANCE	4
OBJETIVOS	4
Objetivo general.....	4
Objetivos específicos	4
METODOLOGÍA	5
<i>CAPÍTULO I</i>	<i>6</i>
1. FUNDAMENTO TEÓRICO	6
1.1. El acero	6
1.1.1. Superioridades que define la estructura metálica	6
1.2. Beneficios con el acero estructural	7
1.2.1. Desventajas del acero estructural	8
1.2.2. Acero para la fabricación de perfiles estructurales.....	9
1.2.3. Perfiles conformados a temperatura	9

1.2.4.	Perfiles conformados a frío.....	10
1.2.5.	Correlación esfuerzo-deformación del acero estructural.	10
1.3.	Procesos de diseño.....	13
1.3.1.	Procedimiento para analizar	13
1.3.2.	Dimensionamiento.....	14
1.3.3.	Planteamiento de medios preliminares	14
1.3.4.	Evolución de soluciones preliminares	14
1.3.5.	Diseño preciso.	14
1.4.	Cargas estructurales	15
1.4.1.	Pautas y especificaciones con la construcción (NEC-2015).....	15
1.4.2.	Tipos de cargas estructurales	16
1.4.3.	Cargas permanentes (D)	16
1.4.4.	Cargas vivas variables o vivas (L)	17
1.4.5.	Cargas accidentales o debidas al medio ambiente.....	18
1.4.6.	Cargas de granizo (S).....	25
1.5.	Conexiones estructurales.....	25
1.5.1.	Conexión rígida	26
1.5.2.	Conexión simple	27
1.5.3.	Conexión semi – rígida.....	28
1.5.4.	Conexiones con pernos de alta resistencia	28
1.5.5.	Conexiones con procesos de soldadura	29
1.5.6.	Soldadura, sus tipos	31
1.5.7.	Nomenclatura de soldadura	32
CAPÍTULO II:	34
2.	MARCO METODOLÓGICO.....	34
2.1.	Introducción al diseño.....	34
2.1.1.	Procedimiento para el diseño estructural	34
2.2.	Criterio y especificación de las normativas.....	34
2.2.1.	AISC 360–16, NEC 2015 y AWS	34
2.2.2.	Estructuras industriales.....	35

2.3.	Modelo de diseño.....	35
2.3.1.	Diseño por el método LRFD.....	36
2.3.2.	Diseño por el método ASD.....	36
2.3.3.	Combinaciones de cargas LRFD	37
2.4.	Diseño de elementos	37
2.4.1.	Diseño de elementos a compresión	37
2.5.	Diseño de pandeo por flexión	39
2.5.1.	Diseño de elementos a tracción	41
2.5.2.	Cálculo de área neta efectiva	41
2.5.3.	Diseñando elementos a flexión.....	42
2.6.	Conexiones.....	46
2.6.1.	Conexiones apernadas	46
2.6.2.	Resistencia por aplastamiento	47
2.6.3.	Resistencia última a tensión para tornillos de alta resistencia.....	49
2.7.	Diseño de placa base de columnas	51
2.8.	Diseño de anclaje.....	52
2.9.	Diseño de rigidizadores o articulaciones.....	54
2.10.	Soldaduras	55
2.10.1.	Soldadura a tope	56
2.10.2.	Soldadura con filete	56
2.11.	Softwares utilizados	57
2.11.1.	SAP 2000	57
2.11.2.	Software Tekla Structures	57
2.11.3.	Software AutoCAD	57
CAPÍTULO III:.....		58
3.	<i>DIMENSIONES Y CÁLCULOS.....</i>	58
3.1.	Generalidades	58
3.2.	Normas y códigos utilizados	58
3.3.	Modelado de la estructura.....	58

3.3.1.	Representación de la estructura	59
3.3.2.	Hipótesis del modelado	60
3.3.3.	Materiales y resistencia	60
3.4.	Estado de cargas	61
3.4.1.	Carga muerta empleada (D).....	61
3.4.2.	Carga viva empleada (L).....	62
3.4.3.	Cargas de viento	63
3.4.4.	Las cargas sísmicas (Ex – Ey)	65
3.5.	Aspecto de diseño	67
3.5.1.	Material estructural.....	69
3.5.2.	Secciones de diseño	69
3.6.	Combinación de cargas	75
3.7.	Verificación de los elementos a compresión.....	77
3.8.	Revisión del pandeo local de la columna HEA 220	78
3.8.1.	Dimensionamiento de la placa base para perfil HEA 220.....	82
3.8.2.	Dimensionamiento de anclaje para columna HEA 220	83
3.8.3.	Dimensionamiento de placa rigidizador para HEA 220	84
3.8.4.	Revisión del pandeo local de la columna TC 200x200x3	85
3.8.5.	El armado del perfil TC 200x200x3	89
3.8.6.	Dimensionamiento de la placa base para perfil TC 200x200x3	89
3.8.7.	Dimensionamiento de anclaje del perfil TC 200x200x3	90
3.8.8.	Dimensionamiento de placa rigidizador para TC 200x200x3.....	91
3.9.	Verificación de los elementos a flexión	92
3.9.1.	Verificación de elemento a flexión del perfil HI 250x5-10X120	92
3.9.2.	Verificación de elemento a flexión del perfil IPE 180	94
3.9.3.	Verificación de elemento a flexión del perfil TC 100x100x3.....	94
3.9.4.	Verificación de elemento a flexión de ménsula HI 350-250X8-12X220	95
3.9.5.	Verificación de largueros	97
3.10.	Diseño para vigas continuas	98
3.10.1.	Verificación de deflexiones permisible	99

3.11. Conexiones de la estructura	100
3.11.1. Conexión a cortante y momento de columna – viga.....	100
3.11.2. Conexiones de arrostramiento	102
<i>CAPÍTULO IV.....</i>	<i>103</i>
4. PRESUPUESTO	103
4.1. Estructura de acero.....	103
4.1.1. Materiales	103
4.1.2. Fabricación y montaje	104
4.1.3. Fabricación y montaje para el puente grúa	105
<i>CONCLUSIONES.....</i>	<i>107</i>
<i>RECOMENDACIONES</i>	<i>108</i>
<i>LISTA DE REFERENCIAS.....</i>	<i>109</i>
<i>PLANOS ESTRUCTURALES Y OFERTAS.....</i>	<i>112</i>
<i>ANEXOS.....</i>	<i>113</i>

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de los aceros según la norma ASTM.	9
Tabla 2. Características de secciones conformado en caliente y frío.	10
Tabla 3. Peso específico del acero y hormigón.	17
Tabla 4. Pesos unitarios de materiales de construcción.	17
Tabla 5. Carga uniforme distribuidas.	18
Tabla 6. Coeficiente de corrección σ [9].	19
Tabla 7. Datos del factor Z con función de la zona sísmica adoptada [8].	21
Tabla 8. Conexiones según la ASD y LRFD [13].	26
Tabla 9. Resistencia de tensión y cortante tipo aplastamiento de tornillos [13].	29
Tabla 10. Esfuerzos de diseño de pernos a tensión última [10].	49
Tabla 11. Aguante de diseño ϕR_n resistencia máxima de tornillos con alta resistencia [10]. ..	50
Tabla 12. Garganta efectiva para junta de penetración parcial [14].	56
Tabla 13. Mínimo tamaño requerido para soldadura de filete [14].	56
Tabla 14. Características de materiales manejados en el diseño [5].	61
Tabla 15. Resumen de carga muerta de la nave industrial tomados de la NEC 2015 [9].	61
Tabla 16. Resumen de datos para carga muerta del cuarto de oficinas [9].	62
Tabla 17. Resumen de datos para carga viva [9].	62
Tabla 18. Resumen de datos para carga de granizo o ceniza [9].	63
Tabla 19. Carga de viento en barlovento [9].	64
Tabla 20. Carga de viento en sotavento [9].	65
Tabla 21. Combinación de cargas	75
Tabla 22. Lista de materiales utilizados en el diseño.	103
Tabla 23. Resumen de cotización.	104

Tabla 24. Resumen para la fabricación y montaje de puente Grúa.....	105
Tabla 25. Resumen de costo proyectado.....	106

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Plataforma metálica diseñado con acero.....	6
Figura 2. Gráfica de esfuerzo-deformación para el acero estructural [7].....	11
Figura 3. Diagrama esfuerzo-deformación de aceros estructurales [7].....	13
Figura 4. Presión del viento ejercidas en una construcción diáfana por Agüero [12].....	20
Figura 5. Comportamiento sísmico en una estructura.....	21
Figura 6. Mapa del Ecuador para diseño sísmico del código NEC – SE - DS [8].....	22
Figura 7. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño [8]. .	24
Figura 8. Elementos involucrados en una conexión [13].	26
Figura 9. Conexión rígida o totalmente restringida [13].....	27
Figura 10. Conexión simple o Parcialmente restringida [13].	27
Figura 11. Conexión semi-rígida o parcialmente restringida [13].....	28
Figura 12. Tornillo de alta resistencia [13].	28
Figura 13. Geometría del orificio superior de acceso de viga AWS D1.1. 2000 [14].	29
Figura 14. Geometría del orificio inferior de acceso de viga AWS D1.1. 2000 [14].	30
Figura 15. Soldadura con bisel en ranura con filete reforzada AWS D1.1. 2000 [14].	31
Figura 16. Soldadura en filete en las juntas traslapadas AWS D1.1. 2000 [14].	32
Figura 17. Nomenclatura de soldadura AWS [14].	32
Figura 18. Simbología básica de soldadura AWS [14].	33
Figura 19. Nave industrial.....	35
Figura 20. (a) pórticos no arriostrados y (b) pórtico arriostrado AISC [10].	38
Figura 21. Factores de longitud efectiva K para el diseño de columnas AISC [10].	39
Figura 22. Agujeros escalonados en placa de conexión Víctor Escalante [18].....	42
Figura 23. Tipos de secciones de elementos utilizados a flexión AISC [10].	43
Figura 24. Articulación plástica en viga AISC [10].	44

Figura 25. Conexión traslapada con cortantes simple y doble Thomas Murray [19].	46
Figura 26. Agujero más grande que el diámetro del perno Thomas Murray [19].	47
Figura 27. Placa base de columna con volado para anclajes [18].	51
Figura 28. Varilla de anclaje roscado HILTI [20].	53
Figura 29. Rigidizadores en placa base.	54
Figura 30. Distribución para una línea de galvanizado.	59
Figura 31. Grafica de espectro elástico y espectro reducido.	67
Figura 32. Definición de cuadrícula para el galpón.	68
Figura 33. Definición de cuadrícula para el cuarto de oficinas.	68
Figura 34. Definición de materiales.	69
Figura 35. Sección de perfil HE 220A para columnas.	69
Figura 36. Sección para columna de cuarto de oficinas TC 200x200x3.	70
Figura 37. Sección de perfil para viga carrilera del puente grúa IPN 320.	70
Figura 38. Sección de la Ménsula viga de sección variable HI 350–250x8x12–220.	71
Figura 39. Sección de viga secundaria HI 250x5x10x120.	71
Figura 40. Sección de tensor Ø 16mm.	72
Figura 41. Sección de perfil tubular para columnas de mezanine TC 100x100x4.	72
Figura 42. Sección de perfil tubular para vigas del mezanine TC 100x100x3.	73
Figura 43. Sección de viga del cuarto para oficina IPE 180.	73
Figura 44. Sección de perfil G 200-50-15-3 para cubierta.	74
Figura 45. Sección de perfil G 150-50-15-3 para chasis.	74
Figura 46. Liberación de momentos en correas y diagonales.	75
Figura 47. Combinaciones de carga hacia la ejecución de la simulación.	76
Figura 48. Preferencia de diseño.	76
Figura 49. Verificación de elementos de diseño de la estructura.	77

Figura 50 Esfuerzo máximo para diseño $F3 = 15931.87$ [kgf]	77
Figura 51. Momento máximo para diseño $M1= 3834,55$ [kgf. m]	78
Figura 52. Resumen de datos software SAP2000.	82
Figura 53. Dimensionamiento de placa base para columna HEA 220.	83
Figura 54. Dimensionamiento de anclaje para columna HEA 220.	84
Figura 55. Resumen de datos del perfil TC 200x200x3.	89
Figura 56. Dimensionamiento de placa base para columna TC 200x200x3.	90
Figura 57. Dimensionamiento de anclaje para columna HEA 220.	91
Figura 58. Propiedades del perfil HI armado en 3 placas.	93
Figura 59. Propiedades de ménsula.	96
Figura 60. Conexión arrostramiento.	102

NOMENCLATURA

Símbolo Descripción

P_a = Carga aplicada en cualquier instante

A_o = Área de sección recta original del elemento

l = Longitud inicial medidas del elemento de acero. [m, in]

l_o = Longitud en cualquier carga P de la pieza. [m, in]

E = Módulo elástico del material. [Pa, Psi]

σ = Esfuerzo del material. [Pa, Psi]

ε = Deformación unitaria del material. [%]

P_p = Peso de la estructura. [kg]; [Ton]

v = Volumen. [m³]

γ = Peso específico. $\left[\frac{kg}{m^3}\right]$; $\left[\frac{Tn}{m^3}\right]$

V_b = Velocidad corregida del viento en $\left[\frac{m}{s}\right]$; $\left[\frac{pie}{s}\right]$

v = Velocidad instantánea máxima de viento en $\left[\frac{m}{s}\right]$

ϕ = Coeficiente de corrección.

P = Presión de cálculo expresada en [Pa]; $\left[\frac{N}{m^2}\right]$

ρ = Densidad del aire expresada en $\left[\frac{kg}{m^3}\right]$

c_e = Coeficiente de entorno / altura

c_f = Coeficiente de forma.

F = Fuerzas estáticas horizontales en [kgf], [N]

w = Masas de las estructuras en [kg]

h = Altura [m], [in]

v = Fuerza cortante en [kgf], [N]

V = Cortante basal total de diseño

I = Coeficiente de importancia

$S_a(T_a)$ = Espectro de diseño en aceleración

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

ϕ_p y ϕ_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación

W = Carga sísmica reactiva

T_a = Periodo de vibración

T = Periodo de vibración.

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n = Altura máxima de la estructura en [m].

α = Impedencia del semi espacio.

η = Razón entre la aceleración espectral

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

F_d = Coeficiente de amplificación de suelo

F_s = Coeficiente de amplificación de suelo

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

T_o = Periodo límite de vibración en el espectro sísmicos elástico de aceleraciones

T_c = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño

s = Carga de granizo $\left[\frac{kg}{m^2} \right]$

ρ_s = Peso específico del granizo $\left(\text{en defecto: } 1000 \left[\frac{kg}{m^3} \right] \right)$

H_s = Altura de acumulación [m]

R_v = Resistencia requerida por las combinaciones LRFD

R_n = Resistencia nominal

ϕ = Factor de resistencia

ϕR_n = Resistencia de diseño

R_v = Resistencia requerida por las combinaciones ASD

R_n = Resistencia nominal

Ω = Factor de seguridad

$\frac{R_n}{\Omega}$ = Resistencia admisible

D = Son las cargas muertas

L = Son las cargas vivas

L_r = Son las cargas vivas en techos

S = Son las cargas de nieve

R = Son las cargas por lluvia

W = Son las cargas de viento

e = Son las cargas sísmicas

K = Factor de longitud efectiva

L_l = Longitud no arriostrada lateralmente del miembro en $[m]$; $[plg]$

r = Radio de giro de en $[m]$; $[plg]$

I = Inercia del perfil en $[m^4]$; $[plg^4]$

A = Área de sección en $[m^2]$; $[plg^2]$

L_u = Distancia entre los puntos de inflexión de la elástica

P_n = Resistencia nominal

F_{cr} = Tensión de pandeo por flexión

A_g = Área bruta de la sección transversal de un miembro $[cm^2]$; $[mm^2]$

F_e = Tensión de pandeo elástico determinada con la ecuación (22) $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$; $[Mpa]$

F_y = Tensión mínima de fluencia $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$; $[Mpa]$

A_e = Área neta efectiva $[cm^2]$

F_u = Tensión última mínima especificada $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$; $[Mpa]$

ϕ_t = Factor de resistencia para estados a tracción LDRF

Ω_t = Factor de resistencia para estados a tracción ASD

f_b = Esfuerzo real a flexión

F_b = Esfuerzo admisible a flexión o depende de la distancia entre apoyos

C = Distancia del eje neutro al extremo

S = Módulo de la sección bulado en el manual AISC

L_a = Longitud entre apoyo

L_c = Longitud crítica entre apoyos

L_u = Longitud última entre apoyos

S_e = Modulo elástico de la sección efectiva

F_y = Tensión de fluencia de diseño

M_n = Resistencia nominal

ϕ_b = Factor de resistencia por flexión

S_c = Módulo elástico de la sección efectiva

M_c = Momento crítico

S_f = Módulo elástico de la sección total no reducida

P_s = Carga que actúa sobre un sujetador $[kgf]$, $[N]$

d_t = Diámetro del tornillo $[cm]$

R_n = Resistencia nominal de aplastamiento del material conectado [kg]

F_u = Resistencia de tensión mínima específica en la parte crítica $\left[\frac{kg}{cm^2} \right]$

L_c = Distancia libre en la dirección de fuerza entre agujero y borde del material [cm]

D = Diámetro del tornillo [cm]

t = Espesor del material conectado [cm]

ϕR_n = Resistencia de diseño tabulados. ver Tabla 13 [kg]

F_t = Esfuerzo nominal tabulados. ver Tabla 12 $\left[\frac{kg}{cm^2} \right]$

A_t = Área de tornillo [cm²]

b_f = Ancho del patín

d = Peralte total del perfil

B y N = Dimensiones de perfil

m y n = Longitud de vuelo de la placa base

ϕ_c = 0.60 por aplastamiento al hormigón LFRD

f'_c = Resistencia del hormigón a compresión

A_1 = Área de la placa base

t_p = Espesor placa base

F_o = Fuerza en cada varilla de anclaje

M_f = Momento en flexión en la placa base de la columna

F = Carga soportada en la placa base

d = Altura de la columna a soportar [cm]

F_1 = Fuerza por adherencia

F_2 = Fuerza por presión

σ_h = Esfuerzo en cada perno = $\left(5 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \right)$

L = Longitud de anclaje [cm]

A_a = Área del anclaje [cm²]

d_a = Diámetro de la varilla de anclaje [cm]

RESUMEN

En este proyecto técnico se realiza el diseño estructural para una planta de galvanizado, la cual debe estar diseñada en acero estructural, tomando como referencia a la planta de galvanizado de la empresa SEDEMI, junto con la norma técnica del instituto ecuatoriano de normalización INEN 2009 [1], donde se idealiza la correcta distribución para el proceso de galvanizado.

El diseño de la planta es funcional y permite un área prudente en los diferentes procesos durante la galvanización en caliente, siendo para una futura ejecución de la estructura se pueda proceder a la fabricación y montaje sobre un estudio arquitectónico.

Cada uno de los elementos de la estructura que se diseñó empleando los mejores métodos de cálculo para el dimensionamiento de columnas, placas base, vigas, arriostradores y tensores, y así obteniendo el diseño para la solución de esta estructura.

Se aplicó la norma internacional AISC 360-16 y referentes a los códigos de la norma NEC 2015 con sus respectivas especificaciones del método LRFD y ASD en el procesamiento de datos y diseño de la estructural con perfiles existentes que provee el mercado ecuatoriano.

La estructura está diseñada con conexiones soldadas respaldadas con la norma de soldadura AWS.

El método que se aplicó en la realización del proyecto técnico se dedujo partiendo de normas generales para la construcción con estructura metálica llegará a un caso particular.

El alcance del diseño estructural este sujeto a cargas de peso propio, cargas permanentes de elementos no estructurales, cargas de granizo/ceniza, sobre servidumbres vivas de uso, servidumbres de viento y servidumbres sísmicas, para el diseño de la estructura principal será en base a marcos especiales con pilares y vigas de acero A572 Gr.50 y A 36.

Palabras claves: Estructuras metálicas, acero estructural, cálculo estructural, códigos ecuatorianos de la construcción, fabricación y montaje.

ABSTRACT

The outgoing technical project complies with the structural design for a galvanizing plant, which must be designed in structural steel, taking a galvanizing plant as a reference, along with the technical guideline of the Ecuadorian standardization institute INEN 2009 [1], where gives an idea of how the correct distribution of the galvanizing line process will be.

The plant must be functional and allow a prudent area in the different processes during hot-dip galvanizing, being for a future execution of the structure it can proceed to the manufacture and assembly on an architectural study.

In the compendiums of the structure that will be designed as columns, base plates, beams, braces and tensioners, the best calculation, dimensioning and design methods will be used for the solution of this structure.

The international standard AISC 360-16 and referring to the codes of the NEC 2015 standard will be applied with their respective specifications of the LRFD and ASD method in data processing and structural design with existing materials in the national market.

The structure will be designed with welded connections supported by the AWS welding standard.

The applied method used to develop the project will be deductive. It starts from general rules for construction with a metal structure, it will arrive at a particular case.

The scope of the structural design will be subject to self-weight loads, permanent loads of non-structural elements, hail/ash loads, on live use easements, wind easements and seismic easements, for the design its determination will be made based on porticos. special with pillars and beams of steel A572 Gr.50 and A 36.

Keywords: Metallic structures, structural steel, structural calculation, Ecuadorian building codes, manufacturing, and assembly

INTRODUCCIÓN

El diseño de estructuras metálicas nació durante el período XVII, con el inicio de la revuelta industrial, los primeros diseños estructurales eran de madera y descansaban en muros que soportaban carga, que al principio no podía superar la altura a más de seis metros, a medida que fue revolucionando según las necesidades y avances en el sector del acero.

En la actualidad, la totalidad de las plantas industriales están edificadas con metal por lo que el acero es materia prima para edificación en mayor escala internacional. En el Ecuador en tema del diseño estructural se ha venido estudiando y desarrollando en las últimas décadas, este material es, uno de los talantes más importantes en el diseño estructural es la elección apropiada de diversos perfiles estructurales para dar estabilidad a dichas estructuras con conexiones pre calificadas para sismo resistente, por lo que en el país se ha producido varios sismos por lo cual es un tema para preocupar y poder lograr así un mejor diseño de estructuras metálicas en todas las zonas sísmicas que posee el país.

Este proyecto trata del diseño de la estructura metálica en un área de 400 m² para una línea de galvanizado en caliente tomando en cuenta las normativas ecuatorianas de la construcción y normativas internacionales, las cuales concierne los mínimos y máximos parámetros que se debe aplicar al diseño de plantas industriales en estructura metálica, cuyo desarrollo se lo ejecuta en cuatro capítulos.

Para el capítulo 1, *fundamento de la Teoría*, define al acero, ventajas e inconvenientes de la estructura metálica, plantea objetivos y trata sobre el marco conceptual del proyecto, lo cual proyecta determinar la estabilidad global y local, así como la capacidad de las secciones estructurales ante las demandas a las que están expuestas, y que han sido consideradas con respecto al trabajo que se realiza en esta, con el fin de que la estructura proporcione seguridad a sus ocupantes y cumpla con los requisitos y parámetros indicados en las normativas aplicables en el país.

Para el capítulo 2, *Marco metodológico*, está basado en fundamentos de diseño de sistemas novedosos de edificaciones de edificios, estructuras metálicas, casas, plantas industriales y otros; donde se solicita el acero como principal elemento de fabricación, siendo este un material que se obtiene fácilmente en el mercado del Ecuador e internacionalmente; para el diseño se toma convenciones innovadoras manteniendo pautas establecidas en Código Ecuatoriano de la

Construcción, así como realizando una amplia indagación del procedimiento de diseño donde utiliza componentes de carga y tenacidad (LRFD), con modernas especificaciones AISC.

Para el capítulo 3, *Dimensiones y Cálculos*, involucra una gran cantidad de datos y operaciones analizando las anchuras de los elementos de la estructura; para casos extensos se recurrió a softwares BIM de Ingeniería Estructural cuyos resultados son anexados en un archivo digital que facilita el análisis y dimensionamiento. Para el cálculo realizado se procura reducir el coste de materiales sin disminuir su resistencia, cualesquiera de las ideas que estuvieron presentes fueron cuidar la estética y mantener la misma sección, trabajando un poco con los espesores.

Y el capítulo 4, *Costos*, analiza el valor de materiales para la estructura diseñada en acero, al mismo tiempo se realiza observación de proformas proporcionadas por empresas de la ciudad de Quito dedicadas a la fabricación y montaje a este tipo de construcciones.

ANTECEDENTES

Partiendo de bases y criterios cada 90 segundos la corrosión consume toneladas de acero a nivel mundial, por cada dos toneladas de acero originado, una es para remplazar el acero corroído, para disminuir este problema de la corrosión, la galvanización en caliente es el procedimiento más eficaz de protección al acero anverso a la corrosión cuando estos se exhiben a la atmósfera, las aguas y los suelos. El método de protección frente al acero consiste en la colocación de un recubrimiento de zinc cubierta a las piezas fabricadas, mediante hundimiento en un tanque de zinc fundido a 450 °C, donde va permaneciendo una capa de protección, este procedimiento se aplica utilizando la Norma ASTM A-123 de galvanización por inmersión en caliente.

Por lo tanto, se ve la necesidad de disponer un amplio espacio apropiado donde se pueda instalar los equipos y material necesario para este proceso de protección hacia el acero, se propone desarrollar un diseño estructural creativo mediante el cual cumpla en forma óptica con sus objetivos que son, resistir a las fuerzas del medio ambiente que va a estar sometido. Para la solución estructural tiene frenas limitaciones que salen con aspectos de la interacción de proyectos y a las restricciones frecuentes de coste y tiempo para ejecución.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las edificaciones van de la mano al crecimiento de una nación, se puede expresar que, en los actuales años, se han distinguido por el masivo manejo del acero en la fabricación de todo

ejemplar de estructuras como: edificios, puentes, plantas industriales, implícitamente en la industria automotriz, naval y otras.

El diseño de la nave industrial está específicamente adaptado a las actividades de interior, por lo que es importante determinar las ofertas de las áreas necesarias en la fase inicial de diseño, como las alturas internas autónomas, para que al definir la estructura, se pueda demostrar que estas Los ambientes por diseño amplían los materiales multifuncionales y anteriores de acuerdo a nuestro tiempo de vida, crea soluciones de infraestructura que utilizan el acero para crear proyectos de edificios más modernos, duraderos y ambientalmente sostenibles.

La industria cada día requiere más experiencia y precisión de las diferentes plazas de trabajo dentro de una planta industrial, a modo la de la maquinaria, equipos y materiales, pues retizan un papel muy significativo, en especial en lo que se reseña a la facilidad de movimientos y a la conservación de espacio. Una apropiada distribución dentro de las plantas industriales tiene gran atribución sobre los métodos de fabricación, principalmente, mejorando aquellas actividades que no contribuyen valor al producto durante su proceso.

JUSTIFICACIÓN

El actual proyecto técnico está propuesto al diseño de una estructura metálica cuya actividad productiva es la línea de galvanización en caliente, con un área de 400 m² donde se instalarán maquinas, equipos necesarios y espaciamentos para personal de planta y administrativos.

Por lo general, la tecnología galvanizada se ha convertido en un sistema de protección de acero eficiente y a largo plazo. Recubrimiento galvanizado cálido y hundido para la protección industrial utilizada para crear detalles peligrosos y componentes ambientales. Esto se debe al alto nivel de confiabilidad. Este método satisface esta solicitud y, por lo tanto, la visualización de los datos cervicales.

Son muchas las construcciones construidas con materiales metálicos que van dependiendo a la actividad de uso interior y que son sometidas a cargas ambientales, por esto se diseña teniendo en cuenta la normativas más vigentes así como necesidades y requerimientos en situaciones urbanísticas de localización, tal como la elevación máxima de la cumbre, la caída de aguas de cubierta, los tipos de pórticos necesario que debe ajustarse a factores importantes que condiciona al diseño a la luz que tendrá que cobijar.

El costo global del daño por la corrosión, Nasouri et al. [2] estima en \$ 2,5 billones, lo que representa cercano al 3,4% del utilidad interno bruto (PIB) mundial, de los ambientes corrosivos también afectan a la tasa de crecimientos de grietas y reduciendo la duración de fatiga de las estructuras en acero, este proceso de galvanizado consta de inmersiones secuenciales para la limpieza cáustica, el decapado y la aplicación del fundente, seguidas por inmersión de los segmentos en ablución de zinc fundido caliente, normalmente con una temperatura de 445 a 455 °C.

IMPORTANCIA Y ALCANCE

El presente proyecto técnico va con finalidad el diseño estructural de la planta industrial para la línea de galvanizado en caliente, donde se utilizará una estructura de acero con marco macizo rígido. En muchos casos, este marco rígido crea un dilema favorable para la construcción de naves industriales, y el recurso óptimo para este marco es el uso de refuerzo de perfil variable para comprimir el volumen de las estructuras de acero y, por lo tanto, el costo de construcción.

Se plantea desarrollar una estructura con unión de perfiles, con conexiones soldadas y apernadas. Las metodologías para esta armadura de todos los elementos que alcanza una estructura se realizan con softwares de modelado BIM como puede ser SolidWorks, AutoCAD y otros. Debido a estas deferencias se ha decidido hacer el uso del programa **SAP2000 V21** para el analizar y diseñar la estructura, el software **TEKLA STRUCTURES 2021** para el modelado y detallado de las estructuras y el software **AUTOCAD** para acomodar los planos estructurales, debido al apresuramiento y la eficacia al representar los planos.

El presente trabajo se decidió tratar un diseño estructural a base de marcos rígidos (columnas y vigas de acero estructural ASTM 572-Gr 50) con el método de LRFD y por medio de ASD.

OBJETIVOS

Objetivo general

Diseñar una estructura metálica con un área de 400 m² para una línea de galvanizado en caliente.

Objetivos específicos

- Evaluar parámetros estructurales de diseño.
- Diseñar el modelo estructural para la planta.
- Validar resultados mediante simulación usando análisis de cargas variables y cargas estáticas.

- Elaborar planos estructurales.
- Evaluar la factibilidad económica del proyecto mediante índice financiero.

METODOLOGÍA

Para la ejecución del proyecto se utilizó un método cualitativo y cuantitativo para estudiar las variables que afectan al acero expuesto al medio ambiente. Algunos de ellos utilizan herramientas técnicas para limitar la selección del sitio, la capacidad instalada (toneladas/mes), la distribución de sitios en la planta de galvanizado y su propio proceso para determinar el proceso. Si se ofrecen las condiciones técnicas y de mercado, se realizará una revisión financiera para demostrar que la liquidez, la rentabilidad ha aumentado y proporciona capital anual para que el proyecto opere vigorosamente en condiciones óptimas. Finalmente, mediante la implementación de un sistema de producción limpia.

CAPÍTULO I

1. FUNDAMENTO TEÓRICO

1.1. El acero

Cada vez el mundo se vuelve más moderno al estar construyendo con el acero robusto, la figura 1 muestra una de las características de este han permitido abreviar ideas arquitectónicas junto con las obras civiles más anhelantes y complejas imaginadas por el hombre.

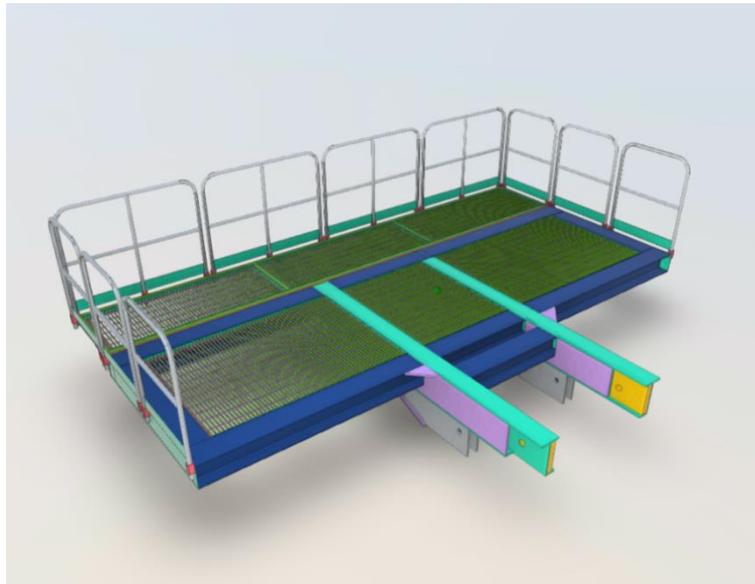


Figura 1. Plataforma metálica diseñado con acero.

La multiplicidad de la construcción metálica posibilita la utilización del acero en obras como edificios de oficina y residencial, puentes, naves industriales, centros comerciales, aeropuertos, torres de transmisiones, plataformas entre otras.

1.1.1. Superioridades que define la estructura metálica

En edificaciones se utiliza acero, por tener varias ventajas frente a materiales de terceros que hacen que cubran la construcción de naves industriales. A continuación, Antonio Aguilar [3] enumera 4 propiedades que más se destacan:

- Al tener deformaciones las estructuras metálicas, anuncian antes de causar el fallo decisivo [3].

- La posibilidad de fallo humano es mucho más reducida ya que el material es homogéneo que con otros materiales. Ya que permite realizar diseños más ligeros, así mismo más económicos [3].
- Estas estructuras permiten modificaciones para que las necesidades y usos puedan cambiar y se adapten fácilmente a nuevos entornos. En general, su ampliación es sencilla [3].
- Las estructuras metálicas son rápidas de construir porque son prefabricadas y las piezas se pueden ensamblar en el taller. Además, desde el momento en que se colocan, son completamente duraderos [3].

1.2. Beneficios con el acero estructural

El acero es fuertemente manejado en la construcción, pues además de varias ventajas en su uso como soporte estructural, también es un material sustentable. A continuación, las ventajas más relevantes son:

a) Garantía de calidad

La fabricación de una estructura metálica ocurre dentro de una industria y cuenta con mano de obra altamente calificada siguiendo un rígido control durante todo el proceso de elaboración de elementos, dando al cliente la garantía de un trabajo con calidad.

b) Facilidad de montaje

Esta es la gran ventaja que se tiene al construir con acero, gran destreza para ensamblar segmentos por medio de conexiones con soldadura, remaches y pernos.

c) Precisión constructiva

En cuanto al hormigón armado como estructura la unidad de medida es el centímetro, en una estructura metálica la unidad empleada es el milímetro. Esto lleva a garantizar una mayor precisión, facilitando actividades como asentamiento de marcos, la instalación de escalera y otras.

d) Rápida recuperación de capital

Esto va en función de la mayor rapidez de ejecución de la obra, habrá una ganancia adicional por la ocupación anticipada del inmueble y por tanto en el retorno del capital invertido.

e) Reciclabilidad

El acero es 100% reutilizable y las estructuras consiguen ser desmontadas y reaprovechadas ya que tiene uniformidad que es una propiedad que tiene el acero.

f) Alta resistencia

Debido a la alta resistencia que tiene el acero, permite estructuras relativamente ligeras para la construcción en terrenos blandos.

1.2.1. Desventajas del acero estructural

a) El deterioro o corrosión

Es la principal desventaja del acero, al ser agarrado por la oxidación en condiciones ambientales por ello el acero solicita protección y mantenimiento, por ende, esto genera costos, y los problemas que se producen por este aspecto hace que trasciendan hacia el uso del hormigón en algunas estructuras que quedan exhibidas a la intemperie.

b) Delicadeza al pandeo

Cuanto más largo y delgado es el miembro de compresión, mayor es el riesgo de fractura, por lo tanto, no es muy económico cuando se usa como columna, ya que requiere una gran cantidad de material para darle alta rigidez al miembro las columnas pueden pandearse.

c) El costo para mantenimiento

Al estar exhibidos al agua y al aire la mayoría tienden a corroerse, por resultante debe darse protección o pintarse periódicamente.

d) A resistencia del medio ambiente

Es muy susceptible a la corrosión debido a la presencia de humedad o exposición química en áreas industriales.

e) Costo para la protección ante el fuego

No obstante, algunas secciones estructurales son incombustibles, su resistencia a la fluencia se comprime cuantiosamente durante los incendios, al alcanzar 300 °C la tenacidad tiende a bajar a cero cuando alcanza los 800 °C, por tal razón se protege a la estructura con recubrimientos retardantes del fuego.

f) Resistencia contra el frío

A temperaturas bajas pierde ductilidad y la capacidad de absorber energía por impacto, convirtiéndose en más frágil.

1.2.2. Acero para la fabricación de perfiles estructurales

La American Institute of Steel Construction (AISC) es más estricta para la selección y calidad del acero estructural en el mundo y, por lo tanto, garantizan sus propiedades mecánicas a la soldabilidad. La aleación mínima da como resultado 98 % de hierro, 0.5 a 1.5 % de carbono y de otros elementos en pequeñas cantidades, lo que hace que el acero sea altamente compresivo y resistente a la tracción. Las pautas publicadas de ASTM enumeran la designación de cada sistema de sujetadores de acero y las especificaciones y requisitos relevantes utilizados por el fabricante.

1.2.3. Perfiles conformados a temperatura

El acero estructural puede conformarse en forma económica con un sin número de formas y tamaños, se fabrican mediante un proceso de laminación continua a una temperatura de aproximadamente 1110 ° C y luego laminando de forma seguida, pasando por moldes de rodillos.

La tabla 1 clasifica los tipos de aceros las que admite la AISC para perfiles y placas laminados en caliente.

Tabla 1. Clasificación de los aceros según la norma ASTM.

Norma ASTM	Clasificación	Límite elástico		Tensión de rotura	
		[Ksi]	[Mpa]	[Ksi]	[Mpa]
A-36		36	250	58-80	400-550
A-572	Grado 50	50	345	60-85	415-550
A-709	Grado 36	36	250	58-80	400-550
A-588	Grado 50	50	340	70	480

Fuente: Datos consultados por Felipe Diaz [4].

En la actualidad las secciones estructurales se encuentran normalizados, como se puede observar la tabla 2 que muestra las características y propiedades. Los perfiles estructurales se

encuentran estandarizados, aunque sus dimensiones varían un poco de laminadora a laminadora.

Tabla 2. Características de secciones conformado en caliente y frío.

	Laminado en caliente	Laminado en frío
Resistencia a la tracción	67.000 psi	85.000 psi
Límite elástico	45.000 psi	70.000 psi
Reducción Volumétrica	58	55
Estiramiento en 2"	36	28
Dureza Brinell	137	167

Fuente: Datos consultados por Felipe Diaz [4].

La designación de estos tipos de perfiles se lo hace de acuerdo con la forma de sus secciones transversales.

1.2.4. Perfiles conformados a frío

El acero conformado en frío pasa por procesamiento. Se enfría el acero una vez laminado en caliente, pasa a re laminar a temperatura ambiente para lograr dimensiones más exactas y excelentes cualidades de superficie, típicamente estos aceros son duros y fuertes que los aceros laminados en caliente, el conformado en frío sube la tracción a 67000 psi con dureza de 137 Brinell, así permitiendo su recristalización.

En el mercado existe una extensa diversidad de perfiles las dimensiones típicas de estos pueden variar de 2 a 12 mm de espesor. Los principales perfiles encontrados en mercado local son:

1.2.5. Correlación esfuerzo-deformación del acero estructural.

Los elementos poseen un esfuerzo máximo permisible en la figura 2 se indica su capacidad de soportar antes de romperse, y entender el comportamiento de los diagramas esfuerzo-deformación presenta la correlación entre el esfuerzo y la deformación del acero en una situación dada.

En el diagrama que representa la figura 2 la zona detrás se llama zona elástica y zona plástica, la cantidad de deformación suele ser 10 o 15 veces mayor que la deformación elástica.

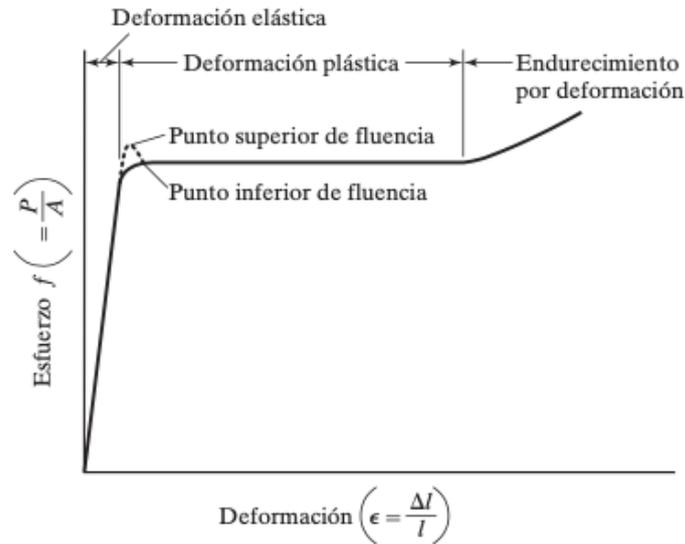


Figura 2. Gráfica de esfuerzo-deformación para el acero estructural [7].

Esfuerzo (σ)

El esfuerzo de materiales se delimita como la fuerza a la que está acribillada por cada unidad de área. Ver la ecuación (1):

$$\sigma = \frac{P_a}{A_o} [Pa, Psi] \quad (1)$$

Donde:

P_a = Carga aplicada en cualquier instante. [N, lb]

A_o = Área de sección recta original del elemento. [m^2 , in^2]

Deformación unitaria o alargamiento (ϵ)

Se precisa como el cambio de dimensión de la distancia, esta deformación no tiene dimensiones y se expresa con la ecuación (2):

$$\sigma = \frac{l - l_o}{l_o} \left[\frac{in}{in}, \frac{m}{m} \right] \quad (2)$$

Donde:

$l =$ Longitud inicial medidas del elemento de acero. [m, in]

$l_0 =$ Longitud en cualquier carga P de la pieza. [m, in]

Módulo elástico o módulo de Young (E)

Es parámetro propio en la curva esfuerzo-deformación del material, donde indica la rigidez y la analogía efectiva en la zona de actuación elástico de acero estructural, esto se da por los incrementos de tensión o compresión aplicado en el material a resistir, se lo formula con la ecuación (3):

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} [Pa, Psi] \quad (3)$$

Donde:

$E =$ Módulo elástico del material. [Pa, Psi]

$\sigma =$ Esfuerzo del material. [Pa, Psi]

$\varepsilon =$ Deformación unitaria del acero. [%]

El límite de la elasticidad

Es la tensión última del material donde el punto más distante del cual el material sufrirá una deformación indeleble, es decir, una deformación plástica. El límite elástico marca el límite entre las regiones de conducta elástico y conducta plástica del material.

Esfuerzo de fluencia (F_y)

Es un punto por arriba del límite elástico, el valor máximo del esfuerzo que desenvuelve el acero sin que se deforme. Esto se conoce como punto de fluencia y el valor del esfuerzo para los aceros estructurales es:

$$F_y = 36 [ksi] \left(2530 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right] \right) \rightarrow \text{Acero ASTM A36}$$

$$F_y = 50 [ksi] \left(3515 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right] \right) \rightarrow \text{Acero ASTM A572Gr.50}$$

La resistencia última a la tracción

Corresponde a la tensión máxima que logra ser sostenido al elemento en tensión. Cuando el material dúctil logra su última resistencia, donde el área del componente transversal se reduce totalmente. Por lo general la curva tensión deformación obtenida se presenta en la figura 3 cuatro zonas diferentes.

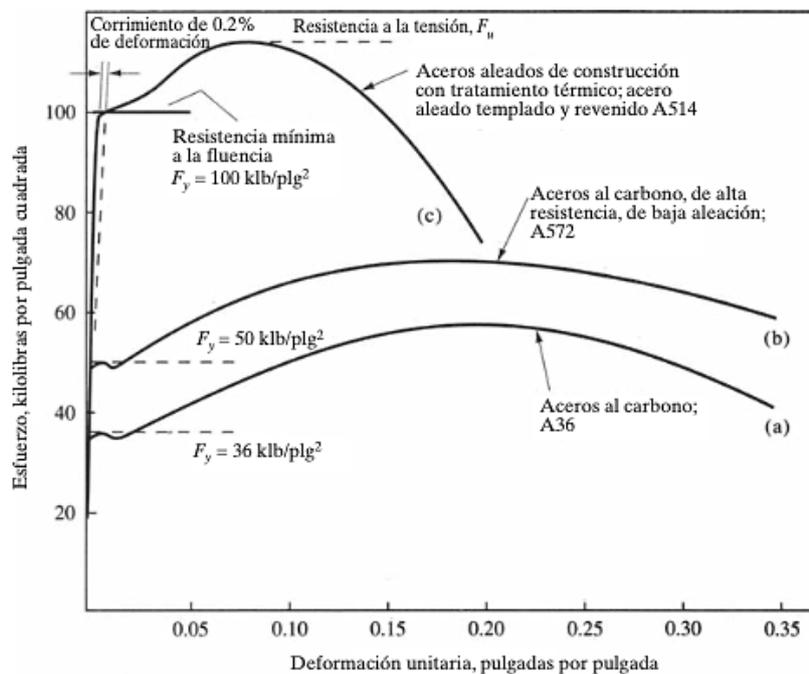


Figura 3. Diagrama esfuerzo-deformación de aceros estructurales [7].

1.3. Procesos de diseño

El contorno del diseño para la estructura enmarca las diversas acciones que se tiende para determinar la forma, dimensiones y rasgos de las estructuras, que cumplan sus funciones de soportar cargas.

1.3.1. Procedimiento para analizar

Se contiene bajo la designación las actividades que se llega a determinar la solución ante las variantes acciones que puedan sobresaltar, es donde de las acciones que tendrán las cargas y puedan afectar a la estructura el ciclo de vida útil. Los siguientes puntos de vista para esta designación son:

- a. Idealizar una estructura real. Atraves modelos teóricos que sea factible de ser analizado con las instrucciones de cálculo disponible. En este punto intervienen con frecuencia errores graves.
- b. Determinar los parámetros de diseño. Con muchas condiciones las cargas actuantes que se meten a esfuerzos en la estructura están definidos, normas y la determinación del valor de diseño de alguna de estas cargas a considerar.
- c. Definir las acciones afectantes en el modelado de la estructura idealizada. En este punto, se compone el análisis apropiado, se fijan los momentos flexionante y de torsión, las fuerzas internas, axiales y cortantes.

Estos métodos de análisis trascienden en las últimas décadas; el progreso de sistemáticas numéricas confederado con empleo de computadoras hace posible analizar con exactitud modelos complejos con el sistema de cargas.

1.3.2. Dimensionamiento

La estructura se detalla y se prueba para cumplir con los requisitos de seguridad aceptados. Además, para aclarar la planificación estructural y desarrolla los detalles de diseño, con base en una secuencia lógica de tres partes, que crea la visión de que el diseño sigue la estructura del proceso, que primero se idealiza en una dirección, luego se analiza, y finalmente en base a las dimensiones.

1.3.3. Planteamiento de medios preliminares

Se revisa un esclarecimiento de las funciones que cumple ante al ambiente físico que estará sometido junto otros aspectos. Esta estimación basa con casos semejantes en algunos cálculos simplificados, este es el punto que juega un papel predominante según lo planteado del criterio relacionado en un plano arquitectónico o desde un layout para así proyectar la estructura.

1.3.4. Evolución de soluciones preliminares

Se establecen etapas para el proceso del diseño estructural, pero a un nivel rudo o con exageración que se denomina usualmente “prediseño”, pretende precisar las características esenciales con alternativas de llegar a una estimación en los costos.

1.3.5. Diseño preciso.

Ya selecta la opción provechosa, procede a delimitar su detalle, en el modelo permitirá diseñar cada uno de los desiguales elementos estructurales, causando la combinación de cara crítica,

cumpliendo de manera refinada las etapas del proceso, en alguna de las tipologías propuestas al inicio y tener que cambiar ante resultados del dimensionamiento y forjar el análisis según su proceso, así:

a. Entrega de los resultados de diseño

Se toma como necesario que sus resultados sean transmitidos de la simulación en softwares especializados para diseño, y proceder al dimensionamiento, en forma clara y completa. La elaboración de planos y una memoria de los cálculos que faciliten la implantación de cualquier cambio que resulte necesario por la ocurrencia de condiciones no previstas en el diseño.

b. Supervisión

Se considera la supervisión del prediseño en base a donde se va a realizar la construcción y montaje, donde se toma en cuenta los factores ambientales, factores de su uso o utilización que estará sometida a resistir la estructura.

c. Estado límite a fallar

Considerando el estado límite a fallar en situaciones que pertenezca a la capacidad de carga de la estructura, conteniendo la cimentación, donde pueda ocurrir daños inalterables a la resistencia ante las cargas aplicadas. Los criterios importantes para considerar conscientemente es en cada sismo que opone la resistencia de la estructura le resta 10 % de su capacidad de carga.

1.4. Cargas estructurales

La carga estructural, es una fuerza, deformación o aceleración aplicadas a los diferentes elementos de la edificación, cada uno de estos componentes está formado por materiales que tienen forma volumétrica definida y están sometidos a uno o más esfuerzos cuando forman parte de la estructura. Según su naturaleza, las cargas pueden ser estáticas, repetitivas o cíclicas, y las cargas de impacto pueden distribuirse y concentrarse según su configuración. Todas estas posibles cargas y los correspondientes coeficientes de seguridad deben estar incluidos en su diseño según las normas de construcción específicas.

1.4.1. Pautas y especificaciones con la construcción (NEC-2015)

La NEC 2015 es de cumplimiento obligatorio en Ecuador, por lo que el análisis de diseño estructural del proyecto se apoya fundamentalmente en la aplicación de esta norma, además de

la integración de normas extranjeras adicionales reconocidas que se utilizan como base para los trabajos preparatorios. NEC-2015 y referencias en el mismo [8].

- NEC-SE-HM Estructuras de hormigón armado.
- NEC-SE-CG Carga no sísmicas.
- NEC-SE-DS Peligro sísmico – Diseño sismo resistente.
- NEC-SE-AC Estructuras de Acero.
- NEC-SE-CM Geotecnia y cimentaciones.
- Requisitos de reglamento para Concreto Estructural ACI 318-14
- Requisitos de Reglamento para el Acero Estructural AISC 360-10, AISC 341-10 Y AISC 358-10.

1.4.2. Tipos de cargas estructurales

El término carga se refiere al efecto directo de fuerzas concentradas o distribuidas que actúan sobre elementos estructurales. NEC-SE-CG [9] cubre la carga constante o muerta debido al peso propio, carga variable y aleatoria. Los principales tipos de cargas cubiertas por las estándar cargas no sísmicas (NEC-SE-CG):

- a) Cargas permanentes (D)
- b) Cargas vivas (L)
- c) Cargas accidentales o debidas al ambiente:
 - Cargas por viento (W)
 - Cargas por granizo o ceniza (S)
 - Cargas por sismo (E)

1.4.3. Cargas permanentes (D)

Cargas permanentes son cargas estáticas o verticales provocadas por la gravedad de masas y consisten en el peso de todas las secciones estructurales como: muros, pavimentos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, maquinarias y elementos permanentemente integrados a las estructuras [7].

Se establece el peso de la estructura, usando la ecuación (4):

$$Pp = v * \rho [kg] \quad (4)$$

Donde:

$Pp = \text{Peso de la estructura. [kg]; [Ton]}$

$v = \text{Volumen. [m}^3\text{]}$

$\gamma = \text{Peso específico. } \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right]; \left[\frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} \right]$

Las cargas muertas no varían con el tiempo, están permanentemente, se debe calcular el peso de toda la estructura con la ecuación (4), para aplicar la ecuación, la tabla 3 determina el peso específico de los materiales utilizados en la construcción.

Tabla 3. Peso específico del acero y hormigón.

Peso específico	Carga (kg/m³)	Carga (Ton/m³)
Acero	7850	7.85
Hormigón	2400	2.4

Fuente: Datos tomados de norma AISC 2016. [10]

Estas cargas son verticales debidas a los efectos gravitacionales de la masa, o peso de todos los elementos permanentes, ya sean estructurales o no estructurales que tendrán el mismo peso y localización durante el tiempo de vida útil de la estructura. En la tabla 4 se tiene los pesos a base de las normas NEC para elementos estructurales y acabados que conforma la estructura.

Tabla 4. Pesos unitarios de materiales de construcción.

Elementos	Carga (kg/m²)
Cielorrasos	21
Paredes (estimado)	200
Instalaciones Eléctricas (estimado)	10
Acabado de piso	44

Fuente: Datos tomados de la NEC 2015 del CÓDIGO NEC - SE - CG [9].

1.4.4. Cargas vivas variables o vivas (L)

Cargas vivas son causadas por el uso sobre la estructura son causadas por materiales u objetos

o incluso por personas en constante movimiento, uso y permanencia, tales como cabinas, tabiques y personas que entran y salen del edificio, se consideran cargas vivas [7].

Las cargas de tracción exclusivas en el proyecto son las cargas máximas que se le destinan al edificio a partir del uso que se le va a dar, determinadas en relación con las partes variables y las partes soportadas por el uso. Y no es necesario tener en cuenta cargas ambientales como terremotos, viento o nieve [11].

Las cargas vivas tomadas de la NEC 2015 del código NEC – SE – CG [9] como se puede ver en la tabla 5 representa cargas vivas para cubiertas tomando la suma máxima de todas las cargas que pueden ocurrir en un área pequeña, en este caso durante la vida útil de la estructura.

Tabla 5. Carga uniforme distribuidas.

Cubiertas u Ocupación	Carga uniforme (kg/m²)
Corredores – pasarelas – plataformas para mantenimiento	203.95
Destinadas para área de paseo	305.92
Planas, inclinadas y curvas	71.38
Destinadas en jardinería o patios de reunión	489.45
Plataformas y pasarelas elevadas	305.00

Fuente: Datos tomados de la tabla 9 del CÓDIGO NEC - SE - CG [9].

1.4.5. Cargas accidentales o debidas al medio ambiente.

Las cargas accidentales son cargas que eventualmente ocurrirán durante el tiempo real de la estructura, no son constantes, pero pueden alcanzar grandes magnitudes. No está relacionado con el funcionamiento normal de la propiedad y solo sucederá por un corto tiempo [7].

- **Cargas por viento (W)**

Son cargas vivas, que se aplican perpendicularmente al área de incidencia del viento, se clasifican en dos factores: [7].

- a. Velocidad máxima del viento

Sobre el terreno las edificaciones con altura de 10 m, su velocidad máxima, va dependiendo de la zona esta no debe ser menor a 21m/s (75 km/h) [9].

b. Velocidad corregida del viento

La velocidad instantánea máxima es multiplicada por el factor de corrección σ como se muestra en la Ecuación (5), que depende con la altura de edificación y las características ambientales del terreno como lo indica la tabla 6 [9].

$$V_b = v \cdot \varphi \left[\frac{m}{s} \right]; \left[\frac{pie}{s} \right] \quad (5)$$

Donde:

V_b = Velocidad corregida del viento en $\left[\frac{m}{s} \right]; \left[\frac{pie}{s} \right]$

v = Velocidad instantánea máxima de viento en $\left[\frac{m}{s} \right]$

φ = Coeficiente de corrección.

Se reparten en 3 las características topográficas: [9].

- Categoría A (sin obstrucción): edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- Categoría B (obstrucción baja): edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.
- Categoría C (zona edificada): zonas urbanas con edificios de altura.

Tabla 6. Coeficiente de corrección σ [9].

Altura (m)	Sin obstrucción (categoría A)	Obstrucción baja (categoría B)	Zona edificada (categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Datos de la tabla 5 del CÓDIGO NEC - SE - CG

Ruiz de Agüero [12] indicó que la presión del viento en los cálculos de edificación se considera en función de la altura y la trayectoria del flujo de aire, se observa en la figura 4 de esto concluye que el viento crea presión en el lado de barlovento y succión en la sotavento y techos inclinados, y si la pendiente es muy alta, la fuerza de presión se genera en el lado de barlovento del techo.

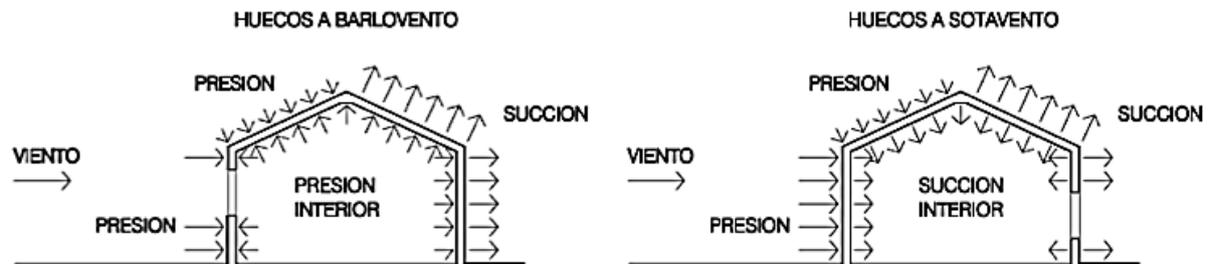


Figura 4. Presión del viento ejercidas en una construcción diáfana por Agüero [12].

Se debe analizar el impacto local de la presión del viento y las fuerzas que afectan a los principales sistemas estructurales sobre los elementos estructurales externos e internos del edificio [9]. Para calcular la resistencia de los detalles de la fuerza del viento, se calculó P y se determina su valor según la ecuación (6):

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_f \left[\frac{N}{m^2} \right] \quad (6)$$

Donde:

c_e = Coeficiente de entorno / altura

c_f = Coeficiente de forma.

P = Presión de cálculo expresada en [Pa]; $\left[\frac{N}{m^2} \right]$

ρ = Densidad del aire expresada en $\left[\frac{kg}{m^3} \right]$ (En general, se puede adoptar $1.25 \left[\frac{kg}{m^3} \right]$)

Para determinar c_f ver anexo 1.

Debido al desnivel de zonas, la velocidad del viento es variable y turbulenta. Sin embargo, debido a la velocidad constante, el diseño estructural toma una posición deformada y vibra desde esta posición.

- **Carga sísmica o factor Z (E)**

Las cargas creadas en la estructura están relacionadas con su masa (W) y altura desde el suelo (h); así como la aceleración del suelo y la cabida de disipación de energía de la estructura; [7]. Estas cargas se pueden definir como la fuerza estática horizontal (F) aplicada a la masa de toda la estructura en la figura 5 se observa detalladamente.

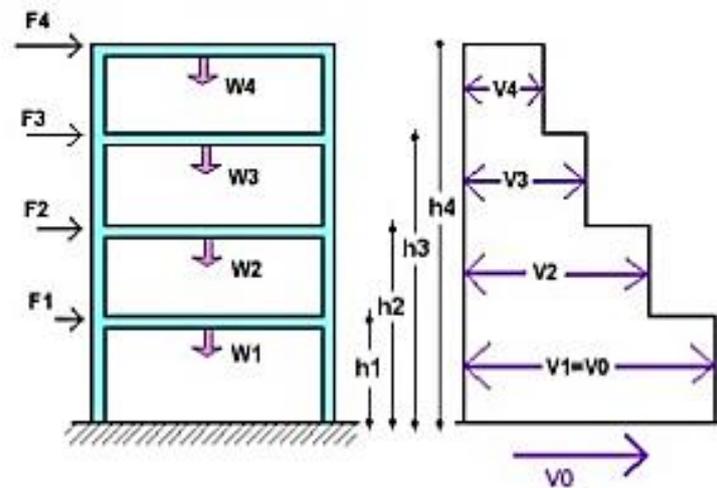


Figura 5. Comportamiento sísmico en una estructura.

Donde:

F = Fuerzas estáticas horizontales en $[kgf]$, $[N]$

w = Masas de las estructuras en $[kg]$

h = Altura $[m]$, $[in]$

v = Fuerza cortante en $[kgf]$, $[N]$

Para un edificio en uso normal, el valor Z se usa para representar la máxima aceleración que se espera de un sismo expresada a la debida gravedad. La tabla 7 muestra que el valor del factor z depende de la zona sísmica [8].

Tabla 7. Datos del factor Z con función de la zona sísmica adoptada [8].

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Características del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Datos tomados de la NEC 2015 del código NEC – SE – DS

En otros casos, la altura o esbeltez del edificio requiere un análisis dinámico para determinar la fuerza máxima que soportará la estructura [8].

En la figura 6 el mapa sísmico de lugares a partir de los efectos de un estudio de riesgo sísmico con una superación del 10 % durante 50 años, incluida la saturación a valores de aceleración sísmica de 0,50 g [8].

Todo el país se cataloga con amenaza sísmica alta, con excepción del:

- Oriente, se muestra sismo intermedio.
- La costa ecuatoriana tiene amenaza muy alta de sismo.

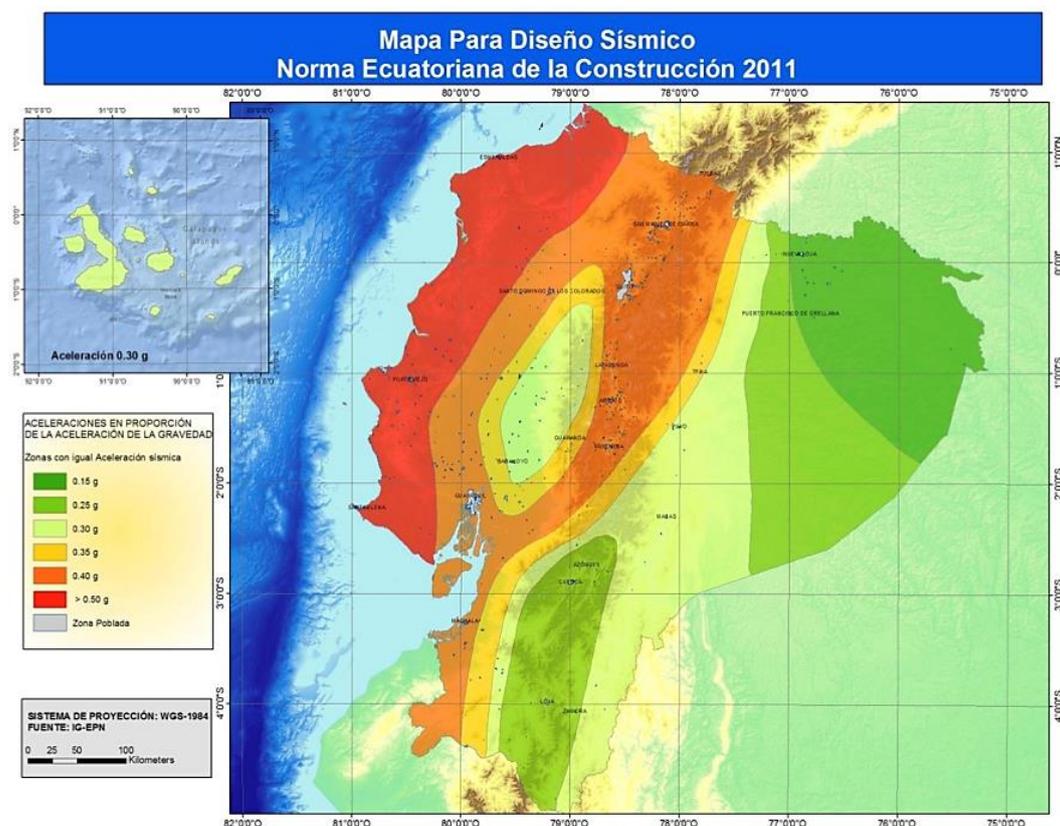


Figura 6. Mapa del Ecuador para diseño sísmico del código NEC – SE - DS [8].

La carga sísmica es proporcional al peso total de la estructura en el momento del sismo, y en el nivel máximo de carga, el esfuerzo cortante de diseño V de la cimentación aplicado a la estructura en una determinada dirección está determinado por la ecuación (7): [8].

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E}W \quad (7)$$

Donde:

V = Cortante basal total de diseño

I = Coeficiente de importancia

$S_a(T_a)$ = Espectro de diseño en aceleración

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

ϕ_P y ϕ_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación

W = Carga sísmica reactiva

T_a = Periodo de vibración

El periodo de vibración T de la estructura para cada dirección principal, será estimado a partir de una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas al aplicar sobre la edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la ecuación (8): [8].

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (8)$$

Donde:

T = Periodo de vibración.

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n = Altura máxima de la estructura en [m].

α = Impedancia del semi espacio.

El período primordial de vibrar de una edificación es una medida clave para diseño sísmico de una estructura, este valor se determina con la ecuación (8) y con las condiciones actuales que muestra en el Anexo 2 para estructuras de edificación él C_t y α .

El sismo de diseño se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico, los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño.

Para caracterizar este evento, puede también utilizarse un grupo de acelero gramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio, conforme lo establece esta norma.

La figura 7 da el espectro elástico de aceleración para el nivel sísmico diseñado S_a , expresado como una división de la aceleración gravitacional [8].

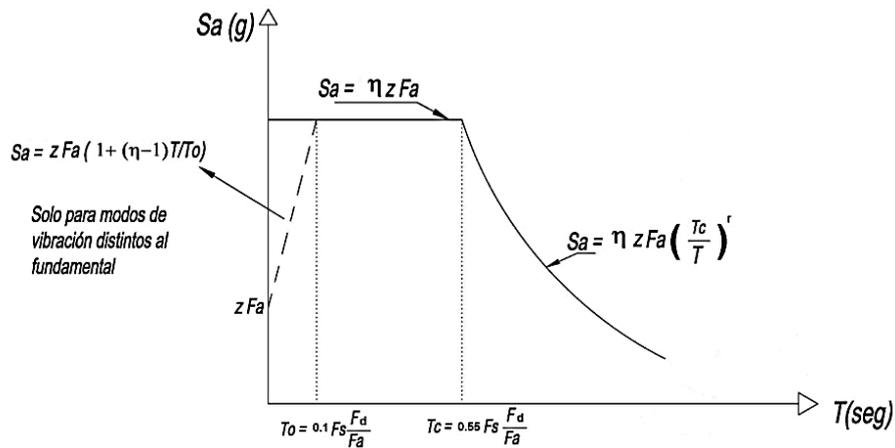


Figura 7. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño [8].

El espectro de amortiguamiento, que acata respecto al crítico de 5%, se calcula con las siguientes ecuaciones (9), (10), (11) y (12): [8].

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (9)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T \geq T_c \quad (10)$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (11)$$

$$T_0 = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (12)$$

Donde:

η = Razón entre la aceleración espectral

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

F_d = Coeficiente de amplificación de suelo

F_s = Coeficiente de amplificación de suelo

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

T = Periodo de vibración

T_o = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones

T_c = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño

1.4.6. Cargas de granizo (S)

Las partículas de hielo son cargas vivas distribuidas, que se aplican en las cubiertas. Se toma en cuenta para regiones del Ecuador con más de 1500 msnm, tal como se especifica en el CÓDIGO NEC - SE - CG [9]

La siguiente ecuación (13) establece la carga de granizo (S):

$$s = \rho_s \cdot H_s \quad (13)$$

Donde:

$$s = \text{Carga de granizo} \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right]$$

$$\rho_s = \text{Peso específico del granizo} \left(\text{en defecto: } 1000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right] \right)$$

$$H_s = \text{Altura de acumulación} [m]$$

- ✓ Para cubiertas con pendientes menores del 15%, se debe considerar una carga de granizo mínima de 51 kg/m².
- ✓ Para cubiertas con pendientes menores del 5%, se debe considerar una carga de granizo mínima de 100 kg/m². [9]

En sitios donde se considera la carga de granizo, se adiciona una sobrecarga de 1.0 kN/m² los volados, medido desde el borde hacia el apoyo y debe ser no menor a 1000 (mm) [7], [9].

1.5. Conexiones estructurales

Chazaro Carlos [13] señaló que las juntas forman los elementos básicos de las estructuras de acero y, se observa en la figura 8; estos elementos cruzan en los nodos para transferir fuerzas

entre ellos sujetos a las circunstancias del modelo. Las conexiones se pueden realizar con pernos de alta resistencia y/o soldadura.

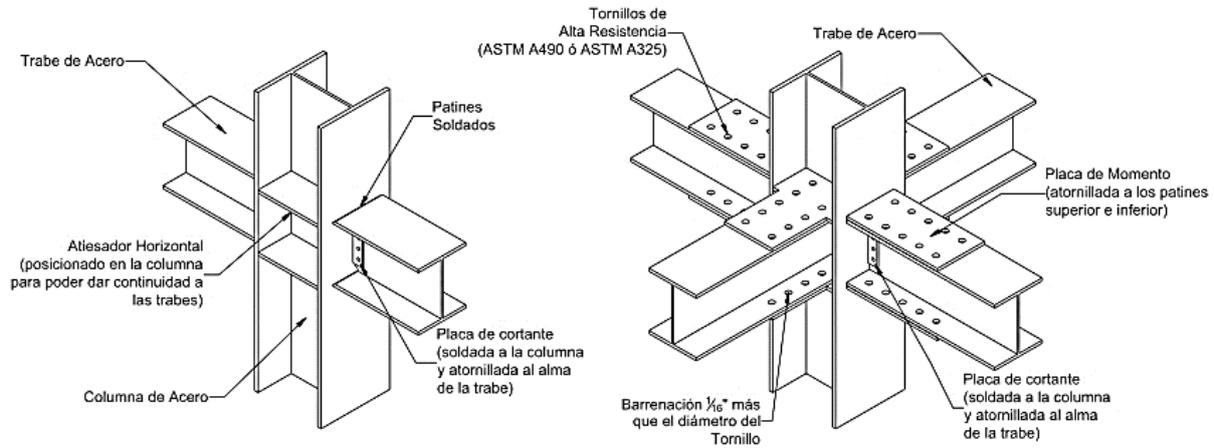


Figura 8. Elementos involucrados en una conexión [13].

Las conexiones dependen de un adecuado diseño y naturalmente de los procesos subsecuentes [11], en elaboración y en el montaje, la tabla 8 muestra las conexiones distintas por los dos métodos ASD y LRFD conexiones que pudieran existir.

Tabla 8. Conexiones según la ASD y LRFD [13].

	ASD	LRFD
Rígida	Tipo I	Totalmente restringida
Simple	Tipo II	Parcialmente restringida
Semi – rígida	Tipo III	Parcialmente restringida

Datos tomados de la AISC

La clasificación de las conexiones será a partir de las restricciones que tienen con respecto a girar de las conexiones será a partir de las restricciones que tienen con respecto a girar en el nodo donde se interceptan a conectarse [13].

1.5.1. Conexión rígida

Esta conexión figura 9 desarrolla rigidez infinita, no tiene rotación y se compensa con un par de fuerzas que generan el impedimento al giro en el nodo [13], esta conexión permite que el

marco proporcione una mayor rigidez contra el desplazamiento lateral debido a fuerzas imprevistas.

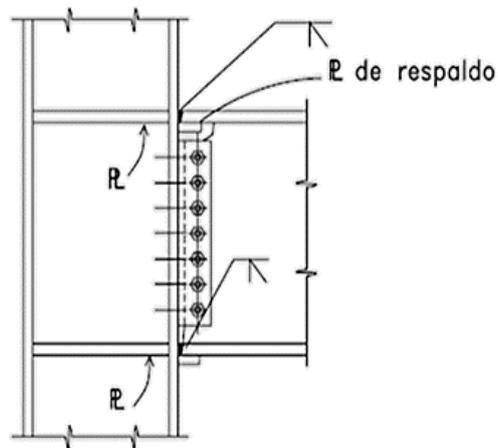


Figura 9. Conexión rígida o totalmente restringida [13].

Tanto el ala como los patines del perfil deben estar conectados de forma que se forme un momento que intente impedir el giro de la conexión, y la capacidad mínima debe soportar el 90% de la capacidad de la viga [11].

1.5.2. Conexión simple

Esta conexión figura 10 permite rotación en el nodo, tanto el apoyo fijo como el apoyo móvil se considera articulaciones, que permite rotación exactamente en el nodo y no hay restricciones contra el giro [13].

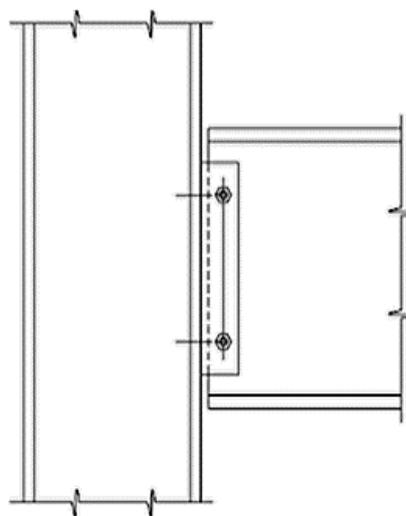


Figura 10. Conexión simple o Parcialmente restringida [13].

Los perfiles con estas condiciones deben conectarse exclusivamente al alma con de pernos de alta resistencia y que los patines queden desconectados. Para esta conexión el par generado debe ser menor al 20 % de resistencia a flexión de la junta.

1.5.3. *Conexión semi – rígida*

Esta conexión figura 11 tiene cero rigideces y la rigidez perdurable, aunque ningún material tiene rigidez infinita porque invariablemente sufrirá deformación [13].

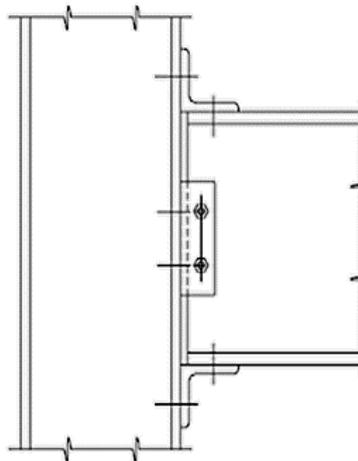


Figura 11. Conexión semi-rígida o parcialmente restringida [13].

1.5.4. *Conexiones con pernos de alta resistencia*

La tenacidad de pernos figura 12 establece su capacidad al que puedan ser sometidos a fuerza de tensión cuando registre apriete a los elementos de la conexión [11].

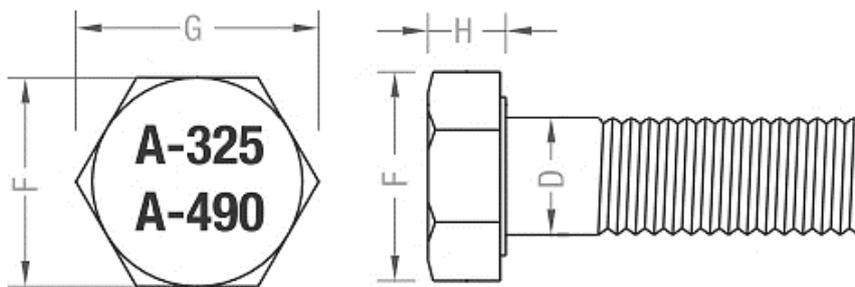


Figura 12. Tornillo de alta resistencia [13].

De acuerdo con las especificaciones del AISC [10], los tornillos de alta resistencia ASTM A-325 y A-490 se basa en la acción de apriete que produce con la tuerca hasta tensarse por lo menos un 70% de su resistencia mínima a la tensión.

La Tabla 11 muestra las especificaciones ASTM A-325 y A-490 indican en relación con el apriete de tornillos.

Tabla 9. Resistencia de tensión y cortante tipo aplastamiento de tornillos [13].

Elementos de unión	Resistencia a la tensión			Resistencia a corte en conexiones por aplastamiento		
	R_n	R_a ASD	R_u LRFD	R_n	R_a ASD	R_u LRFD
	$\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	$\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	$\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	$\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	$\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	$\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$
A-307	3165	1583	2374	1690	845	1268
A-325	6330	3165	6330	3370	1685	2528
A-490	7950	3975	7945	5270	2635	3953

Datos tomados de la AISC resumida

1.5.5. Conexiones con procesos de soldadura

Las principales características de este tipo de conexión soldada por arco según la norma Structural Welding Association [14]. A menudo se requieren aberturas de dirección soldadas mediante la producción de piezas estructurales, y la geometría de estas piezas puede sobresaltar el rendimiento de la pieza las figuras 13 y 14 indica el tamaño y forma de la viga y los orificios para el acceso a la soldadura que afecta a la deposición de metal.

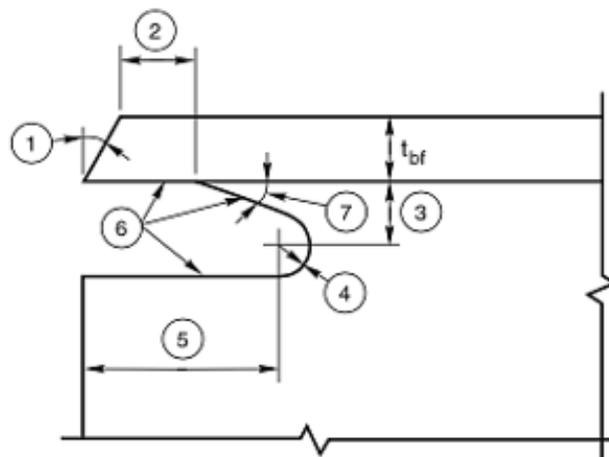


Figura 13. Geometría del orificio superior de acceso de viga AWS D1.1. 2000 [14].

Los orificios de acceso a la soldadura se requieren con frecuencia en la fabricación de componentes estructurales, la geometría de estos detalles estructurales puede afectar el desempeño de los componentes.

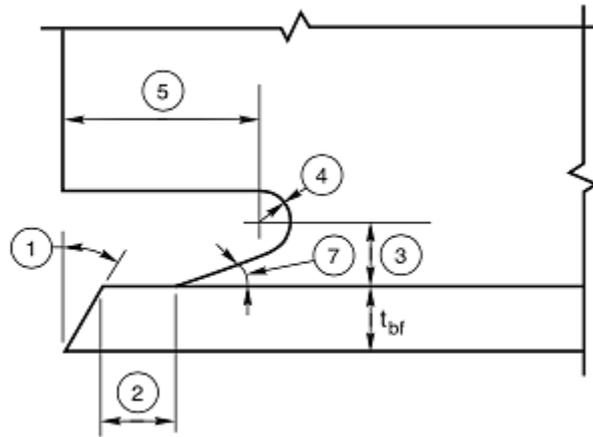


Figura 14. Geometría del orificio inferior de acceso de viga AWS D1.1. 2000 [14].

Donde:

- 1- Solicitación de bisel de penetración completa para la soldadura de ranura según procedimiento de control de calidad.
- 2- Mayor valor entre t_{bf} o $\frac{1}{2}$ in [12 mm], lo que sea mayor (mas $\frac{1}{2} t_{bf}$ a $\frac{1}{4} t_{bf}$)
- 3- La dimensión mínima debe ser $\frac{3}{4} t_{bf}$ o $\frac{3}{4}$ in [20 mm], lo que sea mayor la dimensión máxima será t_{bf} (mas $\frac{1}{4}$ in [6 mm])
- 4- Radio mínimo de $\frac{3}{8}$ in [10 mm]
- 5- $3 t_{bf}$ ($\pm \frac{1}{2}$ in [12 mm])
- 6- Requisitos de rugosidad de la superficie no debe exceder 500 micro pulgadas de acuerdo con la FEMA – 353 numeral 4.4. [15]
- 7- No se acumularán las tolerancias en la disposición en que el ángulo del corte del orificio de acceso exceda los 25° a la superficie del alma

La soldadura es un proceso de unión de materiales, cuando una conexión se efectúa por medio de soldadura en el cual se funden las superficies de contacto de dos o más partes soldadas mediante la aplicación de calor o presión [7], en algunos casos se agregan un material de aporte o relleno para facilitar la fusión, los tipos de la Sociedad Americana de soldadura (AWS) acepta cuatro procesos de soldadura en el campo de la infraestructura como se describe: [14]

- SMAW:** Soldadura por arco Metálico Protegido
- SAW:** Soldadura por arco sumergido
- GMAW:** Soldadura por arco metálico con gas
- FCAW:** Soldadura de arco con núcleo fundente

El proceso de soldadura **SMAW** es el utilizado por ser manual, mientras el resto de los procesos son automáticos o semiautomáticos.

1.5.6. Soldadura, sus tipos

Para estructuras metálicas los tipos principales de soldadura son:

Soldadura por ranura

Son usadas cuando los partes que se conectan están alineados en el mismo plano, requieren de una preparación especial en los bordes como se muestra en la figura 15 la posición de soldadura en ranura. [14]

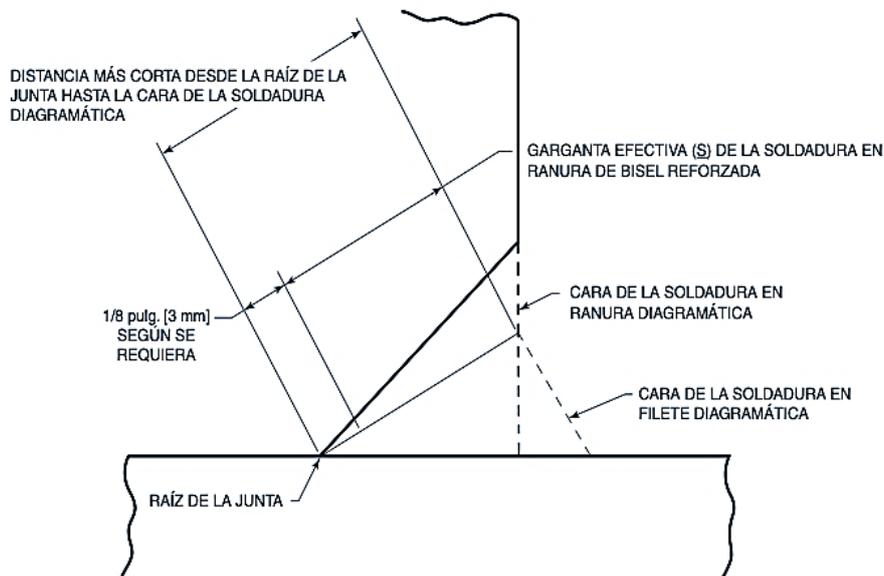


Figura 15. Soldadura con bisel en ranura con filete reforzada AWS D1.1. 2000 [14].

Otro tipo de soldadura es:

Soldadura por filete

Utilizadas cuando se traslapa los miembros de acero, son resistentes a la tensión y compresión son las más utilizadas para edificaciones estructural [14].

La posición se observa en la figura 16 para soldadura de filete.

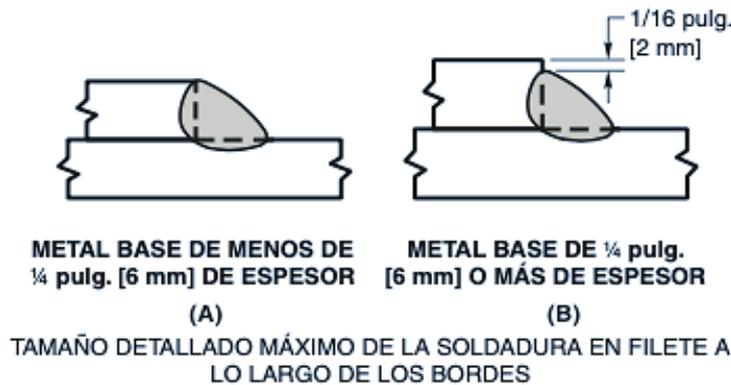


Figura 16. Soldadura en filete en las juntas traslapadas AWS D1.1. 2000 [14].

1.5.7. Nomenclatura de soldadura

Si se aplica correctamente, una soldadura puede ser tan duradera como el material al que se une. El metal de aporte proviene del electrodo y la temperatura durante el proceso es lo suficientemente alta como para crear el punto de fusión del material, según lo establecido por la Sociedad Estadounidense de Estándares de Soldadura.

La enumeración debe ser legible y distintivo si se desea realizar alguna notación como indica la figura 17.

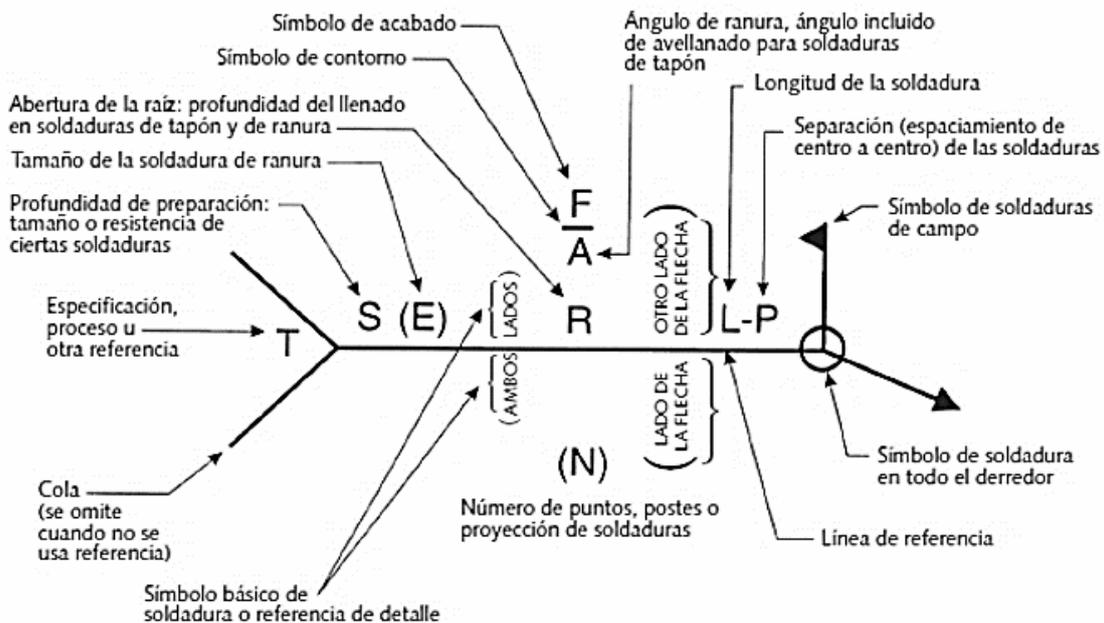


Figura 17. Nomenclatura de soldadura AWS [14].

La representación simbólica del tipo de soldadura según la AWS [14] para el uso de flechas y lectura se ejecuta de izquierda a derecha sin importar el extremo que se encuentre la flecha de señalamiento, la figura 18 muestra símbolos básicos de la norma AWS.

Símbolos básicos de soldadura									
Posterior	Filete	Tapón o ranura	Ranura o a tope						
			Cuadrado	V	Bisel	U	J	Ensanchamiento en V	Ensanchamiento de bisel
Símbolos suplementarios de soldadura									
Respaldo	Espaciado	Soldadura todo alrededor	Soldadura de campo	Contorno		Véase AWS A2.4 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura			
				Al ras	Convexo				

Figura 18. Simbología básica de soldadura AWS [14].

CAPÍTULO II:

2. MARCO METODOLÓGICO

2.1. Introducción al diseño

El diseño estructural es una metodología de investigación acerca de la estabilidad, la resistencia y la rigidez de las estructuras, su propósito es generar estabilidad en una estructura por medio del buen uso de los materiales y su diseño [7]. Para ello el proyectista de estructuras tiene el designio de lograr una estructura económica, segura y que cumplan con ciertos requisitos funcionales y estéticos. Para conseguirlo, el proyectista debe conocer suficientemente la mecánica y el análisis estructural, las propiedades de los materiales y la función del comportamiento de los elementos constitutivos de la estructura [16].

2.1.1. Procedimiento para el diseño estructural

Para lograr alcanzar un resultado deseado en un diseño estructural es necesario tomar varios puntos de vista, las cuales son:

- La necesidad y parámetros primarios
- Configuraciones geométricas de la distribución estructural
- Definición del tipo a través de normas para la edificación
- Modelación y estudio estructural
- Diseño de secciones estructurales apropiados
- Avalúo de cargas sobre la estructura
- Producción de planos generales (DWG y PDF)
- Lista de materiales

2.2. Criterio y especificación de las normativas

Las normas utilizadas en este diseño se consideran exigentes para una dimensión exacta y moderada.

2.2.1. AISC 360–16, NEC 2015 y AWS

Según el detalle de la (AISC 360–16) [10], el objetivo del análisis y diseño de la edificación es determinar la estabilidad global y local, así como la capacidad de las secciones estructurales ante las solicitaciones a las que está expuesta, y que han sido consideradas, con el fin de que la

estructura proporcione seguridad a sus ocupantes y cumpla con los requisitos y parámetros indicados en las normativas aplicables en el país.

Por el cual el diseño es realizar un análisis sismorresistente de fuerzas laterales equivalentes y modal espectral como requiere la normativa, que verifique satisfactoriamente los parámetros que indican las normativas, para de esta manera continuar con un diseño satisfactorio del proyecto técnico.

En cuanto a las normas de construcción ecuatorianas, las estructuras metálicas industriales [17] cobran cada día más importancia porque son más baratas y fáciles de construir, y sus usos son más diversos. En los últimos años, las tecnologías y ciencias estructurales se han desarrollado de forma tan manual y rápida que permiten diseñar y ejecutar estructuras con el objetivo de optimizar el montaje de estructuras metálicas y permitir realizar análisis de optimización en tiempos mucho más cortos fotograma [15].

2.2.2. Estructuras industriales

Jack C. McCormac [7] afirma que una estructura industrial es un conjunto de elementos resistentes, como se muestra en figura 19 capaces de mantener su forma y masa en el tiempo bajo las cargas y factores externos que debe soportar. Para resolver correctamente el problema de estabilidad industrial de un edificio, nave o planta industrial, es necesario conocer la función de su estructura, los esfuerzos obtenidos y los materiales utilizados para seleccionar los detalles y elementos estructurales. arreglos, según y resolver [17] punto singular.



Figura 19. Nave industrial.

2.3. Modelo de diseño

El diseño es tal que ningún de los requisitos especificados, tanto de resistencia como para

estados límites de servicio, podrán ser excedidos por la estructura cuando esta es evaluada para el total de combinaciones de cargas aplicables. El diseño por resistencia deberá ser realizando de acuerdo con las disposiciones del método **Diseño por Factores de Carga y Resistencia** (LRFD) o a las disposiciones del método **Diseño por Esfuerzos Permisibles** (ASD) [10].

2.3.1. Diseño por el método LRFD

Un diseño cumple con el código, si el componente estructural de diseño tiene la tenacidad de mayor o igual a la firmeza requerida determinada a partir de la combinación de carga LRFD [10] debe ocurrir de acuerdo con las condiciones de ecuación (14):

$$R_U \leq \phi \cdot R_n \quad (14)$$

Donde:

R_U = Resistencia requerida por las combinaciones LRFD

R_n = Resistencia nominal

ϕ = Factor de resistencia

ϕR_n = Resistencia de diseño

2.3.2. Diseño por el método ASD

Una estructura cumple con los requisitos de este código si la resistencia permitida para cada componente de la estructura es mayor o igual al aguante requerido determinada a partir de la combinación de carga ASD [10] Esto debe hacerse de acuerdo con las condiciones de la ecuación (15)

$$R_U = \frac{R_n}{\Omega} \quad (15)$$

Donde:

R_U = Resistencia requerida por las combinaciones ASD

R_n = Resistencia nominal

Ω = Factor de seguridad

$\frac{R_n}{\Omega}$ = Resistencia admisible

2.3.3. Combinaciones de cargas LRFD

El código, dice su resistencia de los elementos requeridos para el método LRFD está determinada por combinaciones de carga especificadas para en construcciones vigentes, que proporcionan los siguientes factores de carga de construcción basados en:

1. $1.4D$
2. $1.2D+1.6L+0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$

Si se consideran las fuerzas de viento o sismo :

3. $1.2D+1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R)+(L \text{ o } 0.8W)$
4. $1.2D+1.3W+0.5L+0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $1.2D+1.5E+(0.5L \text{ o } 0.2S)$
6. $1.2D+1.5E+(0.5L \text{ o } 0.2S)$

Para considerar el posible efecto de volteo :

7. $0.9D+(1.3W \text{ o } 1.5E)$

Donde:

D = Son las cargas muertas

L = Son las cargas vivas

L_r = Son las cargas vivas en techos

S = Son las cargas de nieve

R = Son las cargas por lluvia, granizo o hielo

W = Son las cargas de viento

E = Son las cargas sísmicas

Para pisos las cargas vivas superiores a 100 lb/ft² y cargas vivas de estacionamientos, el factor de carga (L) en la combinación de (3), (4) y (5) se toma 1.0, para otras cargas vivas se permite un factor de 0,5. Las cargas muertas tienen un factor de carga más bajo al de las cargas vivas.

2.4. Diseño de elementos

Se regirá bajo las descripciones AISC 360–16 y las normativas NEC 2015. Los métodos de diseño para la estabilidad de esta estructura se utilizan LRFD y ASD

2.4.1. Diseño de elementos a compresión

El análisis de un miembro cargado axialmente a compresión, se hace énfasis a su esbeltez λ la esbeltez se calculará mediante la ecuación (16) [10].

$$\lambda = \frac{K \cdot L_l}{r} \quad (16)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (17)$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva

L_l = Longitud no arriostrada lateralmente del miembro en [m]; [plg]

r = Radio de giro de en [m]; [plg]

I = Inercia del perfil en [m⁴]; [plg⁴]

A = Área de sección en [m²]; [plg²]

La determinación de K implica suponer el cumplimiento de varias hipótesis de condiciones reales, la longitud efectiva de pandeo en la figura 20 depende de su rigidez relativa de las vigas que ocurren al nudo respecto de la rigidez de la columna [10].

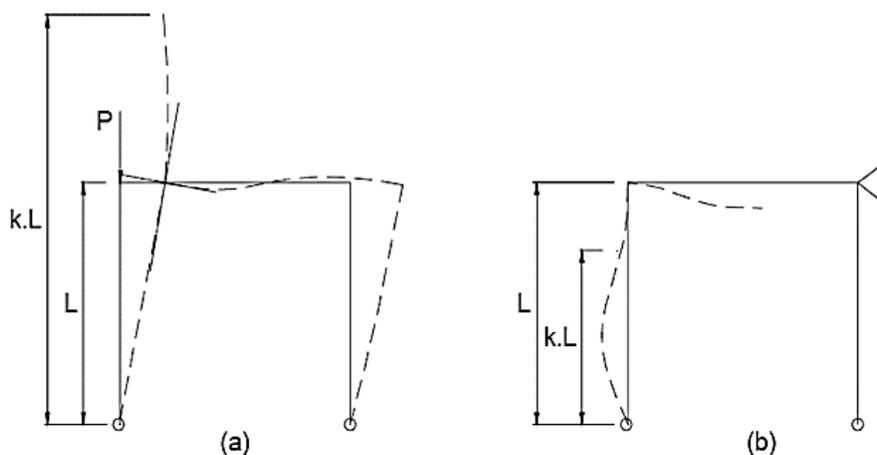


Figura 20. (a) pórticos no arriostrados y (b) pórtico arriostrado AISC [10].

Los valores de K es dificultoso e impreciso adoptar correspondientes a una columna componente de un pórtico, la figura 21 muestra valores teóricos de K dependiendo de la forma de pandeo que tiende a sufrir una columna.

La esbeltez no debe sea mayor que 2,0 para miembros a compresión de acuerdo con la AISC [10] el diseño satisface los requisitos cuando la tenacidad de compresión nominal P_n , es el valor con menos estados límites que aplican pandeo por flexión.

La forma de pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados de proyecto para condiciones reales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Condiciones de vínculo						

Figura 21. Factores de longitud efectiva K para el diseño de columnas AISC [10].

Ecuación de Euler

La teoría de las columnas se basa en la **ecuación (18)**, esto válido Euler para columnas largas, porque la carga crítica de flexión se calcula directamente [7].

$$P = EI \left(\frac{\pi^2}{L_d^2} \right) \quad (18)$$

Donde:

$L_d =$ *Distancia entre los puntos de inflexión de la elástica*

2.5. Diseño de pandeo por flexión

Para elementos uniformemente comprimido, la resistencia nominal P_n se determina a partir del estado límite de deflexión por flexión especificado por las condiciones de la ecuación (19) [10].

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (19)$$

Donde:

P_n = Resistencia nominal

F_{cr} = Tensión de pandeo por flexión

A_g = Área bruta de la sección transversal de un miembro $[cm^2]$; $[mm^2]$

La tensión de pandeo a flexión, F_{cr} , se muestra de dos maneras dependiendo de su esbeltez con las ecuaciones (20) y (21): [10].

$$(a) \text{ Cuando } \lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (20)$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y$$

$$(b) \text{ Cuando } \lambda > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (21)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del acero = $2040000 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$; $200000 [Mpa]$

F_e = Tensión de pandeo elástico determinada con la ecuación (22) $\left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$; $[Mpa]$

F_y = Tensión mínima de fluencia $\left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$; $[Mpa]$

La tensión de pandeo o inestabilidad elástica facilita en elementos comprimidos esbeltos, se lo determina con la ecuación (22) [10].

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (22)$$

2.5.1. Diseño de elementos a tracción

La capacidad resistente a tracción de los miembros estructurales será el menor valor que se obtenga de considerar los estados límite de Cedencia en la Sección del Área Total, Fractura en la Sección del Área Neta Efectiva y Ruptura por Cortante y Tensión combinadas

El cálculo a tracción P_n de los elementos, es decir, la resistencia a tracción admisible debe ser el valor más pequeño obtenido a partir del estado límite de fluencia calculado a partir de la sección bruta y el estado límite de rotura a tracción se calculado a partir de la sección neta [10].

(a) Fluencia neta a tracción de sección brutas se deduce con la **ecuación (23)**:

$$P_n = F_y \cdot A_g \quad (23)$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega_t = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(b) Ruptura a tracción en secciones netas se deduce con la ecuación (24):

$$P_n = F_u \cdot A_e \quad (24)$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega_t = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Donde:

$$A_e = \text{Área neta efectiva} \left[\text{cm}^2 \right]$$

$$F_u = \text{Tensión última mínima especificada} \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]; \left[\text{Mpa} \right]$$

$$\phi_t = \text{Factor de resistencia para estados a tracción LDRF}$$

$$\Omega_t = \text{Factor de resistencia para estados a tracción ASD}$$

2.5.2. Cálculo de área neta efectiva

Se define como el área bruta de la sección transversal menos el área de las ranuras, muescas o agujeros.

Para tornillo de alta resistencia, es necesario escalonar los agujeros a fin de tener un máximo de área neta en cualquier sección para resistir la carga, como se muestra en la figura 21. [18].

El área de la sección neta de la pieza considerando los efectos de concentración de esfuerzos y “retraso de cortante” debidos a la disposición de los medios de unión y a la posición relativa de la sección de transferencia de esfuerzos respecto del baricentro de la sección.

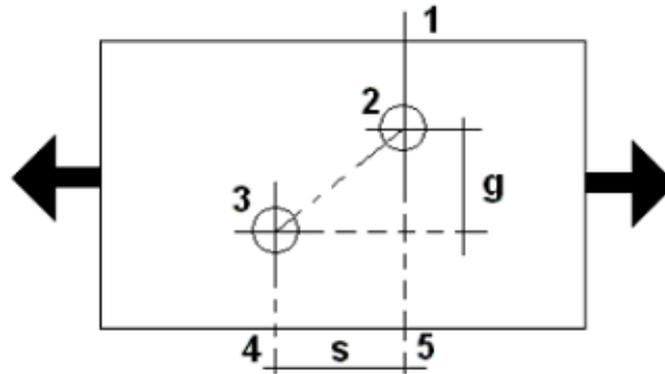


Figura 22. Agujeros escalonados en placa de conexión Víctor Escalante [18].

Es el área con resistencia a tensión a través de los agujeros en la cual hipotéticamente podría fallar el elemento traccionado, para conexiones atornilladas se determinar con la **ecuación (25)**:

$$A_e = A_n U \tag{25}$$

Donde:

U = Factor de corte diferido, como se muestra en la Figura (21)

A_n = Área con conexiones atornilladas de la sección transversal de un miembro.

Sí un miembro tiene dos lados simétricos localizados de una conexión, se mide desde el centro o del área más cercana, el **anexo 3** muestra el factor de corte diferido para algunas secciones que se utilizará [10].

2.5.3. Diseñando elementos a flexión

Esta sección se refiere a miembros prismáticos sujetos a flexión producida por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroide. Cuando haya excentricidades importantes en las conexiones, sus efectos deben tenerse en cuenta en el diseño del miembro.

En la figura 23 las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales a su eje longitudinal, la viga es el principal elemento esbelto que trabaja a flexión [18]. Los perfiles I son por lo general, las secciones más económicas para usarse como vigas por tener una mayor

cantidad de aceros concentrados en sus patines y poseen mayores momentos de inercia y momentos resistentes para un mismo peso [10].

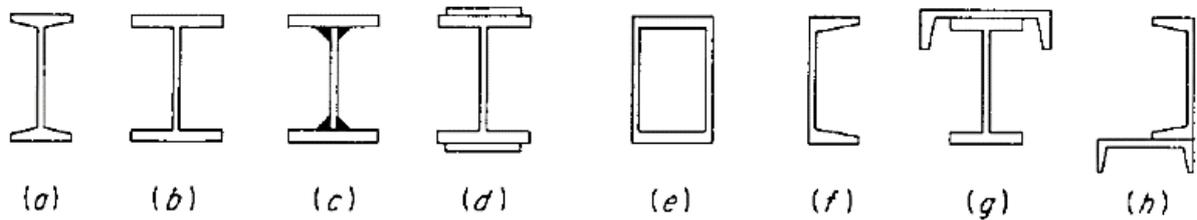


Figura 23. Tipos de secciones de elementos utilizados a flexión AISC [10].

Por lo general estas trabajan con secciones simétricas en flexión, y tienen que cumplir el esfuerzo admisible debe ser mayor o igual que el esfuerzo real como expresa la **ecuación (26)**. Si la carga se aplica perpendicular al eje X–X y en el centro del perfil entonces se tiene flexión simple [10].

$$f_b \leq F_b \quad (26)$$

Cuando está sujeta a momentos flexionantes el esfuerzo la viga en un punto cualquiera de la sección transversal se puede determinar con la ecuación (27) [10].

$$f_b = \frac{M \cdot C}{I} = \frac{M}{S} \quad (27)$$

Donde:

f_b = Esfuerzo a flexión real

F_b = Esfuerzo admisible por flexión o depende de la distancia entre apoyos

C = Distancia del eje neutro al extremo

S = Módulo de la sección bulado en el manual AISC

Esta ecuación es válida solo si la tensión máxima calculada en la viga que tenga menor límite elástico, y también se basa en el supuesto de la elasticidad de que la tensión es proporcional a la unidad de deformación [10]. Cuando la distribución de esfuerzos ha alcanzado la etapa de distribución plástica, se forma una articulación plástica, ver figura 24 ya que no puede resistir en esta sección ningún momento adicional [18].

Esta sección es aplicable a vigas laminadas, vigas formadas con lámina delgada y traveses hechas con placas soldadas, de sección I o en cajón, con dos ejes de simetría, cargadas en uno de los planos de simétrica, y a canales con las cargas situadas en un plano paralelo al alma que pasa por el centro de torsión o restringidas contra la rotación alrededor del eje longitudinal en las secciones en las que están aplicadas las cargas y en los apoyos.

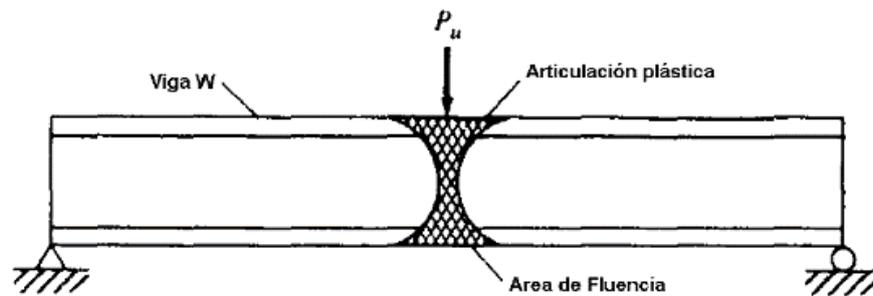


Figura 24. Articulación plástica en viga AISC [10].

El esfuerzo admisible y depende de la distancia entre apoyos se calculará según su requerimiento cumpla dependiendo con la **ecuación (28)** [10].

$$\begin{aligned}
 F_b &= 0.66 F_y \text{ si } L_a \leq L_c \\
 F_b &= 0.60 F_y \text{ si } L_c < L_a < L_u \\
 F_b &= 0.60 F_y \text{ si } L_a > L_u
 \end{aligned}
 \tag{28}$$

Donde:

L_a = Longitud entre apoyo

L_c = Longitud crítica entre apoyos

L_u = Longitud última entre apoyos

Según la resistencia nominal a pandeo, M_n es los valores calculados a partir de la tenacidad nominal de la sección y la resistencia a torsión [18]. Según la situación, se calcula a partir de la salida efectiva de la sección o en función de la reserva de capacidad inflexible. Para secciones con alas comprimidas armadas o parcialmente armadas:

$$\phi_b = 0.95 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Para secciones con alas comprimidas no atiesadas:

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi = 1.67 \text{ (ASD)}$$

La tenacidad nominal a la flexión, M_n , para el momento efectivo se calculará de acuerdo con la ecuación (29) [10].

$$M_n = S_e \cdot F_y \quad [\text{kg} \cdot \text{cm}] \quad (29)$$

Donde:

$S_e =$ Modulo elástico de la sección efectiva calculado en tracción o compresión $[\text{cm}^3]$

$F_y =$ Tensión de fluencia de diseño $\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$

$M_n =$ Resistencia nominal

$\phi =$ Factor de resistencia

$\phi_b =$ Factor de resistencia por flexión

La tenacidad al pandeo lateral según [10], usan factores de resistencias nominales determinados con el pandeo torsional de elementos tipo cajón, para establecer la resistencia de diseño en flexión.

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

Para tramos de elementos de simetría simple, doble o puntual, no arriostradas lateralmente sujetos a pandeo lateral torsional, la tenacidad nominal a flexión, [10], se calcula de acuerdo con la ecuación (30)

$$M_n = S_c \cdot \frac{M_c}{S_f} \quad [\text{kg} \cdot \text{cm}] \quad (30)$$

Donde:

$S_c =$ Módulo elástico de la sección efectiva calculado con relación a la fibra extrema en compresión F_c $[\text{cm}^3]$

$M_c =$ Momento crítico $[\text{kg} \cdot \text{cm}]$

$S_f =$ Módulo elástico de la sección total, no reducida, calculado para la fibra extrema comprimido $[\text{cm}^3]$

2.6. Conexiones

Para las conexiones se utilizó conexiones mixtas apernadas y soldadas.

2.6.1. Conexiones apernadas

El montaje de estructuras con pernos es un proceso muy rápido, requiere una mano de obra menos especializada que el uso de remaches o soldadura [13], [14]. De acuerdo con las descripciones del Manual de estructuras de acero de IMCA [16].

Cuando se utilizan conexiones atornilladas de alta resistencia, no es necesario endurecer las arandelas o las barras, y los daños a los sujetadores y las piezas conectadas pueden modificarse mediante conexiones de corte [11].

Falla en el sujetador

Considerando una unión traslapada la falla del sujetador ocurre como se observa en la figura 25 y el esfuerzo cortante promedio se calcula con la **ecuación (31)** [19].

$$f_v = \frac{P}{A} = \frac{P}{\pi \frac{d^2}{4}} \quad (31)$$

Donde:

P_s = Carga que actúa sobre un sujetador

d_t = Diámetro del tornillo

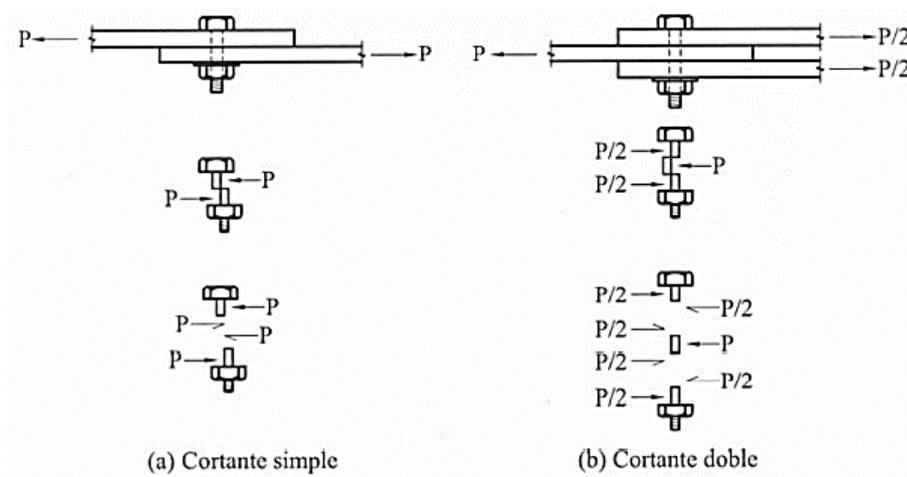


Figura 25. Conexión traslapada con cortantes simple y doble Thomas Murray [19].

Falla en las partes conectadas

La falla de las partes conectadas y caen en dos categorías generales.

a) Falla a tensión, cortante o flexiones excesivas en las partes conectadas

Al depender de los tipos de conexión y carga, los elementos de la conexión como placas de nudo y ángulos, el diseño de conexión de un miembro en tensión se hace, por lo regular, en paralelo con el diseño del mismo miembro ya que los dos procesos son interdependientes [19].

b) Falla debido al aplastamiento ejercido por los sujetadores

Si el agujero es ligeramente más grande que el sujetador y este colocado sueltamente en el agujero, el contacto entre el sujetador y la parte conectada existirá deformación en la mitad de la circunferencia del sujetador como se puede apreciar en la figura 26 cuando se aplique una carga [19].

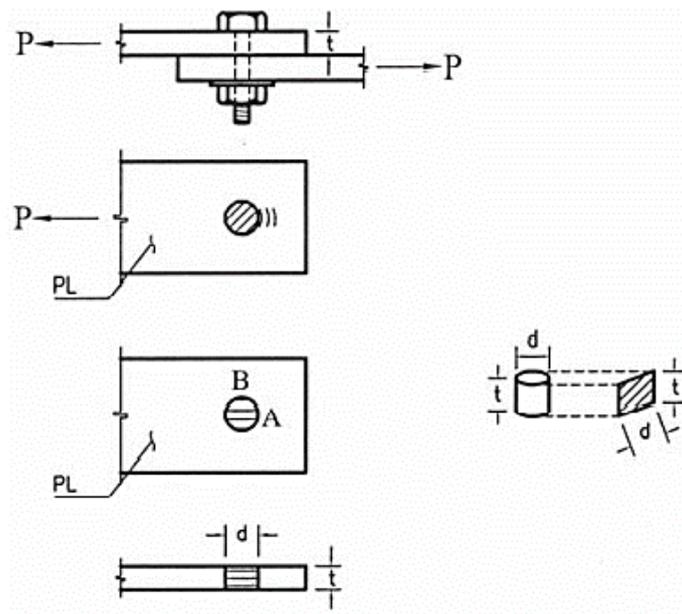


Figura 26. Agujero más grande que el diámetro del perno Thomas Murray [19].

El esfuerzo varía desde un máximo en A hasta B como se observa en la figura 26, por sencillez, se utiliza un esfuerzo promedio, calculando como la fuerza laborosa partida entre el área proyectada de contacto [19].

2.6.2. Resistencia por aplastamiento

La firmeza por aplastamiento los agujeros son ϕR_n , donde el factor de tenacidad ϕ es 0.75 y R_n es firmeza al aplastamiento se determina como:

Para un tornillo en una conexión hecho con agujeros estándar, agujeros alargados cortos y largos independientes de la dirección de la carga, la deformación en el agujero del tornillo que es causada por cargas de servicio se calcula con la ecuación (32) [10].

$$R_n = 1.5L_u t F_u \leq 3.0dt F_u \quad (32)$$

Para un tornillo en una conexión hecha con agujeros alargados largos que tenga la ranura perpendicular a la dirección de la fuerza con la **ecuación (33)**:

$$R_n = 1.0L_u t F_u \leq 2.0Dt F_u \quad (33)$$

Donde:

$R_n =$ Resistencia nominal de aplastamiento del material conectado [kg]

$F_u =$ Resistencia de tensión mínima específica en la parte crítica $\left[\frac{kg}{cm^2} \right]$

$L_c =$ Distancia libre en la dirección de fuerza entre agujero y borde del material [cm]

$D =$ Diámetro del tornillo [cm]

$t =$ Espesor del material conectado [cm]

Al determinar la firmeza por aplastamiento de un tornillo se determina L_c tomada desde el borde de la placa conectada la distancia mínima se calcula con la ecuación (34) [10].

$$h = d + 1.6[mm] \quad (34)$$

El límite superior será efectivo donde:

$$L_c = 2d$$

Con esta analogía se utiliza las ecuaciones (35) y (36) para determinar cuándo cumple el límite superior

$$L_c \leq 2d \text{ usar } R_n = 1.2 L_c t F_u \quad (35)$$

$$L_c > 2d \text{ usar } R_n = 2.4 L_c t F_u \quad (36)$$

2.6.3. Resistencia última a tensión para tornillos de alta resistencia

Se determina la resistencia a tensión última de tornillos A-325 y A-490 para diferentes diámetros ver la tabla 10 y con la ecuación (37) [10].

$$\phi R_n = \phi F_t A_t \quad (37)$$

Donde:

$\phi R_n =$ Resistencia de diseño tabulados. ver Tabla 13 [kg]

$A_t =$ Área de tornillo [cm²]

$F_t =$ Esfuerzo nominal tabulados. ver Tabla 12 $\left[\frac{kg}{cm^2} \right]$

Tabla 10. Esfuerzos de diseño de pernos a tensión última [10].

Descripción del sujetador	Esfuerzo de tensión	
	Factor de resistencia ϕ	Esfuerzo nominal $\left[\frac{kg}{cm^2} \right]$
Tornillo A-325	0.75	6330
Tornillo A-490		7945

Datos tomados de la AISC

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

Par el esfuerzo nominal datos tabulados que presenta la AISC tabla 11, el aspecto más relevante para este sistema son precisamente las conexiones viga columna las cuales debe asegurar una conexión precalificada [10].

Tabla 11. Aguante de diseño ϕR_n resistencia máxima de tornillos con alta resistencia [10].

Diámetro comercial [plg]	D [mm]	Área [cm ²]	A-325 [kg]	A-490 [kg]
3/8	9.50	0.71	-	-
1/2	12.70	1.27	6029	7568
5/8	15.90	1.99	9448	11858
3/4	19.10	2.87	13625	17102
7/8	22.20	3.87	18373	23060
1	25.40	5.07	24070	38211
1 1/8	28.60	6.42	30479	38255
1 1/4	31.80	7.94	37695	47312
1 3/8	34.90	9.57	45434	57025
1 1/2	38.10	11.40	54122	67930

Datos tomados de la AISC

Para número de tornillos

Con la ecuación (38) se determina en número de tornillos necesarios para una conexión

$$n = \frac{P_u}{\phi R_n} \quad (38)$$

$$P_u = 1.5(CM + CV) [kg] \quad (39)$$

Donde:

$CM = \text{Carga muerta totales}$

$CV = \text{Carga viva totales}$

$P_u = \text{Resistencia de diseño [kg]}$

2.7. Diseño de placa base de columnas

La columna es apoyada sobre la cimentación, es obligado que la carga que se tienda en un área tal que no se aplaste. El AISC toma la carga axial tal P_u causante en la columna y se trasfiere a la cimentación, y tendrá a torcer las partes de la placa base que quedan fuera de la columna, como se observa en la figura 27 [18].

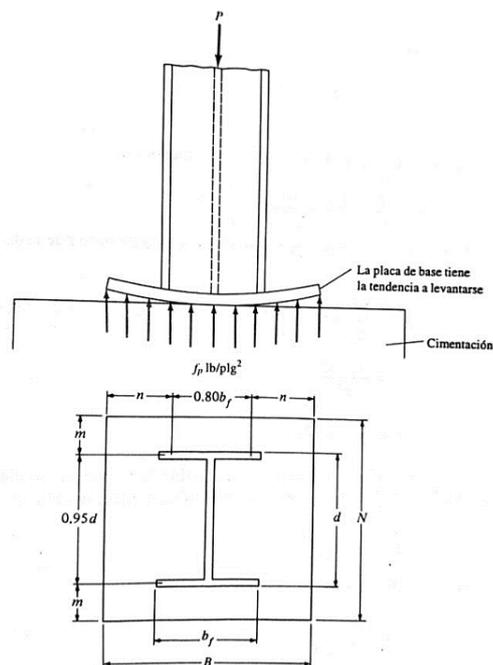


Figura 27. Placa base de columna con voladizo para anclajes [18].

Para el cálculo el AISC-LRFD toma los momentos máximos en voladizos en el saliente de placa en la zona de compresión. Supone un triángulo de influencia con dimensiones del 80% del ancho de la columna $0.80 b_f$ y el 95% del peralte total de columna $0.95d$, m y n se determina con la ecuación (40).

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (40)$$
$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2}$$

Donde:

b_f = Ancho del patín

d = Peralte total del perfil

B y N = Dimensiones de perfil

m y n = Longitud de vuelo de la placa base

El diseño de la placa base por aplastamiento es igual a la carga causante P_u , la placa base cubre el área total del pedestal de la cimentación en P_u se calcula con la **ecuación (41)** [18].

$$P_u = \phi_c 0.85 f'_c A_1 \quad (41)$$

Donde:

$\phi_c = 0.60$ por aplastamiento al hormigón LRFD

f'_c = Resistencia del hormigón a compresión $\geq 210 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$

A_1 = Área de la placa base

El espesor se calcula, con reseña de la **figura 26**, los momentos con vuelos en la placa de longitud m y n , se determina con la **ecuación (42)** en cada dirección de la placa [18].

$$t_p = m \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} \quad o \quad t_p = n \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} \quad (42)$$

Donde:

t_p = Espesor placa base

2.8. Diseño de anclaje

Las barras de anclaje son elemento cuyo objetivo es fijar dos materiales para transmitir cargas, se diseñan para transmitir sus cargas al hormigón por fricción, adherencia bloqueo mecánico y a la combinación de todas estas. La resistencia requerida según el manual de construcción en acero [16] dice que se transmite a través de la placa base.

Los factores incluyen en el diseño y selección de anclajes son:

- Resistencia y estado del hormigón f'_c

- Espesor del hormigón o profundidad de empotramiento
- Distancia entre anclajes
- Distancia entre el borde del hormigón y anclaje
- Carga que va a soportar

Las fuerzas que actúan en un anclaje, es la carga en cada perno F_o , que se transfiere al material base mediante una unión adhesiva F_1 denominada fuerza por adherencia entre en anclaje y el hormigón, también actúa una fuerza por presión F_2 al interior del anclaje cuando este tiene la base roscada o con arandela y turca se observa en la figura 28 [20].

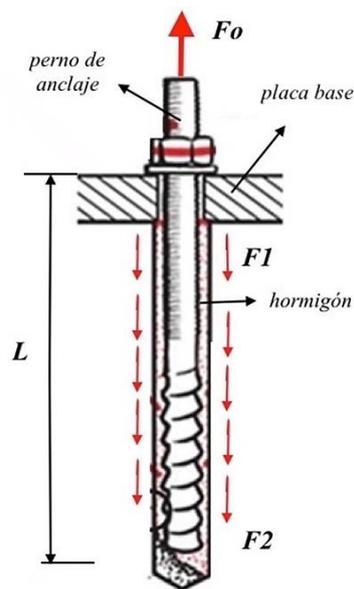


Figura 28. Varilla de anclaje roscado HILTI [20].

Trabajan cuando se tiene la acción de momento corte e interacción entre las dos, cada una de estas fuerzas generan diferentes esfuerzos y se los determina con la **ecuación (43)** secuencialmente [16].

$$\begin{aligned}
 M_f &= F d \\
 F_o &= \frac{F}{n} \\
 F_o &= F_1 + F_2 \\
 F_1 &= \pi \phi L \sigma_n \\
 F_2 &= A_a f'c
 \end{aligned}
 \tag{43}$$

Donde:

F_o = Fuerza en cada varilla de anclaje

M_f = Momento en flexión en la placa base de la columna

F = Carga soportada en la placa base

d = Altura de la columna a soportar [cm]

F_1 = Fuerza por adherencia

F_2 = Fuerza por presión

$$\sigma_h = \text{Esfuerzo en cada perno} = \left(5 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \right)$$

L = Longitud de anclaje [cm]

A_a = Área del anclaje [cm²]

ϕ = Diámetro de la varilla de anclaje [cm]

2.9. Diseño de rigidizadores o articulaciones

Son placas de apoyos denominadas rigidizadores que vienen conectados con la columna y la placa base mediante soldadura, se aplican para una excelente distribución de las fuerzas al apoyo en la placa base también para reducir el pandeo de las almas del perfil se lo observa en la **figura 29** [16].

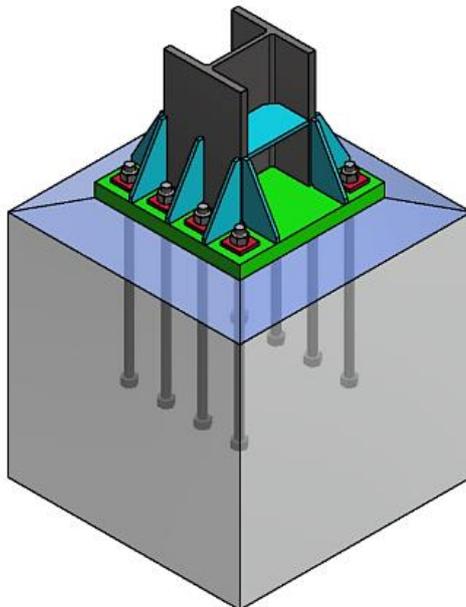


Figura 29. Rigidizadores en placa base.

Por lo general según el AISC [10] dice que el espesor de estas placas rigidizadores tienen el espesor menor o igual al espesor del alma de la sección para la columna, para la altura de estos se analiza cuando cumple las siguientes desigualdades mostrada en la ecuación (44)

$$L_s = \frac{\left(\frac{F_D}{n_c}\right) \Omega_t}{0.60 F_{EXX} \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)(w)} \quad (44)$$

Donde:

$F_D =$ Esfuerzo de diseño

$L_s =$ Longitud de rigidizador

$F_{EXX} =$ Esfuerzo de soldadura

$w =$ Espesor de filete de soldadura

La resistencia permisible de los rigidizadores deberá ser superior a tensión equivalente calculada con la **ecuación 45**:

$$\frac{F_y m t_c n_c}{\Omega_t} \geq F_D \quad (45)$$

Donde:

$F_D =$ Esfuerzo requerido para diseño

$m =$ Voladizo de la placa base

$t_c =$ Espesor de rigidizador

$n_c =$ Número de rigidizadores

$\Omega_t = 1.67$ factor de diseño método ASD

2.10. Soldaduras

Para este proceso, se aplica las disposiciones del código [14], las soldaduras utilizadas en la industria de la infraestructura para unir elementos estructurales con procesos de soldadura SMAW, GMAW y FCAW, son 2 los más utilizados para la conexión:

- Soldadura a tope
- Soldadura de filete

2.10.1. Soldadura a tope

El área efectiva de se considera como la distancia soldada y multiplicada por el espesor efectivo del cuello [14]. La garganta efectiva de una soldadura a tope con penetración completa (CJP) debe tener el espesor de junta más delgado. Las penetraciones parciales de garganta efectivas para soldaduras a tope se muestran en la Tabla 12. donde R es el radio de la superficie de la junta [18].

Tabla 12. Garganta efectiva para junta de penetración parcial [14].

Procesos de soldado	Posición de soldado	Tipo de surco	Garganta efectiva	Tamaño de surco V curvo
Arco de electrodo Revestido (SMAW)				5/8 R
Arco Metálico y Gas (GMAW)	Todas las posiciones	Bisel J o U 60° V	Profundidad del bisel	3/4 R
Arco con Núcleo Fundente (FCAW)				5/8 R

Datos de la norma American Welding Society AWS D1.1

2.10.2. Soldadura con filete

La soldadura el área efectiva de filete se considerada como la dimensión de soldadura repetida por la garganta efectiva [17]. El tamaño minúsculo del espesor de soldadura de filete no será pequeño la **Tabla 13.** muestra su tamaño requerido.

Tabla 13. Mínimo tamaño requerido para soldadura de filete [14].

Espesor de la parte unida más delgada [mm]	Tamaño mínimo de soldadura de filete [mm]
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

Datos de la norma American Welding Society AWS D1.1

2.11. Softwares utilizados

2.11.1. SAP 2000

Es un software orientado al estudio de armado estructural con elementos finitos, el 3D integrado en una interfaz a el cual realiza el modelado y entrega un informe relacionado con esfuerzos y destacando posibles errores en el análisis del diseño, teniendo una interpretación de las variables que pueden realizar un análisis iterativo del modelo planteado en el software [21].

2.11.2. Software Tekla Structures

El software Tekla Structures es muy eficaz de BIM estructurales asistido por computadora, donde crea, combina, gestiona y comparte modelos exactos en 3D con indagación que aportan eficiencia en cada etapa del proyecto de la edificación con la tecnología de modelos con información de construcción (BIM), se construye de forma digital uno o más modelos virtuales precisos, para garantizar antes del proceso de fabricación [22].

2.11.3. Software AutoCAD

Es un software presenciado por computadora (CAD) monopolizado para dibujo 2D y modelado 3D de forma exacta con sólidos, superficies y objetos de malla. Incluye características para automatizar tareas e impulsar la idealización con las tipologías de sistematización, colaboración y aprendizaje automático en proyectos con la tecnología TrustedDWG para garantizar la compatibilidad de los archivos DWG. [23].

CAPÍTULO III:

3. DIMENSIONES Y CÁLCULOS

3.1. Generalidades

Contiene al análisis y diseño estructural para una línea de galvanizado, considerando las cargas máximas y deformaciones.

3.2. Normas y códigos utilizados

El Código de Construcción Ecuatoriano 2015 (NEC-2015) es la base que tiene el Ecuador para diseñar y construir, por lo que el análisis y el diseño estructural básicamente se sustentó, refino, utilizando de normas extranjeras adicionales reconocidas como referencia para la elaboración de NEC- 2015. la aplicación de este estándar está respaldada y especificada en el mismo.

A continuación, se cita las normativas que sirvió de base para la elaboración este trabajo:

- Normas Ecuatorianas de la Edificación 2015 (NEC-2015), específicamente sus secciones:
 - ✓ NEC-SE-CG Cargas no sísmicas
 - ✓ NEC-SE-DS Peligro sísmico – Diseño sismo resistente
 - ✓ NEC-SE-AC Estructuras de acero.
- Normas extranjeras complementarias
 - ✓ AISC 360-10 Specification for Structural Steel Building – American Institute of Steel Construction.
 - ✓ AWS D1.M18 American Welding Society Welding Code–Seismic Supplement- American National Institute
 - ✓ ASME

3.3. Modelado de la estructura

Para el modelo del diseño se tomó de referencia de la planta de galvanizado de la Empresa SEDEMI S.A. para el modelo de diseño de la línea de galvanizado. Se considera el software ya que dice que el software de elementos finitos SAP2000 es capaz de determinar fuerzas internas en miembros, deformación y fuerzas de reacción en soportes.

3.3.1. Representación de la estructura

La figura 30 muestra al diseño de la estructura, está constituida por una nave industrial donde se instalarían los equipos para el proceso de galvanizado en caliente y un cuarto para oficinas del personal administrativo y de planta.

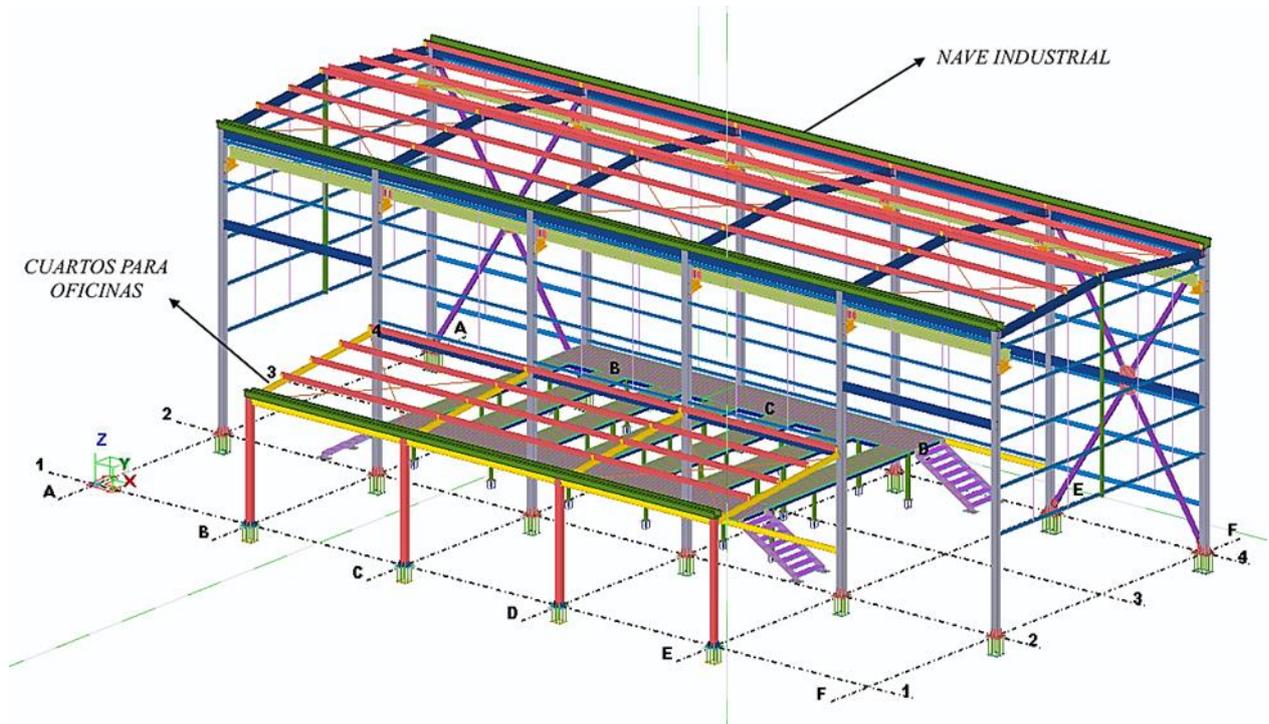


Figura 30. Distribución para una línea de galvanizado.

La nave industrial

Cuenta con dimensiones de 30.00 [m] de largo, 10.00 [m] de ancho con una altura de 10.30 [m] medidos desde el piso de cimentación al cumbrero de la cubierta, con un área de 300.00 [m²]; para su estructura se considera pórticos compuestos de vigas y columnas HI de acero, con una ménsula que soportará a un puente grúa con capacidad de 5000.00 [Kgf]; en el puente grúa se instalarían tecles para llevar a cabo el proceso de galvanizado, la cubierta del galpón industrial de dos aguas con una inclinación del 10 %, constituida con perfil de tipo G la cual soportará un techo de tipo panel galvalume, tensionada con varilla redonda corrugada que ayuda a formar un solo bloque de construcción y el arriostramiento de perfil con tubo rectangular y conexiones según las normas de sismo resistente.

Alrededor de las cubas dentro de la nave industrial se instalaría un mezzanine para el uso de supervisión durante el proceso de galvanización, a la altura de 1.50 [m] se instalaría piso de

grating como soportes medidos desde el piso de cimentación, el acceso al mezanine será por escaleras con columnas empotradas.

Cuarto de oficinas

Cuenta con dimensiones 18 m de largo con 6 m de ancho y la altura de 4.2 m, la cubierta de una sola agua con 10 % de caída y con área de 108 m². Para su estructura se considera pórticos compuestos de vigas y columnas HI de acero estructural, la cubierta se constituye con perfil de tipo IPE la cual soporta un techo de tipo panel galvalume y tensionada con varilla redonda corrugada que ayudan a formar un solo bloque.

3.3.2. Hipótesis del modelado

Las columnas y vigas son elementos cuya longitud es mucho mayor que las dimensiones de su sección transversal, por lo que se utilizarán elementos de referencia por parte de Sedemí S.A. tu modelo Los apoyos empotrados se colocarán en los extremos inferiores de las columnas y sus conexiones se considerarán resistentes a momentos, de modo que todos los extremos de los miembros transferirán esfuerzos y momentos. El diseño sísmico se llevará a cabo mediante los siguientes pasos para asegurar la suficiente rigidez y limitar la deformación:

- Figuras ordinarias, estados de cargas y métodos de diseño a utilizar
- Prediseño de la estructura.
- Estudio estructural y deformación debido a las fuerzas internas causantes, tipo cargas axiales, momentos flectores, cortantes y tensores mediante el software de elementos finitos SAP 2000
- Evaluaciones de las imperfecciones horizontales y verticales de la estructura.

3.3.3. Materiales y resistencia

El resumen de cantidades a considerar para el estudio estructural se observa en la tabla 14 contiguo con las propiedades físicas proporcionadas. El tipo de suelo para diseño sísmico se toma con tipo D, que tiene capacidad portante de 8.60 [Ton/m²], estos datos se tomaron de la NEC 2015.

Debe tenerse en cuenta si el diseño de las conexiones queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, por cargas muertas, vivas y de viento, o por una combinación en la que intervenga el sismo. Debe tenerse en cuenta si el diseño de las conexiones queda regido por cargas muertas

y vivas únicamente, por cargas muertas, vivas y de viento, o por una combinación en la que intervenga el sismo.

Tabla 14. Características de materiales manejados en el diseño [5].

Materiales	Peso específico $\left[\frac{kg}{m^3} \right]$	Resistencia $\left[\frac{kg}{cm^2} \right]$	Módulo de elasticidad $\left[\frac{kg}{cm^2} \right]$	Relación de Poisson
Acero ASTM A572 Gr 50	7850	4200	2100000	0.35
Acero ASTM A36		2530		

Datos tomados de catálogos de IPAC

3.4. Estado de cargas

3.4.1. Carga muerta empleada (D)

Se tomará el peso de los elementos estimados en el modelo. El software calcula automáticamente el peso propio con función de la geometría de las secciones y los materiales señaladas en la tabla 16 por lo que adicionalmente se agregan algunas cargas muertas, en la tabla 15 se detalla estas cargas.

Tabla 15. Resumen de carga muerta de la nave industrial tomados de la NEC 2015 [9].

Detalle	Valor $\left[\frac{kg}{m^2} \right]$	Observaciones
Peso de cubierta	20,00	Panel acústico
instalaciones	8,00	Estas varían entre 5 a 10 kg/m ²
Cielo falso	-	Para nave industrial no se usa
Canales de agua lluvia	25,00	Aplicadas a correas perimetrales
Total	28,00	

Datos tomados de la NEC 2015

Para las cargas del cuarto de oficinas se discurren los siguientes datos de cargas muertas como muestra el resumen la tabla 16. Los requisitos generales de diseño correspondientes a estados límite de servicio se incluyen en las normas de disposiciones generales de seguridad Estructural. Los valores de los parámetros que aseguran un comportamiento adecuado desde el punto de vista de servicio, como pueden ser flechas máximas o periodos de vibraciones, deben escogerse teniendo en cuenta el uso que se dará a la estructura.

Tabla 16. Resumen de datos para carga muerta del cuarto de oficinas [9].

Detalle	Valor $\left[\frac{kg}{m^2}\right]$	Observaciones
Peso de cubierta	20,00	Panel acústico
instalaciones	8,00	Estas varían entre 5 a 10 kg/m ²
Cielo falso	21,00	Para nave industrial no se usa
Canales de agua lluvia	25,00	Aplicadas a correas perimetrales
Total	49,00	

Datos tomados de la NEC 2015

3.4.2. Carga viva empleada (L)

Las sobre cargas utilizadas para el cómputo se detalla con la tabla 17 depende de la ocupación a la se consignada a la edificación, como dice la NEC 2015 para cargas no sísmicas se considera carga viva de 70 [kg/m²] para cubierta inclinada con el 10% tanto para la nave industrial y cuarto de oficinas.

Tabla 17. Resumen de datos para carga viva [9].

Detalle	Valor $\left[\frac{kg}{m^2}\right]$	Observaciones
Cubierta plana e inclinada	70,00	Cubierta inclinada con 10 %
Total	70,00	

Datos tomados de la NEC 2015

Para el diseño se considera una acumulación del granizo en corto tiempo tomando en cuenta la región de la sierra con más de 1500 msnm, las cargas de granizo para cubiertas con pendientes menores del 15% el código de la NEC 2015 considera una carga de granizo mínima de 50 [kg/m²]; la cubierta del diseño tiene 10 % de pendiente, entonces se utiliza este dato tabla 18.

Tabla 18. Resumen de datos para carga de granizo o ceniza [9].

Detalle	Valor $\left[\frac{kg}{m^2}\right]$	Observaciones
Acumulación en corto tiempo	50,00	Carga mínima a pendiente menor del 15 % carga de granizo o de ceniza
Total	50,00	

Datos tomados de la NEC 2015

3.4.3. Cargas de viento

Basándose con la norma NEC 2015 se establecería la presión de barlovento y sotavento como indica la tabla 7 para barlovento y sotavento los datos de C_f se consideran para superficies inclinadas a 15° o menos. Para la velocidad del viento se determina con la ecuación (5).

$$V_b = V \cdot \sigma$$

$$V_b = 21 \left[\frac{m}{s} \right] * 1.00$$

$$V_b = 21.00 \left[\frac{m}{s} \right]$$

La velocidad instantánea para el diseño está dada por la normativa será mayor que 21 [m/s] para edificaciones de hasta 10 [m] de altura, en el área rural se plantea un coeficiente sin obstrucción ver tabla 6 Para el cálculo de las presiones con la ecuación (6) en las diferentes áreas de la nave industrial tanto para barlovento y sotavento.

✓ Presión de viento en techo a barlovento

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

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 \left[\frac{kg}{m^3} \right] * \left(21 \left[\frac{m}{s} \right] \right)^2 * 1.30 * 0.30$$

$$P = 107.49 \left[\frac{kg}{m s^2} \right]$$

$$P = \frac{107.49 \left[\frac{kg}{m s^2} \right]}{9.81 \left[\frac{m}{s^2} \right]} = 10.96 \left[\frac{kg}{m^2} \right]$$

✓ Presión de viento en techo a sotavento

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

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 \left[\frac{kg}{m^3} \right] * \left(21 \left[\frac{m}{s} \right] \right)^2 * 1.30 * (-0,60)$$

$$P = -214.98 \left[\frac{kg}{m s^2} \right]$$

$$P = \frac{-214.98 \left[\frac{kg}{m s^2} \right]}{9.81 \left[\frac{m}{s^2} \right]} = -21.91 \left[\frac{kg}{m^2} \right]$$

Las tablas 19 y 20 presentan el resumen de datos y cálculos formulados para carga de viento en barlovento y sotavento en el diseño. Cuando el viento actúa sobre un obstáculo, genera presiones sobre su superficie que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección.

Tabla 19. Carga de viento en barlovento [9].

Detalle	Valor	Observaciones
ρ	1,25	Densidad del aire en kg/m ³
v	21,00	Velocidad del aire en m/s
Ce	1,30	Altura de entorno ASCE 7-16
Cf	0,30	Coefficiente de forma
Total	10,96	kg/m²

Datos tomados de la NEC 2015

Cuando el suelo del sitio de desplante sea blando o compresible, se considera los efectos que en la respuesta ante la acción del viento pueda provocar la interacción entre el suelo y la

construcción, los suelos blandos para los cuales esta interacción es significativa, serán aquellos que tengan una velocidad media de propagación de ondas de cortante menor que 700 m/s. Es la parte opuesta, es decir, la parte hacia donde se dirige el viento,³ o la parte al resguardo del viento.

Tabla 20. Carga de viento en sotavento [9].

Detalle	Valor	Observaciones
ρ	1,25	Densidad del aire en kg/m^3
v	21,00	Velocidad del aire en m/s
C_e	1,30	Altura de entorno ASCE 7-16
C_f	-0,60	Coefficiente de forma
Total	-21.92	kg/m^2

Datos tomados de la NEC 2015

3.4.4. Las cargas sísmicas ($E_x - E_y$)

Para el análisis del comportamiento sometida a sollicitaciones sísmicas se considera datos de la NEC 2015 del código NEC–SE–DS. con el factor Z .

- $Z = 0.4$ Zona sísmica tomadas de la tabla 8.
- D Tipo de suelo se considera para la región sierra.
 - $n = 2.48$
 - $f_a = 1$
 - $f_d = 1.6$
 - $f_s = 1.9$
 - $\alpha = 0.8$
 - $C_t = 0.072$
- $I = 1.0$ Factor de importancia
- $R = 3.0$ Coeficiente de reducción inelástica

- $\varphi_e = 1.0$ Factor de irregularidad en elevación
- $\varphi_p = 0.9$ Factor de irregularidad en planta
- $h_n = 10$ [m] Altura en metros, medidos desde la base al punto más alto de la estructura

Espectro elástico del periodo de vibración para el:

$$\begin{array}{lll}
 T_c = 0.55 f_s \cdot \frac{f_d}{f_a} & T_o = 0.1 f_s \cdot \frac{f_d}{f_a} & T = C_t h_n^\alpha \\
 T_c = 0.55 * \frac{1.6}{1} & T_o = 0.1 * 1.9 * \frac{1.6}{1} & T = 0.072 * 10^{0.8} \\
 T_c = 1.67 & T_o = 0.30 & T = 0.45
 \end{array}$$

Se toma el valor de T para seleccionar el valor de K de los siguientes valores:

Valores de T (s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5 T$
> 2.5	2

Habiendo $K = 1$

El procesamiento de datos del periodo de vibración T , T_c y T_o ejecuta la comprobación de $0 \leq T \leq T_c$ para el espectro de contestación elástico de aceleración se expresa de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 S_a &= \eta Z F a \\
 S_a &= 2.48 * 0.4 * 1 \\
 S_a &= 1.12
 \end{aligned}$$

Cálculo del coeficiente basal de diseño

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E} W \\
 V &= \frac{1 * 1.12}{3 * 1 * 1} W \\
 V &= 0.37 W
 \end{aligned}$$

El valor W analiza el software SAP 2000, quedando expresado como $V = 0.37 W$

De los siguientes datos se obtiene una gráfica de espectro de diseño elástico ver figura 31 y de espectro reducido, las cargas sísmicas resultan del método estático equivalente, considerando un comportamiento cuasi elástico de la estructura.

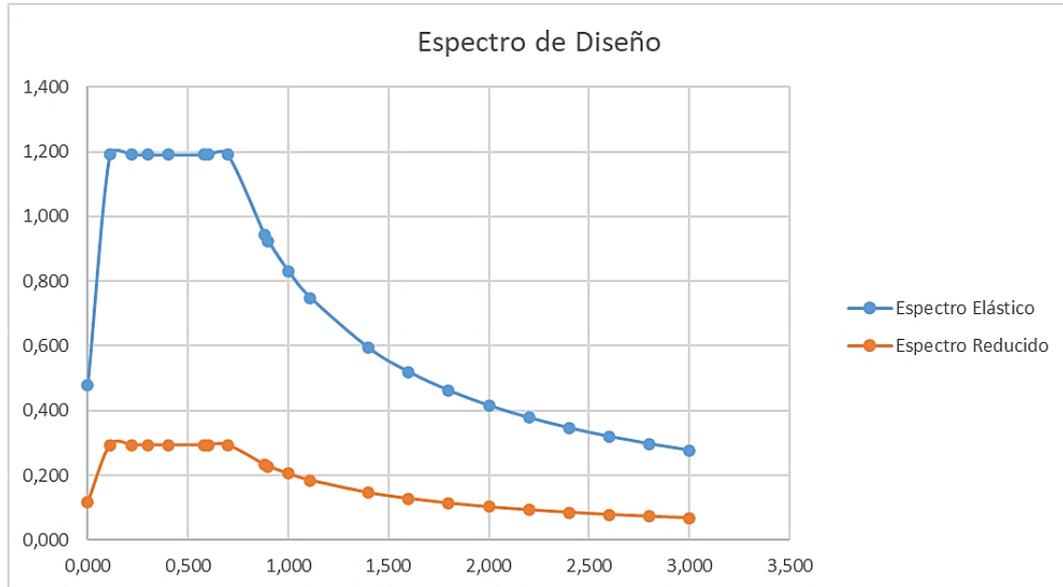


Figura 31. Grafica de espectro elástico y espectro reducido.

Obteniendo un análisis se utilizó una combinación modal espectral para la determinación de las cargas sísmicas para la trayectoria de análisis (X e Y), se aplicó el 100% de la carga sísmica en la dirección de análisis y se adiciona el 30% con orientación perpendicular.

3.5. Aspecto de diseño

Para el modelo tridimensional se utilizó el software de análisis por elementos finitos SAP 2000, en el cual se ingresaron datos de geometrías, distancias, restricciones y cargas para las estructuras idealizadas.

Se realizó una guía matemática estructural en tres dimensiones donde se incluye la distribución sideral de rigideces y masas de todo el método estructural resistente, con el propósito de representar de la manera más cercana la estructura a analizarse. Se consideró las uniones a las columnas como empotramiento con la finalidad de restringir las deformaciones generadas por los elementos de cubierta.

Para ello se usarán uniones mixtas soldadas y apernadas que permitan producir la restricción de giro asociada a conexiones rígidas. Se comienza definiendo el sistema de cuadrículas.

Las figuras 32 y 33 para algunos elementos considerando las alturas de columnas, cubrero de cubierta, ménsulas para el puente grúa, mezanine y fachadas.

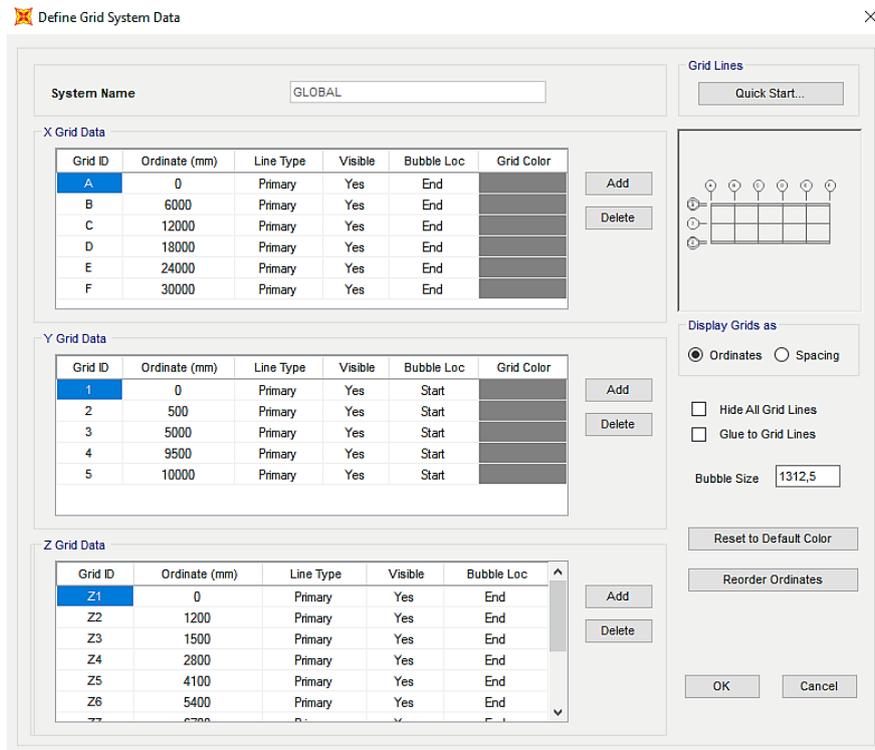


Figura 32. Definición de cuadrícula para el galpón.

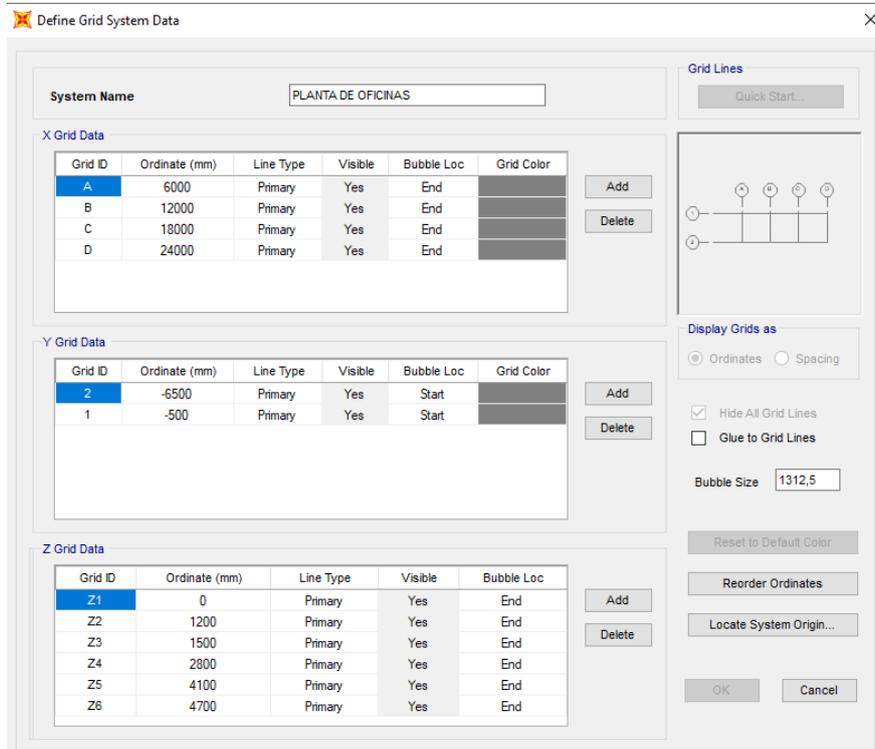


Figura 33. Definición de cuadrícula para el cuarto de oficinas.

3.5.1. Material estructural

El material figura 34 corresponde a estructura metálica, para los perfiles principales como vigas se considera acero ASTM 572Gr50 y para elementos secundarios como las correas o perfiles G, se considera ASTM A36.

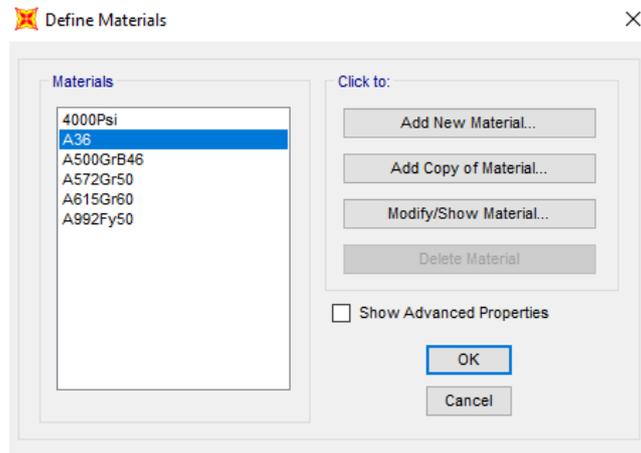


Figura 34. Definición de materiales.

3.5.2. Secciones de diseño

Para las columnas y vigas que son principales se utiliza perfiles con secciones HI fabricados en caliente o armados en 3 placas, para perfiles tubulares de diferentes secciones se utiliza del catálogo de IPAC se detallan en el **anexo 3** las secciones de los perfiles utilizados se muestran desde la figura 35 hasta la figura 45.

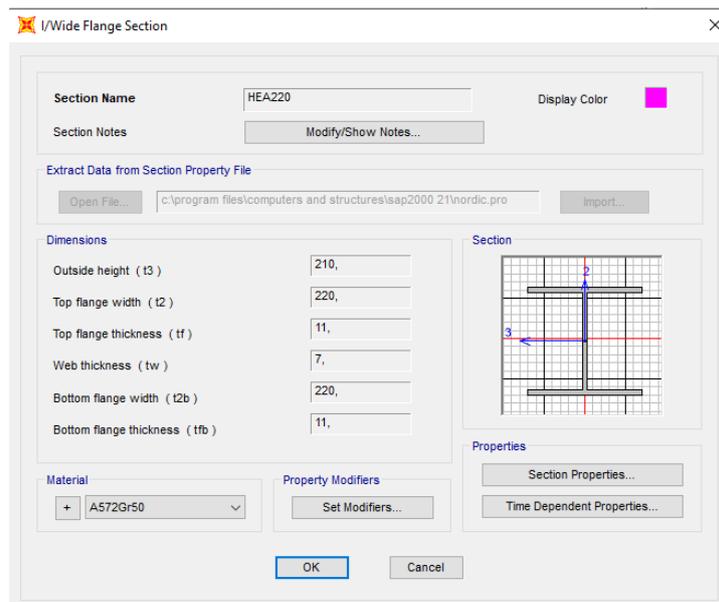


Figura 35. Sección de perfil HE 220A para columnas.

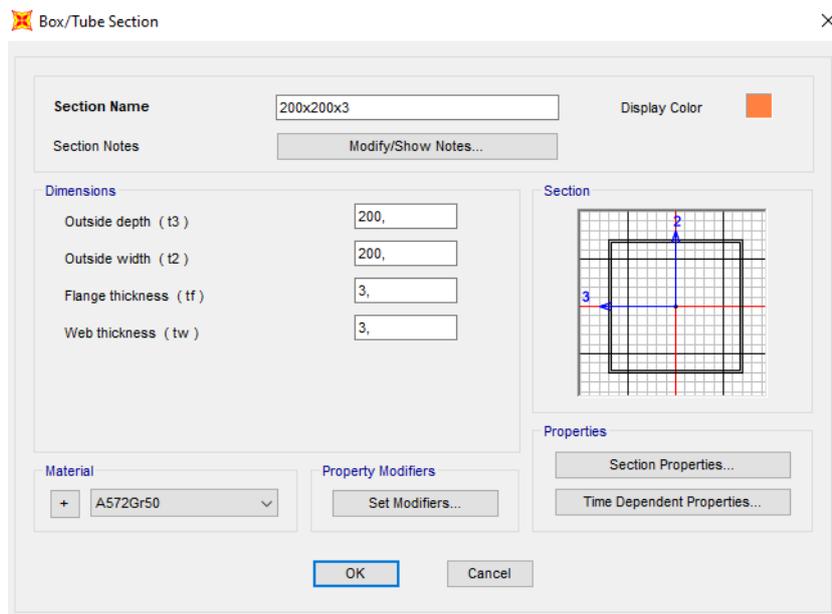


Figura 36. Sección para columna de cuarto de oficinas TC 200x200x3.

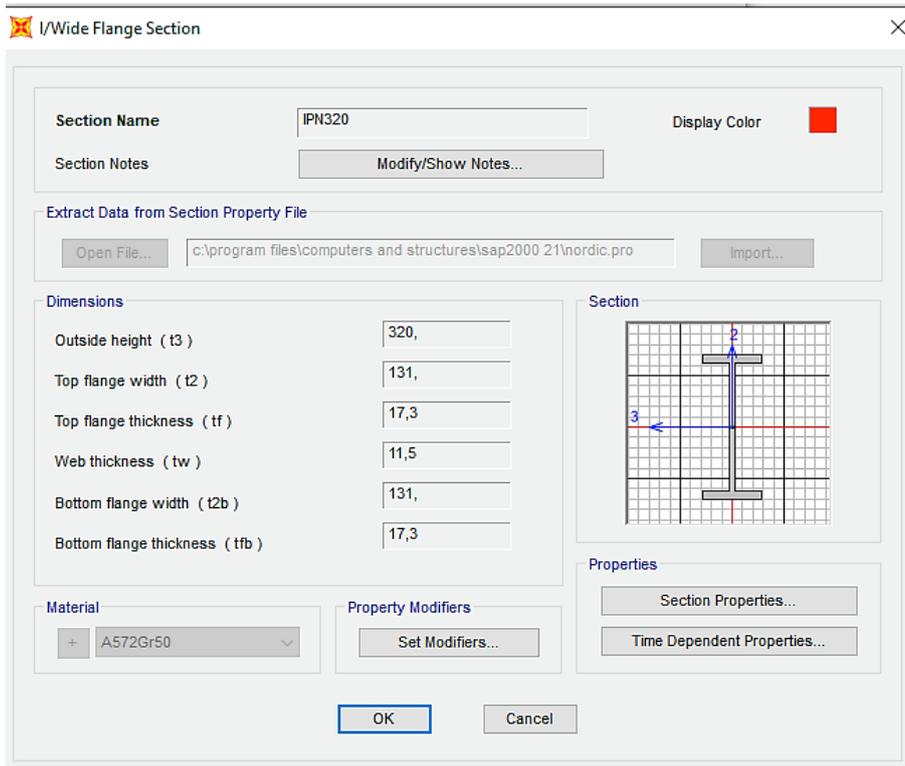


Figura 37. Sección de perfil para viga carrilera del puente grúa IPN 320.

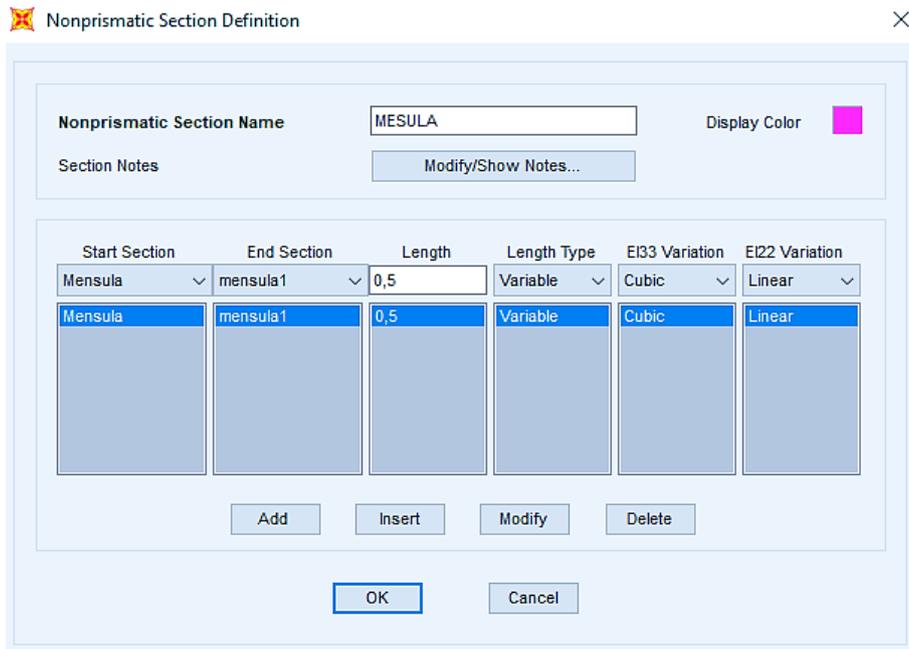


Figura 38. Sección de la Ménsula viga de sección variable HI 350–250x8x12–220.

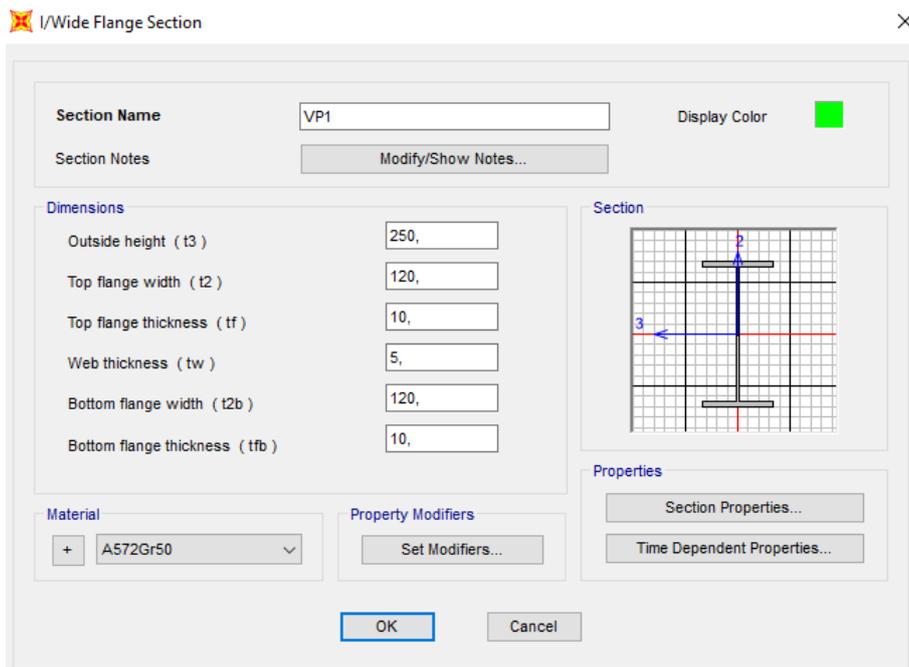


Figura 39. Sección de viga secundaria HI 250x5x10x120.

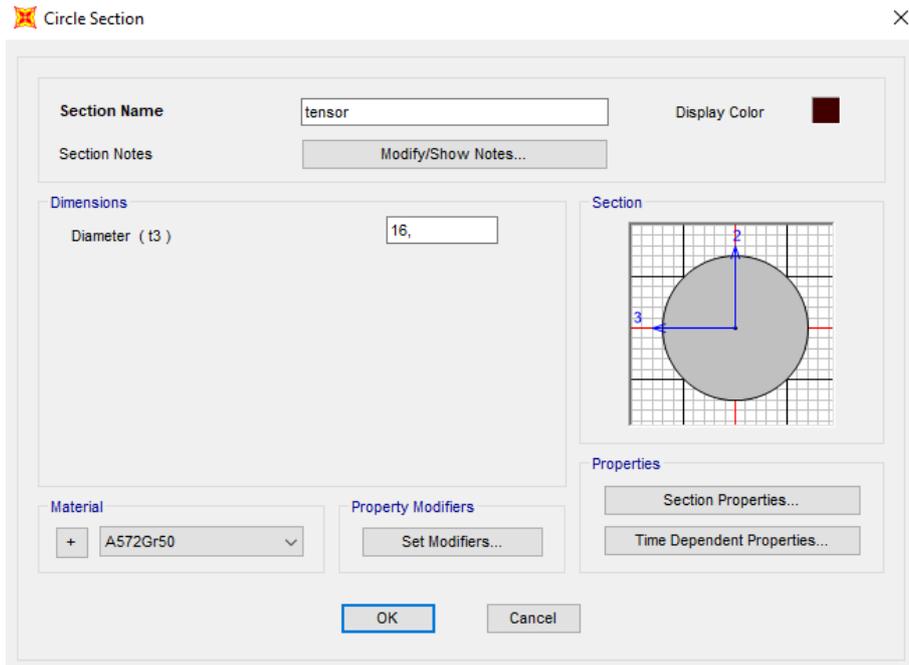


Figura 40. Sección de tensor Ø 16mm.

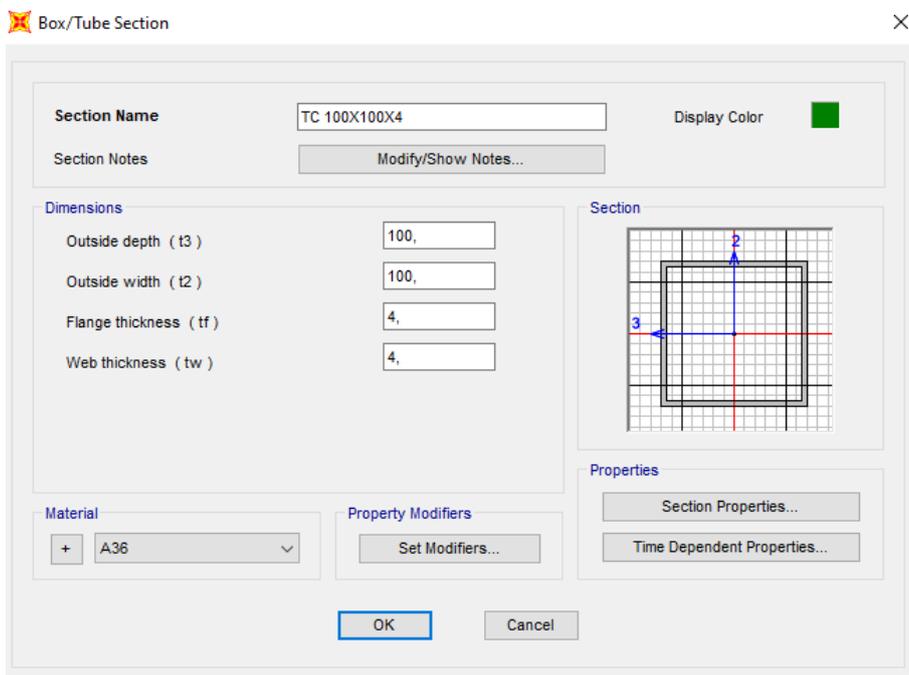


Figura 41. Sección de perfil tubular para columnas de mezanine TC 100x100x4.

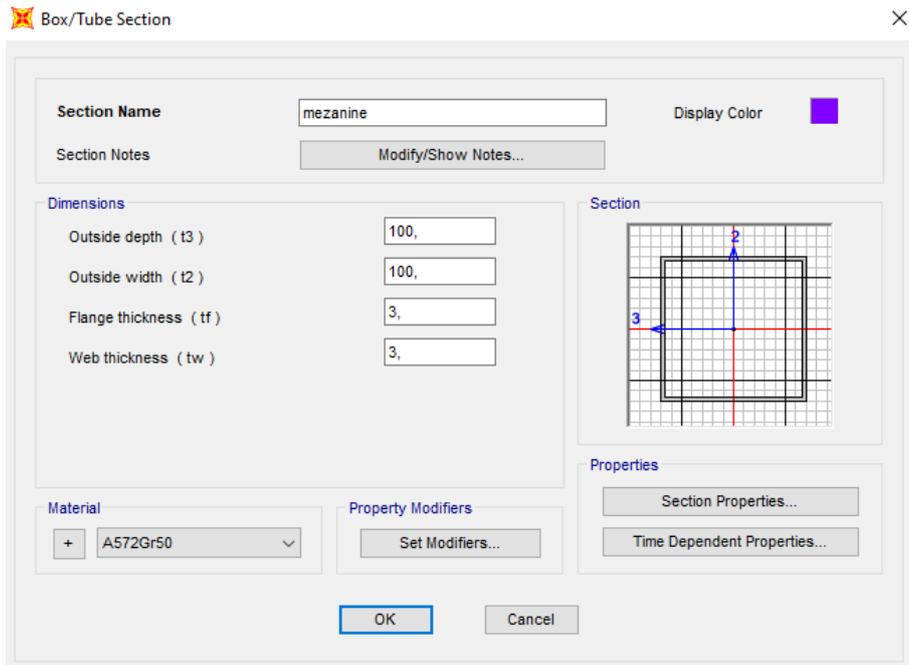


Figura 42. Sección de perfil tubular para vigas del mezanine TC 100x100x3.

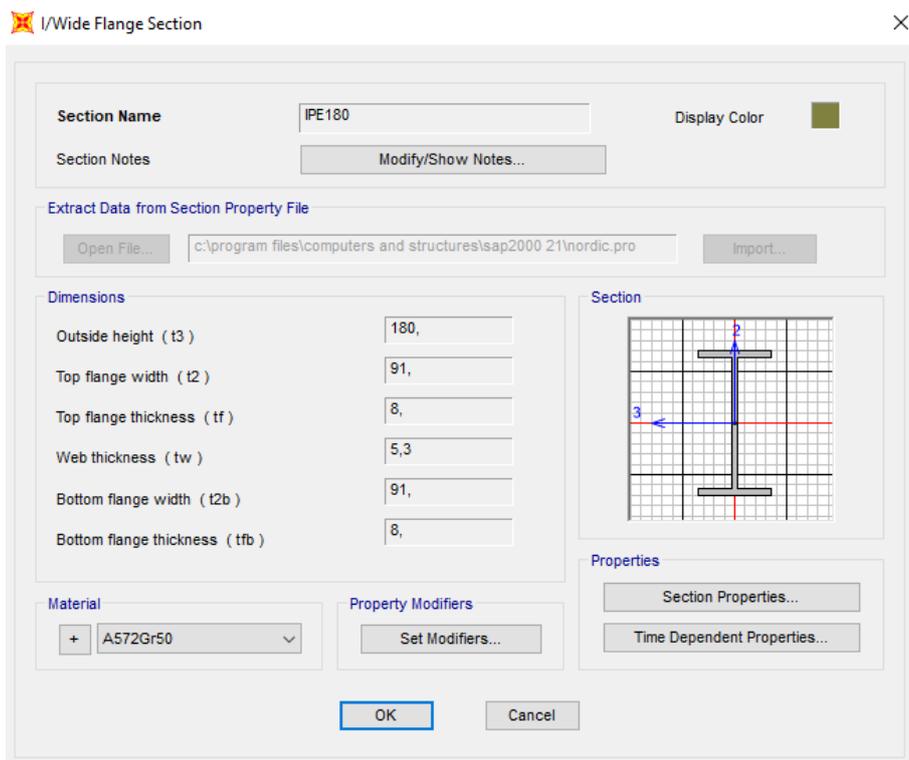


Figura 43. Sección de viga del cuarto para oficina IPE 180.

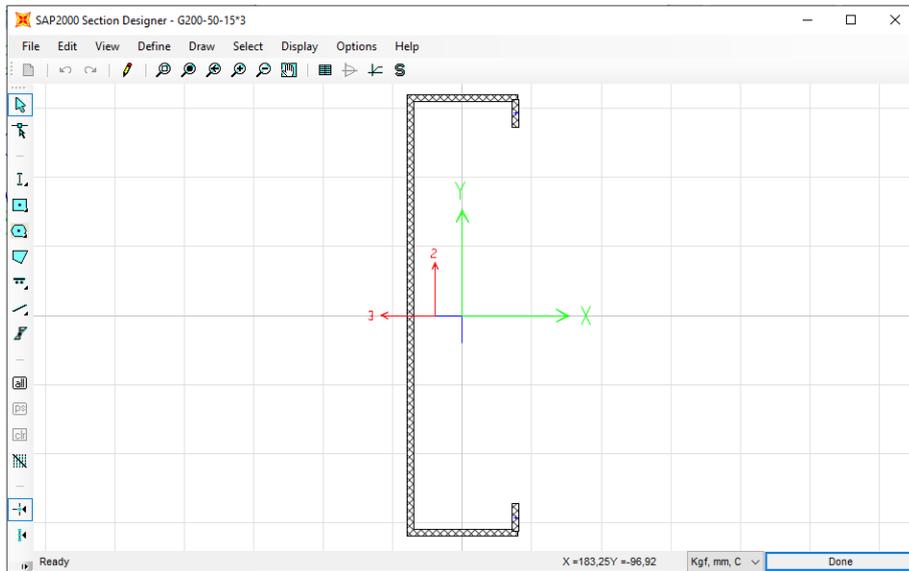


Figura 44. Sección de perfil G 200-50-15-3 para cubierta.

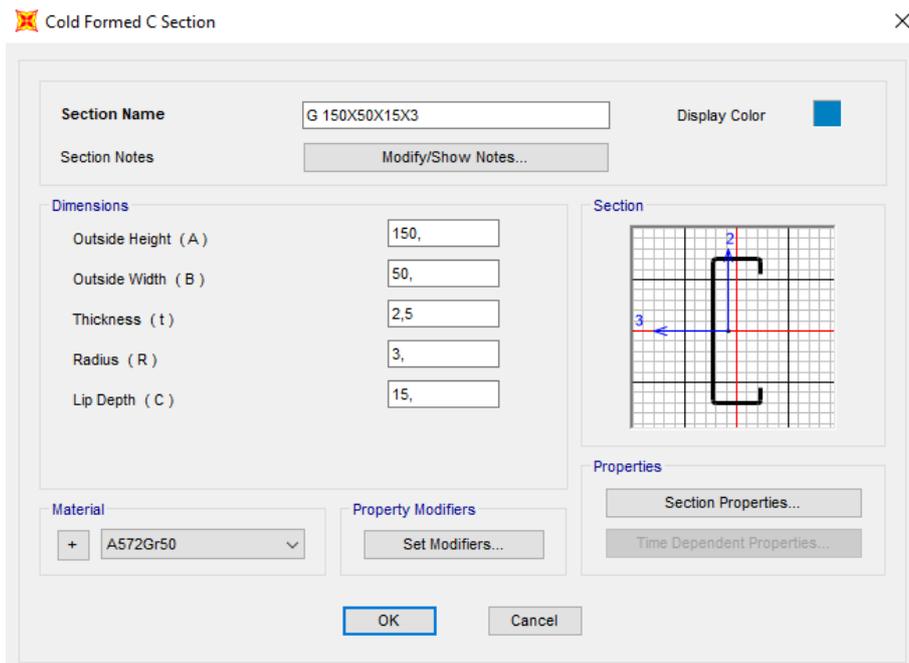


Figura 45. Sección de perfil G 150-50-15-3 para chasis.

El diseño de correas, deben estar articuladas para su desempeño total y el pórtico sea quien se lleve todas las cargas a resistir. Las correas o largueros, que reciben directamente la carga del material de la cubierta para transmitirlo a las cerchas a través de los nudos, pueden diseñarse como una viga con celosía o como otra armadura en cuyo caso la carga uniformemente distribuida se puede asumir puntualizada en los nudos superiores. Se libera los momentos en

las diagonales y correas se observa en la figura 46 para proceder a meter todas las cargas existentes y su combinación.

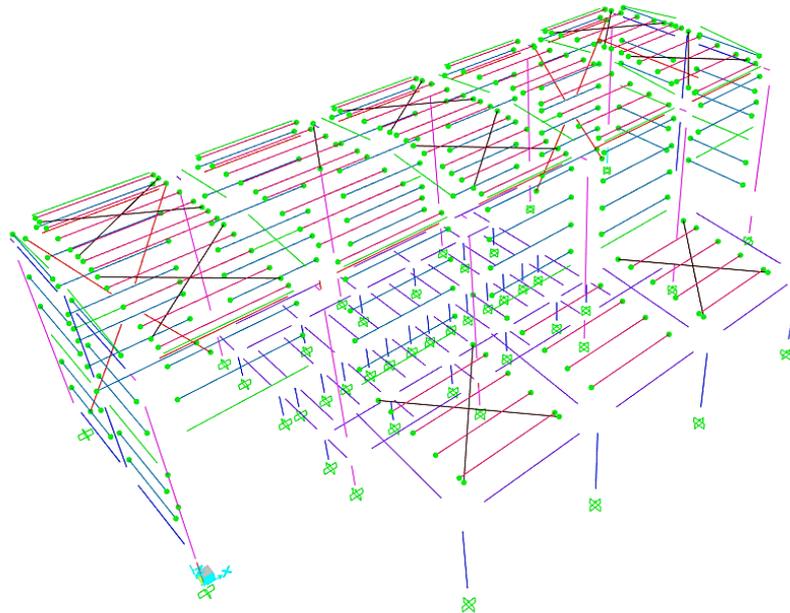


Figura 46. Liberación de momentos en correas y diagonales.

3.6. Combinación de cargas

Las combinaciones se las realizaría de acuerdo con las cargas que tiene la estructura tabla 21 son las combinaciones utilizadas: cargas gravitatorias, cargas de viento, cargas sísmicas y factores de seguridad exponen los casos a considerar, según la norma NEC2015.

Tabla 21. Combinación de cargas

	Detalle	D	L	Lr	E	S	W	R
DISEÑO	COMB 1	1,4						
	COMB 2	1,2	1,6	0,5		0,5		0,5
	COMB 3	1,2	1,6	1,6		1,6	0,8	1,6
	COMB 4	1,2	0,5	0,5		0,5	1,3	0,5
SERVICIO	COMB 5	1,2	0,5		1,5	0,2		
	COMB 6	1,2	0,5		1,5	0,2		
	COMB 7	0,9			1,5		1,3	

Los diagramas rígidos son para sistemas de edificaciones, esta habilidad hace una conectividad de nodos para el análisis global con las siguientes combinaciones de cargas figura 47.

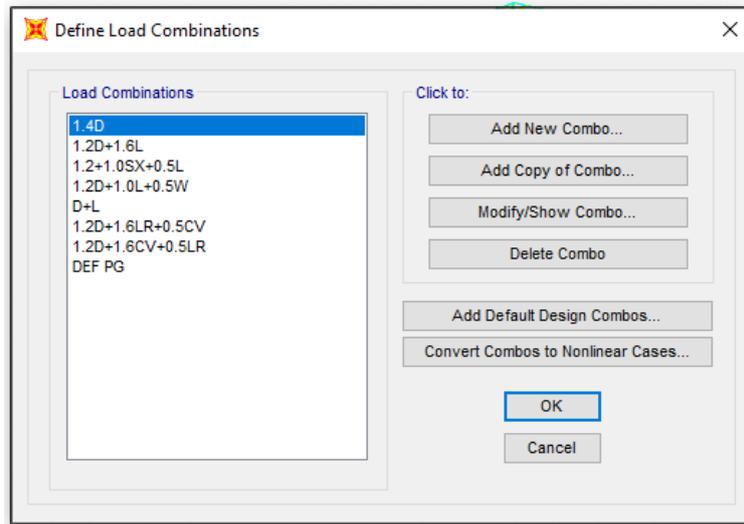


Figura 47. Combinaciones de carga hacia la ejecución de la simulación.

También incluyo carga de servicio para mantenimiento, el peso de la canaleta de agua. Debido al método usado figura 48 para analizar la estructura metálica, al utilizar el método directo se han tenido también en consideración los requisitos adicionales especificados en AISC 360-16 e incluyendo cargas ficticias y efectos p-delta. Para los factores en el análisis global de tipo de longitud efectiva con un sistema OMF.

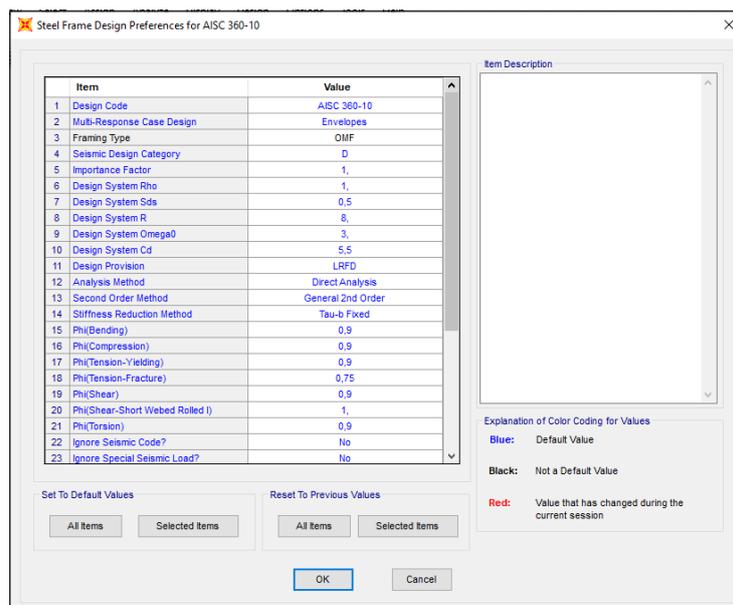


Figura 48. Preferencia de diseño.

Analizando el análisis de factores encuentro 97 elementos figura 49 que demanda de prestación.

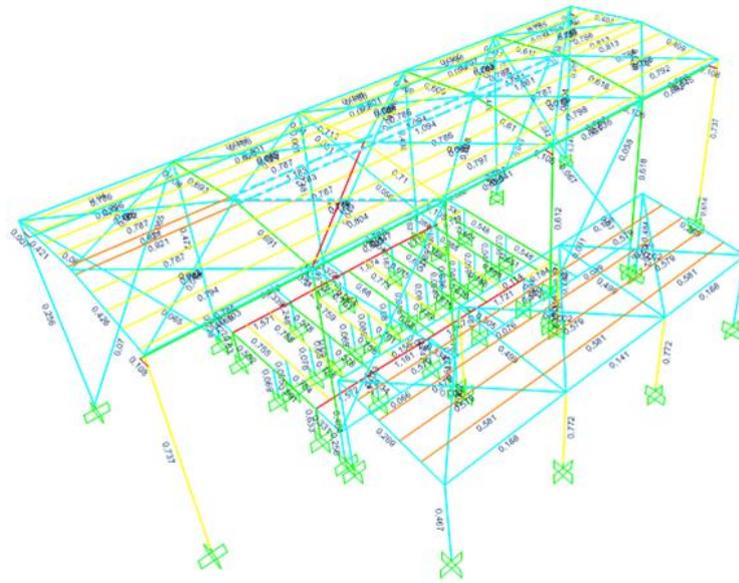


Figura 49. Verificación de elementos de diseño de la estructura

3.7. Verificación de los elementos a compresión

Analizando y verificando los elementos se obtiene el esfuerzo máximo y momento flector máximo como muestra las figuras 50 y 51, con estos datos procedería a calcular los elementos de anclaje y verificación de cada uno.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
351	1.2D+1.6CV...	Combination	Max	294,25	-1136,2	15931,87	341,91	200,16	0,1
360	1.2D+1.6CV...	Combination	Max	117,16	-833,76	15147,86	-6,32	103,9	0,31
378	1.2D+1.6CV...	Combination	Max	-10,17	1013,53	14597,06	-1466,06	37,74	2,01
369	1.2D+1.6CV...	Combination	Max	153,52	-758,57	14580,22	10,86	125,36	-0,23
1	1.2D+1.6CV...	Combination	Max	22,86	817,26	13507,8	-695,97	79,75	0,35
14	1.2D+1.6CV...	Combination	Max	-3,6	814,25	13316,56	-696,75	-11,83	-0,05636
351	1.2D+1.6LR...	Combination	Max	314,64	-2118,67	12881,66	294,84	162,93	0,04026
360	1.2D+1.6LR...	Combination	Max	-44,52	-1590,74	12324,32	-364,97	-26,01	0,39
369	1.2D+1.6LR...	Combination	Max	13,64	-1457,86	11362,71	-319,89	5,57	-0,51
378	1.2D+1.6LR...	Combination	Max	-188,89	1137,83	10519,49	-3269,98	-107,01	2,48
351	1.2D+1.6L	Combination		272,11	-2128,17	9816,85	224,44	123,98	0,001154
351	1.2D+1.0L+...	Combination		272,11	-2128,17	9816,85	224,44	123,98	0,001154
351	1.2D+1.6LR...	Combination	Min	230,6	-2258,53	9510,5	127,73	85,29	-0,02128
360	1.2D+1.6L	Combination		-96,78	-1601,59	9432,31	-442,86	-69,4	0,36
360	1.2D+1.0L+...	Combination		-96,78	-1601,59	9432,31	-442,86	-69,4	0,36
360	1.2D+1.6LR...	Combination	Min	-149,75	-1686,2	9099,93	-595,33	-113,19	0,34

Figura 50 Esfuerzo máximo para diseño F3 = 15931.87 [kgf]

Estos datos obtenidos son los datos más críticos en el diseño.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-m	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
378	1.2D+1.6LR...	Combination	Min	-272,34	963,06	7179,35	-3834,55	-184,53	2,18
378	1.2D+1.6L	Combination		-230,46	990,28	7478,36	-3390,44	-145,99	2,23
378	1.2D+1.0L+...	Combination		-230,46	990,28	7478,36	-3390,44	-145,99	2,23
378	1.2D+1.6CV...	Combination	Min	-277,22	454,24	3908,6	-3272,69	-210,32	1,06
378	1.2D+1.6LR...	Combination	Max	-188,89	1137,83	10519,49	-3269,98	-107,01	2,48
1	1.2D+1.6CV...	Combination	Min	11,92	234,66	2084,59	-2574,16	39,01	0,17
14	1.2D+1.6CV...	Combination	Min	-14,72	233,78	1897,56	-2562,62	-53,19	-0,24
1	1.2D+1.6LR...	Combination	Min	21,67	539,83	4074,23	-2389,04	72,08	0,36
14	1.2D+1.6LR...	Combination	Min	-11,66	536,5	3764,85	-2377,31	-41,21	-0,23
378	D+L	Combination		-165,61	689,19	5440,17	-2359,04	-103,77	1,55
1	1.2D+1.6L	Combination		22,77	564,39	4319,29	-1916,84	75,89	0,38
1	1.2D+1.0L+...	Combination		22,77	564,39	4319,29	-1916,84	75,89	0,38
14	1.2D+1.6L	Combination		-9,27	560,62	4008,29	-1906,84	-32,08	-0,2
14	1.2D+1.0L+...	Combination		-9,27	560,62	4008,29	-1906,84	-32,08	-0,2
378	1.2+1.0SX+...	Combination		-739	533,37	6797,3	-1814,22	-646,66	1,33
1	1.2D+1.6LR...	Combination	Max	25,09	721,89	7643,98	-1802,1	84,81	0,42

Figura 51. Momento máximo para diseño M1= 3834,55 [kgf . m]

3.8. Revisión del pandeo local de la columna HEA 220

La esbeltez del alma y de los patines, para ver si la sección es compacta, si permite alcanzar el momento plástico y la capacidad nominal a compresión nominal, a compresión sin pandeo local, como se calcula a continuación:

Datos obtenidos del catálogo IPAC anexo 4:

$$h = 210 \text{ [mm]}$$

$$b = 220 \text{ [mm]}$$

$$tw = 7 \text{ [mm]}$$

$$tf = 11 \text{ [mm]}$$

$$r = 18 \text{ [mm]}$$

$$A = 64.3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$P = 50.5 \text{ [kg/m]}$$

$$I_x = 5410 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$I_y = 1955 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$r_x = 9.17 \text{ [cm]}$$

$$r_y = 5.51 \text{ [cm]}$$

En el diseño de columnas se consideró comprobar por el método ASD donde tiene que cumplir la condición:

Donde:

$\lambda =$ Esbeltez

$f_a =$ Esfuerzo de compresión real

$F_a =$ Esfuerzo admisible de compresión.

$P =$ Carga permisible

$A =$ Área del elemento

$$f_a = \frac{P}{A}$$

Para el cálculo de la esbeltez se considera valores para K de la figura 20 donde se considera la forma de pandeo (c) con valores teóricos de $K = 1.0$

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r}$$
$$\lambda = \frac{1.00 * 9.8 \text{ [m]} * \left(\frac{100 \text{ [cm]}}{1 \text{ [m]}} \right)}{5.51 \text{ [cm]}}$$
$$\lambda = 163.34$$

De la tabla C-50 de manual AISC anexo 5, se tiene el valor de F_a con respecto a λ

$$\lambda = 163 \quad F_a = 395.13 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$\lambda = 163.34 \quad F_a = 393.46 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$\lambda = 164 \quad F_a = 390.20 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

Interpolando se tiene $F_a = 331.73 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$, para calcular la carga permisible de este perfil

$$P = F_a \cdot A$$

$$P = 393.46 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right] * 64.3 \left[\text{cm}^2 \right]$$

$$P = 25299.48 \left[\text{kgf} \right]$$

Para calcular la resistencia nominal P_n del perfil escogido para columna, las situaciones de diseño por el método LRFD se toma el caso 5 como se muestra en el anexo 8.

$$\lambda = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda = 1.49 \sqrt{\frac{2040000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}{3515.35 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}}$$

$$\lambda = 35.90$$

La tensión de pandeo elástico se calcula mediante la ecuación (22)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2040000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}{(35.90)^2}$$

$$F_e = 15622.15 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Para calcular el pandeo por flexión de la tensión (F_{cr}) se toma en cuenta las condiciones de las ecuaciones (20) y (21):

$$(a) \text{ Cuando } \lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$35.90 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2040000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}{3515.35 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}}$$

$$35.90 \leq 113.46$$

$$\therefore F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y$$

$$\begin{aligned}
 (b) \text{ Cuando } \lambda > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 35.90 > 4.71 \sqrt{\frac{2040000 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]}{3515.35 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]}} \\
 35.90 > 113.46
 \end{aligned}
 \quad \therefore F_{cr} = 0.877 F_e$$

Cumpliendo la condición (a) se sigue a calcular la tensión de pandeo por flexión

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y \\
 F_{cr} &= \left(0.658 \frac{3515.35 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]}{15622.15 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]} \right) * 3515.35 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \\
 F_{cr} &= 319.94 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]
 \end{aligned}$$

La compresión uniforme será:

$$\begin{aligned}
 P_n &= F_{cr} \cdot A_g \\
 P_n &= 319.94 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * 64.3 [cm^2] \\
 P_n &= 20572.15 [kg]
 \end{aligned}$$

Con los datos obtenidos mediante cálculos matemáticos, se los compara con los datos extraídos del software SAP 2000 figura 52.

COLUMNA DE GALPON MAS SOBRECARGADA															
PUNTO INFERIOR							PUNTO SUPERIOR								
TABLE: Element Forces – frames			kg	[Vx]	[Vy]	[Mx]	[My]	TABLE: Element Forces – frames			kg	[Vx]	[Vy]	[My]	[Mx]
frame	stationn	OutputCase	P	V2	V3	M3	M2	frame	stationn	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	kgf	kgf	kgf	Kgf-m2	Kgf-m2	Text	m	Text	kgf	kgf	kgf	Kgf-m2	Kgf-m2
5	0	1.4D	-2577,62	-232,94	13,88	45,22	-790,98	5	9,8	1.4D	-1394,82	-229,48	36,93	-103,19	1323,68
5	0	1.2D+1.6L	-4318,09	-565,31	21,81	70,31	-1921,54	5	9,8	1.2D+1.6L	-3271,99	-549,98	2,65	-137,24	3445,42
5	0	1.2+1.0SX+0.5L	-2437,43	-310,81	-311	-1627	-1057,99	5	9,8	1.2+1.0SX+0.5L	-1858,77	-327	204,12	-143,83	1877,92
5	0	1.2D+1.0L+0.5W	-4318,09	-565,31	21,81	70,31	-1921,54	5	9,8	1.2D+1.0L+0.5W	-3271,99	-549,98	2,65	-137,24	3445,42
5	0	D+L	-3159,09	-394,92	16,11	52,02	-1342,21	5	9,8	D+L	-2294,07	-384,72	8,25	-104,2	2389,76
5	0	1.2D+1.6LR+0.5CV	-4068,03	-532,98	26,35	90,72	-1761,19	5	9,8	1.2D+1.6LR+0.5CV	-3187,86	-523,05	23,07	-133,88	3445,42
5	0	1.2D+1.6LR+0.5CV	-7629,92	-703,42	17,88	50,15	-2280,35	5	9,8	1.2D+1.6LR+0.5CV	-3271,99	-711,54	-14,21	-141,77	2817,4
5	0	1.2D+1.6CV+0.5LR	-2068,18	-210,47	29,53	113,94	-553,45	5	9,8	1.2D+1.6CV+0.5LR	-1575,23	-220,92	87,93	-92,96	1856,72
5	0	1.2D+1.6CV+0.5LR	-13466,2	-755,85	2,41	-15,89	-2214,78	5	9,8	1.2D+1.6CV+0.5LR	-1844,45	-824,09	-31,37	-118,21	-152,94
5	0	DEF PG	-1441,07	-114,66	17,18	64,96	-308,42	5	9,8	DEF PG	-861,69	-120,82	59,05	-68,34	945,49
5	0	DEF PG	-7140,1	-387,35	3,63	0,0473	-1139,08	5	9,8	DEF PG	-996,3	-422,41	-0,6	-80,97	-59,34

Figura 52. Resumen de datos software SAP2000.

$$P_n = 25299.48 [kg] > 13466,2 [kg] \rightarrow ASD \quad ok$$

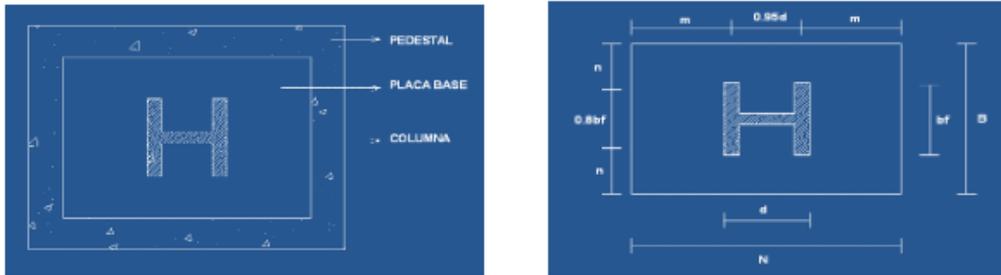
$$P_n = 20572.15 [kg] > 13466,2 [kg] \rightarrow LRFD \quad ok$$

El perfil HAE 220 utilizado para columna, de los datos del software SAP 2000 se toma el valor más alto ya sea negativo o positivo para la columna y así cumpla con las condiciones de diseño tanto con el diseño ASD y LRFD.

3.8.1. Dimensionamiento de la placa base para perfil HEA 220

Para el dimensionamiento de la placa base empotrada de la columna HEA 220, hurtando los datos del perfil al Excel se dimensiona la placa base ver figura 53, considerando el esfuerzo último de diseño $F = 15931.87 [kgf]$ y las longitudes a los bordes mínimas que especifica en el manual de la construcción capítulo J. Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, y sus juntas deben quedar acabadas correctamente.

PLACAS BASE PARA COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE



DATOS		
Carga Ultima (Cu)	15931,87	Kg.
Tipo de Acero (Placa Base)	A36	
Resistencia del Concreto (fc)	250	Kg/cm ²
Área del Pedestal	1848	cm ²

Propiedades del Perfil		
d=	21	cm
bf=	22	cm
tf=	0,7	cm

1. ÁREA PARA LA PLACA BASE		
A1=	462,00	cm ²

5. ÁREA EN FORMA DE H		
AH1=	27,73	cm ²
Ah2=	27,73	cm ²

2. DIMENSIONES N Y B DE LA PLACA		
Δ=	1,18	cm
N=	22,67	cm
B=	20,38	cm

6. LONGITUD "c" DEL VOLADIZO		
c=	2,94	cm

3. DIMENSIONES DEFINITIVAS DE LA PLACA		
N=	32	cm
B=	32	cm
m	6,19	cm
n=	7,30	cm

7. ESPESOR DE LA PLACA BASE		
Fy=	3515	Kg/cm ²
tp1=	0,61	cm
tp2=	0,72	cm
tp3=	1,77	cm

4. CALCULO DE Po		
Po=	7071,63	kg.

ESPESOR DE PLACA BASE		
tp=	17,69	mm

ESPESOR FINAL DE PLACA BASE		
tp=	20,00	mm

Figura 53. Dimensionamiento de placa base para columna HEA 220.

3.8.2. Dimensionamiento de anclaje para columna HEA 220

Para dimensionar el anclaje se considera los datos obtenidos del voladizo en la placa base como se observa en el **anexo 7**, para las distancias y el número de pernos en cada volado, para la longitud del anclaje con los datos de la figura 54 se resuelve.

En miembros que trabajaran en compresión en la estructura terminada no se permiten desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus extremos, mayores de un milésimo de la distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en la estructura terminada.

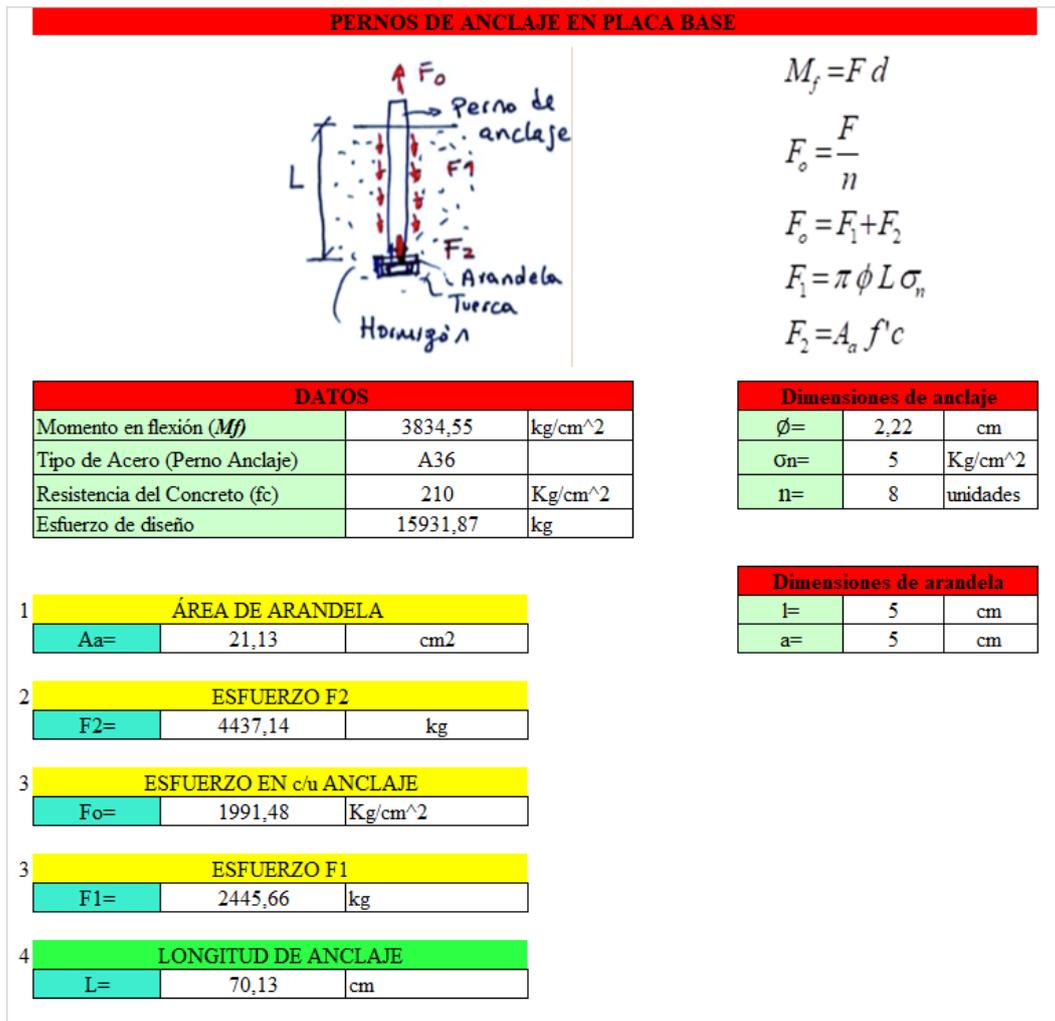


Figura 54. Dimensionamiento de anclaje para columna HEA 220.

3.8.3. Dimensionamiento de placa rigidizador para HEA 220

Con el esfuerzo equivalente de diseño se revisa la cantidad de rigidizador, a si el espesor de los mismo únicamente se revisa a través de la fluencia del acero. La resistencia permisible de los rigidizadores deberá ser superior a tensión equivalente calculada con la ecuación (45):

$$\frac{F_y m t_c n_c}{\Omega_t} \geq F_D$$

Despejando n_c :

$$n_c \geq \frac{F_D \Omega_t}{F_y m t_c}$$

$$n_c \geq \frac{15931.87 [kg] * 1.67}{3515.35 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * 6.19 [cm] * 1.00 [cm]}$$

$$n_c \geq 1.23 \approx 2$$

La altura del rigidizador está dada por L_s **ecuación 44**, determinada con el flujo del cortante para la soldadura específica, para proceder a determinar la altura del rigidizador la tabla J2.4 (ver anexo 8) de la soldadura establece que para espesores de 10 [mm] el filete mínimo necesario es 5[mm] considerando soldadura E7018 $F_{EXX} = 4920 [Kg/cm^2]$ con 2 filetes.

$$L_s = \frac{\left(\frac{F_D}{n_c} \right) \Omega_t}{0.60 F_{EXX} \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) (w)}$$

$$L_s = \frac{\left(\frac{15931.87 [kg]}{2} \right) * 2.00}{0.60 * 4920 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) * 0.5 [cm] * 2 [filetes]}$$

$$L_s = 2.38 [cm] \approx 250 [mm]$$

3.8.4. Revisión del pandeo local de la columna TC 200x200x3

Este perfil se diseña en 2 perfiles armados C 200x100x3 se revisa la esbeltez, para determinar si es compacta, lo que permite llegar al momento plástico y la capacidad nominal a compresión nominal y a compresión sin pandeo local, el cálculo de la inercia del perfil armado:

$$I_x = I_y \frac{bh^3}{12} - \frac{b'h'^3}{12} = \frac{a^4}{12} - \frac{a'^4}{12}$$

$$I_x = \frac{a^4}{12} - \frac{a'^4}{12}$$

$$I_x = \frac{(20[cm])^4}{12} - \frac{(20 - 0.6 [cm])^4}{12}$$

$$I_x = 1529.43 [cm^4]$$

Calculado la inercia se toma datos del catálogo IPAC **anexo 9** del perfil C200x100x3:

- $h = 200$ [mm]
- $b = 200$ [mm]
- $t_w = 3$ [mm]
- $t_f = 3$ [mm]
- $A = 23.4$ [cm²]
- $P = 110.26$ [kg/m]
- $I_x = I_y = 1529.43$ [cm⁴]
- $r_x = 8.02$ [cm]
- $r_y = 3.18$ [cm]

En el diseño de columnas se consideró comprobar por el método ASD donde tiene que cumplir la condición:

$$f_a \leq F_a$$

$$\lambda \leq 200$$

Donde:

$\lambda =$ Esbeltez

$f_a =$ Esfuerzo de compresión real

$F_a =$ Esfuerzo admisible de compresión.

$P =$ Carga permisible

$A =$ Área del elemento

$$f_a = \frac{P}{A}$$

Para el cálculo de la esbeltez se considera valores para K de la figura 32 donde se considera la forma de pandeo (c) con valores recomendado para condiciones reales $K = 1.2$

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r}$$

$$\lambda = \frac{1.2 * 4 [m] * \left(\frac{100 [cm]}{1 [m]} \right)}{3.18 [cm]}$$

$$\lambda = 150.94$$

De la tabla C-50 de manual AISC **Anexo 2**, se tiene el valor de F_a con respecto a λ

$$\begin{aligned} \lambda = 150 & \quad F_a = 466.83 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right] \\ \lambda = 150.94 & \quad F_a = 460.89 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right] \\ \lambda = 151 & \quad F_a = 460.51 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right] \end{aligned}$$

Interpolando se tiene $F_a = 1718.17 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$, para calcular la carga permisible de este perfil

$$\begin{aligned} P &= F_a \cdot A \\ P &= 460.89 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right] * 23.4 \left[\text{cm}^2 \right] \\ P &= 10784.83 \left[\text{kgf} \right] \end{aligned}$$

Para calcular la resistencia nominal P_n del perfil escogido para columna, las situaciones de diseño por el método LRFD se toma el caso 6 como se muestra en el **Anexo 3**.

$$\begin{aligned} \lambda &= 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \lambda &= 1.40 \sqrt{\frac{2040000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}{3515.35 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}} \\ \lambda &= 33.73 \end{aligned}$$

La tensión de pandeo elástico se calcula con la **ecuación (22)**

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \\ F_e &= \frac{\pi^2 * 2040000 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}{(33.73)^2} \\ F_e &= 17696.90 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \end{aligned}$$

Para calcular el pandeo por flexión de la tensión (F_{cr}) se toma en cuenta las condiciones de las ecuaciones (20) y (21):

$$(a) \text{ Cuando } \lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$33.73 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2040000 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]}{3515.35 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]}}$$

$$33.73 \leq 113.46$$

$$\therefore F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y$$

$$(b) \text{ Cuando } \lambda > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$33.73 > 4.71 \sqrt{\frac{2040000 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]}{3515.35 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]}}$$

$$33.73 > 113.46$$

$$\therefore F_{cr} = 0.877 F_e$$

Cumpliendo la condición (b) se sigue a calcular la tensión de pandeo por flexión

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{3515.35 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]}{15622.15 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]} \right) * 3515.35 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$F_{cr} = 319.94 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

La compresión uniforme será:

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$P_n = 319.94 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * 23.4 [cm^2]$$

$$P_n = 7486.60 [kg]$$

Con estos datos obtenidos mediante cálculos matemáticos, se compara con los datos extraídos del software SAP 2000 figura 55.

COLUMNA DE CUARTO DE OFICINA MAS SOBRECARGADA															
PUNTO INFERIOR							PUNTO SUPERIOR								
TABLE: Element Forces – frames			kg	[Vx]	[Vy]	[Mx]	[My]	TABLE: Element Forces – frames			kg	[Vx]	[Vy]	[My]	[Mx]
frame	stationn	OutputCase	P	V2	V3	M3	M2	frame	stationn	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	kgf	kgf	kgf	Kgf-m2	Kgf-m2	Text	m	Text	kgf	kgf	kgf	Kgf-m2	Kgf-m2
190	0	1.4D	-2101,18	-390,93	-11,9	-16,2	-487,13	190	4,1	1.4D	-1973,37	-390,93	-11,85	32,38	1115,69
190	0	1.2D+1.6L	-3894,6	-846,66	-17,1	-23,34	-1056,1	190	4,1	1.2D+1.6L	-3785,05	-846,66	-17,06	46,59	2415,19
190	0	1.2+1.0SX+0.5L	-2459,84	-493,01	-73,9	-157,8	-612,15	190	4,1	1.2+1.0SX+0.5L	-2350,29	-493,01	-73,92	145,27	1409,18
190	0	1.2D+1.0L+0.5W	-3894,6	-846,66	-17,1	-23,34	-1056,1	190	4,1	1.2D+1.0L+0.5W	-3785,05	-846,66	-17,06	46,59	2415,19
190	0	D+L	-2809,33	-598,97	-12,8	-17,48	-747,05	190	4,1	D+L	-2718,04	-598,97	-12,78	34,9	1708,73
190	0	1.2D+1.6LR+0.5CV	-3894,6	-846,66	-17,1	-23,34	-1056,1	190	4,1	1.2D+1.6LR+0.5CV	-3785,05	-846,66	-17,06	46,59	2415,19
190	0	1.2D+1.6LR+0.5CV	-3894,6	-846,66	-17,1	-23,34	-1056,1	190	4,1	1.2D+1.6LR+0.5CV	-3785,05	-846,66	-17,06	46,59	2415,19
190	0	1.2D+1.6CV+0.5LR	-2455,25	-494,95	-12,3	-16,84	-617,09	190	4,1	1.2D+1.6CV+0.5LR	-2345,71	-494,95	-12,31	33,64	1412,21
190	0	1.2D+1.6CV+0.5LR	-2455,25	-494,95	-12,3	-16,84	-617,09	190	4,1	1.2D+1.6CV+0.5LR	-2345,71	-494,95	-12,31	33,64	1412,21

Figura 55. Resumen de datos del perfil TC 200x200x3.

$$P_n = 10784.83 \text{ [kg]} > 3894.60 \text{ [kg]} \rightarrow ASD \quad ok$$

$$P_n = 7486.60 \text{ [kg]} > 3894.60 \text{ [kg]} \rightarrow LRFD \quad ok$$

El perfil armado en 2 C 200x100x3 utilizado para columna, de los datos del software SAP 2000 se toma el valor más alto ya sea negativo o positivo para la columna para la nave cumple con las condiciones de diseño tanto con el diseño ASD y LRFD como indica en el anexo 6.

3.8.5. El armado del perfil TC 200x200x3

Una alternativa de uso frecuente debido a las limitaciones de disponibilidad de perfiles laminados y en respuesta a requisitos especiales de diseño en la producción de perfiles soldados. La soldadura que se utilizará para unir estos dos perfiles C 200x100x3 será GMAW, ver **anexo 10** para más detalles.

3.8.6. Dimensionamiento de la placa base para perfil TC 200x200x3

Para el dimensionamiento de la placa base empotrada de la columna TC 200x200x3, hurtando los datos del perfil al Excel se dimensiona la placa base figura 56, considerando el esfuerzo último de diseño $F = 3894,6 \text{ [Kgf]}$ y las distancias a los bordes mínimas que especifica en el manual de la construcción capítulo J.

PLACAS BASE PARA COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE

DATOS			Propiedades del Perfil		
Carga Ultima (Cu)	3895	Kg.	d=	20	cm
Tipo de Acero (Placa Base)	A36		bf=	20	cm
Resistencia del Concreto (fc)	250	Kg/cm ²	tf=	0,3	cm
Área del Pedestal	1600	cm ²			

1 ÁREA PARA LA PLACA BASE			5 ÁREA EN FORMA DE H		
A1=	400,00	cm ²	AH1=	6,78	cm ²

2 DIMENSIONES N Y B DE LA PLACA			6 LONGITUD "c" DEL VOLADIZO		
Δ=	1,50	cm	c=	0,20	cm
N=	21,50	cm			
B=	18,60	cm			

3 DIMENSIONES DEFINITIVAS DE LA PLACA			7 ESPESOR DE LA PLACA BASE		
N=	31	cm	Fy=	3515	Kg/cm ²
B=	29	cm	tp1=	0,31	cm
m	5,88	cm	tp2=	0,35	cm
n=	6,65	cm	tp3=	0,12	cm

4 CALCULO DE Po			ESPESOR DE PLACA BASE		
Po=	1729,10	kg.	tp=	3,48	mm

ESPESOR FINAL DE PLACA BASE		
tp=	5,00	mm

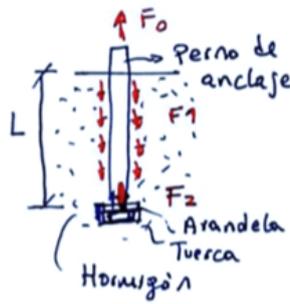
Figura 56. Dimensionamiento de placa base para columna TC 200x200x3.

3.8.7. Dimensionamiento de anclaje del perfil TC 200x200x3

Para dimensionar el anclaje se considera los datos obtenidos del voladizo en la placa base como se observa en el **Anexo 7**.

Para las distancias y el número de pernos el cada volado, para la longitud del anclaje con los datos se resuelve figura 57.

PERNOS DE ANCLAJE EN PLACA BASE



$$M_f = F d$$

$$F_o = \frac{F}{n}$$

$$F_o = F_1 + F_2$$

$$F_1 = \pi \phi L \sigma_n$$

$$F_2 = A_a f'c$$

DATOS		
Momento en flexión (M_f)	2415,19	kg/cm ²
Tipo de Acero (Perno Anclaje)	A36	
Resistencia del Concreto (f_c)	210	Kg/cm ²
Esfuerzo de diseño	3895	kg

Dimensiones de anclaje		
ϕ =	1,9	cm
σ_n =	5	Kg/cm ²
n =	8	unidades

1	ÁREA DE ARANDELA	
	Aa=	13,16 cm ²
2	ESFUERZO F2	
	F2=	2488,13 kg
3	ESFUERZO EN c/u ANCLAJE	
	Fo=	486,88 Kg/cm ²
3	ESFUERZO F1	
	F1=	2001,26 kg
4	LONGITUD DE ANCLAJE	
	L=	67,05 cm

Dimensiones de arandela		
l=	4	cm
a=	4	cm

Figura 57. Dimensionamiento de anclaje para columna HEA 220.

3.8.8. Dimensionamiento de placa rigidizador para TC 200x200x3

Con el esfuerzo equivalente de diseño se procede a revisar el si el espesor de los mismo únicamente se revisa a través de la fluencia del acero.

La resistencia permisible en los rigidizadores deberá ser superior a tensión equivalente calculada con la ecuación 45:

$$\frac{F_y m t_c n_c}{\Omega_t} \geq F_D$$

Despejando n_c :

$$n_c \geq \frac{F_D \Omega_t}{F_y m t_c}$$

$$n_c \geq \frac{3894.6 [kg] * 1.67}{3515.35 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * 5.88 [cm] * 0.3 [cm]}$$

$$n_c \geq 1.04 \approx 2$$

La altura del rigidizador está dada por L_s ecuación 44, determinada con el flujo del cortante para la soldadura específica, para proceder a determinar la altura del rigidizador la tabla J2.4 (ver **anexo 8**) de la soldadura establece que para espesores de 10 [mm] el filete mínimo necesario es 5[mm] considerando soldadura E7018 $F_{EXX} = 4920 [Kg/cm^2]$ con 2 filetes.

$$L_s = \frac{\left(\frac{F_D}{n_c} \right) \Omega_t}{0.60 F_{EXX} \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) (w)}$$

$$L_s = \frac{\left(\frac{3894.6 [kg]}{2} \right) * 2.00}{0.60 * 4920 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) * 0.3 [cm] * 2 [filetes]}$$

$$L_s = 1.38 [cm] \approx 150 [mm]$$

3.9. Verificación de los elementos a flexión

Generalmente en este diseño todas las vigas van a trabajar con secciones simétricas en flexión y cumpliendo el esfuerzo admisible siendo mayor o igual al esfuerzo de diseño, para la verificación de los perfiles a utilizar se detalla en las **ecuaciones (26), (27) y (28)**, teniendo en cuenta los valores de diseño obtenidos por el software SAP 2000:

- Esfuerzo máximo para diseño: 15931.37 [kgf]
- Momento máximo para diseño 3834.55 [kgf. m]

3.9.1. Verificación de elemento a flexión del perfil HI 250x5-10X120

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección.

$$F_b = 0.66 F_y$$

$$F_b = 0.66 * 3515.35 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$F_b = 2320.14 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$S_x = \frac{M_x}{F_b}$$

$$S_x = \frac{383455 \left[\text{kg} - \text{cm} \right]}{2320.14 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}$$

$$S_x = 165.28 \left[\text{cm}^3 \right]$$

Con el dato de $S_x = 165.28 \left[\text{cm}^3 \right]$ se determina el S_x del perfil HI 250x5-10X120 figura 58:

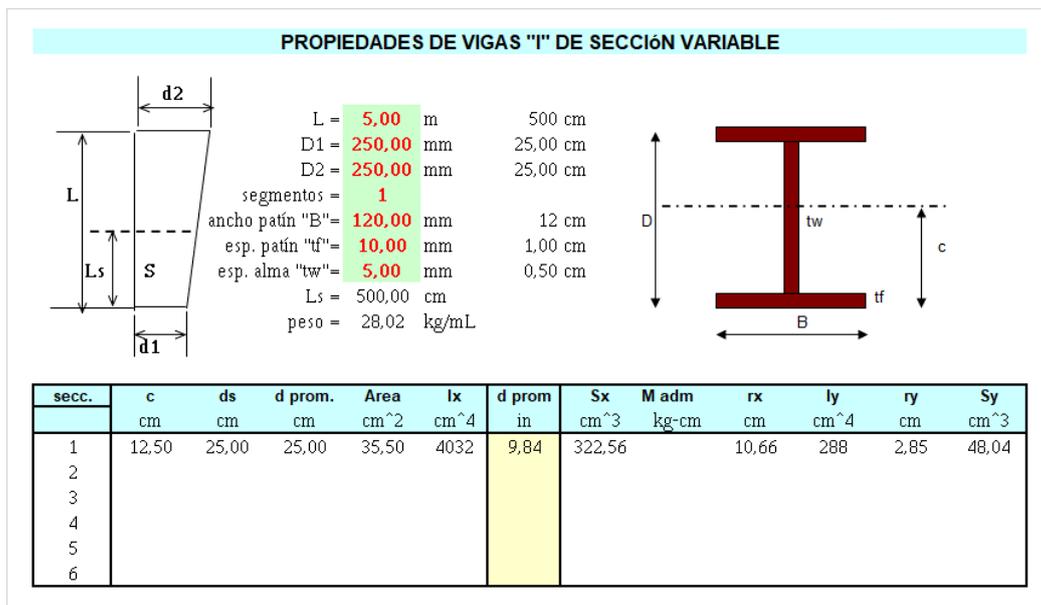


Figura 58. Propiedades del perfil HI armado en 3 placas.

Calculando f_b para el perfil seleccionado

$$f_b = \frac{M c}{I} = \frac{M}{S}$$

$$f_b = \frac{383455 \left[\text{kg} - \text{cm} \right] * 12,50 \left[\text{cm} \right]}{4032 \left[\text{cm}^4 \right]}$$

$$f_b = 1188.79 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Se verifica las condiciones de diseo:

$$f_b \leq F_b$$

$$1188.79 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \leq 2320.14 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \rightarrow ok$$

3.9.2. Verificación de elemento a flexión del perfil IPE 180

Cuando sean significativos, se toma en cuenta también los efectos producidos por otras acciones.

$$\begin{aligned}F_b &= 0.66 F_y \\F_b &= 0.66 * 3515.35 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \\F_b &= 2320.14 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]\end{aligned}$$
$$\begin{aligned}S_x &= \frac{M_x}{F_b} \\S_x &= \frac{383455 \left[\text{kg} - \text{cm} \right]}{2320.14 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]} \\S_x &= 165.28 \left[\text{cm}^3 \right]\end{aligned}$$

Con el dato de $S_x = 165.28 \left[\text{cm}^3 \right]$ se determina el f_b del perfil IPE 180 **anexo 11**:

- $I_x = 1317 \left[\text{cm}^4 \right]$
- $S_x = 146 \left[\text{cm}^3 \right]$
- $r_x = 7.42 \left[\text{cm} \right]$
- $I_y = 101 \left[\text{cm}^4 \right]$
- $S_y = 22.20 \left[\text{cm}^3 \right]$
- $r_y = 2.05 \left[\text{cm} \right]$

Se calcula f_b para el perfil seleccionado

$$\begin{aligned}f_b &= \frac{M c}{I} = \frac{M}{S} \\f_b &= \frac{383455 \left[\text{kg} - \text{cm} \right] * 7.42 \left[\text{cm} \right]}{1317 \left[\text{cm}^4 \right]} \\f_b &= 2160.40 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]\end{aligned}$$

Y se verifica las condiciones de diseño:

$$\begin{aligned}f_b &\leq F_b \\2160.40 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] &\leq 2320.14 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \rightarrow \text{ok}\end{aligned}$$

3.9.3. Verificación de elemento a flexión del perfil TC 100x100x3

Cada perfil a verificar hay que considerar su última resistencia en el tipo de acero que se utiliza.

$$F_b = 0.66 F_y$$

$$F_b = 0.66 * 3515.35 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$F_b = 2320.14 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$S_x = \frac{M_x}{F_b}$$

$$S_x = \frac{383455 [kg - cm]}{2320.14 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]}$$

$$S_x = 165.28 [cm^3]$$

Con el dato de $S_x = 165.28 [cm^3]$ se determina el f_b del perfil TC 100x100x3 **anexo 12**:

- $I_x = 177.08 [cm^4]$
- $S_x = 35.42 [cm^3]$
- $r_x = 1 [cm]$
- $P = 8.96 [kg/ml]$
- $A = 11.41 [cm^2]$

Se Calcula f_b para el perfil seleccionado

$$f_b = \frac{M c}{I} = \frac{M}{S}$$

$$f_b = \frac{383455 [kg - cm] * 1 [cm]}{177.08 [cm^4]}$$

$$f_b = 2165.44 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Y se verifica las condiciones de diseño:

$$f_b \leq F_b$$

$$2165.44 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \leq 2320.14 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \rightarrow ok$$

3.9.4. Verificación de elemento a flexión de ménsula HI 350-250X8-12X220

En cada caso particular el análisis, diseño, fabricación y montaje deben hacerse de manera que se obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al tipo elegido.

$$F_b = 0.66 F_y$$

$$F_b = 0.66 * 3515.35 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$F_b = 2320.14 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$S_x = \frac{M_x}{F_b}$$

$$S_x = \frac{383455 \left[\text{kg} \cdot \text{cm} \right]}{2320.14 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]}$$

$$S_x = 165.28 \left[\text{cm}^3 \right]$$

Con el dato de $S_x = 165.28 \text{ [cm}^3\text{]}$ se determina el S_x y I_x ver figura 59:

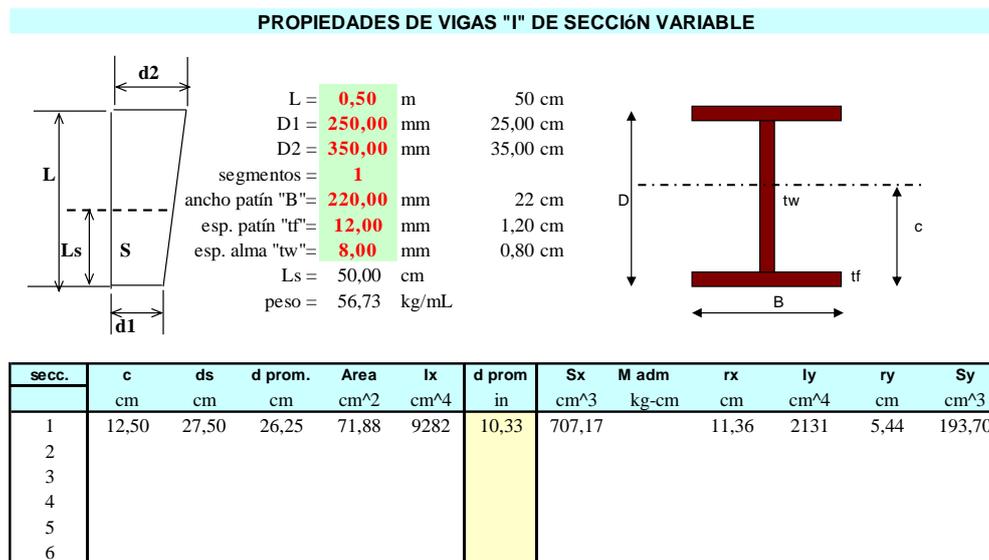


Figura 59. Propiedades de ménsula.

- $I_x = 9282 \text{ [cm}^4\text{]}$
- $S_x = 707.17 \text{ [cm}^3\text{]}$
- $r_x = 11.36 \text{ [cm]}$
- $P = 56.73 \text{ [kg/ml]}$
- $A = 71.88 \text{ [cm}^2\text{]}$

Se Calcula f_b para el perfil seleccionado

$$f_b = \frac{M c}{I} = \frac{M}{S}$$

$$f_b = \frac{383455 \text{ [kg-cm]} * 11.36 \text{ [cm]}}{9282 \text{ [cm}^4\text{]}}$$

$$f_b = 469.30 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Y se verifica las condiciones de diseño:

$$f_b \leq F_b$$

$$446.30 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \leq 2160.40 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \rightarrow ok$$

3.9.5. Verificación de largueros

Para la verificación de los largueros se considera para el análisis todas las cargas que son aplicadas en el techo:

- Carga muerta total (D) = 49 [kg/m²]
- Carga viva totales (L) = 70 [kg/m²]
- Carga de granizo o ceniza (S) = 50 [kg/m²]

Carga de viento (W) = 10.49 [kg/m²] perpendicular a la superficie del techo

Para el análisis de esta no se considera carga sísmica ya que esta carga no actúa sobre el techo, teniendo un total de:

$$\text{Cargas verticales} = 49 + 70 + 50$$

$$\text{Cargas verticales} = 169 \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right] \approx 0.0169 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Para calcular la pendiente:

$$\text{Tan } \alpha = \frac{50 \text{ [cm]}}{500 \text{ [cm]}}$$

$$\alpha = 5.71^\circ$$

Para descomponer las cargas:

$$Q_{y1} = 169 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \cos (5.71)$$

$$Q_{y1} = 168.17 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$Q_x = 169 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \text{sen } (5.71)$$

$$Q_x = 16.82 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$Q_{y2} = 10.49 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$Q_y = Q_{y1} + Q_{y2} = 168.17 + 10.49$$

$$Q_y = 178.65 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

3.10. Diseño para vigas continuas

En el diseño de la viga carrilera se considera cargas móviles que estarán actuando a lo largo del recorrido del puente grúa, las cargas obtenidas son:

- $F_b = 15936.76 \text{ [kgf]}$
- $M_x = 3775.63 \text{ [kgf} \cdot \text{m]}$
- $L = 30 \text{ [m]}$
- 5 apoyos cada 6 [m]

Por la norma AISC

$$(M+) * 1.1 = 3775.63 \text{ [kgf} \cdot \text{m]} * 1.1 = 4153.19 \text{ [kgf} \cdot \text{cm]}$$

$$(M-) * 0.9 = 3775.63 \text{ [kgf} \cdot \text{m]} * 0.9 = 3398.07 \text{ [kgf} \cdot \text{cm]}$$

$$F_b = 0.66 * 3515.35 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$F_b = 2320.14 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$S_x = \frac{M_x}{F_b}$$

$$S_x = \frac{415309 \text{ [kgf} \cdot \text{cm}]}{2320.14 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]}$$

$$S_x = 179.01 \text{ [cm}^3\text{]}$$

Con los datos del perfil escogido para la IPE 320 anexo 11:

- $S_x = 653 \text{ [cm}^3\text{]} \quad 39.85 \text{ [in}^3\text{]}$
- $r_x = 11.90 \text{ [cm]} \quad 4.69 \text{ [in]}$

se verifica

$$\lambda_f = \frac{L}{r_x}$$

$$\lambda_f = \frac{600 \text{ [cm]}}{11.90 \text{ [cm]}}$$

$$\lambda_f = 50.43$$

Para la viga indicada:

➤ $C_b = 1.75$

$$\sqrt{\frac{102 \times 10^3 \cdot C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{102 \times 10^3 * 1.75}{3515.35}} = 7.13$$

$$\sqrt{\frac{510 \times 10^3 \cdot C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{510 \times 10^3 * 1.75}{3515.35}} = 15.94$$

Como $59.75 < \lambda_f < 133.60$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y \cdot \lambda_f^2}{1530 \times 10^3 \cdot C_b} \right] F_y$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{3515.35 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] * 100.29^2}{1530 \times 10^3 * 1.75} \right] 3515.35 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$F_b = 23.94 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$f_b = \frac{4153.19 \text{ [kgf} \cdot \text{cm]}}{653 \text{ [cm}^3 \text{]}}$$

$$f_b = 6.37 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$6.37 < 23.94 \rightarrow \text{ok}$$

3.10.1. Verificación de deflexiones permisible

La verificación de deflexión de la viga carrilera, basa con los datos de dicho perfil del catálogo de IPAC **anexo 11**, se considera la carga máxima de diseño que estará ubicada en el centro del claro la deflexión es:

$$\Delta = \frac{F L^3}{48 E I}$$

$$\Delta = \frac{15936.76 [kgf] * (600 [cm])^3}{48 * 2.1 \times 10^6 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right] * 9800 [cm^4]}$$

$$\Delta = 0.35 [cm]$$

Para que el diseño por deflexión este correcto, debe cumplirse que:

$$\Delta \leq [\Delta]$$

$$[\Delta] = \frac{L}{800} \text{ Para vigas en puente grúa}$$

$$[\Delta] = \frac{600 [cm]}{800}$$

$$[\Delta] = 0.75 [cm]$$

$$0.35 [cm] \leq 0.75 [cm] \rightarrow ok$$

3.11. Conexiones de la estructura

Las conexiones de la estructura que lo hace más rígida ante efectos ambientales y de cargas de los determino a continuación.

3.11.1. Conexión a cortante y momento de columna – viga

Estas conexiones cumplen con las descripciones del Manual de construcción de acero de IMCA para empernado con soldadura, siempre que sean pernos de alta resistencia y provistos de orificios estándar transversales a la orientación de la carga. La junta será soldada (SMAW), la placa posterior se une con soldadura a la columna, el patín se suelda a la columna, la varilla de la viga se atornilla a la placa posterior, donde la conexión de las partes roscadas determina la resistencia al corte. tornillo está determinado por:

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b$$

Donde, el esfuerzo nominal F_{nv} para el tornillo A325 sometido a esfuerzos cortantes esta dado por la tabla J3.2 del manual IMCA anexo 13.

$$F_{nv} = 4781 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

La resistencia de los tornillos se especifica y debe cumplir con la siguiente desigualdad:

$$\phi F_{nv} A_b \geq F$$

Entonces despejando el área de la desigualdad se tiene:

$$A_b \geq \frac{F}{\phi F_{nv}}$$

$$A_b \geq \frac{15931.37 [kg]}{0.75 * 4781 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]}$$

$$A_b \geq 4.44 [cm^2]$$

La resistencia de los tornillos se especifica según la combinación, en este caso se puede considerar la tenacidad disponible de los pernos no es más que 50% de tenacidad con los pernos en aplastamiento ya que comparten la carga con soldadura, entonces sería:

$$A_b \geq \frac{4.44}{2} [cm^2]$$

$$A_b \geq 2.22 [cm^2]$$

Se selecciona el perno ½ [plg] con un área de $a_b = 1.27 [cm^2]$ y se deduce el número de pernos a utilizar

$$n = \frac{A_b}{a_b}$$

$$n = \frac{2.22 [cm^2]}{1.27 [cm^2]}$$

$$n = 1.75 \approx 2 \text{ pernos}$$

La mínima distancia al canto desde el centro del agujero hasta el canto de las partes en contacto se especifica la tabla J3.4 de manual IMCA anexo 14.

3.11.2. Conexiones de arrostramiento

Estos elementos están sometidos a tensión, para las conexiones se efectúa placas de empalme que están soldadas con soldadura SMAW al elemento y se conectan con pernos se aprecia en la figura 60.

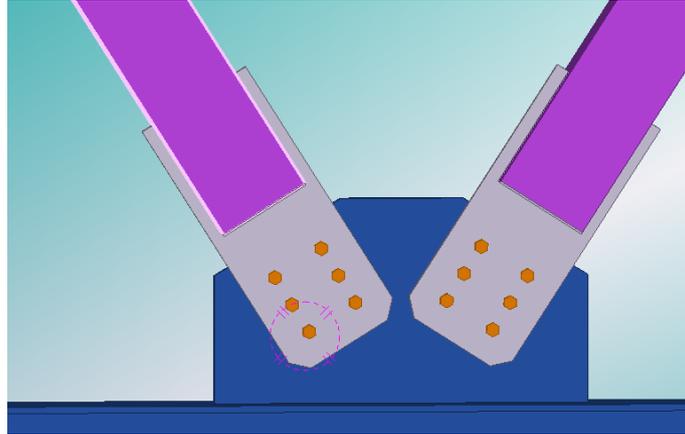


Figura 60. Conexión arrostramiento.

El área neta no debe pasarse del 85% de A_g su resistencia se calcula como sigue:

$$R_n = 0.6F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

Donde:

$$A_{gv} = \text{área total sujeta a cortante} [cm^2]$$

$$A_{nv} = \text{área neta sujeta a cortante} [cm^2]$$

$$A_{nt} = \text{área neta sujeta a tensión} [cm^2]$$

$$U_{bs} = \text{factor de reducción}$$

$$U_{bs} = 0.5 \text{ conexión de extremo de filas múltiples}$$

$$A_{gv} = 15 [cm] * 1 [cm] = 15 [cm^2]$$

$$A_{nv} = (15 [cm] - (5.25 [cm]) (12.7 [cm] + 0.32 [cm])) (1 [cm]) = 4.68 [cm^2]$$

$$R_n = 3515.35 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * (15 [cm] * 1 [cm])$$

$$R_n = 52730.25 [kg]$$

CAPÍTULO IV

4. PRESUPUESTO

4.1. Estructura de acero

Hoy en día existen fábricas dedicadas a la producción de estructuras metálicas, las misma que está en la capacidad de asumir los valores de materiales y mano de obra calificada, el transporte y montaje.

4.1.1. Materiales

Los costos de los materiales se detallan en la tabla 22; los mismos que se obtienen del software Tekla Structures que es muy necesario al momento de adquirir proformas.

Tabla 22. Lista de materiales utilizados en el diseño.

Perfiles utilizados en el diseño	Peso total [kg]
C 200x50x3	151,63
C 80x40x3	36,01
G 150x50x15x3	2268,23
G 200x50x15x3	2430,63
HEA 220	5960,01
IPE 180	1448,45
IPN 320	3684,40
L 30x3	503,23
PLE 10mm	4072,19
PLE 18mm	305,21
PLE 3 mm	315,90
PLE 5mm	1614,21
PLE 6mm	107,78

PLE 8mm	174,33
TUBO CD. 100x100x3	1290,71
TUBO CD. 100x100x4	473,07
TUBO CD. 150x100x3	419,66
VAR. BRC 12	61,88
VAR. BRC 16	198,61
VAR. BRC 18	38,36
VAR. BRC 22	217,24
TOTALES	25771,49

Fuente: Precio tomados con el catálogo de IPAC [5]

4.1.2. Fabricación y montaje

Los precios de elaboración y montaje se cotizan en dos empresas diferentes para una cantidad de 25771 kg para la ejecución del proyecto estructural, en los costos de fabricación y montaje ya se encuentran incluido los consumibles, recubrimientos y transporte para la estructura. La tabla 23 que detalla el monto total.

Tabla 23. Resumen de cotización.

EMPRESA	Costo de fabricación y montaje [\$]	
	Precio Unitario [\$/kg]	Precio total [\$]
SEDEMI	3.75	111.667,56
ACINDEC	3.76	112.000,00

Fuente: Datos tomados de las ofertas anexadas.

4.1.3. Fabricación y montaje para el puente grúa

Los costos de elaboración y montaje del puente grúa se cotizan en la empresa de Fénix para una capacidad de 5000 [kg], en los costos de fabricación y montaje ya se encuentran incluido los equipos necesarios para funcionamiento se detalla en la tabla 24.

Tabla 24. Resumen para la fabricación y montaje de puente Grúa.

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio total	Tiempo de entrega
Kit 5 t m	1	U	45.035,08	11 a 12 semanas
Sistema línea protegida PVC para vigas carrileras	1	U	1.765,00	11 a 12 semanas
Riel de rodadura para puente grúa	1	U	2.046,67	11 a 12 semanas
Suministro de viga puente	1	U	3.557,87	11 a 12 semanas
Sistema de control remoto/telemando	1	U	1.480,00	11 a 12 semanas
Logística de transporte	1	U	571,43	11 a 12 semanas
		Subtotal 1	54.456,04	
		IVA 12 %	6.534,73	
		TOTAL	60.990,77	

Datos obtenidos de la Empresa Fénix.

El precio total del proyecto de titulación se detalla en la tabla 25 donde permite conocer el costo real de la fabricación, montaje de la estructura metálica y puente grúa.

Tabla 25. Resumen de costo proyectado.

COSTO TOTAL DEL PROYECTO	
Rubro	USD
Suministro, Fabricación & Montaje de Estructura Metálica, Escaleras Metálicas, Pernos de anclaje, Piso Industrial Grating, Canales de agua lluvia.	
- Acero ASTM-A572 Gr50/ A36 (Certificados de Calidad)	
- Estructura Soldada	
- Ingeniería de detalle en Tekla Structures (modelo BIM)	111.821,56
- Limpieza abrasiva superficial SSPC SP7	
- Pintura Anticorrosiva espesor 3 Mills	
- Control de Calidad en planta y en Obra	
- END 100% Inspección Visual 5% Tintas, 5% UT.	
- Entrega de Dossier de Calidad	
- Supervisión técnica en planta y en Obra	
Suministro, Fabricación & Montaje De Puente Grúa	
- Kit 5T M.	
- Sistema lineal protegida PVC para vigas carrileras.	
- Riel de rodadura para puente grúa.	54.456,73
- Suministro de viga puente.	
- Sistema de control remoto/telemando.	
- Logística de transporte.	
TOTAL	166.278,29

Fuente: Datos tomados de las ofertas anexadas.

CONCLUSIONES

- En el perfeccionamiento del proyecto de titulación se evaluó las medidas estructurales de diseño, utilizando las disposiciones ecuatorianas de la construcción y normas internacionales que están vigentes, del mismo se obtuvo distintos tipos de cargas que debe soportar la estructura y las consecuencias que estas causan en ella.
- Se diseñó usando el Software por elementos finitos (SAP2000) donde reduce cuantiosamente el tiempo para la realización de cálculos, permitiéndome emplear dicho tiempo en alternativas tales como cambio de geometría de la estructura y la selección adecuada de perfiles existentes en el mercado nacional.
- Se validó los resultados mediante simulación en el software utilizado y por la técnica de cálculo de estructuras por factores de cargas y resistencia (LRFD) es más conveniente desde el punto vista económico, debido a que dichos métodos se juntan en requisitos relativos a los estados límites de tenacidad tomando en consideración relevante a la seguridad, y no se deja al criterio del calculista como lo hace la técnica por esfuerzos permisibles (ASD).
- Se empleó el tipo de conexiones viga-columna que facilitaron el diseño según manuales AISC, concluyendo que en dichos manuales se encuentra una serie de tablas en las mismas que con conocimientos previamente obtenidos nos permitió seleccionar la conexión más adecuada posible.
- En la preparación de planos estructurales se facilitó con el uso de un software BIM (TEKLA STRUCTURES) el cual permite detallar conexiones de las estructuras según manuales y normas.
- Se evaluó la factibilidad económica del proyecto de titulación en dos distintas empresas dedicadas al suministro, fabricación y montaje de las estructuras las cuales manejan diferentes índices financieros, y también se comparó el costo unitario en [kg/USD] de las dos ofertas que facilitaron dichas empresas.

RECOMENDACIONES

- La entrada de datos en SAP2000 debe ser muy meticulosa, porque el programa funciona con los datos de entrada, por lo que, si ingresa datos incorrectos, el resultado a menudo fallará.
- Desarrollar el diseño con perfiles existentes en el mercado nacional y no hacer énfasis a otros como los perfiles americanos que son difíciles de adquirir si en un futuro se quiera emplear a realizar la fabricación y montaje utilizando este proyecto.
- En las estructuras con el uso del acero se debe poner mucha atención en detallar las conexiones, la resistencia, las deflexiones, problemas de montaje ya que las estructuras de acero rara vez fallan en el material, sino más bien por el uso impropio de éste.
- Con las ofertas recibidas es necesario hacer actualización de ellas ya que por temporadas el precio del acero no es lo mismo ya que este tiende a subir o bajar de precio.

LISTA DE REFERENCIAS

- [1] INEN, «RECUBRIMIENTOS DE ZINC (GALVANIZADOS POR INMERSIÓN EN CALIENTE) EN PRODUCTOS DE HIERRO Y ACERO,» Norma Técnica Ecuatoriana recubrimientos de zinc, 2009. [En línea]. Available: <https://www.normalizacion.gob.ec/buzon/normas/2483.pdf>. [Último acceso: 15 noviembre 2021].
- [2] R. Nasouri, K. Nguyen, A. Montoya, A. Matamoros, C. Bennett y J. Li, «Simulating the hot dip galvanizing process of high mast illumination poles. Part II: Effects of geometrical properties and galvanizing practices,» *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 159, pp. 584-597, 2019.
- [3] A. Aguilar, «<https://ciateq.repositorioinstitucional.mx>,» octubre 2017. [En línea]. Available: <https://ciateq.repositorioinstitucional.mx/jspui/bitstream/1020/93/1/AguilarJaenAntonio%20MMANAV%202017.pdf>. [Último acceso: 13 octubre 2021].
- [4] F. Díaz del Castillo , «LABORATORIO DE TECNOLOGIA DE MATERIALES,» 2019. [En línea]. Available: http://olimpia.cuautitlan2.unam.mx/pagina_ingenieria/mecanica/mat/mat_mec/m5/Perfiles_estructurales_2019-1.pdf. [Último acceso: 18 diciembre 2021].
- [5] J. C. McCormac y S. F. Csernak, DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO, México: Alfaomega, 2012.
- [6] CÓDIGO NEC – SE – DS, «<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/>,» diciembre 2014. [En línea]. Available: https://cicp-ec.com/documentos/NEC_2015/NEC_SE_DS_Peligro_Sismico.pdf. [Último acceso: 11 enero 2022].

- [7] CÓDIGO NEC - SE - CG, «<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/>,» diciembre 2014. [En línea]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-S%C3%ADsmicas.pdf>. [Último acceso: 22 enero 2022].
- [8] AISC, «Especificación para Construcciones de Acero,» Illinois 60601-6204, Chicago, 2016.
- [9] A. Pena, Naves industriales con acero, España: Gracel S.L.L, 2009.
- [10] C. Ruiz de Agüero, «<https://e-archivo.uc3m.es/>,» 05 mayo 2009. [En línea]. Available: https://e-archivo.uc3m.es/bitstream/handle/10016/8533/PFC_Carlos_RuizDeAguero_Anaya_Anajos.pdf.
- [11] C. Cházaro Rosario, «Tipos de conexiones para estructuras de Acero,» 03 marzo 2021. [En línea]. Available: https://www.gerdaucorsa.com.mx/sites/mx_gerdau/files/PDF/DISENO%20DE%20CONEXIONES_2019-min-min.pdf. [Último acceso: 25 abril 2022].
- [12] American Welding Society, «Structural Welding Code–Seismic Supplement,» American National Institute , Estados Unidos, 2016.
- [13] FEMA – 353, «Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment Frame Construction for Seismic Applications,» 2000. [En línea]. Available: <https://mitigation.eeri.org/wp-content/uploads/FEMA-353.pdf>. [Último acceso: 2 mayo 2022].
- [14] Instituto Mexicano de la construcción en Acero (IMCA), «MANUAL DE CONSTRUCCIÓN EN ACERO,» LIMUSA, México.
- [15] CÓDIGO NEC – SE – AC, «<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/>,» diciembre 2014. [En línea]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp->

content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf. [Último acceso: 5 febrero 2022].

- [16] V. Esclante Cervera, «Diseño de estructuras metálicas con LRFD (Método de Los Elementos Finitos),» marzo 2013. [En línea]. Available: <https://www.studocu.com/es-ar/document/universidad-de-belgrano/ingenieria/diseno-de-estructuras-metalicas-con-lrfd-metodo-de-los-elementos-finitos/14635876>. [Último acceso: 3 mayo 2022].
- [17] T. Murray y E. Sumner, *Extended End-Plate Moment Connections*, Virginia: American Institute of Steel Construction, Inc., 2004.
- [18] Hilti Corporation, «Varilla de anclajes,» de *Oferta de nuestros productos*, Quito, 2022.
- [19] Computers and Structures, Inc, «<https://www.csiespana.com>,» [En línea]. Available: <https://www.csiespana.com/software/2/sap2000>. [Último acceso: 14 mayo 2022].
- [20] Trimble, «<https://www.tekla.com>,» [En línea]. Available: <https://www.tekla.com/la/productos/tekla-structures>. [Último acceso: 23 mayo 2022].
- [21] AutoDesk, «<https://www.autodesk.es>,» [En línea]. Available: <https://www.autodesk.es>. [Último acceso: 23 mayo 2022].
- [22] IPAC, «CATALAGO,» *Producto y Servicios*, 2019.
- [23] NOVACERO, «CATÁLOGO PANELES, CUBIERTAS Y PAREDES,» 2018.

PLANOS ESTRUCTURALES Y OFERTAS

ANEXOS

Anexo 1. Factor de forma C_f .

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+ 0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+ 1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección +0.7 circular o elíptica.	+ 0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular.	+ 2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°.	+ 0.8	- 0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos.	+ 0.3 a 0	- 0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°.	+ 0.3 a + 0.7	- 0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical.	+ 0.8	- 0.6

Anexo 2. C_t y α de ejemplar de estructura.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras en acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórtico especial con hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores [8].	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para atrás estructuras basadas en muros y mampostería estructurales [8].	0.055	0.75

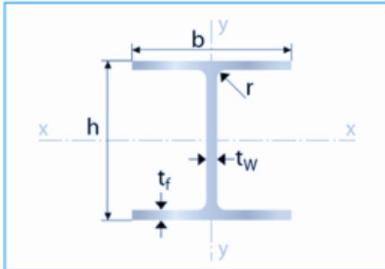
Anexo 3. Conexiones el factor de corte para miembros en tracción.

Caso	Descripción del Elemento		Factor de Corte Diferido, U	Ejemplo
1	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (excepto en los Casos 3, 4, 5 y 6)		$U = 1.0$	-
2	Todos los miembros en tracción, excepto tubos, donde la carga es transmitida por sólo algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras. Alternativamente, el Caso 7 es permitido para perfiles W, M, S y HP (Para ángulos, se permite el uso del Caso 8).		$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida por soldaduras transversales a sólo algunos elementos de la sección.		$U = 1.0$ y $A_n = \text{área de los elementos conectados directamente}$	-
4 ^[a]	Planchas, ángulos, canales con soldaduras en bordes extremos, secciones te y doble te con elementos adosados, donde la tensión es transmitida solo por soldaduras longitudinales. Ver Caso 2 para la definición de x.		$U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2} \left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$	
5	Tubos redondos con sólo una placa gusset concéntrica, con soldaduras de ranura al tubo.		$l \geq 1.3D, U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	
6	Tubo Rectangular	con sólo una placa gusset concéntrica	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		con dos placas gusset concéntricas	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	Perfiles W, M, S o HP, o T cortadas a partir de estos perfiles (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con ala conectada con 3 o más conectores por línea en la dirección de carga	$b_f \geq \frac{2}{3}d, U = 0.90$ $b_f < \frac{2}{3}d, U = 0.85$	-
		con alma conectada con 4 o más conectores en la dirección de carga	$U = 0.70$	-
8	Ángulos simples (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con 4 o más conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.80$	-
		con 2 o 3 conectores por línea en la dirección de carga (con menos de tres conectores por línea en la dirección de la carga, usar Caso 2)	$U = 0.60$	-

B = ancho total del tubo rectangular, medido 90° respecto al plano de conexión, cm (mm); D = diámetro exterior de la sección cilíndrica, cm (mm); H = altura total del tubo rectangular, medido en el plano de conexión, cm (mm); d = altura de la sección, cm (mm); para secciones T, d = altura de la sección desde la cual la T fue cortada, cm (mm); l = longitud de conexión, cm (mm); w = ancho plancha, cm (mm); \bar{x} = excentricidad de conexión, cm (mm).

^[a] $l = \frac{l_1 + l_2}{2}$, donde l_1 y l_2 no deben ser menor a 4 veces la dimensión de la soldadura.

Anexo 4 Dimensiones del perfil HEA 220



Largo normal:
6 metros / 12 metros
Recubrimiento:
Negro
Calidad de Acero:
ASTM A 36 / ASTM A 572 Gr 50
Norma de Fabricación:
HEB: INEN 2233 / EN 10034 /
INEN 2215
HEA: INEN 2232 / EN 10034 /
INEN 2215
Observaciones:
Otras dimensiones y largos previa
consulta.

> Aplicaciones

- Estructuras en general.
- Soporte de polipasto en puentes grúas o techos.
- Puentes.
- Rieles.



Designación	Peso	Dimensiones				Radio	Área
		Altura	Ala	Espesores			
	P	h	b	t _w	t _f	r	A

	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²
HEB 100	20,40	100	100	6,00	10,00	12	26,00
HEB 120	26,70	120	120	6,50	11,00	12	34,00
HEB 140	33,70	140	140	7,00	12,00	12	43,00
HEB 160	42,60	160	160	8,00	13,00	15	54,30
HEB 180	51,20	180	180	8,50	14,00	15	65,30
HEB 200	61,30	200	200	9,00	15,00	18	78,10
HEB 220	71,50	220	220	9,50	16,00	18	91,00
HEB 240	83,20	240	240	10,00	17,00	21	106,00
HEB 300	117,00	300	300	11,00	19,00	27	149,10
HEB 360	142,00	360	300	12,50	22,50	27	180,60
HEB 400	155,00	400	300	13,50	24,00	27	197,80
HEB 450	171,00	450	300	14,00	26,00	27	218,00
HEB 500	187,00	500	300	14,50	28,00	27	238,60

HEA 200	42,30	190	200	6,50	10,00	18	53,80
HEA 220	50,50	210	220	7,00	11,00	18	64,30
HEA 240	60,30	230	240	7,50	12,00	21	76,80
HEA 260	68,20	250	260	7,50	12,50	24	86,80
HEA 300	88,30	290	300	8,50	14,00	27	112,50
HEA 360	112,00	350	300	10,00	17,50	27	142,80
HEA 400	125,00	390	300	11,00	19,00	27	159,00
HEA 450	140,00	440	300	11,50	21,00	27	178,00
HEA 500	155,00	490	300	12,00	23,00	27	197,50

Fuente: Catalogo IPAC

Anexo 5 Tabla C-50 para valores de F_a

Table C-50
Allowable Stress
For Compression Members of 50-ksi Specified Yield Stress Steel^a

$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)								
1	29.94	41	25.69	81	18.81	121	10.20	161	5.76
2	29.87	42	25.55	82	18.61	122	10.03	162	5.69
3	29.80	43	25.40	83	18.41	123	9.87	163	5.62
4	29.73	44	25.26	84	18.20	124	9.71	164	5.55
5	29.66	45	25.11	85	17.99	125	9.56	165	5.49
6	29.58	46	24.96	86	17.79	126	9.41	166	5.42
7	29.50	47	24.81	87	17.58	127	9.26	167	5.35
8	29.42	48	24.66	88	17.37	128	9.11	168	5.29
9	29.34	49	24.51	89	17.15	129	8.97	169	5.23
10	29.26	50	24.35	90	16.94	130	8.84	170	5.17
11	29.17	51	24.19	91	16.72	131	8.70	171	5.11
12	29.08	52	24.04	92	16.50	132	8.57	172	5.05
13	28.99	53	23.88	93	16.29	133	8.44	173	4.99
14	28.90	54	23.72	94	16.06	134	8.32	174	4.93
15	28.80	55	23.55	95	15.84	135	8.19	175	4.88
16	28.71	56	23.39	96	15.62	136	8.07	176	4.82
17	28.61	57	23.22	97	15.39	137	7.96	177	4.77
18	28.51	58	23.06	98	15.17	138	7.84	178	4.71
19	28.40	59	22.89	99	14.94	139	7.73	179	4.66
20	28.30	60	22.72	100	14.71	140	7.62	180	4.61
21	28.19	61	22.55	101	14.47	141	7.51	181	4.56
22	28.08	62	22.37	102	14.24	142	7.41	182	4.51
23	27.97	63	22.20	103	14.00	143	7.30	183	4.46
24	27.86	64	22.02	104	13.77	144	7.20	184	4.41
25	27.75	65	21.85	105	13.53	145	7.10	185	4.36
26	27.63	66	21.67	106	13.29	146	7.01	186	4.32
27	27.52	67	21.49	107	13.04	147	6.91	187	4.27
28	27.40	68	21.31	108	12.80	148	6.82	188	4.23
29	27.28	69	21.12	109	12.57	149	6.73	189	4.18
30	27.15	70	20.94	110	12.34	150	6.64	190	4.14
31	27.03	71	20.75	111	12.12	151	6.55	191	4.09
32	26.90	72	20.56	112	11.90	152	6.46	192	4.05
33	26.77	73	20.38	113	11.69	153	6.38	193	4.01
34	26.64	74	20.10	114	11.49	154	6.30	194	3.97
35	26.51	75	19.99	115	11.29	155	6.22	195	3.93
36	26.38	76	19.80	116	11.10	156	6.14	196	3.89
37	26.25	77	19.61	117	10.91	157	6.06	197	3.85
38	26.11	78	19.41	118	10.72	158	5.98	198	3.81
39	25.97	79	19.21	119	10.55	159	5.91	199	3.77
40	25.83	80	19.01	120	10.37	160	5.83	200	3.73

^aWhen element width-to-thickness ratio exceeds noncompact section limits of Sect. B5.1, see Appendix B5.
Note: $C_c = 107.0$

F_y = 50 ksi

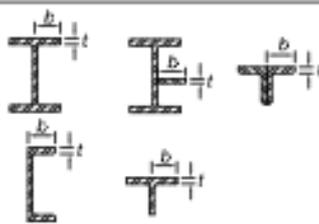
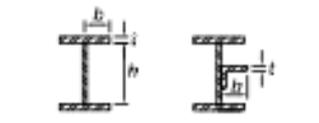
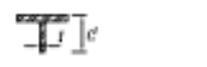
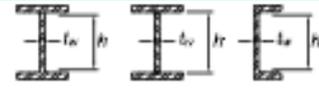
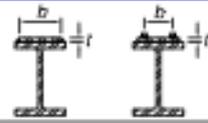
Fuente: Manual AISC

Anexo 6 Requisito de diseño LFRD

[CAP. B]

REQUISITOS DE DISEÑO

65-16.1

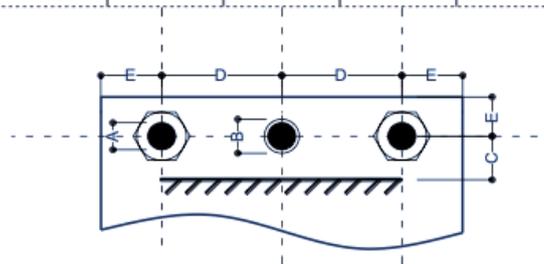
<p>TABLA B4.1b Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros sometidos a Flexión</p>				
Casos	Descripción del Elemento	Razón Ancho Espesor	Razón Ancho-Espesor Límite λ (compacta / no compacta / esbelto / no esbelto)	Ejemplo
Elementos No-Alisados	1 Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T.	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2 Alas de perfiles I soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^(a)	
	3 Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no alisados.	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4 Alma de Secciones T.	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Alisados	5 Alas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6 Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7 Alas de sobre planchas y planchas diáfragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8 Todo elemento alisador.	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9 Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

^(a) $k_c = 4\sqrt{h/t_w}$, no menor que 0,35, ni mayor que 0,76 para propósitos de cálculo.

Fuente: Especificación para construcción de acero AISC 360 – 16

Anexo 7 Distancias mínimas para los diferentes diámetros de anclas

DIAM. NOM.		DIAM. BARR.		DIST. MIN. DE TORNILLOS Y ANCLAS		
A		B		C	D	E
pulg	mm	pulg	mm	mm	mm	mm
1/4	6.35	5/16	7.95	15	25	15
5/16	7.90	3/8	9.50	20	30	20
3/8	9.50	7/16	11.10	20	30	20
7/16	11.10	1/2	12.70	25	40	20
1/2	12.70	9/16	14.30	25	45	25
9/16	14.30	5/8	15.90	30	45	25
5/8	15.90	11/16	17.50	40	55	30
3/4	19.05	13/16	20.65	55	65	30
7/8	22.20	15/16	23.80	55	75	35
1	25.40	17/16	27.00	55	85	40
1 1/8	28.60	19/16	30.20	55	100	45
1 1/4	31.80	21/16	33.40	60	110	45
1 3/8	34.90	23/16	36.50	60	120	50
1 1/2	38.10	25/16	39.70	70	130	55
1 5/8	41.30	27/16	42.90	75	140	60
1 3/4	44.45	29/16	46.05	80	155	60
1 7/8	47.63	31/16	49.23	85	165	65
2	50.80	32/16	52.40	90	170	70



Fuente: Manual diseño de conexiones por Carlos Chazaro

Anexo 8 Tamaño mínimo de soldadura de filete

TABLA J2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete[a], mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.
Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

Fuente: Especificación para construcción de acero AISC 360 – 16

Anexo 9 Especificación de soldadura para el armado del perfil TC 200x200x3

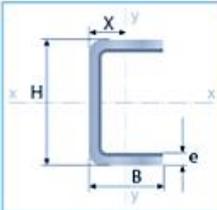
Soldadura simple en ranura en V (2)
Junta a tope (B)

Proceso de soldadura	Designación de junta	Espesor del metal base (U = ilimitado)		Preparación de la ranura			Posiciones de soldadura permitidas	Gas de protección para FCAW	Notas
		T ₁	T ₂	Apertura de la raíz Cara de la raíz Ángulo de la ranura	Tolerancias				
					Según lo detallado (ver 5.4.1.1)	Como ajuste (ver 5.4.1.8)			
SMAW	B-U2	U	—	R = 0 a 3 f = 0 a 3 $\alpha = 60^\circ$	+2, -0 +2, -0 +10°, -0°	+2, -3 Ilimitado +10°, -5°	Todo	—	d, e, j
GMAW FCAW	B-U2-GF	U	—	R = 0 a 3 f = 0 a 3 $\alpha = 60^\circ$	+2, -0 +2, -0 +10°, -0°	+2, -3 Ilimitado +10°, -5°	Todo	No se requiere	a, d, j
SAW	B-L2c-S	Más de 12 hasta 25	—	R = 0 f = 6 máx. $\alpha = 60^\circ$	R = ±0 f = +0, -f $\alpha = +10^\circ, -0^\circ$	+2, -0 ±2 +10°, -5°	F	—	d, j
		Más de 25 hasta 38	—	R = 0 f = 12 máx. $\alpha = 60^\circ$					
		Más de 38 hasta 50	—	R = 0 f = 16 máx. $\alpha = 60^\circ$					

Fuente: Manual de la soldadura AWS D1

Anexo 10 Selección del perfil C200x100x3

Perfiles Estructurales Canales



Largo Normal: 6 metros
Recubrimiento:
Negro o Galvanizado
Calidad de Acero:
ASTM A36 / ASTM A572 Gr 50 / ASTM A653
Norma de Fabricación:
NTE INEN 1623
Espesores:
Desde 1,50 a 6,00 mm
Observaciones:
Otras dimensiones y largos, previa consulta

Aplicaciones

- Conformado de elementos estructurales:
- Vigas - Viguetas - Columnas
- Muebles metálicos (camas).
- Estructura para cubiertas.
- Estructuras para galpones y en general.

INEN



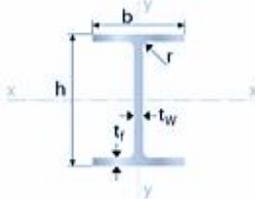
Designaciones	Espesor	Peso	Área	Propiedades Estáticas								Distancia entre el eje menor y-y a la superficie exterior del perfil
				Eje x-x				Eje y-y				
H	B	e	P	A	I	W	i	I	W	i	X	
mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	
25,50	48,50	1,80	1,65	2,10	2,54	1,99	1,10	5,01	1,78	1,54	2,03	
		2,00	1,82	2,32	2,76	2,17	1,09	5,50	1,96	1,54	2,05	
		1,50	6,72	1,43	5,53	2,21	1,97	0,88	0,49	0,79	0,69	
50	25	1,80	7,98	1,69	6,47	2,58	1,95	1,03	0,58	0,78	0,71	
		2,00	8,80	1,87	7,07	2,83	1,94	1,13	0,63	0,78	0,72	
		3,00	12,74	2,70	9,70	3,88	1,89	1,57	0,91	0,76	0,77	
80	40	1,50	10,96	2,33	23,74	5,93	3,19	3,75	1,28	1,27	1,07	
		1,80	13,06	2,77	28,05	7,01	3,18	4,44	1,52	1,27	1,08	
		2,00	14,45	3,07	30,84	7,71	3,17	4,89	1,68	1,26	1,09	
		2,50	17,87	3,79	37,55	9,39	3,15	5,97	2,07	1,25	1,12	
		3,00	21,21	4,50	43,88	10,97	3,12	7,01	2,45	1,25	1,14	
		4,00	27,67	5,87	55,41	13,85	3,07	8,92	3,17	1,23	1,19	
		5,00	33,81	7,18	65,51	16,38	3,02	10,62	3,84	1,22	1,24	
100	50	6,00	39,64	8,42	74,22	18,56	2,97	12,13	4,47	1,20	1,28	
		1,50	13,78	2,93	47,08	9,42	4,01	7,42	2,02	1,59	1,32	
		1,80	16,45	3,49	55,80	11,16	4,00	8,81	2,40	1,59	1,33	
		2,00	18,22	3,87	61,50	12,30	3,99	9,72	2,66	1,58	1,34	
		2,50	22,58	4,79	75,29	15,06	3,96	11,93	3,28	1,58	1,37	
		3,00	26,87	5,70	88,47	17,69	3,94	14,07	3,89	1,57	1,39	
		4,00	35,20	7,47	113,04	22,61	3,89	18,08	5,07	1,56	1,44	
120	60	5,00	43,23	9,18	135,28	27,06	3,84	21,77	6,19	1,54	1,48	
		6,00	50,95	10,82	155,27	31,05	3,79	25,14	7,25	1,52	1,53	
		1,50	16,81	3,53	82,19	13,70	4,83	12,93	2,92	1,92	1,57	
		2,00	21,99	4,67	107,73	17,96	4,80	16,99	3,85	1,91	1,59	
		2,50	27,29	5,79	132,37	22,06	4,78	20,93	4,77	1,90	1,62	
		3,00	32,52	6,90	156,12	26,02	4,76	24,75	5,67	1,89	1,64	
		4,00	42,74	9,07	200,99	33,50	4,71	32,02	7,42	1,88	1,69	
125	50	5,00	52,65	11,18	242,43	40,40	4,66	38,81	9,09	1,86	1,73	
		6,00	62,25	13,22	280,53	46,75	4,61	45,14	10,70	1,85	1,78	
		1,50	15,55	3,30	78,78	12,61	4,89	7,93	2,08	1,55	1,18	
		1,80	18,57	3,94	93,54	14,97	4,87	9,42	2,47	1,55	1,19	
		2,00	20,58	4,37	103,19	16,51	4,86	10,40	2,74	1,54	1,20	
		2,50	25,53	5,42	126,69	20,27	4,83	12,78	3,38	1,54	1,22	
		3,00	30,40	6,45	149,29	23,89	4,81	15,08	4,02	1,53	1,24	
150	50	4,00	39,91	8,47	191,86	30,70	4,76	19,43	5,24	1,51	1,29	
		5,00	49,12	10,43	230,99	36,96	4,71	23,44	6,40	1,50	1,34	
		6,00	58,01	12,32	266,77	42,68	4,65	27,14	7,50	1,48	1,38	
		1,50	17,31	3,68	120,81	16,11	5,73	8,34	2,12	1,51	1,07	
		2,00	22,93	4,87	158,54	21,14	5,71	10,94	2,80	1,50	1,09	
		2,50	28,47	6,04	195,03	26,00	5,68	13,46	3,46	1,49	1,11	
		3,00	33,93	7,20	230,29	30,70	5,65	15,89	4,11	1,49	1,13	
160	60	4,00	44,62	9,47	297,17	39,62	5,60	20,49	5,36	1,47	1,17	
		5,00	55,00	11,68	359,29	47,91	5,55	24,76	6,55	1,46	1,22	
		6,00	65,08	13,82	416,76	55,57	5,49	28,70	7,68	1,44	1,26	
		2,00	25,76	5,47	209,62	26,23	6,19	18,51	4,00	1,84	1,37	
		2,50	32,00	6,79	258,55	32,32	6,17	22,82	4,96	1,83	1,40	
		3,00	38,17	8,10	305,83	38,23	6,14	27,01	5,89	1,83	1,42	
		4,00	50,27	10,67	396,08	49,51	6,09	35,02	7,72	1,81	1,46	
200	50	5,00	62,07	13,18	480,68	60,08	6,04	42,54	9,47	1,80	1,51	
		6,00	73,55	15,62	559,74	69,97	5,99	49,59	11,15	1,78	1,55	
		2,00	27,64	5,87	316,47	31,65	7,34	11,75	2,88	1,42	0,92	
		2,50	34,36	7,29	390,36	39,04	7,32	14,46	3,56	1,41	0,94	
		3,00	41,00	8,70	462,19	46,22	7,29	17,08	4,23	1,40	0,96	
		4,00	54,04	11,47	599,77	59,88	7,23	22,06	5,52	1,39	1,00	
		5,00	66,78	14,18	729,33	72,93	7,17	26,69	6,75	1,37	1,05	
250	100	3,00	55,13	11,70	753,26	75,33	8,02	118,69	16,12	3,18	2,64	
		4,00	72,88	15,47	983,93	98,39	7,97	155,49	21,25	3,17	2,68	
		5,00	88,06	19,20	1202,96	120,29	7,92	192,92	26,31	3,16	2,72	
300	50	3,00	55,13	11,70	1031,74	103,17	8,87	179,92	4,31	1,33	0,84	
		4,00	63,46	13,47	1045,86	104,59	8,81	23,16	5,63	1,31	0,89	
		5,00	72,88	15,47	1348,44	134,84	8,76	28,31	6,95	1,30	0,91	
300	75	3,00	55,13	11,70	1271,34	127,13	9,39	56,94	9,55	2,21	1,54	
		4,00	72,88	15,47	1660,48	166,05	9,34	74,31	12,55	2,19	1,58	
		5,00	88,06	19,20	2098,56	209,86	9,29	92,68	15,55	2,18	1,62	
300	100	3,00	55,13	11,70	1660,48	166,05	10,42	18,55	4,37	1,26	0,75	
		4,00	72,88	15,47	2098,56	209,86	10,36	23,98	5,71	1,24	0,80	
		5,00	88,06	19,20	2536,64	253,66	10,30	29,41	7,05	1,23	0,84	

X = Distancia entre el eje menor y-y a la superficie exterior del perfil

Fuente: Catálogo IPAC

Anexo 11 Selección de perfil IPE 180

Productos Laminados Vigas IPE



Largo normal:
6 metros / 12 metros
Recubrimiento:
Negro
Calidad de Acero:
ASTM A 36 / ASTM A 572 Gr 50
Norma de Fabricación:
INEN 2230 / INEN 2215 / EN 10024
Observaciones:
Otras dimensiones y largos previa
consulta.

Aplicaciones

- Estructuras.
- Soporte de polipasto en puentes grúas o techos.
- Puentes.
- Rieles.

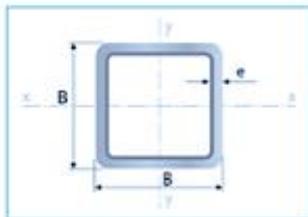


Designación	Dimensiones							Área	Peso	Propiedades Elásticas						Módulo Plástico		Módulo Torsión
	Altura		Ala		Distancias					Eje y-y			Eje x-x			Zx	Zy	Jt
	h	s	b	t	r1	r2	d			Ix	Sx	rx	Iy	Sy	ry	Zx	Zy	Jt
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
PE 80	80,00	3,80	46,00	5,20	5,00	69,60	59,60	7,64	6,00	80,10	20,00	3,24	8,50	3,70	1,05	23,20	5,60	0,70
PE 100	100,00	4,10	55,00	5,70	7,00	88,60	74,60	10,30	8,10	171,00	34,20	4,07	15,90	5,80	1,24	39,40	9,10	1,20
PE 120	120,00	4,40	64,00	6,30	7,00	107,40	93,40	13,20	10,40	318,00	53,00	4,90	27,70	8,60	1,45	60,70	13,60	1,74
PE 140	140,00	4,70	73,00	6,90	7,00	126,20	112,20	16,40	12,90	541,00	77,30	5,74	44,90	12,30	1,65	88,30	19,20	2,45
PE 160	160,00	5,00	82,00	7,40	9,00	145,20	127,20	20,10	15,80	869,00	109,00	6,58	68,30	16,70	1,84	124,00	26,10	3,60
PE 180	180,00	5,30	91,00	8,00	9,00	164,00	146,00	23,90	18,80	1317,00	146,00	7,42	101,00	22,20	2,05	166,00	34,60	4,70
PE 200	200,00	5,60	100,00	8,50	12,00	183,00	159,00	28,50	22,40	1943,00	194,00	8,26	142,00	28,50	2,24	221,00	44,60	6,98
PE 220	220,00	5,90	110,00	9,20	12,00	201,60	177,60	33,40	26,20	2772,00	252,00	9,11	205,00	37,30	2,48	285,00	58,10	9,07
PE 240	240,00	6,20	120,00	9,80	15,00	220,40	190,40	39,10	30,70	3892,00	324,00	9,97	284,00	47,30	2,69	367,00	73,90	12,90
PE 270	270,00	6,60	135,00	10,20	15,00	249,60	219,60	45,90	36,10	5790,00	429,00	11,20	420,00	62,20	3,02	484,00	97,00	15,90
PE 300	300,00	7,10	150,00	10,70	15,00	278,60	248,60	53,80	42,20	8356,00	557,00	12,50	604,00	80,50	3,35	628,00	125,00	20,10
PE 330	330,00	7,50	160,00	11,50	18,00	307,60	271,00	62,60	49,10	11770,00	713,00	13,70	788,00	98,50	3,55	804,00	154,00	28,10
PE 360	360,00	8,00	170,00	12,70	18,00	334,60	298,60	72,70	57,10	16270,00	904,00	15,00	1043,00	123,00	3,79	1019,00	191,00	37,30
PE 400	400,00	8,60	180,00	13,50	21,00	373,00	331,00	84,50	66,30	23130,00	1156,00	16,50	1318,00	146,00	3,95	1307,00	229,00	51,10
PE 450	450,00	9,40	190,00	14,60	21,00	420,60	378,60	98,60	77,60	33740,00	1500,00	18,50	1676,00	176,00	4,12	1702,00	276,00	66,90
PE 500	500,00	10,20	200,00	16,00	21,00	468,00	426,00	116,00	90,70	48200,00	1928,00	20,40	2142,00	214,00	4,31	2194,00	336,00	89,30
PE 550	550,00	11,10	210,00	17,20	24,00	515,60	467,60	134,00	106,00	67120,00	2441,00	22,30	2668,00	254,00	4,45	2787,00	401,00	123,00
PE 600	600,00	12,00	220,00	19,00	24,00	562,00	514,00	156,00	122,00	92080,00	3069,00	24,30	3387,00	308,00	4,66	3512,00	486,00	165,00
PE 750 X 137	753,00	11,50	263,00	17,00	17,00	719,00	685,00	175,00	137,00	159900,00	4246,00	30,30	5166,00	393,00	5,44	4865,00	614,00	137,00
PE 750 X 147	753,00	13,20	265,00	17,00	17,00	719,00	685,00	187,00	147,00	166100,00	4411,00	29,80	5289,00	399,00	5,31	5110,00	631,00	162,00
PE 750 X 161	758,00	13,80	266,00	17,00	19,30	719,40	685,40	204,00	161,00	186100,00	4909,00	30,20	6073,00	457,00	5,45	5666,00	720,00	212,00
PE 750 X 173	762,00	14,40	267,00	17,00	21,60	718,80	684,80	221,00	173,00	205800,00	5402,00	30,50	6873,00	515,00	5,57	6218,00	810,00	274,00
PE 750 X 185	766,00	14,90	267,00	17,00	23,60	718,80	684,80	236,00	185,00	223000,00	5821,00	30,80	7510,00	563,00	5,65	6691,00	884,00	337,00
PE 750 X 196	770,00	15,60	268,00	17,00	25,40	719,20	719,20	251,00	196,00	240300,00	6241,00	31,00	8175,00	610,00	5,71	7174,00	959,00	409,00
PE 750 X 210	775,00	16,00	268,00	17,00	28,00	719,00	719,00	268,00	210,00	262200,00	6765,00	31,30	9011,00	672,00	5,80	7762,00	1054,00	514,00
PE 750 X 222	778,00	17,00	269,00	17,00	29,50	719,00	719,00	283,00	222,00	278200,00	7152,00	31,30	9604,00	714,00	5,82	8225,00	1122,00	605,00

Fuente: Catálogo de IPAC

Anexo 12 Selección de perfil TC 100x100x3

Tubería Estructural Cuadrada



Largo Normal:
6 metros
Recubrimiento:
Negro o Galvanizado
Calidad de Acero:
JIS G 3132, ASTM A 36 y ASTM A572 Gr 50
Norma de Fabricación:
ASTM A 500/ NTE INEN 2415
Espesores:
Desde 1,40 a 6,00 mm
Observaciones:
Otras dimensiones y largos,
previa consulta

- Aplicaciones**
- Automotriz y de autopartes: carrocería y remolques.
 - Agroganadera: maquinaria e implementos industriales, agrícolas, avícolas y ganaderos.
 - Señalización y vialidad: soportes.
 - Aparatos de gimnasia y fitness.
 - Construcción: columnas.
 - Estructuras: galpones y naves industriales, edificios, soporte de techos.



Designaciones	Área	Peso	Propiedades Estáticas			
			Eje x-x' e y-y'			
B	e	A	P	Momento de inercia	Módulo de resistencia	Radio de giro
mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm
20	1,40	0,99	0,78	0,56	0,56	0,75
	1,50	1,05	0,83	0,58	0,58	0,75
	1,80	1,23	0,96	0,66	0,66	0,73
	2,00	1,34	1,05	0,70	0,70	0,72
25	1,40	1,27	1,00	1,16	0,93	0,95
	1,50	1,35	1,06	1,22	0,97	0,95
	1,80	1,59	1,25	1,39	1,11	0,94
	2,00	1,74	1,35	1,49	1,19	0,93
30	1,40	1,55	1,22	2,08	1,39	1,16
	1,50	1,65	1,30	2,20	1,47	1,15
	1,80	1,95	1,53	2,53	1,68	1,14
	2,00	2,14	1,68	2,73	1,82	1,13
38	1,40	2,00	1,57	4,41	2,32	1,48
	1,50	2,13	1,67	4,67	2,46	1,48
	1,80	2,52	1,98	5,42	2,85	1,47
	2,00	2,78	2,18	5,89	3,10	1,46
40	1,40	2,11	1,66	5,18	2,59	1,57
	1,50	2,25	1,77	5,49	2,75	1,56
	1,80	2,67	2,09	6,39	3,19	1,55
	2,00	2,94	2,31	6,95	3,47	1,54
	2,50	3,59	2,82	8,23	4,12	1,51
	3,00	4,21	3,30	9,36	4,68	1,49
	4,00	5,35	4,20	11,18	5,59	1,45
50	1,40	2,67	2,10	10,42	4,17	1,97
	1,50	2,85	2,24	11,07	4,43	1,97
	1,80	3,39	2,66	12,95	5,18	1,96
	2,00	3,74	2,93	14,15	5,66	1,95
	2,50	4,59	3,60	16,98	6,78	1,92
	3,00	5,41	4,25	19,50	7,80	1,90
	4,00	6,95	5,45	23,84	9,34	1,85
60	1,50	3,45	2,71	19,52	6,51	2,38
	1,80	4,11	3,22	22,95	7,65	2,36
	2,00	4,54	3,56	25,15	8,38	2,35
	2,50	5,59	4,39	30,36	10,12	2,33
	3,00	6,61	5,19	35,17	11,72	2,31
	4,00	8,55	6,71	43,65	14,55	2,28
70	1,50	4,05	3,18	31,46	8,90	2,79
	1,80	4,83	3,79	37,09	10,60	2,77
	2,00	5,34	4,19	40,73	11,64	2,76
	2,50	6,59	5,17	49,43	14,12	2,74
	3,00	7,81	6,13	57,56	16,45	2,72
	4,00	10,15	7,97	72,22	20,64	2,67
75	1,50	4,35	3,42	38,92	10,39	2,99
	1,80	5,19	4,07	45,95	12,23	2,98
	2,00	5,74	4,50	50,50	13,47	2,97
	2,50	7,09	5,56	61,40	16,37	2,94
	3,00	8,41	6,60	71,65	19,11	2,92
	4,00	10,95	8,59	90,29	24,08	2,87
80	1,80	6,27	4,92	60,71	17,94	3,59
	2,00	6,94	5,45	68,67	19,75	3,58
	2,50	8,59	6,74	108,57	24,13	3,56
	3,00	10,21	8,01	127,32	28,29	3,53
	4,00	13,35	10,48	162,02	36,01	3,48
100	1,80	6,99	5,45	111,82	22,32	4,00
	2,00	7,74	6,07	123,01	24,60	3,99
	2,50	9,59	7,53	150,65	30,13	3,96
	3,00	11,41	8,96	177,08	35,42	3,94
	4,00	14,95	11,73	226,46	45,29	3,89
	5,00	18,36	14,41	271,36	54,27	3,84
	6,00	21,63	16,98	312,00	62,40	3,80
120	2,50	11,59	9,10	264,81	44,13	4,78
	3,00	13,81	10,84	312,38	52,06	4,76
	4,00	18,15	14,25	402,38	67,06	4,71
	4,50	20,27	15,91	444,87	74,14	4,68
	5,00	22,36	17,55	485,73	80,95	4,66
	6,00	26,43	20,75	562,68	93,78	4,61
125	3,00	14,41	11,31	324,53	55,73	4,96
	4,00	18,95	14,87	457,33	73,17	4,91
	5,00	23,36	18,33	552,67	88,46	4,87
	6,00	27,63	21,69	641,41	102,63	4,82
135	3,00	15,61	12,25	349,88	66,85	5,37
	4,00	20,55	16,13	581,80	86,19	5,32
	5,00	25,36	19,90	705,16	104,47	5,27
	6,00	30,03	23,58	820,25	121,52	5,23
150	3,00	17,41	13,67	422,76	83,03	5,98
	4,00	22,95	18,01	607,92	107,72	5,93
	5,00	28,36	22,26	762,37	130,58	5,89
	6,00	33,63	26,40	1146,43	152,88	5,84

Fuente: Catálogo de IPAC

Anexo 13 Resistencia nominal para pernos de alta resistencia

TABLA J3.2
Resistencia nominal de sujetadores y partes roscadas, kg/cm² (MPa)

Descripción del sujetador	Resistencia nominal a la tensión, F_{nt} , kg/cm ² (MPa) ^[a]	Resistencia nominal al cortante en conexiones tipo aplastamiento, F_{nv} , kg/cm ² (MPa) ^[b]
Tornillos A 307	3163 (310)	1898 (188) ^{[c][d]}
Tornillos del grupo A (tipo A325) cuando no se excluyen las cuerdas de los planos de cortante	6327 (620)	3796 (372)
Tornillos del grupo A (tipo A325) cuando se excluyen las cuerdas de los planos de cortante	6327 (620)	4781 (372)
Tornillos del grupo B (tipo A490) cuando no se excluyen las cuerdas de los planos de cortante	7944 (780)	4781 (457)
Tornillos del grupo B (tipo A490) cuando se excluyen las cuerdas de los planos de cortante	7944 (780)	5905 (579)
Partes roscadas que cumplen con los requisitos de la sección A3.4 cuando no se excluyen las cuerdas de los planos de cortante	$0.75 F_u$	$0.450 F_u$
Partes roscadas que cumplen con los requisitos de la sección A3.4 cuando se excluyen las cuerdas de los planos de cortante	$0.75 F_u$	$0.563 F_u$

Fuente: Manual del IMCA

Anexo 14 Distancia mínima al borde

TABLA J3.4
Distancia mínima al borde^[a] desde el centro del agujero estándar^[b] hasta el borde de la parte conectada (milímetros)

Diámetro del tornillo	Distancia mínima al borde
12.7	19.1
15.9	22.2
19.1	25.4
22.2	28.6
25.4	31.7
28.6	38.1
31.7	41.3
Más de 31.7	$31.7 \times d$

Fuente: Manual del IMCA