

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

DISEÑO DE UNA TORRE TRIANGULAR AUTOSOPORTADA PARA ANTENA DE COMUNICACIÓN CELULAR DE 60 M. DE ALTURA

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

CARLOS ALBERO FAZ BARAHONA

carlos_faz_b@hotmail.com

DIRECTOR: ING. RICARDO SOTO

ricardo.soto@epn.edu.ec

Quito, Junio 2010

DECLARACIÓN

Yo, **CARLOS ALBERTO FAZ BARAHONA**, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Carlos Alberto Faz Barahona

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por **CARLOS ALBERTO FAZ BARAHONA**, bajo mi supervisión.

Ing. Ricardo Soto A.

DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

A dios por darme un sendero y esperanzas para mi futuro.

A mis padres, por todo el amor, sacrificio e apoyo incondicional para llegar a cumplir con mis metas.

A mis hermanos y familiares por la colaboración brindada todo este tiempo.

A mis todos mis amigos de la Facultad de Ingeniería Mecánica por el apoyo brindado en esta inolvidable etapa de la vida.

A todos los profesores de la Facultad de Ingeniería Mecánica por los conocimientos impartidos durante todos los semestres.

Carlos

DEDICATORIA

A toda mi familia y en especial a mis padres y hermanos quienes me han apoyado en la culminación de esta etapa de mi vida.

Carlos

ÍNDICE

CAPITULO 1	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
1. GENERALIDADES	1
1.1 ESTRUCTURA.....	1
1.1.1. CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS	1
1.1.2. ESTRUCTURAS ARTICULADAS Y RETICULADAS	2
1.1.3. ARMADURAS PLANAS.....	3
1.1.4. ARMADURAS ESPACIALES	3
1.2 MATERIALES	3
1.2.1. ACEROS ESTRUCTURALES PARA PERFILES LAMINADOS EN CALIENTE.	3
1.2.2. ACEROS ESTRUCTURALES PARA PERFILES DE LÁMINA DELGADA.....	5
1.3 TIPOS DE MIEMBROS ESTRUCTURALES LAMINADOS EN CALIENTE.....	6
1.3.1. CLASIFICACIÓN DE MIEMBROS ESTRUCTURALES LAMINADOS EN CALIENTE.	6
1.4 MIEMBROS ESTRUCTURALES DE LÁMINA DELGADA.....	7
1.4.1. TIPOS DE MIEMBROS EN LÁMINA DELGADA	7
1.5 TORRES DE TELECOMUNICACIÓN	9
1.5.1. Ubicación, Altura y Tipo de las Torres	10
1.6 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.....	12
CAPITULO 2	15
2. SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS	15
2.1 SELECCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS	15

2.2 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO.....	15
2.2.1. ALTERNATIVA PARA CONFIGURACIÓN DE TORRE.....	15
2.2.2. ALTERNATIVA PARA ELEMENTOS PRINCIPALES.....	18
2.2.3. ALTERNATIVAS PARA MEDIOS DE ARRIOSTRAMIENTO	20
2.2.4. ALTERNATIVAS PARA MEDIOS DE UNIÓN	22
2.2.4.1 Sujeción por soldadura	23
2.2.4.2 Sujeción por bulones.....	24
2.3 SELECCIÓN DE ALTERNATIVA.....	25
2.3.1. ALTERNATIVAS PARA CONFIGURACIÓN.....	25
2.3.2. ELEMENTOS PRINCIPALES.....	26
2.3.3. ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTOS	27
2.3.4. MEDIOS DE UNIÓN.....	28
2.4 ALTERNATIVAS SELECCIONADAS	28
CAPITULO 3.....	29
3. MARCO TEÓRICO	29
3.1 CARGAS.....	29
3.1.1. CARGAS PERMANENTES	29
3.1.2. CARGAS VARIABLES.....	29
3.1.2.1 Fuerza por acción del viento	29
3.1.2.2 Fuerza sísmica.....	31
3.1.2.3 Fuerza de montaje y mantenimiento.	33
3.2 MÉTODOS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS.....	33
3.2.1. DISEÑO POR TENSIONES ADMISIBLES (ASD)	34

3.2.1.1	Combinaciones de carga.....	34
3.2.1.2	Tipos de construcciones.	35
3.2.2.	DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRDF)	36
3.2.2.1	Combinación de cargas para factores de carga y resistencia	36
3.3	DISEÑO DE ELEMENTOS EN LÁMINA DELGADA.	37
3.3.1.	MIEMBROS A COMPRESIÓN	37
3.3.1.1	Resistencia de columna	38
3.3.1.2	Esfuerzos permisibles.	38
3.3.1.3	Pandeo principal de columnas.	39
3.3.1.4	Miembros comprimidos con cargas concéntricas.....	40
3.3.2.	FLEXIÓN DE VIGAS DE LÁMINA DELGADA.	41
3.3.2.1	Resistencia nominal a la flexión de la sección.	42
3.3.3.	ESFUERZOS AXIALES Y DE FLEXIÓN COMBINADOS.....	45
3.3.3.1	Combinación de tensión axial y flexión.	45
3.3.3.2	Combinación de compresión axial y flexión.	46
3.3.4.	RESISTENCIA A CORTE EXCLUSIVAMENTE	48
3.3.5.	RESISTENCIA A LA ABOLLADURA DEL ALMA	50
3.4	DISEÑO DE ELEMENTOS DE PERFILES CONFORMADOS EN CALIENTE.	54
3.4.1.	MIEMBROS A TENSIÓN.....	54
3.4.1.1	Tipos de miembros a tensión.	54
3.4.1.2	Combinación de tensión axial y flexión.	56
3.4.1.3	Esfuerzos permisibles.	56
3.4.1.4	Diseño de perfiles estructurales simples.....	56

3.4.1.5	Resistencia de diseño a tensión.....	57
3.4.2.	MIEMBROS A COMPRESIÓN.	58
3.4.2.1	Columnas sujetas a carga axial y flexión.	58
3.4.2.2	Diseño por esfuerzos permisibles.	58
3.4.2.3	Pandeo local y torsional.	59
3.4.2.4	Resistencia de diseño a compresión para pandeo local	60
3.4.3.	MIEMBROS A FLEXIÓN.	62
3.4.3.1	Flexión simple.	62
3.4.3.2	Flexión asimétrica	62
3.4.3.3	Dimensionamiento a flexión de barras de ángulo simple.	63
3.4.4.	ESFUERZOS COMBINADOS.	65
3.4.4.1	Barras de ángulo simple sometidas a solicitaciones combinadas.....	65
3.4.4.2	Barras de ángulo simple sometidas a compresión axial y flexión.....	66
3.4.4.3	Barras de ángulo simple sometidas a tracción axial y flexión	67
3.4.5.	DIMENSIONAMIENTO A CORTE DE BARRAS DE ÁNGULO SIMPLE.....	68
3.5	DISEÑO DE ELEMENTOS DE UNIÓN.....	68
3.5.1.	REQUERIMIENTOS.	68
3.5.1.1	Construcciones con pernos.....	69
3.5.1.2	Tamaño y uso de los agujeros.	69
3.5.1.3	Espaciamiento.....	71
3.5.1.4	Distancia mínima al borde.....	71
3.5.1.5	Máxima separación y distancia al borde.	71

3.5.1.6	Resistencia de diseño a la tracción o al corte.	72
3.5.1.7	Combinación de tracción y corte en uniones tipo aplastamiento.....	73
3.5.1.8	Bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico.....	73
3.5.1.9	Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros.....	74
3.6	EMPALMES.....	75
3.6.1	ESFUERZOS NOMINALES.....	75
3.6.1.1	Esfuerzos unitarios de tensión a través de la sección neta....	77
3.6.1.2	Área bruta	77
3.6.1.3	Área neta	78
3.6.1.4	Esfuerzo unitario de aplastamiento entre el perno y las placas o material base.....	80
3.6.1.5	Esfuerzo cortante unitario en los pernos.....	80
3.6.1.6	Conexiones con cargas excéntricas.....	81
3.6.2	TIPOS DE CONEXIONES.....	85
3.6.2.1	Conexión Tipo 1 (utilizado en miembros de arriostamiento) .	85
3.6.2.2	Conexión Tipo 2 (utilizado para unión de columnas)	85
3.6.3	BASES Y TAPAS DE COLUMNAS	86
CAPITULO 4.....		88
4. DISEÑO DE TORRE AUTO SOPORTADA.....		88
4.1	GEOMETRÍA DE LA TORRE	88
4.2	CARGA MUERTA.....	89
4.3	FUERZA POR ACCIÓN DEL VIENTO.....	90
4.4	FUERZA SÍSMICA.	91

4.5 FUERZAS VIVAS.....	94
4.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL MEDIANTE PROGRAMA SAP2000	95
4.6.1. DEFINICIÓN DEL MATERIAL.....	95
4.6.2. DEFINICIÓN DE LOS PERFILES.....	95
4.6.3. DEFINICIÓN Y APLICACIÓN DE PROPIEDADES.....	95
4.6.4. DEFINICIÓN Y APLICACIÓN DE LAS CARGAS.....	96
4.6.5. DEFINICIÓN DE LAS COMBINACIONES.....	96
4.6.6. ANÁLISIS.....	97
4.7 DISEÑO DE MIEMBROS PRINCIPALES EN PERFILES DE LÁMINA DELGADA.....	99
4.7.1. MIEMBROS A COMPRESIÓN	99
4.7.2. FLEXIÓN EN VIGAS DE LÁMINA DELGADA.....	100
4.7.3. ESFUERZOS COMBINADOS.....	100
4.7.4. RESISTENCIA PARA CORTE.....	102
4.7.5. RESISTENCIA A LA ABOLLADURA DEL ALMA	104
4.8. DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO EN PERFILES LÁMINADOS EN CALIENTE	105
4.8.1. MIEMBROS A TENSIÓN.....	105
4.8.2. MIEMBROS A COMPRESIÓN.....	106
4.8.3. MIEMBROS A FLEXIÓN.....	107
4.8.4. ESFUERZOS COMBINADOS.....	108
4.8.5. RESISTENCIA A CORTE.....	109
4.9 DISEÑO DE ELEMENTOS DE UNIÓN.....	110
4.9.1. DISEÑO DE PERNOS.....	110

4.9.2. DISEÑO DE EMPALMES.....	117
4.9.3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	117
4.9.4. DISEÑO DE PLACA BASE.....	122
CAPITULO 5.....	123
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	123
5.1 CONCLUSIONES.....	123
5.2 RECOMENDACIONES	124
BIBLIOGRAFÍA	125

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. 1 <i>Tipos de estructuras a) articulada, b) reticulada</i>	2
Figura 1. 2 Curva esfuerzo-deformación para diferentes aceros.....	4
Figura 1. 3 Tipos de miembros en lámina delgada.....	9
Figura 2. 1 Tipos de configuraciones.	16
Figura 2. 2 Tipo de contraventeo para torres.	16
Figura 2. 3 Tipos de secciones para elementos principales.....	20
Figura 2. 4 Tipos de secciones para miembros de arriostamiento	22
Figura 2. 5 Unión mediante soldadura	23
Figura 2. 6 Unión mediante bulones.....	24
Figura 3. 1 Esfuerzo permisible F_a para columnas articuladas en los extremos. ..	39
Figura 3. 2 Flexión de secciones de lámina delgada a) Distribución lineal de esfuerzos b) Distribución plástica de esfuerzos plásticos c) Distribución lineal de esfuerzos.	42
Figura 3. 3 Conexiones en los extremos para perfiles estructurales sencillos.	55
Figura 3. 4 Pandeo local o torsional de un elemento	59
Figura 3. 5 Restricciones de borde en elementos delgados.....	60
Figura 3. 6 Las secciones planas permanecen planas (ausencia de distorsiones angulares en las deformaciones por flexión simple).	62
Figura 3. 7 Ejes principales y geométricos.....	63
Figura 3. 8 Separación entre centros de agujeros.....	71
Figura 3. 9 Tipos de fallas en las conexiones. a) Falla por tensión en el material base. b) Falla por cortante en el perno. c) Falla por aplastamiento en el material base. d) Falla por desgarramiento del material base.	76
Figura 3. 10 Esfuerzos de tensión en el material base.....	77
Figura 3. 11 Área Bruta	78

Figura 3. 12 Áreas Netas.....	79
Figura 3. 13 Esfuerzos de Aplastamiento en los pernos y el material base.	80
Figura 3. 14 Esfuerzos cortantes en los pernos.	80
Figura 3. 15 Conexión empernada con carga excéntrica.	81
Figura 3. 16 Carga directa que actúa sobre cada perno de la conexión.	82
Figura 3. 17 Cargas de torsión que actúan sobre cada perno que conforman la conexión.	82
Figura 3. 18 Cargas resultantes que actúan sobre cada perno de una conexión.....	84
Figura 3. 19 Esquema de una conexión con 1 pernos.	85
Figura 3. 20 Esquema de una conexión con 3 pernos en hilera.....	85
Figura 4. 1 Geometría de la torre	89
Figura 4. 2 Introducción carga de viento en el programa SAP2000 tramo 1.	91
Figura 4. 3 Distribución de la carga de sismo.....	94
Figura 4. 4 Carga Muerta, Carga de Sismo.....	96
Figura 4. 5 Elementos principales analizados mediante SAP2000.	98
Figura 4. 6 Elementos de arriostamiento analizados mediante SAP2000, tramo recto.....	98
Figura 4. 7 Esquema de cargas para la Junta Tipo 1.....	111
Figura 4. 8 Esquema de carga del perfil 50 x 6 de la Junta Tipo 1.....	111
Figura 4. 9 Ubicación de las Juntas Tipo de la Torre.	115
Figura 4. 10 Esquema Junta Tipo B, Placa de empate.	119
Figura 4. 11 Esquema de cargas para la Junta Tipo B, Placa de empate.....	119
Figura 4. 12 Ubicación de las Juntas Tipo de la Torre.	120

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1 Alternativas para configuración	25
Tabla 2. 2 Alternativas elementos principales	26
Tabla 2. 3 Alternativas elementos de arriostramiento	27
Tabla 2. 4 Alternativas elementos de unión	28
Tabla 3. 1 Números de las Ecuaciones para determinar la resistencia nominal de las almas, P_n , kips (N) para una carga o concentrada reacción.	51
Tabla 3. 2 Restricciones de borde según fig. 3.8	60
Tabla 3. 3 Dimensionamiento nominal de los agujeros.	70
Tabla 3. 4 Distancia mínima al borde	72
Tabla 4. 1 Cargas muertas empleadas	89
Tabla 4. 2 Fuerzas obtenidas para los nodos de la torre.	94
Tabla 4. 3 Cargas resultantes sobre cada elemento que conforma la Junta Tipo 1, valores obtenidos del programa SAP2000.....	111
Tabla 4. 4 Resultados para el diseño de las conexiones de la Torre Autosoportada.	116
Tabla 4. 5 Cargas resultantes sobre cada elemento que conforman la junta B, valore obtenidos del programa SAP2000.	119
Tabla 4. 6 Resultados para el diseño de las placas para las juntas tipo.	121
Tabla A-1 Condiciones iniciales de diseño.....	128
Tabla A- 2 Cálculo en tramo 1.....	128
Tabla A-3 Cálculo en tramo 2.....	129
Tabla A- 4 Cálculo en tramo 3.....	129
Tabla A- 5 Cálculo en tramo 4.....	130
Tabla A- 6 Cálculo en tramo 5.....	130

Tabla A- 7 Cálculo en tramo 6.....	131
Tabla A- 8 Cálculo en tramo 7.....	131
Tabla A- 9 Cálculo en tramo 8.....	132
Tabla A- 10 Cálculo en tramo 9.....	132
Tabla A- 11 Cálculo en tramo 10.....	133
Tabla A- 12 Cálculo en antena microonda	133
Tabla A- 13 Cálculo en antena celular	133
Tabla C- 1 Perfil UVE 160 x 10	139
Tabla C- 2 Perfil UVE 140 x 10	139
Tabla C- 3 Perfil UVE 120 x 10	139
Tabla C- 4 Perfil UVE 100 x 10	139

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A	127
ANEXO B	134
ANEXO C	138
ANEXO D	141

RESUMEN

En el presente proyecto de titulación se elaboró en base a la propuesta, de diseño de una torre triangular autosoportada para antena de comunicación celular de 60 m. de altura, en el cual se presentó la aplicación de diferentes normas internacionales de estructuras metálicas; además se tuvo que recurrir a recopilar información mediante el Internet.

A continuación se realiza una breve explicación de los capítulos que fueron desarrollados en el presente trabajo.

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES.- Al inicio de este capítulo se describen las generalidades del campo de estructuras metálicas de acero en forma breve; en la segunda parte se describen los diferentes tipos de materiales disponibles para estructura y se los clasifica de acuerdo al tipo de conformado empleado para su obtención; en una tercera sección se exponen los tipos de torre utilizados para telecomunicación y finalmente se presenta un procedimiento de diseño para estructuras.

CAPÍTULO 2. SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS.- Se selecciona la configuración de la estructura y los diferentes elementos constitutivos de la torre entre ellos están: elementos principales; elementos de arriostamiento y medios de unión.

CAPÍTULO 3. MARCO TEÓRICO.- Dentro de este capítulo, en su primera parte se define las diferentes cargas presentes en la estructura; a continuación se presenta los parámetros fundamentales de diseño y los métodos de diseño y las normas utilizadas en el proceso de diseño.

CAPÍTULO 4. DISEÑO DE TORRE AUTOSOPORTADA.- Aquí se procede al diseño de la estructura. Para ello se parte de la geometría de la torre. Luego se determina las principales cargas entre ellas están: cargas muertas, vivas, de viento y sismo. En una segunda parte se procede al análisis de la torre mediante el programa informático SAP2000. Posteriormente se procede a la comprobación de los diferentes elementos constituyentes de la estructura mediante la aplicación

de las normas AISC ASD-2005 y AISI ASD-96. Finalmente se procede a diseñar las conexiones, empalmes y placa base de la estructura.

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.- Para concluir se evalúa los objetivos planteados y se formulan las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo.

Finalmente se puede concluir que el desarrollo de este tipo de proyectos favorecería en gran medida a la industria metalmecánica del Ecuador, generando nuevas fuentes de empleo tanto en las empresas dedicadas al diseño, fabricación y montaje de este tipo de estructuras, como también en la operación y mantenimiento de los mismos.

PRESENTACIÓN

Debido al incremento de la telefonía celular en nuestro país, y la construcción de estructuras autoportadas que soporten con seguridad las diferentes cargas a las cuales estarán solicitadas, en el presente trabajo se explican los fundamentos teóricos necesarios para el diseño de este tipo de estructura, con base en las especificaciones ASIC ASD-2005 y AISI ASD-96, en las cuales se establecen los requisitos de aceptación, las resistencias a ser verificadas, las consideraciones para el cálculo de dichas resistencias y las recomendaciones de uso y su aplicación.

Las estructuras autoportadas se instala fundamentalmente cuando las limitaciones de terreno son importantes y las dimensiones de las antenas así lo obligan; las torres de base triangular son una de las varias alternativas al creciente mercado de telecomunicación de nuestro país.

Por consiguiente se presenta una opción viable y ejecutable por la empresa nacional, para el creciente mercado de telecomunicaciones.

El desarrollo del presente trabajo ha sido realizado en base a información recopilada mediante el Internet y aplicando los diferentes conocimientos adquiridos en la Facultad de Ingeniería Mecánica, tomando como referencia torres autoportadas existentes en la ciudad de Quito.

NOMENCLATURA

a = longitud del panel de corte en el caso de elementos de almas no reforzadas.

A_A = área proyectada de un accesorio lineal.

A_b = Área proyectada de aplastamiento.

A_e = Superficie efectiva a la tensión.

A_e = Área neta efectiva de la barra.

A_E = área proyectada efectiva de los componentes estructurales.

A_g = Área bruta de la barra.

A_g = Área bruta de la sección transversal.

A_g = Área total del material base.

A_G = área bruta de una cara de la torre.

A_n = el área nominal del cuerpo no roscado del bulón o de la parte roscada para varillas recalcadas.

A_n = Área neta del material base.

b = Ancho total del ala del ángulo.

C_A = coeficiente de fuerza aplicada al área proyectada.

C_b = Factor elástico de pandeo lateral torsional.

C_F = coeficiente de fuerza de las estructuras

C_{mx} , C_{my} = Coeficientes.

C_y = Factor de deformación por compresión.

d = Diámetro del bulón.

D = Carga permanente.

E = Carga sísmica.

E = Módulo de elasticidad longitudinal.

f_v = tensión de corte.

$[f_t]$ = Esfuerzo admisible de tensión.

$[f_b]$ = Esfuerzo admisible de aplastamiento.

$[f_v]$ = Esfuerzo admisible de corte.

F_{cr} = La tensión crítica nominal.

F_n = La resistencia nominal a la tracción.

F'_{nt} = esfuerzo nominal a la tensión.

F'_{nv} = esfuerzo nominal al corte.

F_u = Resistencia a la tracción mínima especificada.

F_t = fuerza concentrada de la estructura.

F_x = la fuerza del nivel x de la estructura.

F_y = Esfuerzo de fluencia mínima especificada.

g = distancia en dirección perpendicular a la fuerza entre centros de agujeros consecutivos.

G_H = factor de ráfaga.

h = altura de la estructura.

h = Profundidad de la porción plana del alma.

h_{sc} = factor de agujero.

I = factor de uso e importancia.

I_x = Momento de inercia de la sección total, no reducida, respecto al eje x.

I_y = Momento de inercia de la sección total, no reducida, respecto al eje y.

k = Factor de longitud efectiva.

K_x = Factor de longitud efectiva para pandeo respecto al eje x.

K_y = Factor de longitud efectiva para pandeo respecto al eje y.

k_v = Coeficiente de pandeo por corte.

K_z = coeficiente de exposición.

L = Carga viva.

L_x = Longitud no arriostrada real para flexión respecto al eje x.

L_y = Longitud no arriostrada real para flexión respecto al eje y.

L_c = Distancia libre en la dirección de la fuerza, entre el final del agujero y el final del agujero adyacente o del material.

M_n = Resistencia nominal a la flexión.

M_x, M_y = Resistencias flexionales requeridas respecto a los ejes baricéntricos de la sección.

M_{nx}, M_{ny} = Resistencias nominales a la flexión respecto a los ejes baricéntricos.

M_n = Resistencia nominal a flexión.

M_y = Momento elástico relativo al eje de flexión.

M_e = Momento elástico de pandeo lateral torsional.

M_r = Resistencia requerida a la flexión.

M_c = Resistencia nominal a flexión, por tracción o compresión.

M_t = Momento torsor.

n = número de pisos de la estructura.

n = Número de pernos existentes en la conexión.

N_s = número planos de deslizamiento.

P = Carga que actúa sobre la conexión.

P_d = Carga directa que soporta cada perno.

P_n = Resistencia nominal.

P_r = Resistencia requerida a compresión de la barra.

q_z = presión de velocidad.

r = Radio de giro de la sección transversal total no reducida.

R = factor de reducción de respuesta estructural.

R_n = resistencia nominal

R_n / Ω = Resistencia de cálculo admisible.

s = Distancia en dirección de la fuerza entre centros de agujeros.

S_e = Módulo elástico de la sección efectiva.

S_{ft} = Módulo resistente de la sección total.

$S_t = S_c$ = Módulo resistente elástico de la sección.

t = Espesor de la parte conectada crítica.

T = periodo utilizado para el cálculo del cortante basal total.

T_n = Resistencia nominal a la tracción axial.

T_b = la resistencia nominal a la tensión.

V_n = Resistencia nominal al corte de la viga.

w = peso de la estructura

W = Carga de viento.

W_i = es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

x = Subíndice relativo al eje de flexión, correspondiente al eje principal de mayor inercia.

y = Subíndice relativo al eje de flexión, correspondiente al eje principal de menor inercia.

z = altura del tramo

Z = factor de zona sísmica.

Ω = Factores de seguridad especificados

ϕ = Factor de resistencia.

$\phi \cdot R_n$ = Resistencia de cálculo.

λ_c = Factor de esbeltez y se calcula.

θ = Ángulo entre el plano del alma y el plano de la superficie.

τ = Esfuerzo cortante medio en el perno.

ρ = Distancia radial desde el centro de gravedad de la conexión al centro del remache considerado.

CAPITULO 1.

1. GENERALIDADES

En el presente capítulo se trata las generalidades y los parámetros fundamentales por los cuales se realiza el diseño y selección de los diferentes elementos constituyentes de la torre autoportada triangular de 60m de altura.

1.1 ESTRUCTURA¹

Se denomina así al conjunto de miembros unidos entre sí, construido para soportar con seguridad las cargas a ella aplicada. En el análisis de esfuerzos de la estructura; es necesario desmembrar la estructura y estudiar por separado los diagramas de cuerpo libre de los distintos miembros o combinaciones, a fin de determinar los esfuerzos interiores en la estructura.

Este análisis requiere la aplicación cuidadosa de la tercera ley de Newton, que establece que cada acción va acompañada de una reacción igual y de sentido opuesto.

1.1.1. CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS

Las estructuras pueden dividirse en dos grupos principales, a) estructuras de cascarón hechas principalmente de placas o láminas, como tanques de almacenamiento, silos, cascos de buques, etc. b) estructuras reticuladas, las cuales se caracterizan por estar constituidas de conjuntos de miembros alargados, tales como armaduras, marcos rígidos y pórticos tridimensionales. Los miembros principales en este tipo de estructuras generalmente no son funcionales y se usan generalmente para la transmisión de fuerzas, obligando a colocar elementos adicionales.

¹ Meriam. J. L; Estática; Editorial REVERTÉ; 2^{da} edición de 1976; México; Pg.119.

1.1.2. ESTRUCTURAS ARTICULADAS Y RETICULADAS²

Las diferentes piezas que forman una estructura pueden estar unidas entre sí mediante nudos articulados, que impiden los desplazamientos relativos entre los distintos componentes, pero permiten el giro relativo entre las mismas.

Se llaman estructuras articuladas a la estructura formada por piezas prismáticas, unidas entre sí mediante articulaciones. Dado que los enlaces articulados no permiten la transmisión de momento flector de una pieza a otra, es fácil deducir que una pieza articulada trabaja a esfuerzos axiales, ya que la única flexión a la que puede estar sometida es la debida a las cargas transversales que actúan directamente sobre ella. La resolución de este tipo de estructura implica la determinación de los esfuerzos axiales que actúan sobre ella, en la Figura 1.1.a se muestra este tipo de estructura.

Se llama estructura reticulada a la formada por piezas prismáticas unidas entre sí mediante uniones rígidas. Puesto que los nudos rígidos si transmiten los momentos de una barra a otra, las piezas de las barras reticuladas trabajan fundamentalmente a flexión y, en su caso, también a torsión. Resolver una estructura reticulada implica, determinar las leyes de los momentos flectores, momentos cortantes, esfuerzos axiales y momentos torsores que actúan sobre las diferentes barras, en la Figura 1.1.b se indica el tipo de estructura reticulada.

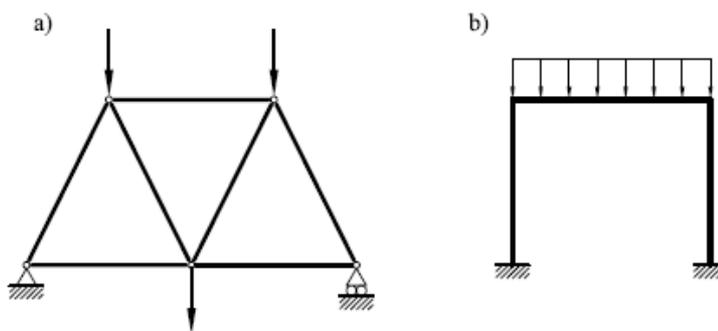


Figura 1. 1 Tipos de estructuras a) articulada, b) reticulada

² CERVERA MIGUEL; Mecánica de estructuras; Tomo 2; 1^{ra} edición; México; Pg.3.

1.1.3. ARMADURAS PLANAS

Es un entramado de miembros unidos por sus extremos de manera que constituyan una estructura rígida cuyo elemento principal es el triángulo, los puentes, los soportes de techo las grúas y otras estructuras semejantes son ejemplos de armaduras planas. Los miembros o apoyos adicionales no son necesarios para mantener la posición de equilibrio y se llaman superabundantes.

1.1.4. ARMADURAS ESPACIALES

Es la contrapartida tridimensional de la estructura plana. Las armaduras espaciales idealizadas constan de barras rígidas conectadas por sus extremos mediante articulaciones rótula, este tipo de armadura requiere seis barras unidas por sus extremos, mismas que constituyen las aristas de un tetraedro, para formar una unidad fundamental indeformable.

1.2 MATERIALES

1.2.1. ACEROS ESTRUCTURALES PARA PERFILES LAMINADOS EN CALIENTE.

Con el objeto de comprender las variaciones de las propiedades mecánicas de los diferentes aceros estructurales disponibles en la actualidad se los ha agrupado por tipos, y resistencia. Estos grupos son aceros estructurales al carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación, aceros al carbono tratados y templados y aceros de aleación para construcción.³

Acero estructurales al carbón. El más representativo en este grupo es el A-36, debido a que en la actualidad es más usado en aplicaciones estructurales.

Aceros de alta resistencia y baja aleación. Este grupo de aceros incluye varios niveles de resistencia y también aceros cuyas composiciones química se varia para adaptarse a los diferentes requerimientos de construcción, la resistencia deseada de obtiene por medio de aleación. Así, según el caso, puede

³ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997; pg. 60.

existir una necesidad de un acero para la construcción remachada, atornillada o soldada, o para mayor resistencia a la corrosión y que tenga, al mismo tiempo características de soldabilidad adecuadas.

Aceros al carbono tratados y templados. Desarrollados para cubrir los requerimientos de resistencia entre 344.47 MPa y los 688.94 MPa, algunos de estos aceros son propiedad de las empresas fundidoras y no tienen clasificación ASTM. Se pueden obtener de condición normalizada o, templados y tratados, y su resistencia depende de la cantidad de carbono, a través de un proceso de templeado y tratamiento térmico.

Aceros de aleación tratados y templados. Estos aceros requieren además del carbono, de varios elementos de aleación y de tratamiento térmico para obtener su elevada resistencia a la fluencia y de tensión, de manera similar a los aceros de alta resistencia y baja aleación, estos aceros tienen diferentes niveles de resistencia para diferentes espesores, su principal representante es ASTM A514.

La figura 1.2 muestra las curvas esfuerzo-deformación para varios tipos de aceros estructurales.

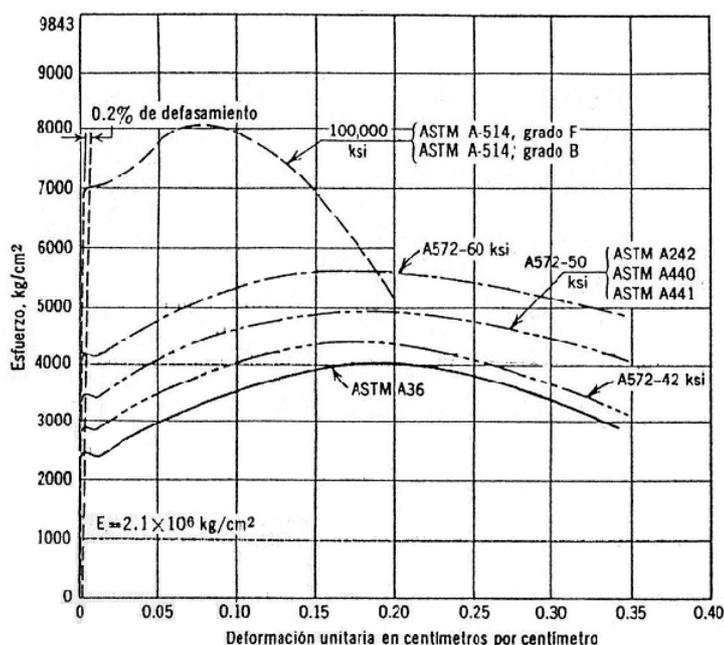


Figura 1. 2 Curva esfuerzo-deformación para diferentes aceros

1.2.2. ACEROS ESTRUCTURALES PARA PERFILES DE LÁMINA DELGADA.

Los aceros para lámina delgada de calidad estructural, está definido en los requisitos de la especificación *American Society for Testing and Materials* (ASTM)⁴, entre los principales se encuentran:

ASTM A606, chapa de acero y tiras, alta resistencia de poco recubrimiento, rolado en caliente y rolado en frío, con mejoramiento de la resistencia a la corrosión ambiental.

ASTM A607, chapa de acero y tiras de alta resistencia, bajo recubrimiento, con aporte de Columbio o Vanadio, o ambos, rolado en caliente y rolado en frío.

ASTM A611 (Grados A, B, C, and D), chapa de acero al carbón, conformado en frío, calidad estructural.

ASTM A653/A653M (SQ Grades 33, 37, 40, y 50 Clase 1 y Clase 3; HSLA tipo I y II, Grades 50, 60, 70 and 80), chapa de Acero, cubierto por zinc (Galvanizado) o Zinc-Acero sin recubrimiento (Galvanizable) para proceso de conformado en bajas temperaturas.

ASTM A715 (Grades 50, 60, 70 and 80), chapa de acero y tiras alta resistencia, bajo recubrimiento, rolado en caliente o rolado en frío, alta resistencia, mejorando la ductilidad.

ASTM A792/A792M (Grades 33, 37, 40, and 50A), chapa de acero, 55% Aluminio- Zinc sin recubrimiento para el procesos de conformado en bajas temperaturas.

⁴ AISI; Manual para el diseño de acero conformado en frío; 1ra edición de 1997; Washington; pg.28.

1.3 TIPOS DE MIEMBROS ESTRUCTURALES LAMINADOS EN CALIENTE.

Los perfiles estructurales han sido estandarizados, en cuanto a forma y dimensiones, pero estas últimas pueden variar dependiendo de la compañía fabricadora.

El acero estructural puede laminarse en forma económica en gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas.

1.3.1. CLASIFICACIÓN DE MIEMBROS ESTRUCTURALES LAMINADOS EN CALIENTE.

Los miembros estructurales laminados, se forman comprimiendo el acero caliente blando repetidamente, a través de una serie de rodillos que le dan la forma de un elemento lineal con una sección transversal constante. Se moldean formas simples de barrilla redonda y barras planas, flejes y láminas, así como perfiles más complejos en forma de I, T, H, L, C y Z. Otros perfiles especiales, tales como rieles o tablestacas, también pueden formarse por esta forma.

Los perfiles de acero se designan por la forma de la sección transversal, entre los más comunes están, la te, placas y perfiles W, S o M (ver figura 1.3) para uso expuesto, para minimizar las cargas de viento o por razones estéticas, puede escogerse la sección tubular. Los miembros compuestos se forman conectando dos o más perfiles estructurales con separadores, celosía con placas continuas, de manera que trabajen en conjunto como unidad. Los miembros angulares y canal, pueden usarse en la construcción de armaduras planas conectadas a placas de nudos con remaches, pernos o soldaduras.

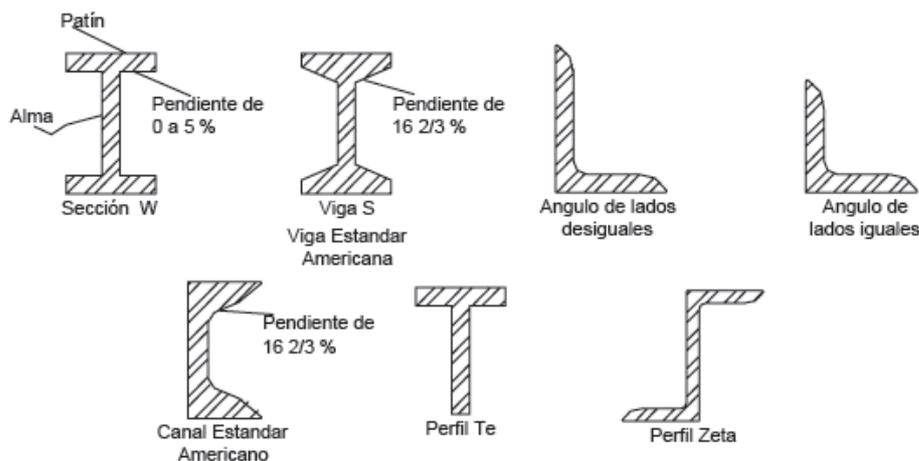


Figura 1. 3 Tipos de perfiles laminados en caliente.

1.4 MIEMBROS ESTRUCTURALES DE LÁMINA DELGADA⁵

Los miembros estructurales de lámina delgada se usan ampliamente en estructuras sometidas a cargas ligeras y moderadas ó bien en claros cortos, para tales estructuras es antieconómico la utilización de perfiles laminados en caliente, por ser muy pequeño el esfuerzo desarrollado por el perfil disponible. La ventaja de los miembros de lámina delgada deriva de la facilidad que hay para conformar una gran variedad de perfiles, diseñados para utilizar el material con efectividad, y para simplificar y acelerar los procesos de construcción; se obtiene una considerable economía mediante la producción en serie de elementos estructurales estandarizados. La forma de los miembros de calibre delgado varía según su aplicación.

1.4.1. TIPOS DE MIEMBROS EN LÁMINA DELGADA

Los miembros de lámina delgada se forman en frío, a partir de láminas o tiras de acero, con espesores que fluctúan de 1.2 mm a cerca de 6.35mm. Los perfiles comunes son canales, zetas, ángulos entre otros, como se indica en la Figura 1.4. Estas secciones pueden soportar cargas considerables y se usan como miembros estructurales principales en estructuras de altura considerable.

⁵ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997; pg. 777 - 779.

El uso de materiales de lámina delgada y el proceso de formación en frío introduce unos cuantos factores adicionales, y que deben considerarse en el diseño de componentes estructurales, de manera distinta a la construcción a base de perfiles estructurales laminados en caliente. Los miembros de lámina delgada tienen un espesor tan reducido en comparación con su ancho que se pandea bajo esfuerzos de una pequeña intensidad, como resultado de cargas de **compresión, corte, de flexión, o de aplastamiento**. El pandeo crítico es generalmente de naturaleza local y precede al pandeo general del miembro.

El criterio de diseño para lámina delgada se basa en la resistencia de postpandeo del miembro, después de que se ha presentado el pandeo local. Las técnicas de diseño plástico no se aplican a los perfiles de acero delgado porque sus relaciones de ancho-espesor son mucho más grandes que la que se requiere para la formación de articulaciones plásticas, y antes de esto se presenta el pandeo local. Además, la curva de esfuerzo-deformación de los aceros de calibre delgado no exhiben las mismas características que las de los aceros estructurales.

La variedad de perfiles que pueden formarse en frío es tan grande que en ocasiones no es posible hacer los cálculos para obtener la carga que pueden soportar con seguridad. En tales circunstancias las especificaciones AISI permiten la realización de pruebas.

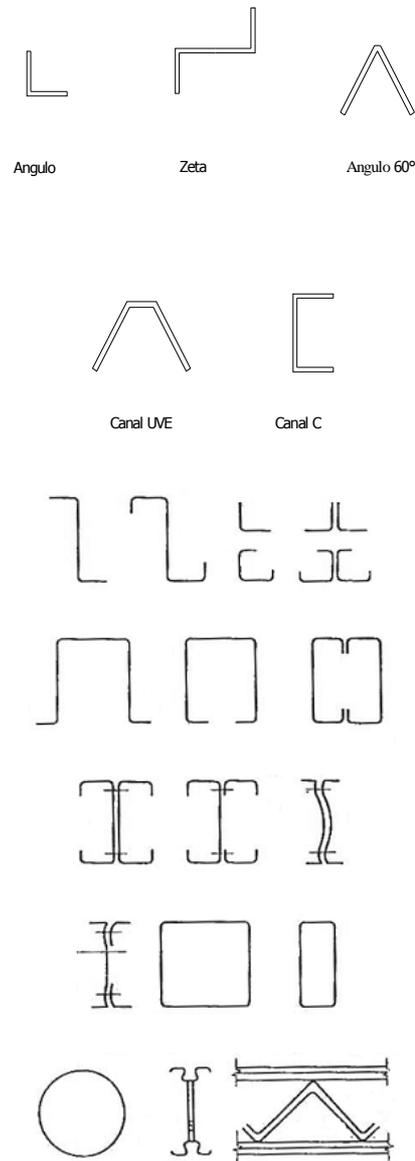


Figura 1. 4 Tipos de miembros en lámina delgada

1.5 TORRES DE TELECOMUNICACIÓN

Las Estructuras utilizadas en telecomunicaciones sirven para la transmisión de señales, como en el caso de los teléfonos celulares y microondas. Existen diversos elementos que estas estructuras deben soportar, como antenas y equipos para telecomunicaciones, entre otros. La mayoría de estas estructuras son ligeras, por lo que en su diseño influyen mucho los esfuerzos que genera el viento, y debido a su poco peso el sismo es un elemento que no afecta mucho a estas estructuras

1.5.1. Ubicación, Altura y Tipo de las Torres

Los teléfonos celulares son radios sofisticados que trabajan con frecuencias que cubren o abarcan áreas o células de cierto diámetro. Departamentos de Radiofrecuencia y Transmisión determinan la localización de estas antenas, y su altura para que funcionen correctamente. Una vez dada esta ubicación, en donde se tiene un radio de aproximación, se procede a visitar el área y encontrar un lugar adecuado para la instalación de la torre, esta área puede caer sobre una casa, y se procede a hacer un levantamiento del inmueble, y verificar su altura, para así saber la altura de la torre a construir. También se debe de revisar que el inmueble esté en condiciones óptimas para recibir a la torre.

Torres arriostradas sobre edificaciones existentes. Estas torres cuentan generalmente de tirantes o arriostres a diferentes distancias. El peso que genera la torre sobre la estructura existente no es muy grande, por lo que no le adiciona mucho peso a la edificación, sin embargo, se deben de colocar el apoyo de las torre y sus arriostres sobre columnas y elementos resistentes, porque la descarga de la torre no podría colocarse sobre una losa o algún otro elemento inadecuado, porque este podría fallar. La base de la torre transmitirá un esfuerzo de compresión en donde está apoyada, y los arriostres generalmente transmitirán esfuerzos de tensión.

Los cables o arriostres generalmente se tensan al 10% de su Resistencia, la cual es proporcionada por el fabricante. También se pueden tensar los cables con diferentes fuerzas, calculando una tensión tal que el sistema este en equilibrio.

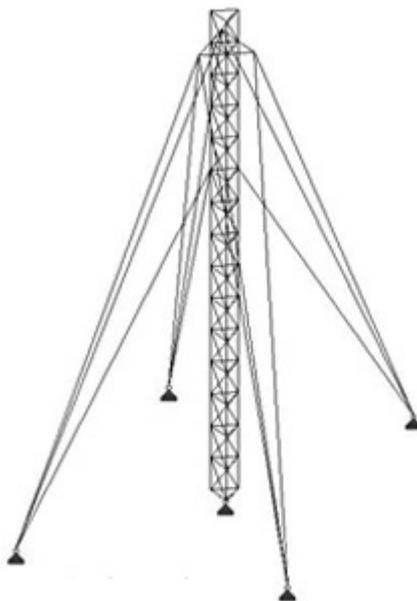


Figura 1. 5 Torres arriostradas sobre edificaciones existentes.

Torres autoportada. Estas torres se construyen sobre terrenos, en áreas urbanas o cerros, y deberán de contar con una cimentación adecuada para poder resistir las fuerzas a las que están sometidas. La geometría de estas torres depende de la altura, la ubicación y del fabricante de la torre.

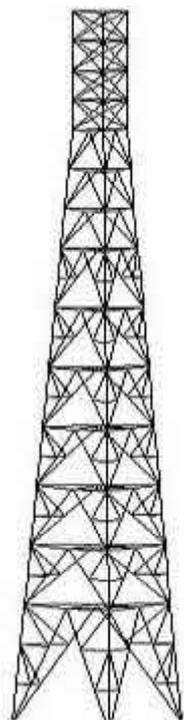


Figura 1. 6 Torres autoportada.

Torre tipo monopolo. Estas estructuras son instaladas en lugares en donde se requiere conservar la estética, pues son las que ocupan menos espacio, y se pintan de algún color o se adornan para que se permita que la estructura se camuflaje y se simule la vegetación. Como estas estructuras están sobre terrenos, se deberá de construir una cimentación adecuada para resistir los efectos de la misma.



Figura 1.7 Torre tipo monopolo.

1.6 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO⁶

El procedimiento que se sigue en el diseño estructural consiste en seis pasos principales:

1. Selección del tipo de estructura y distribución de la estructura. El tipo de estructura se selecciona con bases funcionales, económicas, estéticas y de

⁶ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997; pg. 26 - 29

servicio. En algunos casos, el tipo de estructura que se adopta depende de otras consideraciones, tales como los deseos del cliente, las preferencias del diseñador o algún precedente ya establecido.

2. Determinación de las cargas que actúan sobre ellas. Una vez escogido el tipo general de estructura, o cuando menos al haberse definido varias alternativas, es posible hacer un croquis a pequeña escala de la estructuración. La distribución de los miembros se rige naturalmente, por las magnitudes de las cargas que actúan sobre ellas, cargas que no son conocidas todavía. Partiendo de la estructura general puede hacerse una estimación de las cargas aplicadas.

3. Determinación de los momentos y fuerzas internas. En los componentes estructurales estáticamente determinados y sujetos a cargas estáticas, se calculan simplemente haciendo uso de condiciones de equilibrio. En estructuras estáticamente indeterminadas es necesario hacer algunas estimaciones de las dimensiones de los miembros, para poder determinar los esfuerzos. En ocasiones se requieren únicamente la rigidez relativa de los miembros, con el objetivo de proseguir con el análisis.

4. Dimensionamiento de los miembros y conexiones. Para lograr seguridad y economía, una vez conocidas las fuerzas internas en los miembros y el material que se va emplear, puede seleccionarse el tamaño de cada miembro, teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- a. Rigidez y resistencia adecuada
- b. Facilidad de conexión
- c. Economía.

Al escoger la forma y dimensiones generales de un miembro, el diseñador debe considerar su conexión con los miembros adyacentes, ya que las conexiones estén distribuidas de tal manera que se reduzca al mínimo cualquier excentricidad que pudiera introducir cualquier efecto secundario de flexión o torsión.

5. Revisión del comportamiento de la estructura en servicio. Después que se ha determinado el tamaño de un miembro a partir de las cargas conocidas, debe revisarse para comprobar si satisface los requerimientos de servicio tales como fatiga, corrosión, esfuerzos por temperatura, esfuerzos debidos a asentamientos de los apoyos y cualquier otra condición que pueda afectar al funcionamiento de la estructura.

6. Revisión final. Una vez conocida las propiedades de las secciones, es necesario verificar si los pesos supuestos para la estructura corresponden con los pesos reales obtenidos en el diseño.

CAPITULO 2.

2. SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

El presente capítulo tiene por objetivo, analizar y seleccionar el tipo de torre y sus diferentes componentes, para el diseño y su posterior fabricación.

2.1 SELECCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS⁷

Las estructuras metálicas deben cumplir con algunos requisitos previos, con los cuales se asegura el desempeño y la durabilidad de la misma.

Funcionalidad.- Toda estructura debe servir para aquello para lo que ha sido concebida.

Economía.- La estructura debe construirse aprovechando los recursos materiales disponibles.

Seguridad.- Toda estructura metálica debe soportar las cargas a las que se va someter durante la vida útil

Condiciones de trabajo.- Los elementos, deben constar con las facilidades adecuadas para el transporte e instalación.

2.2 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO

Entre las diferentes alternativas a seleccionar se encuentran: configuración, formas de unión, elementos principales y de arriostamiento.

2.2.1. ALTERNATIVA PARA CONFIGURACIÓN DE TORRE.

La configuración es un factor muy importante en el diseño de la torre autosoportada, debido a que de esta dependen las cargas que soportarán cada uno de los miembros estructurales y la disposición de los mismos, se incrementa

⁷ CERVERA MIGUEL; Mecánica de estructuras; Tomo 2; ; 1^{ra} edición; México Pg.1

o reduce el peso de la estructura. Entre las principales alternativas de configuración se encuentran las expuestas en las figuras 2.1 y 2.2.

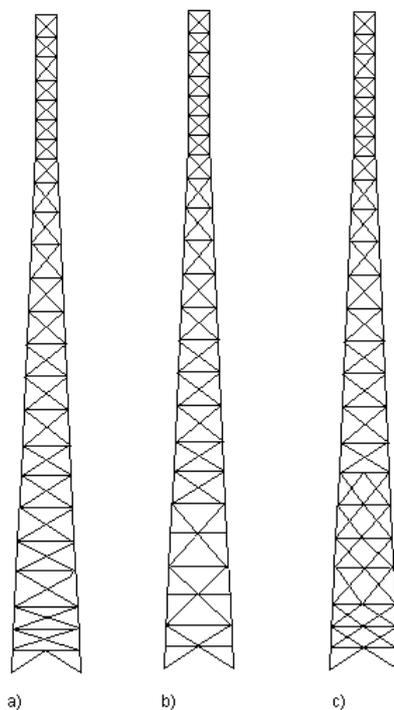


Figura 2. 1 Tipos de configuraciones.

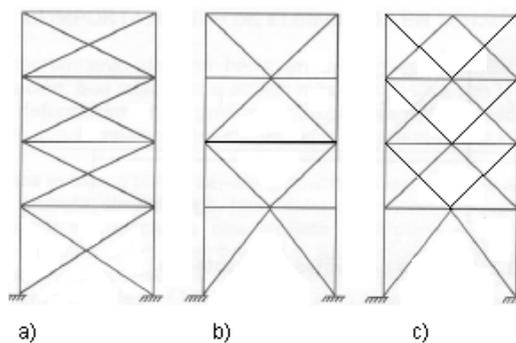


Figura 2. 2 Tipo de contraventeo para torres.

Entramado tipo a

Ventajas:

- Es económica, por el ahorro de elementos de contraventeo en la torre.
- Menor número de juntas con lo cual se disminuye los medios de unión.

- Facilidad de fabricación en taller, por constar de un menor número de elementos.

Desventajas:

- Utilización de materiales de mayores dimensiones y peso, por la esbeltez a la cual están sujetos los mismos.
- Dificultad en el transporte de los elementos debido a sus longitudes.
- Necesidad de mayor cantidad de mano de obra en el momento de montaje, a consecuencia del peso de los elementos que la constituyen.

Entramado tipo b

Ventajas:

- Mayor resistencia a las cargas de diseño.
- Facilidad de fabricación en taller por constar con elementos más esbeltos y cortos.
- Facilidad de transporte, por constar de elementos más livianos.

Desventajas:

- Incremento en el número de pasos a realizar en taller.
- Dificultad al momento de montaje debido al mayor número de elementos.
- Incremento en el número de uniones apernadas, con lo cual se incrementan los puntos de falla.

Entramado tipo c

Ventajas:

- Mayor resistencia a cargas de diseño que el tipo b.

- Facilidad de fabricación en taller por constar de elementos más esbeltos y cortos, en comparación con los entramados tipo a y tipo b.
- Facilidad de transporte, al constar de elementos menos largos y pesados que las alternativas anteriores.

Desventajas:

- Dificultad al montaje debido al mayor número de elementos que las alternativas anteriores.
- Se incrementa el número de uniones apernadas, con lo cual se incrementa los puntos de falla, en comparación con los entramados tipo a y tipo b.
- El número de pasos a realizar en taller es mayor, incrementando la posibilidad de cometer errores en los mismos.

2.2.2. ALTERNATIVA PARA ELEMENTOS PRINCIPALES

Para los elementos principales debe considerarse que su función es soportar las acciones de las cargas sobre la estructura, por lo cual se procede a seleccionarlos el perfil que se adapte a los requerimientos, considerando sus ventajas, desventajas y disponibilidad en el mercado.

Entre las principales alternativas para elementos columna se encuentra los siguientes.

Perfil UVE

Ventajas:

- Es económico, por ahorro en mano de obra y peso.
- Menor número de pasos en taller por la forma del perfil.
- Permite realizar el montaje en campo de forma más eficiente.

Desventajas:

- Su comercialización es limitada en el mercado nacional.
- Se debe disponer la maquinaria adecuada para la realización del trabajo en taller.
- Son necesarios medios de unión adicional, para su montaje en campo.

Tubo estructural.

Ventajas:

- Gran comercialización en el mercado nacional.
- Facilita la obtención de las dimensiones requeridas
- Permite realizar el montaje en campo.

Desventajas:

- Se incrementa el número de pasos en taller por la forma del perfil.
- Su transporte es delicado por la forma y las placas adicionales para unión son soldadas.
- Los costos de producción se incrementa debido al número de pasos necesarios en taller para su fabricación.

Ángulo en 60°.

Ventajas:

- Económico, puesto que no necesita de elementos adicionales para la unión.
- Facilidad para trabajo en taller.
- Permite realizar el montaje en campo.

Desventajas:

- Su comercialización es muy limitada.
- El peso y esbeltez del mismo es considerablemente mayor que los anteriores para soportar las mismas cargas.
- Al momento de la fabricación se puede presentar inconveniente debido a la forma del perfil seleccionado.

En la figura 2.3 muestra los tres tipos de perfiles expuestos.

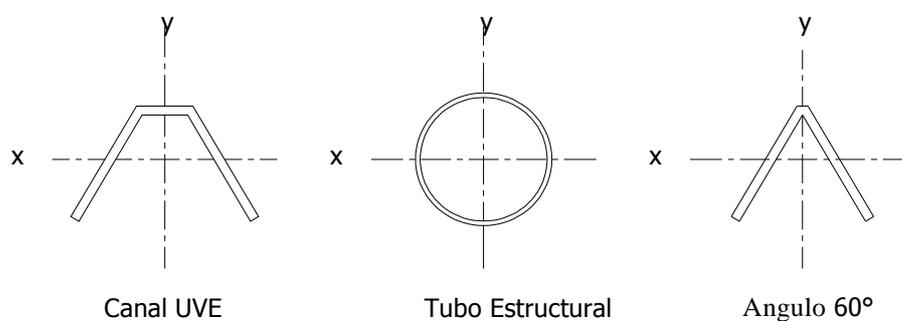


Figura 2. 3 Tipos de secciones para elementos principales

2.2.3. ALTERNATIVAS PARA MEDIOS DE ARRIOSTRAMIENTO

Para los medios de arriostramiento se debe tomar en cuenta que son elementos cuya función es de minimizar la esbeltez de los elementos principales. Son considerados elementos secundarios, pero no significa que sean menos importantes que los anteriores, por este motivo deben ser elementos más pequeños, y adaptados a las diferentes solicitaciones que van a soportar.

Entre las principales alternativas para elementos de arriostramiento se encuentran.

Ángulo conformado en caliente.

Ventajas:

- Económico, puesto que no necesita elementos adicionales para la unión.
- Facilidad la obtención de dimensiones requeridas.
- El elemento permite realizar el montaje en campo de forma más eficiente.

Desventajas:

- Resiste menor cantidad de esfuerzos.
- El peso y esbeltez del mismo es considerablemente mayor para soportar las cargas de la estructura.
- Al momento de fabricación se presentan inconveniente debido a la forma del perfil.

Tubo estructural.

Ventajas:

- Económico, por ser de gran comercialización
- Mayor resistencia a las cargas requeridas que la alternativa anterior.
- El elemento permite realizar montaje en campo.

Desventajas:

- Se incrementa el número de pasos a realizar en taller debido a la forma del perfil.
- Su transporte es delicado por la forma de los elementos.
- Los costos de producción se incrementan por el número de pasos en taller.

Perfil C.

Ventajas:

- Es económico, se ahorra en mano de obra.
- Mayor resistencia a las cargas requeridas.
- El elemento permite realizar el montaje en campo de forma sencilla.

Desventajas:

- Comercialmente el perfil es más caro que las alternativas anteriores.
- Se debe contar con la maquinaria adecuada para la realización del trabajo en taller.
- Incrementa el peso de la estructura, se incrementa el precio final de la estructura.

En la figura 2.4 muestra los tres tipos de perfiles antes expuestos.

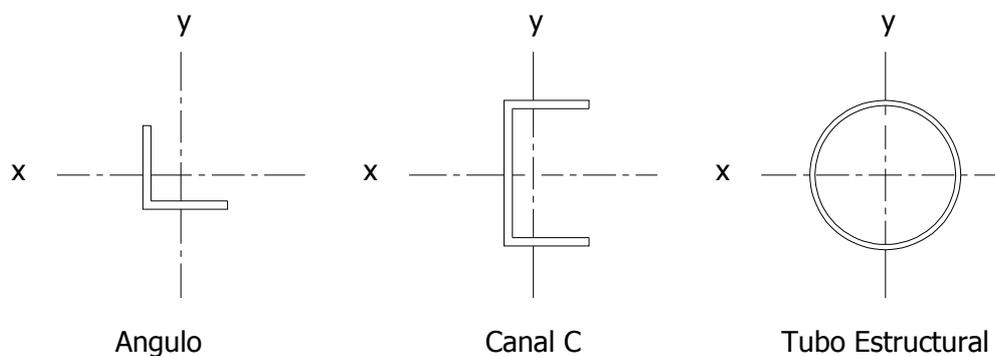


Figura 2. 4 Tipos de secciones para miembros de arriostramiento

2.2.4. ALTERNATIVAS PARA MEDIOS DE UNIÓN

Los elementos de unión se encuentran divididos en dos grupos:

2.2.4.1 Sujeción por soldadura

Es uno de los medios más utilizados para la sujeción de elementos a continuación se analizan sus ventajas y desventajas.

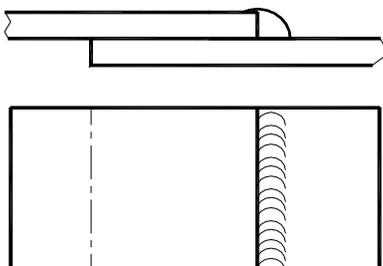


Figura 2. 5 Unión mediante soldadura

Ventajas:

- Es económica, porque el uso de la soldadura permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado.
- Permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y de empalme, tan necesarias en las estructuras empernadas y remachadas.
- Las estructuras soldadas son más rígidas, porque los miembros normalmente están soldados directamente uno a otro.

Desventajas:

- Se producen cambios en las propiedades mecánicas del acero en las áreas soldadas.
- Se forma una estructura rígida que transmite los momentos.
- Al momento del montaje se debe de contar con un generador de electricidad para poder realizar la operación de montaje.

En la figura 2.5 se observa el tipo de unión mediante soldadura.

2.2.4.2 Sujeción por bulones.

La sujeción mediante pernos es una manera de asegurar elementos, los cuales se pueden realizar en cualquier tipo de área de trabajo.

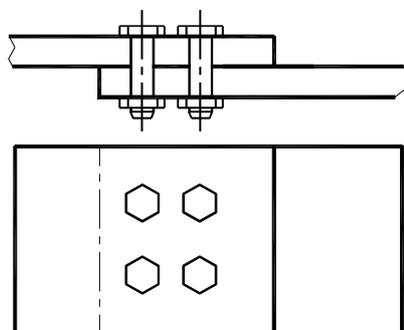


Figura 2. 6 Unión mediante bulones

Ventajas:

- Las juntas empernadas soportan mejor las cargas sísmicas.
- Las juntas empernadas son versátiles para realizar el montaje en campo.
- No se necesita una fuente externa de energía ya que el obrero puede asegurar la misma.

Desventajas:

- Los agujeros para empernar son concentradores de esfuerzos.
- En los agujeros es necesario placas de sujeción esto incrementa el peso total de la estructura.
- Los pernos pueden fallar al momento del montaje por lo cual es necesario tener más bulones de respaldo para estos casos.

En la figura 2.6 se puede observa un tipo de unión mediante bulones.

2.3 SELECCIÓN DE ALTERNATIVA

2.3.1. ALTERNATIVAS PARA CONFIGURACIÓN.

Tabla 2. 1 Alternativas para configuración

Entramados							
Factores	X_{ideal}	Conf. a	Conf. b	Conf. c	Conf. a*Xi	Conf. b*Xi	Conf. c*Xi
Peso estructural	0,7	0,7	0,6	0,5	0,40	0,42	0,35
Facilidad de transportación	0,5	0,3	0,4	0,4	0,15	0,20	0,20
Facilidad de montaje	0,5	0,4	0,3	0,3	0,20	0,15	0,15
Facilidad de procesamientos	0,5	0,4	0,3	0,4	0,20	0,15	0,20
Resistencia a cargas	0,8	0,4	0,5	0,7	0,32	0,40	0,56
Σ	3						
$\Sigma Alt * X_{ideal}$					1,27	1,32	1,46
$\Sigma Alt * X_{ideal} / \Sigma X_{ideal}$					0,42	0,44	0,49
Prioridad							1,00

Notas:

Conf. a = configuración a

Elaboración: Propia

Fuente: Propia

- Se realiza la selección de la alternativa de configuración c (Figura 2.1), es la más adecuada, para el diseño.
- Al realizar el análisis mostrado en la tabla 2.1 se obtiene mayor resistencia a las cargas que es el parámetro de diseño, más importante en el presente estudio.

2.3.2. ELEMENTOS PRINCIPALES

Tabla 2. 2 Alternativas elementos principales

Columnas							
Factores	X_{ideal}	ángulo	Tubo	UVE	ángulo*Xi	Tubo*Xi	UVE*Xi
Costo Material	0,7	0,6	0,6	0,5	0,42	0,42	0,35
Disponibilidad de Materia prima	0,6	0,4	0,5	0,4	0,24	0,3	0,24
Facilidad de Transporte	0,6	0,5	0,4	0,5	0,3	0,24	0,3
Capacidad de Producción	0,7	0,5	0,5	0,6	0,35	0,35	0,42
Costos Producción	0,7	0,5	0,5	0,6	0,35	0,35	0,42
Vida útil	0,7	0,6	0,6	0,6	0,42	0,42	0,42
Σ	4						
$\Sigma Alt * X_{ideal}$					2,08	2,08	2,15
$\Sigma Alt * X_{ideal} / \Sigma X_{ideal}$					0,52	0,52	0,54
Prioridad					2	3	1

Elaboración: Propia

Fuente: Propia

- Se elige realizar las columnas en perfil tipo UVE, por su mayor ventaja frente a los demás tipos de perfiles, como la capacidad de producción, y la facilidad que presenta para la obtención de la forma final de la torre, transporte y montaje.

2.3.3. ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTOS

Tabla 2. 3 Alternativas elementos de arriostramiento

Medios de Arriostramiento							
Factores	X_{ideal}	ángulo	Canal C	Tubo	ángulo *Xi	Canal *Xi	Tubo *Xi
Costo Material	0,8	0,7	0,6	0,6	0,56	0,48	0,48
Facilidad de transporte	0,8	0,7	0,7	0,6	0,63	0,63	0,54
Fabricación en taller	0,8	0,7	0,4	0,5	0,56	0,32	0,40
Costos Producción	0,8	0,7	0,6	0,6	0,56	0,48	0,48
Montaje	0,8	0,6	0,5	0,5	0,42	0,35	0,35
Σ	4						
$\Sigma Alt * X_{ideal}$					2,73	2,26	2,25
$\Sigma Alt * X_{ideal} / \Sigma X_{ideal}$					0,68	0,57	0,56
Prioridad					1,00	2,00	3,00

Elaboración: Propia

Fuente: Propia

- En este caso se escoge realizar los medios de arriostramiento con ángulo, por los menores costos de producción, facilidad de trabajo en taller, y de transporte.

2.3.4. MEDIOS DE UNIÓN

Tabla 2. 4 Alternativas elementos de unión

Medios de sujeción					
Características	X_{ideal}	Soldadura	Bulones	$soldadura * X_i$	$bulones * X_i$
Facilidad de construcción	0,8	0,6	0,6	0,48	0,48
Materiales en el mercado	0,6	0,5	0,5	0,3	0,30
Facilidad de montaje	0,9	0,6	0,8	0,54	0,72
Vida útil	0,7	0,6	0,5	0,42	0,35
Facilidad de transporte	0,7	0,5	0,7	0,35	0,49
Rentabilidad	0,6	0,6	0,5	0,36	0,30
Seguridad	0,7	0,5	0,6	0,35	0,42
Σ	5				
$\Sigma Alt * X_{ideal}$				2,8	3,06
$\Sigma Alt * X_{ideal} / \Sigma X_{ideal}$				0,56	0,61
Prioridad				2	1

Elaboración: Propia

Fuente: Propia

- En este caso se escoge realizar los medios de unión por pernos ya que el montaje de la estructura se lo realizara en campo facilidad de transporte, entre otras.

2.4 ALTERNATIVAS SELECCIONADAS

- Tipo de entramado (configuración c) según las figuras 2.1 y 2.2.
- Miembros principales en perfil UVE, conformado en frío por encontrarse en el mercado ecuatoriano, y ser más económico que los miembros conformados en caliente. La norma a utilizar es AISI.
- Miembros secundarios en perfil ángulo, conformado en caliente, por el análisis mostrado en la tabla 2.3. Por los menores costos de producción, facilidad de trabajo en taller. La norma a utilizarse es AISC.
- Medios de unión mediante bulones de alta resistencia, el análisis mostrado en la tabla 2.4. Por presenta mayor seguridad y facilidad de transporte que son los parámetros de selección más importantes en el presente estudio.

CAPITULO 3.

3. MARCO TEÓRICO

Con la ayuda de diferentes normas se realiza el cálculo y dimensionamiento de la estructura metálica para lo cual, se toma en cuenta diferentes parámetros y solicitaciones, descritos en las especificaciones técnicas.

3.1 CARGAS

3.1.1. CARGAS PERMANENTES

Son aquellas cargas que tienen pequeñas variaciones durante el periodo de vida útil de la estructura, se consideran: el peso propio de la estructura más las cargas por concepto de elementos de unión y de las antenas.

3.1.2. CARGAS VARIABLES

Son las cargas que tienen una elevada posibilidad de variaciones en pequeños intervalos de tiempo, y no son despreciables, tales como:

- Acciones de viento (W)
- Acciones de sismo (E)
- Montaje y mantenimiento

3.1.2.1 Fuerza por acción del viento⁸

Se considera primordialmente la acción de viento sobre las áreas más amplias y expuestas que son las antenas, además se tomará en cuenta las fuerzas producidas por la incidencia sobre los perfiles de las torres.

La velocidad del viento, se la ha considerado constante sobre toda la estructura, a pesar de ser esta una suposición que sobrevalora las cargas, puesto que la realidad corresponde a un perfil de velocidades que tiene un mínimo en los

⁸ Telecommunications Industry Association; Norma TIA/EIA-222-F; Edición del 96; pg.4 – 12.

niveles cercanos al suelo y va aumentando a medida que aumenta la altura desde el suelo. La ecuación 3.1, describe la fuerza por acción del viento.

$$F = q_z G_H [C_F A_E + \sum (C_A A_A)] \quad (\text{N}) \quad \text{Ec. 3- 1}$$

No debe ser mayor que $2 q_z G_H A_G$

Donde:

A_G = área bruta de una cara de la torre.

G_H = factor de ráfaga

$$G_H = 0.65 + 0.60(h/10)^{1/7} \quad \text{Ec. 3- 2}$$

h = altura de la estructura

q_z = presión de velocidad

$$q_z = 0.613 K_z * V^2 \quad \text{Ec. 3- 3}$$

$$K_z = (z/10)^{2/7} \quad \text{Ec. 3- 4}$$

C_F = coeficiente de fuerza de las estructuras

$$C_F = 3.4e^2 - 4.7e + 3.4 \quad (\text{secciones triangulares}) \quad \text{Ec. 3- 5}$$

Z = altura del tramo

K_z = coeficiente de exposición

C_A = coeficiente de fuerza aplicada al área proyectada

A_A = área proyectada de un accesorio lineal

A_E = área proyectada efectiva de los componentes estructurales.

3.1.2.2 Fuerza sísmica⁹

Las estructuras distintas a las edificaciones, incluyendo las estructuras autosoportadas que no son edificios, las cuales soportan cargas verticales y deben de resistir los efectos sísmicos, como torres de transmisión, deben de cumplir con ciertos requerimiento mínimos del Código Ecuatoriano de la Construcción.:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

El cortante basal de diseño, ecuación 3.6 no debe ser menor que

$$V_1 = \frac{1.14}{R} ZIW \quad \text{Ec. 3- 6}$$

Ni tampoco menor que:

$$V_2 = 0.48ZIW \quad \text{Ec. 3- 7}$$

Z = factor de zona sísmica.

I = factor de uso e importancia.

W = peso de la estructura

R = factor de reducción de respuesta estructural.

⁹ INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; 1^{ra} edición del 2001; pg.8, 36

En ausencia de un proceso más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones.¹⁰

$$V = Ft + \sum_{i=1}^n f_i$$

$$Ft = 0.07 T$$

Ec. 3- 8

En donde:

F_t = fuerza concentrada que se aplicara en la parte más alta de la estructura

n = número de pisos de la estructura

T = periodo utilizado para el cálculo del cortante basal total.

Sin embargo F_t no necesita exceder el valor de $0.25V$ y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a $0.7s$. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n , de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum F_i w_i h_i}$$

Ec. 3- 9

En donde:

F_x = la fuerza del nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en este nivel, de acuerdo a la distribución de masa de cada nivel.

W_i = es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

¹⁰ INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; 1^{ra} edición del 2001; pg.14, 37

3.1.2.3 Fuerza de montaje y mantenimiento.

Originadas por el eventual acceso de personal y equipos para labores de mantenimiento, montaje, desmontaje.

3.2 MÉTODOS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS.

Las especificaciones dictan el criterio mínimo aceptable para el diseño, esto incluye recomendaciones de cargas y deformaciones límites, así como requisitos especiales que controlan la disposición adecuada de miembros y conexiones.

Las especificaciones generales más ampliamente aceptadas para edificaciones de acero son las del Instituto Americano de la Construcción en Acero. Las especificaciones AISC son planteadas para utilizarse principalmente en miembros conformados en caliente, o secciones armadas con placas soldadas de sección constante o variable.

El Instituto Americano de Hierro y el Acero adoptó las Especificaciones AISI para el Diseño de Lámina de Acero Delgada, formados en frío. Al utilizar esta especificación, la resistencia de cada uno de los elementos se expresa a través de las fuerzas y momentos admisibles, los cuales no deben superar los esfuerzos y momentos admisibles especificados en la respectiva norma.

Aunque las diferentes especificaciones pueden discrepar en ciertas condiciones, todas ellas se basan en los requisitos generales para una estructura satisfactoria:

- a. El material adecuado, y de calidad adecuada.
- b. En el diseño se debe considerar las cargas y condiciones de servicio adecuadas a cada caso.
- c. El diseño y los cálculos deben hacerse de manera que la estructura y sus detalles posean la rigidez y resistencia adecuada.

3.2.1. DISEÑO POR TENSIONES ADMISIBLES (ASD)¹¹

Un diseño satisface los requisitos de esta especificación, cuando la resistencia de cálculo admisible de cada uno de los componentes estructurales es mayor o igual que la resistencia requerida, determinada en base a las cargas nominales ecuación 3.10, para todas las combinaciones de cargas aplicables.

$$R \leq R_n / \Omega$$

Ec. 3- 10

Donde:

R = resistencia requerida

R_n = resistencia nominal

Ω = Factores de seguridad especificados

R_n / Ω = Resistencia de cálculo admisible.

3.2.1.1 Combinaciones de carga¹²

En ausencia de un código o especificación aplicable, la estructura y sus componentes se deben diseñar de manera que las resistencias de cálculo admisibles sean mayores o iguales que los efectos de las cargas nominales para cada una de las siguientes combinaciones de cargas:

D

D + (W o E)

D + L + (W o E)

Donde:

D = Carga permanente.

¹¹ AISI; Manual para el diseño de acero conformado en frío; 1^{ra} edición de 1997, pg.31 – 32.

¹² AISI; Manual para el diseño de acero conformado en frío; 1^{ra} edición de 1997; pg.32

W = Carga de viento.

E = Carga sísmica.

L = Carga viva.

Cuando las combinaciones de cargas especificadas en el código o especificación aplicable incluyen cargas de viento o cargas sísmicas, estará permitido multiplicar las fuerzas resultantes por 0.75.

3.2.1.2 Tipos de construcciones.¹³

Pórticos Arriostrados. En pórticos reticulados cuya estabilidad lateral es provista por un sistema de arriostramiento, el factor de longitud efectiva k para barras comprimidas se deberá tomar igual a la unidad, a menos que un análisis estructural demuestre que se puede adoptar un valor menor.

Pórticos No Arriostrados. En pórticos cuya estabilidad lateral depende de la rigidez a flexión de la unión rígida de vigas y columnas, el factor de longitud efectiva k para barras comprimidas será determinado por análisis estructural.

Estructuras Trianguladas. Para el análisis estructural de estructuras trianguladas, tales como vigas reticuladas o planos de contraviento o rigidización triangulados, se deberá asegurar la estabilidad global de la estructura y de cada uno de sus elementos estructurales. Se debe considerar si las mismas son interiormente isostáticas o hiperestáticas según la rigidez de los nudos y la esbeltez relativa de las barras que la componen. La hipótesis de barras articuladas en sus extremos, comúnmente utilizada para el análisis estructural de este tipo de estructura, debe ser consistente con la capacidad de giro de las secciones extremas de las barras de la estructura proyectada

¹³ Instituto Nacional De Tecnología Industrial; CIRSOC301; 1^{ra} edición del 2000; pg.37 – 40.

3.2.2. DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRDF)¹⁴

Un diseño es satisfactorio por este método cuando la resistencia de cálculo de cada uno de los componentes estructurales es mayor o igual a la resistencia requerida determinada en base a las cargas nominales, multiplicadas por los factores de carga correspondiente, ecuación 3.11, para todas las combinaciones de cargas aplicables

$$R_u \leq \phi \cdot R_n$$

Ec. 3- 11

Donde:

R = Resistencia requerida.

R_n = Resistencia nominal.

ϕ = Factor de resistencia.

ϕ · R_n = Resistencia de cálculo.

3.2.2.1 Combinación de cargas para factores de carga y resistencia¹⁵

En ausencia de un código o especificación aplicable, o si el código o especificación aplicable no incluye combinaciones de cargas y factores de carga para LRFD. La estructura y sus componentes se deben diseñar de manera que las resistencias de cálculo. Sean mayores o iguales que los efectos de las cargas nominales para las siguientes combinaciones de cargas:

$$1.2 D + 1.3 W + 0.5 L$$

$$1.2 D + 1.5 E + 0.5 L$$

$$0.9 D - (1.3 W \text{ ó } 1.5 E)$$

¹⁴ AISI; Manual para el diseño de acero conformado en frío; 1^{ra} edición de 1997; pg.33.

¹⁵ AISI; Manual para el diseño de acero conformado en frío; 1^{ra} edición de 1997; pg.33.

Donde:

D = Carga permanente

E = Carga sísmica

L = Carga viva.

W = Carga de viento

3.3 DISEÑO DE ELEMENTOS EN LÁMINA DELGADA.

3.3.1. MIEMBROS A COMPRESIÓN

En los miembros en compresión se introduce un factor de forma Q (Fig. 3.1), el cual representa el efecto de pandeo local en la reducción de la resistencia como columna, de la sección transversal en cuestión. Como las secciones de material delgado, tienen altas relaciones ancho - espesor, y son usualmente secciones abiertas, pueden estar sujetas a pandeo torsional o a pandeo flexo-torsional, dependiendo de la localización del centro del cortante con respecto al centroide de la sección.

La capacidad de carga de una sección de lámina delgada, puede aumentar apreciablemente utilizando atiesadores intermedios o de borde, la función de un atiesador en un miembro en compresión es aumentar el área efectiva de la sección transversal, suministrando refuerzo a un ancho grande, reduciendo de esta forma su relación de ancho a espesor, y aumentando el esfuerzo crítico, las propiedades de estas secciones transversales se basan en un área efectiva reducida, para efectos de determinación de carga.

Al igual que el diseño estructural convencional, debe considerarse también los efectos locales, tales como tipo de conexión, apoyos en los extremos y empleo del conformado en frío.

3.3.1.1 Resistencia de columna¹⁶

La resistencia de columnas de placa delgada se define como la capacidad de carga del miembro, controlada por uno de los siguientes tipos de falla, o la combinación de ellos.

a) Aplastamiento, este tipo de falla se puede presentar solamente en miembros muy cortos, con relación de esbeltez (L/r) menores de 20 y formados por elementos de placa muy gruesos para evitar el pandeo local.

b) Pandeo local de los elementos delgados del perfil, a lo largo de una pequeña longitud de la columna, el pandeo local puro se presenta solamente en columnas muy cortas, cuando la relación de esbeltez (L/r) es menor de 20, en columnas intermedias, con (L/r) entre 20 y 120, aproximadamente, puede presentarse un pandeo local inicial bajo cargas menores que la última, pero la falla final se debe a los efectos combinados del pandeo local y del pandeo de conjunto de la columna.

c) Pandeo general o pandeo principal de la columna, por flexión lateral a lo largo de la longitud sin soporte de miembros.

3.3.1.2 Esfuerzos permisibles.

Las especificaciones AISI establecen un esfuerzo básico de diseño F_b , aplicable a casos de tensión directa y compresión por flexión, que se determina dividiendo el esfuerzo de fluencia F_y del acero entre un factor de seguridad de 1.65, sin, embargo este esfuerzo básico de diseño es aplicable solo a condiciones en las cuales los miembros fallan por fluencia, cuando la resistencia de un miembro está controlado por pandeo, en este caso deberá usarse un esfuerzo permisible o una área efectiva reducida.

$$F_b = F_y / 1.65$$

Ec. 3- 12

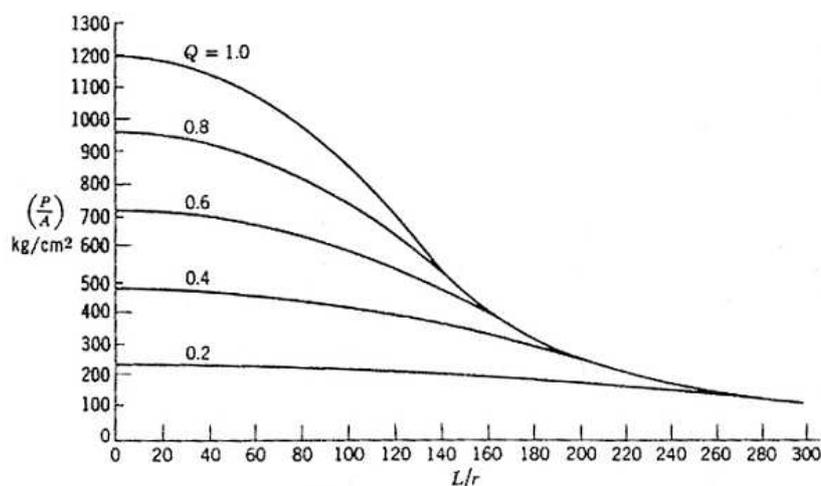
¹⁶ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997;pg.781- 790

3.3.1.3 Pandeo principal de columnas.

En columnas largas, el pandeo de conjunto tiene lugar antes de que pueda presentarse el pandeo local.

Se usa un factor de seguridad uniforme de 1.95 para todos los valores de L/r porque las secciones de lámina delgada formadas en frío no son por lo general, compactas, por las excentricidades y las deformaciones que tienen efecto grande y, debido a que las conexiones en los extremos son relativamente flexibles. En la figura 3.1 se muestra curvas típicas esfuerzo-deformación, para el acero de $F_y = 227.36 \text{ MPa}$ (2320 Kg/cm^2).

La relación L/r no debe exceder de 200, excepto durante la construcción, en cuyo caso puede ser mayor, siempre y cuando no exceda de 300.



$$\text{Para } \frac{L}{r} \leq \frac{132}{\sqrt{Q}} : \quad \frac{P}{A} = 17,000Q - 0.485Q^2 \left(\frac{L}{r} \right)^2 \text{ lb/plg}^2.$$

$$\frac{L}{r} \geq \frac{132}{\sqrt{Q}} : \quad \frac{P}{A} = \frac{149 \times 10^3}{(L/r)^2} \text{ lb/plg}^2$$

Fig. 14-7 Esfuerzo permisible F_a para columnas articuladas en los extremos, para $F_u = 2\,320 \text{ Kg./cm.}^2$ (33 kips/plg^2).

Figura 3. 1 Esfuerzo permisible F_a para columnas articuladas en los extremos y factor de forma Q .

3.3.1.4 Miembros comprimidos con cargas concéntricas¹⁷

Esta sección se aplica a miembros en los cuales la resultante de todas las cargas que actúan sobre el miembro es una carga axial que pasa a través del baricentro de la sección efectiva calculada a tensión, F_n .

(a) La resistencia P_n , se debe calcular de la siguiente manera

$$P_n = F_n * A_e \quad \text{Ec. 3- 13}$$

$$\Omega_c = 1.80 \text{ (ASD)}$$

Donde

A_e = Superficie efectiva a la tensión F_n (mm^2)

F_n = Se determina de la siguiente manera:

$$\lambda_c \leq 1.5$$

$$F_n = F_y * (0.658^{\lambda_c^2}) \quad \text{Ec. 3- 14}$$

$$\lambda_c \geq 1.5$$

$$F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] * F_y \quad \text{Ec. 3- 15}$$

Donde:

λ_c = Factor de esbeltez y se calcula:

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

$$\text{Ec. 3- 16}$$

Para las secciones con simetría simple que se pueda demostrar que no están sujeta a pandeo torsional, ni torsional flexional, F_e , es calculada con la ecuación 3.17.

¹⁷ AISI; Manual para el diseño de acero conformado en frío; 1^{ra} edición de 1997; pg.65.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{(kL/r)^2}$$

Ec. 3- 17

Donde:

E = Módulo de elasticidad longitudinal. (MPa)

k = Factor de longitud efectiva.

L = Longitud no arriostrada del miembro. (mm)

r = Radio de giro de la sección transversal total no reducida. (mm)

3.3.2. FLEXIÓN DE VIGAS DE LÁMINA DELGADA.¹⁸

La resistencia de una viga de lámina delgada formada en frío está limitada por la fuerza cortante o el momento de flexión mínimo, los cuales producen fluencia, pandeo ó una distorsión excesiva en cualquiera de sus elementos. Cuando el funcionamiento adecuado de la viga depende de su deformación, su resistencia útil puede ser menor que la obtenida mediante las limitaciones por cortante o por momento.

La distribución de los esfuerzos en el momento de la falla depende de la simetría de la sección transversal y las características de esfuerzo-deformación del material; para aceros con punto de fluencia definidos, el efecto de la simetría sobre la distribución de esfuerzos en el instante de la falla puede ilustrarse en la figura 3.2.

Algunos aceros no tienen un punto de fluencia definido y, si no se presenta primero el pandeo, pueden esforzarse considerablemente por encima del punto de fluencia nominal, por lo que la resistencia última de la viga con tales aceros puede exceder la resistencia a la fluencia hasta en un 25% en el caso de miembros de lámina delgada, por lo que, la resistencia de postpandeo de las almas delgadas que trabajan a cortante no es grande, pero por otro lado, se

¹⁸ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997;pg.801-805

obtiene una considerable resistencia de postpandeo en el caso de flexión, al utilizar correctamente los atiesadores en miembros de lámina delgada.

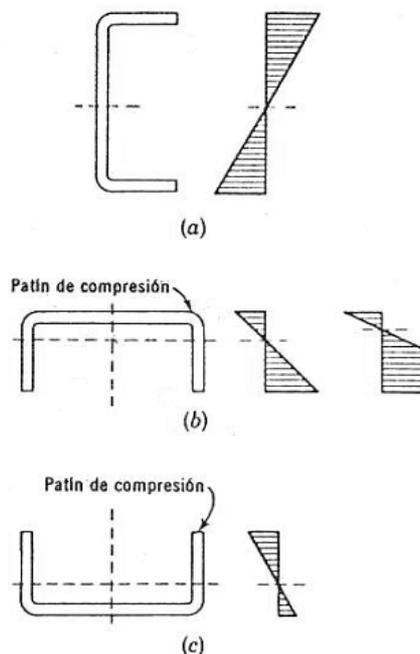


Figura 3. 2 Flexión de secciones de lámina delgada a) Distribución lineal de esfuerzos b) Distribución plástica de esfuerzos plásticos c) Distribución lineal de esfuerzos.

3.3.2.1 Resistencia nominal a la flexión de la sección.¹⁹

La resistencia nominal a la flexión, M_n , se debe calcular ya sea en base a la iniciación de la fluencia en la sección efectiva (Procedimiento I) ó en base a la capacidad de reserva inelástica (Procedimiento II) según corresponda.

Esta resistencia será calculada con cualquiera de los dos métodos a continuación desarrollados.

Para secciones rigidizadas o parcialmente rigidizadas.

$$\Omega_b = 1.67 \text{ (ADS)}$$

¹⁹ AISI; Manual para el diseño de acero conformado en frío; 1^{ra} edición de 1997, pg.51-53.

a) Procedimiento I - En base a la iniciación de la fluencia

El momento de fluencia en base a la resistencia de la sección se debe determinar de la siguiente manera.

$$M \leq M_n / \Omega_t$$

$$\Omega_t = 1.67$$

$$M_n = S_e F_y$$

Ec. 3- 18

F_y = Tensión de fluencia. (MPa)

M_n = Resistencia nominal a la flexión. (N-mm)

S_e = Módulo elástico de la sección efectiva calculado con la fibra externa comprimida o traccionada a F_y . (mm^3)

b) Procedimiento II – En base a la capacidad de la reserva inelástica

La capacidad de reserva flexional inelástica se puede utilizar cuando se satisface las siguientes condiciones.

- 1) El miembro no está sujeto a torsión ni a pandeo lateral, torsión o torsión-flexional.
- 2) El efecto de conformado en frío no se incluye al determinar el límite de fluencia F_y .
- 3) La relación entre la profundidad de la porción comprimida del alma y su espesor no es mayor λ_t .
- 4) El esfuerzo de corte no es mayor que $0.35F_y$ por la superficie del alma, h_t .
- 5) El ángulo entre cualquier alma y la vertical no mayor que 30 grados.

La resistencia nominal a la flexión M_n , no debe ser mayor de $1.25S_eF_y$ determinada de acuerdo con el Procedimiento I, ni aquella que provoca una máxima deformación por compresión de $C_y \cdot e_y$ (no se limita la máxima deformación por tracción).

Donde:

e_y = Deformación de fluencia.

$$e_y = F_y / E$$

E = Módulo de elasticidad longitudinal. (MPa)

C_y = Factor de deformación por compresión determinado de la siguiente manera, con rigidizadores de borde

(a) Elementos comprimidos rigidizados sin rigidizadores intermedios

$$C_y = 3 \text{ para } w/t \leq \lambda_1$$

$$C_y = 3 - 2 \left(\frac{w/t - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \right)$$

para $\lambda_2 > w/t > \lambda_1$

$$C_y = 1$$

para $\rightarrow w/t \geq \lambda_2$

Donde:

$$\lambda_1 = \frac{1.11}{\sqrt{F_y / E}}$$

$$\lambda_2 = \frac{1.28}{\sqrt{F_y / E}}$$

(b) Elementos comprimidos no rigidizados, $C_y = 1$

(c) Elementos comprimidos con rigidización múltiple y elementos comprimidos con rigidizadores de borde, $C_y = 1$

Cuando sea aplicable, para calcular las propiedades de la sección se deben utilizar los anchos efectivos de cálculo. M_n se debe calcular considerando el equilibrio de tensiones, suponiendo una curva tensión-deformación idealmente igual para compresión y tracción, suponiendo pequeñas deformaciones y

suponiendo que las secciones planas permanecen sin deformación durante la flexión.

3.3.3. ESFUERZOS AXIALES Y DE FLEXIÓN COMBINADOS.

Los miembros de lámina delgada formados en frío, sujetos a las acciones simultáneas de esfuerzos de tensión axial y flexión, ó compresión axial y flexión, deben dimensionarse para resistir adecuadamente las acciones combinadas de ambas sollicitaciones mecánicas, en este respecto el comportamiento de los miembros es similar al de los perfiles laminados en caliente, y se especifica los mismos requisitos generales.

3.3.3.1 Combinación de tensión axial y flexión.²⁰

$$\frac{\Omega_b M_x}{M_{nx}} + \frac{\Omega_b M_y}{M_{ny}} + \frac{\Omega_c T}{T_n} \leq 1 \quad \text{Ec. 3- 19}$$

$$\frac{\Omega_b M_x}{M_{nx}} + \frac{\Omega_b M_y}{M_{ny}} - \frac{\Omega_c T}{T_n} \leq 1 \quad \text{Ec. 3- 20}$$

Donde:

T = Resistencia a la tracción axial requerida. (N)

M_x, M_y = Resistencias flexionales requeridas respecto a los ejes baricéntricos de la sección. (N-mm)

T_n = Resistencia nominal a la tracción axial (N)

M_{nx}, M_{ny} = Resistencias nominales a la flexión respecto a los ejes baricéntricos. (N-mm)

$$M_{nxt} = M_{nyt} = S_{ft} * F_y \quad \text{Ec. 3- 21}$$

S_{ft} = Módulo resistente de la sección total para la fibra traccionada extrema respecto al eje correspondiente. (mm^3)

²⁰ AISI; Manual para el diseño de acero conformado en frío; 1^{ra} edición de 1997; pg.68-71.

$\Omega_b = 1,67$ para resistencia a la flexión, o para vigas sin arriostramiento lateral.

3.3.3.2 Combinación de compresión axial y flexión.

$$\frac{\Omega_c P}{P_n} + \frac{\Omega_b C_{mx} M_x}{M_{nx} \alpha_x} + \frac{\Omega_b C_{my} M_y}{M_{ny} \alpha_y} \leq 1 \quad \text{Ec. 3- 22}$$

$$\frac{\Omega_c P}{P_{no}} + \frac{\Omega_b M_x}{M_{nx}} + \frac{\Omega_b M_y}{M_{ny}} \leq 1 \quad \text{Ec. 3- 23}$$

Cuando $\Omega_c P / P_n \leq 0,15$ en vez de las dos ecuaciones anteriores se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$\frac{\Omega_c P}{P_n} + \frac{\Omega_b M_x}{M_{nx}} + \frac{\Omega_b M_y}{M_{ny}} \leq 1 \quad \text{Ec. 3- 24}$$

P = Resistencia a la compresión axial requerida (N)

M_x, M_y = Resistencias flexionales requeridas respecto a los ejes baricéntricos de la sección efectiva determinadas sólo para la resistencia a la compresión axial requerida. Para las secciones en ángulo, M_y se debe tomar ya sea como la resistencia flexional requerida o como la resistencia flexional requerida más $PL/1000$, el valor con el cual se obtenga un menor valor admisible para P .

P_n = Resistencia axial nominal.

P_{no} = Resistencia axial nominal, con $F_n = F_y$. (N)

M_{nx}, M_{ny} = Resistencias flexionales nominales respecto a los ejes baricéntricos. (N-mm)

$\Omega_b = 1,67$ para resistencia a la flexión, o para vigas sin arriostramiento lateral.

$\Omega_c = 1,80$

$$\alpha_x = 1 - \frac{\Omega_c P}{P_{Ex}} \quad \text{Ec. 3- 25}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{\Omega_c P}{P_{Ey}} \quad \text{Ec. 3- 26}$$

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad \text{Ec. 3- 27}$$

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad \text{Ec. 3- 28}$$

I_x = Momento de inercia de la sección total, no reducida, respecto al eje x. (mm³)

I_y = Momento de inercia de la sección total, no reducida, respecto al eje y. (mm³)

L_x = Longitud no arriostrada real para flexión respecto al eje x. (mm)

L_y = Longitud no arriostrada real para flexión respecto al eje y. (mm)

K_x = Factor de longitud efectiva para pandeo respecto al eje x.

K_y = Factor de longitud efectiva para pandeo respecto al eje y.

C_{mx} , C_{my} = Coeficientes cuyos valores se deben tomar de la siguiente manera:

1. Para miembros comprimidos en pórticos sujetos a traslación conjunta (desplazamiento lateral) $C_m = 0,85$.

2. Para miembros comprimidos restringidos en pórticos arriostrados contra la traslación conjunta y no sujetos a cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión $C_m = 0,6 - 0,4 (M_1/M_2)$ donde:

M_1/M_2 es la relación entre el menor y el mayor momento en los extremos de la porción del miembro analizado que no está arriostrado en el plano de flexión.

M_1/M_2 es positivo cuando el miembro se flexiona con curvatura inversa y negativo cuando se flexiona con curvatura simple.

3. Para miembros comprimidos en pórticos arriostrados contra la traslación conjunta en el plano de carga y sometidos a cargas transversales entre sus apoyos, el valor de C_m se puede determinar mediante análisis racional. Sin embargo, en vez de efectuar este análisis se pueden utilizar los siguientes valores:

(a) para miembros cuyos extremos están restringidos, $C_m = 0,85$.

(b) para miembros cuyos extremos no están restringidos, $C_m = 1$.

3.3.4. RESISTENCIA A CORTE EXCLUSIVAMENTE²¹

La resistencia nominal al corte V_n , en cualquier sección, se calcula de la siguiente manera.

$$(a) \quad h/t \leq 0.96\sqrt{E k_v / F_y}$$

$$V_n = 0,60F_y h t \quad \text{Ec. 3- 29}$$

$$\Omega_t = 1,50 \text{ (ASD)}$$

$$(b) \quad 0.96\sqrt{E k_v / F_y} < h/t \leq 1.415\sqrt{E k_v / F_y}$$

$$V_n = 0.6F_y h t \quad \text{Ec. 3- 30}$$

$$\Omega_t = 1,67 \text{ (ASD)}$$

$$(c) \quad h/t > 1.415\sqrt{E k_v / F_y}$$

$$V_n = \frac{\pi^2 E k_v t^3}{12(1-u^2)h} = 0.905 E k_v t^3 / h \quad \text{Ec. 3- 31}$$

$$\Omega_t = 1,67 \text{ (ASD)}$$

Donde:

²¹ AISI; Manual para el diseño de acero conformado en frío; 1^{ra} edición de 1997; pg.57-58

V_n = Resistencia nominal al corte de la viga. (N)

t = Espesor del alma. (mm)

h = Profundidad de la porción plana del alma medida a lo largo del plano del alma. (mm)

k_v = Coeficiente de pandeo por corte determinado de la siguiente manera:

1. Para almas no reforzadas, $k_v = 5,34$.

2. Para almas de vigas con rigidizadores transversales que satisfacen los requisitos de la ecuación.

Cuando $a/h \leq 1,0$

$$k_v = 4 + \frac{5,34}{(a/h)^2}$$

Cuando $a/h > 1,0$

$$k_v = 5,34 + \frac{4}{(a/h)^2}$$

Donde:

a = longitud del panel de corte en el caso de elementos de almas no reforzadas. (mm)

a = distancia libre entre rigidizadores transversales en el caso de elementos con almas reforzadas. (mm)

Para un alma compuesta por dos o más planchas, cada plancha se debe considerar como un elemento independiente que soporta su parte del esfuerzo de corte.

3.3.5. RESISTENCIA A LA ABOLLADURA DEL ALMA²²

Este requerimiento se aplica para las almas de miembros flexionados que soportan cargas concentradas o reacciones, o las componentes de las mismas, que actúan de manera perpendicular al eje longitudinal del miembro, y en el plano del alma considerada, y que provocan tensiones de compresión en el alma.

P_n = La resistencia nominal a la abolladura del alma, se debe determinar utilizando la tabla 3.1.

Para almas simples no reforzadas:

$$\Omega_w = 1,85 \text{ (ASD)}$$

Para secciones doble T:

$$\Omega_w = 2,0 \text{ (ASD)}$$

Las almas de los miembros flexados donde h/t es mayor que 200 deben estar provistas de medios adecuados para transmitir las cargas concentradas y/o reacciones directamente a las almas.

Las ecuaciones de la Tabla 3.1 se aplican para las vigas cuando $R/t \leq 6$ y para los tableros cuando $R/t \leq 7$; $N/t \leq 210$ y $N/h \leq 3,5$. Para un perfil Z con su ala abulonada al miembro de apoyo extremo de la sección, la Ecuación 3.32, se multiplica por 1,3. Esto es válido para las secciones que satisfacen las siguientes limitaciones:

(1) $h/t \leq 150$

(2) $R/t \leq 4$

(3) Espesor del metal base de la sección transversal $\geq 0,060$ in. (1,52 mm)

(4) Espesor del miembro de apoyo $\geq 3/16$ in. (4,76 mm)

²² AISI; Manual para el diseño de acero conformado en frío; 1^{ra} edición de 1997; pg.59-62.

P_n representa la resistencia nominal para carga concentrada o reacción para el caso de un alma maciza que conecta las alas superior e inferior. En el caso de dos o más almas, P_n se debe calcular individualmente para cada alma y luego se deben sumar los resultados para obtener la carga nominal o reacción para el alma múltiple.

Para secciones doble T armadas, o para secciones similares, la distancia entre el conector del alma y el ala de la viga se debe mantener tan pequeña como sea posible.

Tabla 3. 1 Números de las Ecuaciones para determinar la resistencia nominal de las almas, P_n , kips (N) para una carga o concentrada reacción.²³

		Geometrías que poseen una sola alma		Secciones doble T o secciones similares
		Alas rigidizadas o parcialmente rigidizadas	Alas no rigidizadas	Alas rigidizadas, parcialmente rigidizadas y no rigidizadas
Cargas opuestas Separadas $>1,5h$ ⁽²⁾	reacción de extremo ⁽³⁾	Ec 3.32	Ec 3.33	Ec 3.34
	reacción interior ⁽⁴⁾	Ec 3.35	Ec 3.35	Ec 3.36
Cargas opuestas Separadas $>1,5h$ ⁽⁵⁾	reacción de extremo ⁽³⁾	Ec 3.37	Ec 3.37	Ec 3.38
	reacción interior ⁽⁴⁾	Ec 3.39	Ec 3.39	Ec 3.40

Notas y Referencias para la Tabla 3.1:

(1) Secciones doble T compuestas por dos perfiles C conectados espalda contra espalda o secciones similares que proporcionan un elevado grado de restricción contra la rotación del alma (tales como las secciones doble T fabricadas soldando dos ángulos a un perfil C).

(2) En los puntos de aplicación de una carga concentrada o reacción que actúa ya sea sobre el ala superior o el ala inferior, cuando la distancia libre entre los bordes portantes de la misma y las cargas concentradas o reacciones opuestas adyacentes es mayor que $1.5h$.

²³ AISI; Manual para el diseño de acero conformado en frío; 1^{ra} edición de 1997; pg.60.

(3) Para reacciones en los extremos de vigas o cargas concentradas en el extremo de voladizos cuando la distancia entre el borde del apoyo y el extremo de la viga es menor que 1.5h.

(4) Para reacciones y cargas concentradas cuando la distancia entre el borde del apoyo y el extremo de la viga es mayor o igual que 1.5h.

(5) En los puntos de aplicación de dos cargas concentradas opuestas o de una carga concentrada y una reacción opuesta actuando simultáneamente sobre las alas superior e inferior, cuando la distancia libre entre sus bordes de apoyo adyacentes es menor o igual que 1,5h.

Ecuaciones para la Tabla 3.1:

$$t^2 k C_3 C_4 C_9 C_\theta [331 - 0.61(h/t)] [1 + 0.01(N/t)] \quad \text{Ec. 3- 32}$$

$$t^2 k C_3 C_4 C_9 C_\theta [217 - 0.28(h/t)] [1 + 0.01(N/t)] \quad \text{Ec. 3- 33}$$

Cuando $N/t > 60$, el factor $[1 + 0,01 (N/t)]$ se puede incrementar a $[0,71 + 0,015 (N/t)]$

$$t^2 F_y C_5 [10 + 1.25\sqrt{(N/t)}] \quad \text{Ec. 3- 34}$$

$$t^2 k C_1 C_2 C_9 C_\theta [538 - 0.74(h/t)] [1 + 0.007(N/t)] \quad \text{Ec. 3- 35}$$

Cuando $N/t > 60$, el factor $[1 + 0,007 (N/t)]$ se puede incrementar a $[0,75 + 0,011 (N/t)]$

$$t^2 F_y C_5 (0.88 + 0.12m) (15 + 3.25\sqrt{N/t}) \quad \text{Ec. 3- 36}$$

$$t^2 k C_3 C_4 C_9 C_\theta [244 - 0.57(h/t)] [1 + 0.01(N/t)] \quad \text{Ec. 3- 37}$$

$$t^2 F_y C_5 (0.88 + 0.12m) (15 + 3.25\sqrt{N/t}) \quad \text{Ec. 3- 38}$$

$$t^2 k C_1 C_2 C_9 C_\theta [771 - 2.26(h/t)] [1 + 0.0013(N/t)] \quad \text{Ec. 3- 39}$$

$$t^2 F_y C_7 (0.82 + 0.15m) (15 + 3.25\sqrt{N/t}) \quad \text{Ec. 3- 40}$$

En las ecuaciones anteriores:

P_n = Resistencia nominal para carga concentrada o reacción por alma, (N)

$$C_1 = 1.22 - 0.22k \quad \text{Ec. 3- 41}$$

$$C_2 = 1.06 - 0.06 R / t \leq 1.0 \quad \text{Ec. 3- 42}$$

$$C_3 = 1.33 - 0.33k \quad \text{Ec. 3- 43}$$

$$C_4 = 1.15 - 0.15R / t \leq 1.0 \text{ pero no menos de } 0.50 \quad \text{Ec. 3- 44}$$

$$C_5 = 1.49 - 0.53k \geq 0.6 \quad \text{Ec. 3- 45}$$

$$C_6 = 1 + \left(\frac{h/t}{750} \right) \quad \text{Cuando } h/t \leq 150 \quad \text{Ec. 3- 46}$$

$$C_6 = 1.20 \text{ cuando } h / t > 150 \quad \text{Ec. 3- 47}$$

$$C_7 = 1 / k \text{ cuando } h / t \leq 66.5 \quad \text{Ec. 3- 48}$$

$$C_7 = \left[1.10 - \left(\frac{h/t}{655} \right) \right] \frac{1}{k} \quad \text{Cuando } h/t > 66.5 \quad \text{Ec. 3- 49}$$

$$C_8 = \left[0.98 - \left(\frac{h/t}{865} \right) \right] \frac{1}{k} \quad \text{Ec. 3- 50}$$

$C_9 = 6.9$ para unidades métricas, N y mm

$$C_{\square} = 0.7 + 0.3(\square/90)^2 \quad \text{Ec. 3- 51}$$

F_y = Tensión de fluencia de cálculo del alma, (MPa)

h = Profundidad de la porción plana del alma medida a lo largo del plano de la misma, (mm).

$$k = 894F_y / E \quad \text{Ec. 3- 52}$$

$$m = t / 1.91, \text{ cuando } t \text{ se expresa en milímetros} \quad \text{Ec. 3- 53}$$

t = Espesor del ala, (mm).

N = Longitud de apoyo real, (mm). Para el caso de dos cargas concentradas iguales y opuestas distribuidas sobre longitudes de apoyo diferentes, se debe tomar el menor valor de N .

R = Radio interno de plegado.

θ = Ángulo entre el plano del alma y el plano de la superficie de apoyo $\geq 45^\circ$, pero no más de 90° .

3.4 DISEÑO DE ELEMENTOS DE PERFILES CONFORMADOS EN CALIENTE.

3.4.1. MIEMBROS A TENSIÓN.

Un miembro simple a tensión es un miembro recto sujeto en sus extremos a dos fuerzas que tratan de estirarlo, es un miembro eficiente y económico, porque utiliza toda el área del material de manera efectiva, trabajando al esfuerzo máximo permitido por el diseñador, por lo común es fácil fabricación, embarque y montaje en la estructura.

3.4.1.1 Tipos de miembros a tensión²⁴.

Alambre y cable. Se utiliza exclusivamente para propósito de izaje, por ejemplo en malacates, grúas, puentes colgantes, etc. Las ventajas del cable de alambre y torones, son la flexibilidad y resistencia, se requiere accesorios especiales para las conexiones en los extremos.

Varillas y barras. A menudo se hace miembros pequeños con varillas laminadas en caliente de secciones cuadradas o redondas, o bien con barras planas. La resistencia a la tensión de estos miembros depende del tipo y del grado del material; el acero estructural al carbono es el material más usado, debido a la esbeltez. Su resistencia a la compresión es despreciable.

²⁴ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997; pg.289 – 294.

Perfiles estructurales simples. Cuando se requiere cierta rigidez o cuando la inversión de cargas pueden someter el miembro diseñado para tensiones a ciertas compresiones, las varillas cables no cumplirán con las necesidades del caso; en esta situación debe utilizarse perfiles estructurales sencillos o armados.

El perfil laminado más sencillo y que se usa más a menudo como miembro a tensión es el ángulo. Una objeción al uso de un solo ángulo es la presencia de excentricidad en la conexión, como se muestra en la figura 3.3, las conexiones remachadas son excéntricas en ambos planos, mientras que las soldadas pueden diseñarse de manera que se produzca la excentricidad en un solo plano.

Los ángulos tienen una rigidez considerablemente mayor que los cables, las varillas o las barra planas, pero pueden ser todavía muy flexibles en una gran longitud, por lo tanto, los ángulos sencillos se usan principalmente para contraventeo.

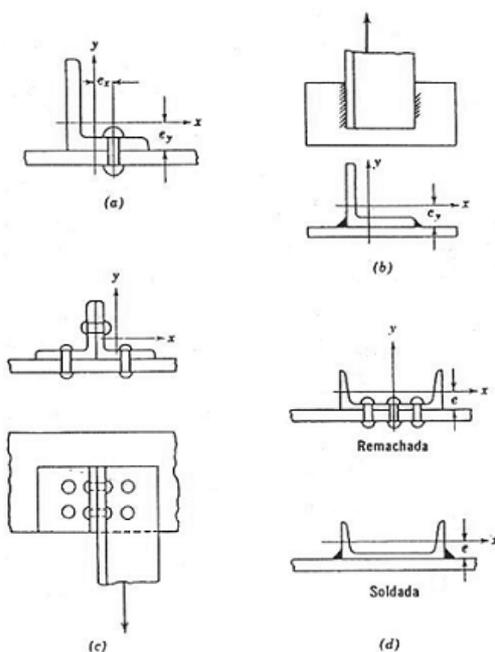


Figura 3. 3 Conexiones en los extremos para perfiles estructurales sencillos.

3.4.1.2 Combinación de tensión axial y flexión²⁵.

De la distribución elástica de esfuerzo, rara vez se obtiene una carga axial pura en los miembros a tensión de las estructuras reales, es posible que las conexiones no sean concéntricas; que los miembros en sí, no sean rectos, lo cual conlleva a una carga excéntrica en algunas secciones, y así sujetas a flexión, también debido a su peso propio, viento, vibraciones o cargas sísmicas se produce pandeo en los miembros.

3.4.1.3 Esfuerzos permisibles²⁶.

El esfuerzo permisible usualmente está dado por las especificaciones que controlan el diseño de la estructura; por ejemplo, los esfuerzos permisibles para edificaciones están dados por las especificaciones AISC para el diseño, fabricación y montaje de aceros estructurales laminados en caliente.

Para conveniencia en el diseño, las especificaciones AISC fijan los esfuerzos permisibles de tensión en función del esfuerzo de fluencia del material:

$$F_t = 0.6F_y \quad \text{Ec. 3- 54}$$

En secciones netas.

$$F_t = 0.45F_y \quad \text{Ec. 3- 55}$$

En secciones de agujero para pasadores en barras de ojo, placas conectadas por medio de pasadores, o miembros armados, se aplica la ecuación 3.55.

3.4.1.4 Diseño de perfiles estructurales simples²⁷.

Cuando se usa un solo ángulo como miembro a tensión, con conexiones excéntricas en sus extremos, puede desarrollarse esfuerzos secundarios de flexión de magnitud considerable. Si se conoce las cargas axiales y su excentricidad, se

²⁵ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997; pg. 299 – 302.

²⁶ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997; pg. 302 – 304.

²⁷ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997; pg. 310 – 316.

puede calcular el esfuerzo máximo mediante la fórmula para esfuerzos combinados. Debe señalarse, sin embargo, que por lo general el momento flexionante no se presenta en el plano principal de la sección.

Algunas especificaciones como AISC permiten que se desprecie la excentricidad en las conexiones de los extremos, esto significa que puede calcularse un esfuerzo nominal en el ángulo suponiendo una distribución uniforme de los esfuerzos sobre el área total. Esta especificación puede parecer irracional y posiblemente insegura al juzgarse mediante la teoría elástica pero en la práctica puede justificarse por la fórmula para los esfuerzos combinados, la cual basada en la teoría elástica, proporciona esfuerzos calculados mayores que los que pueden existir dentro del rango plástico, por lo tanto, el factor de seguridad real es considerablemente mayor que lo indicado por la teoría elástica. Cuando se usan perfiles estructurales como miembros horizontales, usualmente se desprecia la flexión ocasionada por el peso propio, excepto para miembros largos y pesados. La definición de miembro “largo y pesado” depende de la cantidad de esfuerzos de flexión que pueda despreciarse.

3.4.1.5 Resistencia de diseño a tensión

La Resistencia de diseño de barras tensionadas P_n / Ω_t ²⁸ será el menor valor obtenido de la consideración de los estados límites de:

(a) Para fluencia en la sección bruta

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

$$P_n = F_y \cdot A_g. \quad \text{Ec. 3- 56}$$

(b) Para rotura en la sección neta:

$$\Omega_t = 2 \text{ (ASD)}$$

$$P_n = F_u \cdot A_e. \quad \text{Ec. 3- 57}$$

²⁸ AISC; Specifications for Structural Steel Buildings; edición de 2005; pg.26-27.

Donde:

P_n = Resistencia nominal a la tracción axial. (N)

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada. (MPa)

F_u = Tensión de rotura a tracción especificada. (MPa)

A_g = Área bruta de la barra. (mm²)

A_e = Área neta efectiva de la barra. (mm²)

3.4.2. MIEMBROS A COMPRESIÓN.

3.4.2.1 Columnas sujetas a carga axial y flexión.

El diseño de un miembro sujeto a compresión axial y a flexión simultáneamente (viga-columna) se realiza, por lo general, mediante un procedimiento de aproximaciones sucesivas, en donde se supone una sección y se revisa a continuación su efectividad, mediante el criterio apropiado. Esta revisión de esfuerzos y resistencia es casi siempre un problema sencillo, una vez que se ha establecido un criterio específico, como por ejemplo AISC. La selección de una sección óptima, tanto estructural como económicamente, requiere una mayor habilidad. Se presenta aquí algunos métodos aproximados de diseño.

3.4.2.2 Diseño por esfuerzos permisibles.²⁹

Para tomar en cuenta la limitación por fluencia en una sección arriostrada, donde no existe la contribución de la flexión secundaria y donde la capacidad de carga axial está determinada por la resistencia de fluencia F_y del material, en las especificaciones AISC se usan los siguientes esfuerzos permisibles:

$$F_a = 0.6F_y \quad \text{Ec. 3- 58}$$

$$F_b = 0.66F_y \text{ ó } 0.6F_y \quad \text{Ec. 3- 59}$$

²⁹ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997; pg. 472 - 475.

El esfuerzo permisible para flexión F_b , se toma como una fracción adecuada (0.66 ó 0.6).

3.4.2.3 Pandeo local y torsional.³⁰

Las secciones de miembros en compresión formados por elementos relativamente delgados pueden fallar por pandeo local, llamado a menudo arrugamiento, ó por torsión, si las secciones son débiles a la torsión. El esfuerzo de arrugamiento en un elemento de placa con ancho b y un espesor t depende de las condiciones de apoyo a lo largo de sus bordes, del módulo de elasticidad (E) y del cuadrado de la relación del espesor al ancho (t/b^2), figura 3.4.

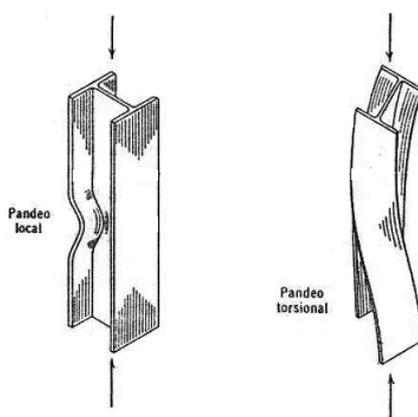


Figura 3. 4 Pandeo local o torsional de un elemento

Para evitar un pandeo prematuro, usualmente se limita la relación ancho espesor. Las especificaciones AISC estipulan valores para varios casos de restricción de borde, como se muestra en la figura 3.5, y tabla 3. 2.

El pandeo torsional rara vez es crítico para los perfiles convencionales, como las secciones de cajón, tubo ó ángulo, las secciones con dos ejes de simetría son más estables torsionalmente que las secciones con uno o ningún eje de simetría.

³⁰ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997; pg. 483 - 484.

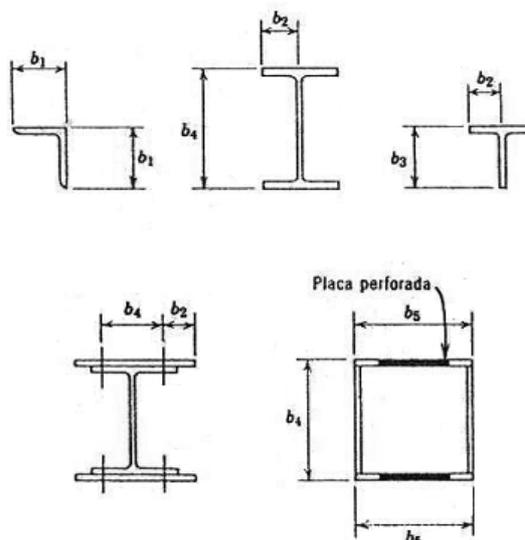


Figura 3. 5 Restricciones de borde en elementos delgados.

Tabla 3. 2 Restricciones de borde según fig. 3.8 ³¹

Tipo de restricción de borde	b ₁	b ₂	b ₃	b ₄	b ₅
Limite $(h/t) * (F_y)^{0.5}$	640	800	1060	2120	2650
Limite de (h/t) para $F_y = 227.36 \text{ MPa}$	13	16	22	44	55
247.94	13	16	21	42	33
298.59	12	15	20	39	49
318.99	11	14	19	37	47
344.47	11	13	18	36	45

3.4.2.4 Resistencia de diseño a compresión para pandeo local

La Resistencia de diseño para pandeo flexional de barras axialmente comprimidas se determinará por P_n / Ω_t ³²:

Donde:

$$\Omega_c = 1.67$$

$$P_n = F_{cr} * A_g.$$

Ec. 3- 60

$$P_n = \text{Resistencia nominal a compresión (N).}$$

³¹ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997; pg. 484.

³² AISC; Specification for Structural Steel Buildings; edición de 2005; pg.35-40.

$A_g =$ Área bruta de la sección transversal (mm^2).

$F_{cr} =$ La tensión crítica nominal (MPa).

Será determinado como sigue:

Para:

$$F_e \geq 0.44F_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\left(\frac{F_y}{F_e}\right)^2}\right) F_y \quad \text{Ec. 3- 61}$$

Para:

$$F_e < 0.44F_e$$

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad \text{Ec. 3- 62}$$

Siendo:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} \quad \text{Ec. 3- 63}$$

$F_y =$ Tensión de fluencia mínima especificada (MPa)

$E =$ Módulo de elasticidad longitudinal (MPa).

$k =$ Factor de longitud efectiva.

$L =$ Longitud real de la barra, no arriostrada, correspondiente a la respectiva dirección de pandeo (mm).

$r =$ Radio de giro del eje principal (mm).

3.4.3. MIEMBROS A FLEXIÓN.

3.4.3.1 Flexión simple.³³

Los esfuerzos y las deformaciones en miembros sujetos a flexión dentro del rango elástico pueden determinarse con buen grado de exactitud. Los experimentos indican que una sección plana antes de la flexión permanece casi plana después de ésta (figura. 3.6), y que; dentro del rango elástico, el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria. Utilizando estos fenómenos observados y las ecuaciones de equilibrio, se obtienen ecuaciones simples para los esfuerzos normales y cortantes en una viga y no hay torcimiento en la sección.

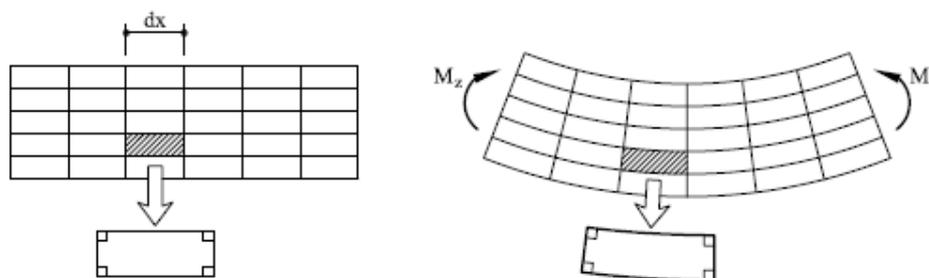


Figura 3. 6 Las secciones planas permanecen planas (ausencia de distorsiones angulares en las deformaciones por flexión simple).

3.4.3.2 Flexión asimétrica³⁴

Una sección de forma arbitraria tiene dos ejes principales u y w , que pasan a través del centroide, y son perpendiculares entre sí, cualquier eje de simetría, es un eje principal. Para las secciones que no tengan eje de simetría, los ejes principales son los de momento de inercia máximo y mínimo y quedan definidos con las condiciones de que el producto de inercia I_{uw} calculado con respecto a ellos es cero.

Cuando las cargas aplicadas no están en el plano principal, los esfuerzos en la viga se pueden encontrar por superposición, en casos prácticos, cuando la sección no tiene ejes de simetría, resulta tediosa la determinación de los ejes

³³ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997; pg. 335 – 337.

³⁴ BRESLER, L; Diseño de estructuras de acero; Linusa; 9^{na} edición; 1997; pg. 338 – 339.

principales y de las propiedades de las secciones respecto a ellos, en tales casos, se puede escribir expresiones para los esfuerzos debidos a la flexión y a cortante, referidos a un sistema centroidal cualquiera x y y . (figura. 3.7), perpendiculares entre sí.

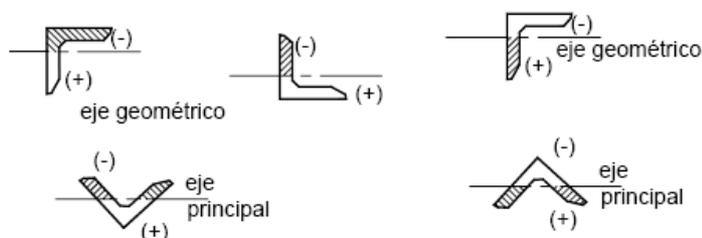


Figura 3. 7 Ejes principales y geométricos.

3.4.3.3 Dimensionamiento a flexión de barras de ángulo simple.

La Resistencia de diseño a flexión no deberá superar el menor valor de M_n/Ω_b , con M_n determinado por aplicación de lo especificado en las siguientes ecuaciones.

Para el estado límite de pandeo local, cuando la punta del ala del ángulo está comprimida, La Resistencia de diseño a flexión no deberá superar el menor valor de las siguientes restricciones³⁵.

Con:

$$\Omega_t = 1.67$$

M_n = Resistencia nominal a flexión (N-mm).

1. Rendimiento:

$$M_n = 1.5M_y$$

Ec. 3- 64

³⁵ AISC; Specification for Structural Steel Buildings; edición de 2005; pg.57-60.

2. Pandeo Lateral Torsional:

a. Cuando $M_e \leq M_y$

$$M_n = \left(0.92 - \frac{0.17M_e}{M_y} \right) M_e \quad \text{Ec. 3- 65}$$

b. Cuando: $M_e > M_y$

$$M_n = \left(1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \right) M_y \leq 1.5M_y \quad \text{Ec. 3- 66}$$

Donde:

$$M_y = F_y * S_t^* \quad \text{Ec. 3- 67}$$

M_y Momento elástico relativo al eje de flexión (N. mm)

M_e Momento elástico de pandeo lateral torsional (N. mm) y se lo determina como sigue:

$$M_e = \frac{0.46Eb^2t^2Cb}{L} \quad \text{Ec. 3- 68}$$

3. Pandeo local.

Cuando la punta del ala se encuentra en compresión el pandeo local es calculado:

a) Para secciones compactas esta sección no es aplicable

b) Para secciones no compactas.

$$M_n = F_y * S_c \left(2.43 - 1.72 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \quad \text{Ec. 3- 69}$$

c) Para secciones esbeltas.

$$M_n = F_{cr} * S_c$$

$$F_{cr} = \frac{0.71 * E}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad \text{Ec. 3- 70}$$

F_y = Esfuerzo de fluencia mínima especificada. (MPa)

$S_t = S_c$ = Módulo resistente elástico de la sección relativo al eje de flexión y correspondiente a la punta en tracción. (mm³)

E = Módulo de elasticidad longitudinal (MPa).

C_b = Factor elástico de pandeo lateral torsional.

L = Longitud real de la barra, no arriostrada, correspondiente a la respectiva dirección de pandeo (mm).

t = Espesor del ángulo (mm).

b = Ancho total del ala del ángulo (mm).

3.4.4. ESFUERZOS COMBINADOS.

3.4.4.1 Barras de ángulo simple sometidas a solicitaciones combinadas.³⁶

La ecuación de interacción deberá ser evaluada para la flexión alrededor de los ejes principales. Podrán sumarse los máximos términos debidos a la flexión y a fuerza axial, o bien podrá considerarse el sentido de las tensiones debidas a la flexión en los puntos críticos de la sección transversal y sumar o restar según corresponda los términos de flexión al término debido a la fuerza axial.

Para:

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

³⁶ AISC; Specification for Structural Steel Buildings; edición de 2005; pg.70.

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad \text{Ec. 3- 71}$$

Para:

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad \text{Ec. 3- 72}$$

3.4.4.2 Barras de ángulo simple sometidas a compresión axial y flexión ³⁷

La interacción entre compresión axial y flexión correspondiente a una ubicación específica en la sección transversal, estará limitada por las ecuaciones 3.71 y 3.72.

En las cuales:

P_r = Resistencia requerida a compresión de la barra. (N)

$P_c = P_n / \Omega_c$ = Resistencia nominal a la compresión. (N)

M_r = Resistencia requerida a la flexión. (N. mm)

$M_c = M_n / \Omega_b$ = Resistencia nominal a flexión, por tracción o compresión según corresponda. (N. mm)

$$\Omega_c = 1.67$$

$$\Omega_b = 1.67$$

x = Subíndice relativo al eje de flexión, correspondiente al eje principal de mayor inercia.

³⁷ AISC; Specification for Structural Steel Buildings; edición de 2005; pg.71.

y = Subíndice relativo al eje de flexión, correspondiente al eje principal de menor inercia.

Para barras de un sólo ángulo forzadas a flexionar alrededor de un eje geométrico, y cuya resistencia nominal a flexión sea determinada por aplicación de dimensionamiento a flexión de barras de ángulo simple (numeral 3.4.3.3). Será utilizado el radio de giro r correspondiente al eje geométrico, para el cálculo de P_{e1} en la aplicación de la sección diseño elástico, para determinar M_u .

3.4.4.3 Barras de ángulo simple sometidas a tracción axial y flexión³⁸

La interacción de tracción axial y flexión deberá ser limitada por las ecuaciones Ec. 3-71 y Ec. 3-72, en las cuales:

P_r = Resistencia requerida a compresión de la barra. (N)

$P_c = P_r / \Omega_t$ = Resistencia nominal a la compresión. (N)

M_r = Resistencia requerida a la flexión. (N. mm)

$M_c = M_r / \Omega_b$ = Resistencia nominal a flexión, por tracción o compresión según corresponda. (N. mm)

Ω_t = De acuerdo a la sección de miembros a tensión.

$\Omega_b = 1.67$

x = Subíndice relativo al eje de flexión, correspondiente al eje principal de mayor inercia.

y = Subíndice relativo al eje de flexión, correspondiente al eje principal de menor inercia.

³⁸ AISC; Specification for Structural Steel Buildings; edición de 2005; pg.72.

3.4.5. DIMENSIONAMIENTO A CORTE DE BARRAS DE ÁNGULO SIMPLE

Para el estado límite de plastificación por corte³⁹, la tensión de corte V_n/Ω_n (MPa), debida a flexión y torsión deberá ser:

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

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad \text{Ec. 3- 73}$$

$A_w = b \cdot t$ = Producto de la altura total de la sección por el espesor del alma.

$$C_v = 1$$

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada. (MPa)

3.5 DISEÑO DE ELEMENTOS DE UNIÓN.

3.5.1. REQUERIMIENTOS.

Todos los componentes de la unión deberán ser dimensionados de manera que su resistencia de diseño sea mayor o igual a la resistencia requerida determinada por análisis estructural bajo las acciones mayoradas⁴⁰.

Las uniones articuladas deben permitir la rotación del extremo de las barras simplemente apoyadas. En general los ejes de las barras que concurren a la unión se cortarán en un punto.

Los medios de unión y los elementos auxiliares de la unión deberán dimensionarse para transmitir el 100% de la fuerza axial requerida de la barra.

Empalmes de columnas en todas las estructuras de pisos múltiples con altura igual o mayor de 60 m.

³⁹ AISC 306-05; Specification for Structural Steel Buildings; edición de 2005; pg.65, 67.

⁴⁰ INTI; CIRSOC-301; 1^{ra} edición del 2000; Argentina; pg. 138-139.

3.5.1.1 Construcciones con pernos.

Cuando se utiliza pernos en una conexión, las especificaciones y manuales de diseño AISC exige que las conexiones principales se usen pernos ASTM A325 y ASTM 490, los pernos clasificados dentro de las normas ASTM A325 y ASTM 490, se denominan en general, pernos de alta resistencia. En las conexiones secundarias, se usa pernos comunes del tipo ASTM A307, los cuales son de baja resistencia.

Las conexiones pueden clasificarse de acuerdo con el modo de transmisión de carga. De esta manera se clasifican en:

- **Conexión por Deslizamiento crítico:** Si la transmisión de carga se efectúa únicamente por la fricción producida entre las placas por grandes fuerzas de apriete, sin admitirse ningún deslizamiento entre ellas. Se recomienda utilizar estas conexiones cuando se tienen juntas sujetas a inversión de esfuerzos o a fluctuaciones severas en los valores de éstos, y en aquellas aplicaciones donde pueda ser indeseable el deslizamiento de las placas.
- **Conexión por Aplastamiento:** Cuando hay deslizamiento entre las placas, y si la carga se transmite por apoyo entre estas y los sujetadores. Estas se emplean cuando se tiene cargas esencialmente estáticas.

3.5.1.2 Tamaño y uso de los agujeros.⁴¹

A continuación se resumen el uso y las limitaciones de los cuatro tipos de agujeros aceptados por **CIRSOC-306**, el tamaño máximo de los agujeros para remaches y bulones esta dado en la Tabla **3.3**.

Deberán ejecutarse agujeros normales en las uniones de barra con barra, a menos que el ingeniero apruebe agujeros holgados, ovalados cortos u ovalados largos en uniones abulonadas.

⁴¹ INTI; CIRSOC-301; 1ra edición del 2000; Argentina; pg. 126 - 127.

Tabla 3. 3 Dimensionamiento nominal de los agujeros.

Diámetro de bulones (mm)	Dimensiones de los agujeros (mm)			
	Normales (diámetro)	Holgados (diámetro)	Ovalados Cortos (diámetro)	Ovalados Largos (diámetro)
6	8	9	-	-
7	9	10	-	-
8	10	11	-	-
10	12	13	-	-
12	14	16	14x18	14x30
14	16	18	16x20	16x35
16	18	20	18x22	18x40
20	22	24	22x26	22x50
22	24	28	24x30	24x55
24	27	30	27x32	27x60
27	30	35	32x37	30x67
>28	d+3	d+8	(d+3)x(d+10)	(d+3)x(2,5xd)

Se podrán usar agujeros holgados en cualquiera o todas las chapas de uniones de deslizamiento crítico, pero no podrán ser usadas conexiones por aplastamiento.

Se podrán usar agujeros ovalados cortos en cualquiera o todas las chapas de uniones de deslizamiento crítico o del tipo aplastamiento. Los agujeros ovalados se podrán usar independientemente de la dirección de la carga en uniones tipo deslizamiento crítico, pero su longitud mayor deberá ser normal a la dirección de la fuerza, en el caso de uniones tipo aplastamiento. Se deberán instalar arandelas sobre los agujeros ovalados cortos en una chapa externa; cuando se usen bulones de alta resistencia, estas arandelas deberán ser endurecidas.

Tanto en uniones tipo deslizamiento crítico como tipo aplastamiento, los agujeros ovalados largos solamente podrán ser usados en una de las partes unidas en cada superficie individual de empalme. Se podrán usar agujeros ovalados largos independientemente de la dirección de la fuerza en uniones tipo deslizamiento crítico, pero deberán ser normales a la dirección de la fuerza en el caso de uniones tipo aplastamiento.

3.5.1.3 Espaciamiento.

La distancia mínima s , entre los centros de los agujeros normales, holgados será de **2 2/3** veces el diámetro nominal del bulón, siendo recomendable una distancia mínima de **3d**, para el cálculo de la resistencia al aplastamiento.

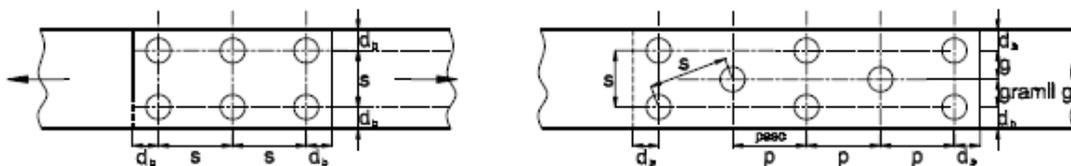


Figura 3. 8 Separación entre centros de agujeros

3.5.1.4 Distancia mínima al borde

La distancia d_b desde el centro del agujero al borde será mayor o igual a 1.75 veces el diámetro para bordes cortado mecánicamente y 1.25 veces el diámetro para bordes de chapa, perfiles o barra, laminados o bordes cortados a soplete y mayor que la requerida en las secciones anteriores.

Las especificaciones ASD establece la distancia mínima al borde recomendando como 1.5 veces el diámetro nominal del sujetador, cuando el aplastamiento es una consideración crítica, como se muestra en la tabla 3.4.

3.5.1.5 Máxima separación y distancia al borde.

La distancia máxima desde el centro de cualquier remache o bulón al borde más próximo de las partes en contacto, será igual a **12** veces el espesor de la parte unida en consideración, pero no excederá de **150** mm. La separación longitudinal entre los bulones o remaches que vinculan elementos en contacto continuo como dos chapas o una chapa y un perfil será como sigue:

a) Para barras pintadas o no pintadas sin peligro de corrosión, la separación no superará **24** veces el espesor de la chapa más fina ni **300** mm.

b) Para barras no pintadas de acero resistente a la corrosión sometidas a una atmósfera corrosiva, la separación no superará **14** veces el espesor de la chapa más fina, ni mayor que **175** mm.

Tabla 3. 4 Distancia mínima al borde⁴²

Diámetro de bulón (mm)	A los bordes cortados mecánicamente	A los bordes de chapa, perfiles o barras cortadas a soplete
6	12	10
7	14	11
8	15	12
10	18	14
12	22	16
14	25	18
16	28	22
20	34	26
22	36	28
24	42	30
27	48	34
>28	1,75xD	1,25xD

3.5.1.6 Resistencia de diseño a la tracción o al corte.

La resistencia de diseño a la tracción o al corte de los bulones de alta resistencia y de elementos roscados es R_n/Ω ⁴³:

$$R_n = F_n * A_n \quad \text{Ec. 3- 74}$$

Donde:

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

F_n = La resistencia nominal a la tracción F_t , o al corte F_v , indicadas en la Tabla **J.3-2**, del reglamento **AISC 360-05**. (MPa).

A_n = el área nominal del cuerpo no roscado del bulón o de la parte roscada para varillas recalcadas (mm²).

⁴² INTI; CIRSOC301; 1^{ra} edición; pág. 128

⁴³ AISC 306-05; Specification for Structural Steel Buildings; edición de 2005; pg.102-109.

3.5.1.7 Combinación de tracción y corte en uniones tipo aplastamiento.

La resistencia de diseño a tracción de un bulón o remache sometido a corte y tracción combinados es R_n/Ω^{44} :

Donde

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

$$R_n = F'_{nt} * A_b \quad \text{Ec. 3- 75}$$

F'_{nt} = esfuerzo nominal a la tensión (MPa). Tabla **J.3-2**, del reglamento **AISC 360-05**

F'_{nv} = esfuerzo nominal al corte (MPa). Tabla **J.3-2**, del reglamento **AISC 360-05**

f_v = tensión de corte (MPa).

3.5.1.8 Bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico.

La resistencia de diseño al corte de un bulón en una unión de deslizamiento crítico es R_n/Ω^{45} :

$$R_n = \mu D_\mu * h_{sc} * T_b * N_s \quad \text{Ec. 3- 76}$$

Para la prevención de deslizamiento conexiones:

$$\Omega_v = 1.50 \text{ (ASD)}$$

Para conexiones diseñadas a deslizamiento para esfuerzos nominales:

$$\Omega_v = 1.76 \text{ (ASD)}$$

Donde:

⁴⁴ AISC 306-05; Specification for Structural Steel Buildings; edición de 2005; pg.109.

⁴⁵ AISC 306-05; Specification for Structural Steel Buildings; edición de 2005; pg.109-111.

$\Omega = 1.50$ para agujeros normales, holgados, ovalados cortos, y ovalados largos cuando el eje más largo es perpendicular a la línea de fuerza.

$\Omega = 1.76$ para agujeros ovalados largos cuando el eje más largo es paralelo a la línea de fuerza.

μ = Coeficiente deslizamiento crítico clase A o clase B.

$\mu = 0.35$ para clase A, cortada por cuchilla y galvanizado en caliente.

$\mu = 0.5$ para clase B, cortada por cuchilla de acero.

$D_\mu = 1.13$

h_{sc} = factor de agujero.

- Para agujeros estándar $h_{sc} = 1$
- Para agujeros pequeños $h_{sc} = 0.85$
- Para agujeros holgados $h_{sc} = 0.70$

N_s = número planos de deslizamiento.

T_b = la resistencia nominal a la tensión en la Tabla **J3.1M** (kN).

3.5.1.9 Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros.

Según la especificación **AISC 306-05**, la resistencia de diseño al aplastamiento de la chapa en los agujeros es R_n/Ω :

$\Omega_v = 2.00$ (ASD)

R_n = Resistencia nominal al aplastamiento (N).

Deformación en los agujeros de los pernos bajo efectos de fuerzas de servicio.

$$R_n = 1.2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \leq 2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

Ec. 3- 77

Deformación en los agujeros de los pernos bajo efectos de fuerzas de servicio no es una consideración de diseño.

$$R_n = 1.5 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \leq 3 \cdot d \cdot t \cdot F_u \quad \text{Ec. 3- 78}$$

El agujero de los pernos de la conexión es perpendicular a la fuerza.

$$R_n = 1.0 L_c \cdot t \cdot F_u \leq 2 \cdot d \cdot t \cdot F_u \quad \text{Ec. 3- 79}$$

L_c = Distancia libre en la dirección de la fuerza, entre el final del agujero y el final del agujero adyacente o del material (mm).

s = Distancia en dirección de la fuerza entre centros de agujeros normales, con eje mayor perpendicular a la dirección de la fuerza. (mm)

d = Diámetro del bulón (mm).

F_u = Resistencia a la tracción mínima especificada (MPa)

t = Espesor de la parte conectada crítica. (mm).

3.6 EMPALMES.⁴⁶

3.6.1 ESFUERZOS NOMINALES.

Los empalmes en vigas y vigas armadas deberán desarrollar la resistencia requerida por las solicitaciones actuantes en las secciones de empalme. Los cubrejuntas de empalme se dispondrán de manera que las fuerzas que transmiten tengan una distribución similar a la de las fuerzas internas en las secciones que se empalman.

En empalmes de barra solicitadas a tracción los elementos auxiliares de unión y los medios de unión se dimensionarán para transmitir el 100% de la fuerza axial requerida. Los cubrejuntas se dispondrán de manera que las fuerzas transmitidas tengan una distribución similar a la de la fuerza axial en las secciones que se empalman.

⁴⁶ INTI; CIRSOC-301; 1ra edición del 2000; Argentina; pg. 138.

La resistencia de una conexión emperrada depende del tipo de falla que pueda presentarse. Estas fallas pueden ser:

- Falla por tensión en el material base.
- Falla por cortante a través de uno o más planos del perno.
- Falla por aplastamiento entre las placas y el perno.
- Falla por desgarramiento del material base.

Partiendo de esto se puede decir que los esfuerzos nominales en el material base o en los pernos se definen como la carga total dividida para el área involucrada en cada tipo de falla que se puede generar, cada una de ellas presentadas en la figura 3.9.

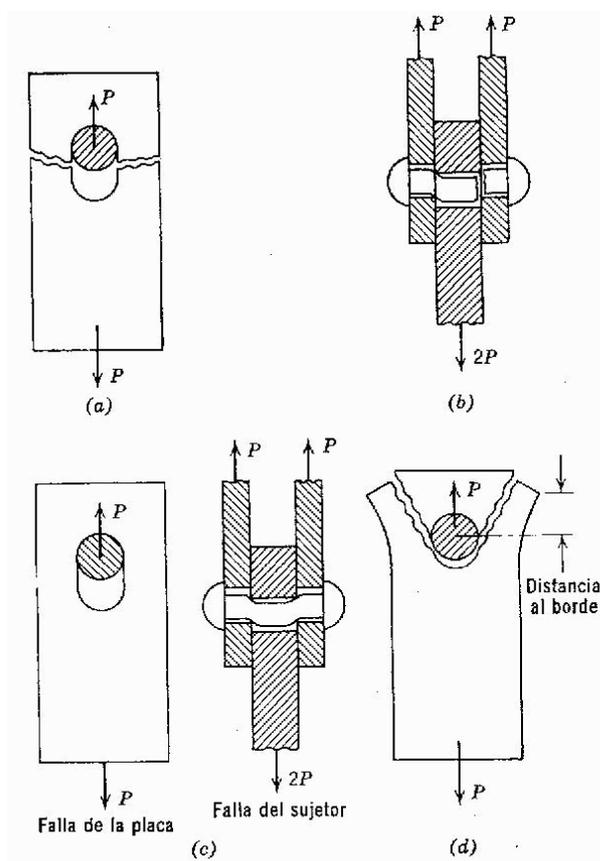


Figura 3. 9 Tipos de fallas en las conexiones. a) Falla por tensión en el material base. b) Falla por cortante en el perno. c) Falla por aplastamiento en el material base. d) Falla por desgarramiento del material base.

3.6.1.1 Esfuerzos unitarios de tensión a través de la sección neta.

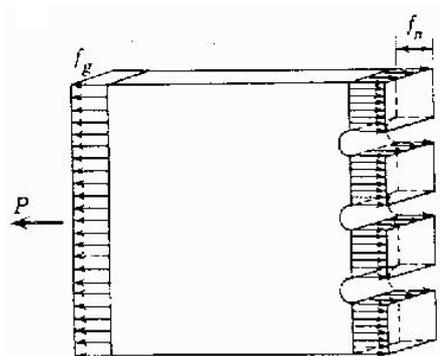


Figura 3. 10 Esfuerzos de tensión en el material base.

$$f_t = \frac{P}{A_n} \leq [f_t]$$

Ec. 3- 80

Donde:

P = Carga que actúa sobre la conexión, (N).

A_n = Área neta del material base, (mm).

$[f_t]$ = $0.6F_y$ = Esfuerzo admisible de tensión, (MPa).

3.6.1.2 Área bruta⁴⁷

El área bruta A_g de una barra en cualquier punto, es la suma de los productos de los espesores por los anchos brutos de cada elemento de la sección, medidos en la sección normal al eje de la barra.

Para secciones angulares, el ancho bruto es la suma de los anchos de las alas, menos el espesor, como se indica en la Figura 3.11.

$$A_g = (b_1 + b_2 - t) t$$

Ec. 3- 81

⁴⁷ INTI; CIRSOC-301; 1ra edición del 2000; Argentina; pg.11.

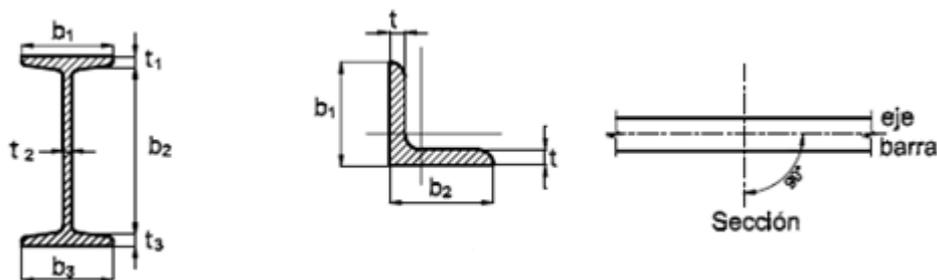


Figura 3. 11 Área Bruta

3.6.1.3 Área neta ⁴⁸

El área neta A_n de una barra, es la suma de los productos de los espesores por los anchos netos de cada elemento de la sección.

En el cálculo de área neta para solicitaciones de tracción o compresión se tomará el ancho del agujero 2 mm más grande que el pasador requerido

Para una cadena de agujeros en diagonal o zigzag con respecto al eje de la barra, el ancho neto será el ancho bruto menos la suma de los anchos correspondientes de los agujeros de la cadena considerada, más la cantidad $s^2/4g$ por cada diagonal de la cadena, siendo:

s = distancia en dirección de la fuerza entre centros de agujeros consecutivos (mm).

g = distancia en dirección perpendicular a la fuerza entre centros de agujeros consecutivos (gramil). (mm).

El área neta de la sección resultará la menor de las áreas netas de las cadenas consideradas, para las posibles líneas de falla. Figura 3.12.a.

- Para secciones angulares la distancia transversal (gramil) entre agujeros ubicados uno en cada ala, será la suma de las distancias entre los centros de agujeros y el vértice del ángulo, menos el espesor del ala. Figura 3.12.b.

$$g = g_1 + g_2 - t$$

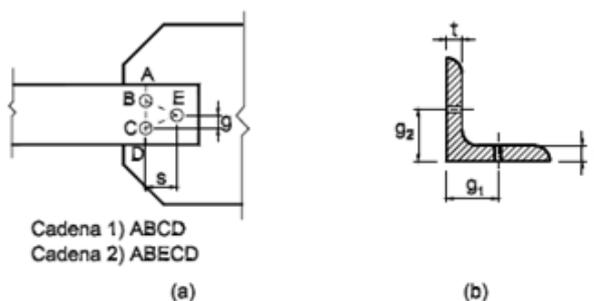
Ec. 3- 82

⁴⁸ INTI; CIRSOC-301; 1ra edición del 2000; Argentina; pg.11 – 12.

- Para determinar el área neta en secciones con soldadura de tapón o de muesca, se considerará como vacío el espacio ocupado por las soldaduras.

- No existiendo agujeros $A_n = A_g$

$$A_n = A_g - A_{\text{agujeros}} + s^2/4g$$

Ec. 3- 83**Figura 3. 12** Área Neta.

Cuando se tiene pernos colocados en hileras, el área neta es igual al área total del material base menos la reducción de área debido al número de agujeros que existen en el material base. Esta disminución del área es igual al producto del diámetro del agujero y el espesor del material base.

Es decir:

$$A_n = A_g - \sum Dt$$

Ec. 3- 84

Donde:

A_g = Área total del material base, (mm²).

d = Diámetro de los agujeros, (mm).

t = Espesor del material base, (mm).

3.6.1.4 Esfuerzo unitario de aplastamiento entre el perno y las placas o material base.

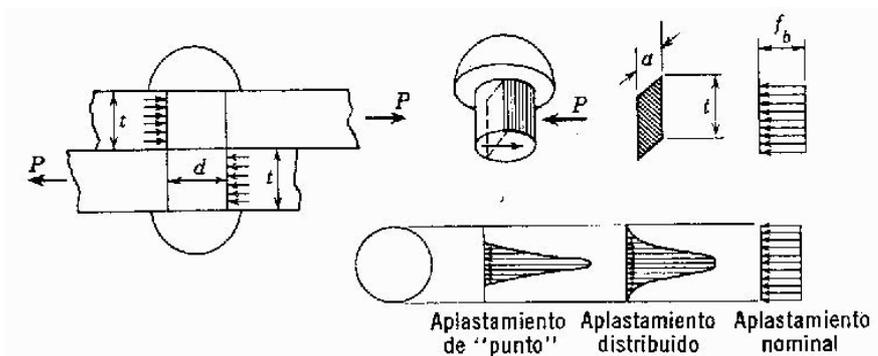


Figura 3. 13 Esfuerzos de Aplastamiento en los pernos y el material base.

$$f_t = \frac{P}{A_b} \leq [f_t]$$

Ec. 3- 85

Donde:

P = Carga que actúa sobre cada perno, (N).

$A_b = D.t =$ Área proyectada de aplastamiento, (mm²).

$[f_b] = 0.6 F_y =$ Esfuerzo admisible de aplastamiento, (MPa).

3.6.1.5 Esfuerzo cortante unitario en los pernos.

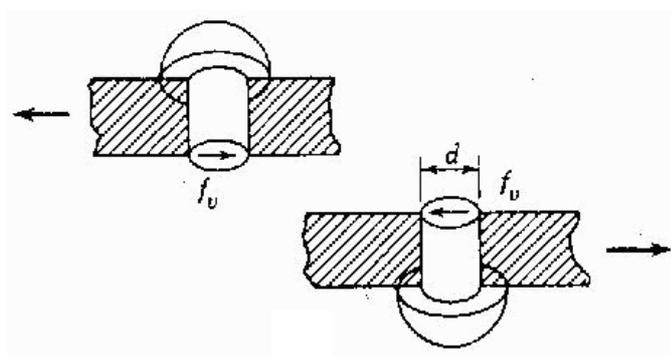


Figura 3. 14 Esfuerzos cortantes en los pernos.

$$f_v = \frac{P}{A_v} \leq [f_v]$$

Ec. 3- 86

Donde:

P = Carga que actúa sobre cada perno, (Kg).

$$A_v = \frac{\pi d^2}{4} = \text{Área resistente al cortante, (mm}^2\text{)}.$$

$$[f_v] = 0.6 F_y = \text{Esfuerzo admisible de corte, (MPa)}.$$

3.6.1.6 Conexiones con cargas excéntricas.

Cuando no es posible conseguir que la carga que actúa sobre una conexión pase por el centro de gravedad de ésta, es necesario aplicar el método de la superposición para determinar la carga que actúa sobre cada perno, ya que esta carga no se distribuye por igual entre todos los pernos.

Para ello la carga excéntrica se descompone en una carga directa P que pasa por el centro de gravedad del arreglo, más un momento puro $P \cdot e$ respecto al centroide c.g., donde e es la excentricidad de la carga P con respecto a c.g.

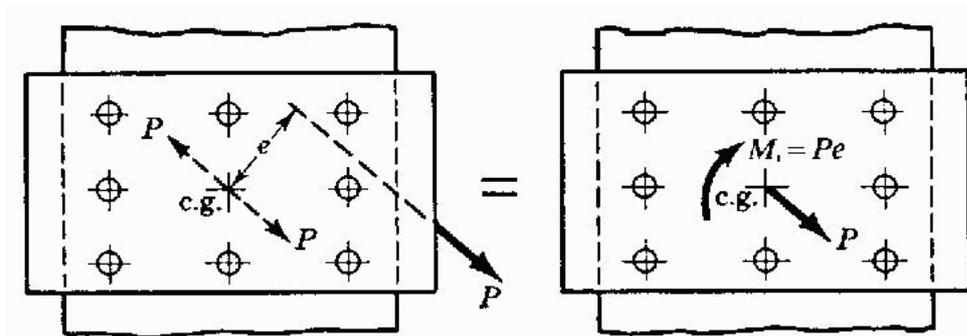


Figura 3. 15 Conexión emperrada con carga excéntrica.

La carga central P es soportada por igual, como carga directa, por cada uno de los pernos, como se indica en la Figura 3.16.

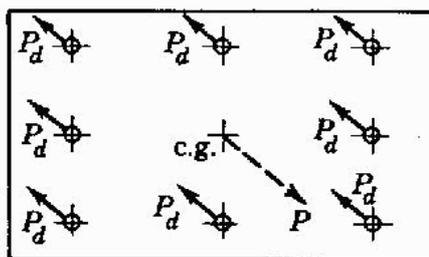


Figura 3. 16 Carga directa que actúa sobre cada perno de la conexión.

$$P_d = \frac{P}{n}$$

Ec. 3- 87

Donde:

P_d = Carga directa que soporta cada perno, (N).

P = Carga que actúa sobre la conexión, (N).

n = Número de pernos existentes en la conexión.

El momento M_t lo soportan las cargas de torsión P_t que actúan perpendicularmente al radio ρ trazado desde el centro de gravedad de la conexión, como se muestra en la Figura 3.17.

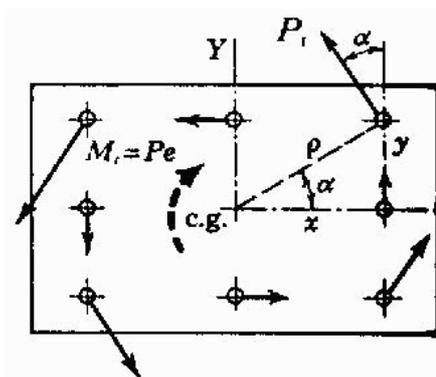


Figura 3. 17 Cargas de torsión que actúan sobre cada perno que conforman la conexión.

Para determinar la carga de torsión en cada perno se emplea la siguiente expresión:

$$\tau = \frac{M_t \rho}{I_p} \quad \text{Ec. 3- 88}$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante medio en el perno, (MPa).

$M_t = P \times e$ = Momento torsor, (N-mm).

ρ = Distancia radial desde el centro de gravedad de la conexión al centro del remache considerado, (mm).

$I_p = \sum A\rho^2$ = Momento de Polar de Inercia, (mm⁴).

Si todos los pernos tienen la misma sección, la ecuación se expresa:

$$I_p = A(\sum x^2 + \sum y^2) \quad \text{Ec. 3- 89}$$

Entonces se tiene que:

$$\tau = \frac{M_t \rho}{A(\sum x^2 + \sum y^2)} \quad \text{Ec. 3- 90}$$

Pasando A al primer término se tiene que:

$$P_t = \frac{M_t \rho}{A(\sum x^2 + \sum y^2)} \quad \text{Ec. 3- 91}$$

Si descomponemos P_d y P_t en sus componentes se obtiene que:

$$P_{dx} = \frac{P_x}{n} \quad P_{dy} = \frac{P_y}{n}$$

$$P_{tx} = \frac{M_t}{A(\sum x^2 + \sum y^2)} y \quad P_{ty} = \frac{M_t}{A(\sum x^2 + \sum y^2)} x$$

Finalmente, la carga resultante en un perno se obtiene como vector suma de P_d y P_t . La carga máxima tiene lugar en el perno en que P_{dx} y el máximo P_{tx} sean del mismo signo, así como P_{dy} y P_{ty} .

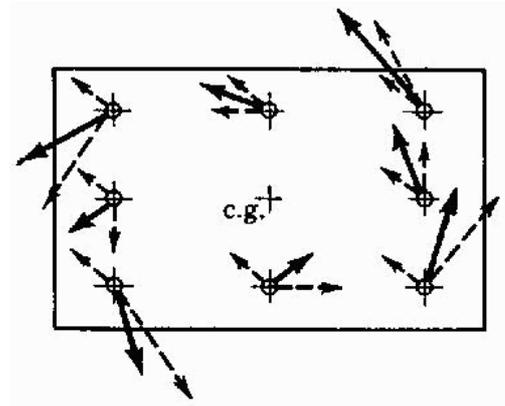


Figura 3. 18 Cargas resultantes que actúan sobre cada perno de una conexión.

La carga resultante está dada por la siguiente expresión:

$$P_r = \sqrt{(P_{dx} + P_{tx})^2 + (P_{dy} + P_{ty})^2}$$

3.6.2 TIPOS DE CONEXIONES.

En esta sección se presentan los diferentes tipos de geometrías a emplearse para las conexiones. El empleo de estos tipos de conexiones depende de la carga que soportarán y de los requerimientos de espacio en los perfiles en donde se aplicarán éstas.

3.6.2.1 Conexión Tipo 1 (utilizado en miembros de arriostramiento)

Conexión con 1 perforación.

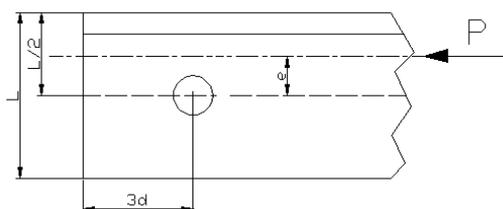


Figura 3. 19 Esquema de una conexión con 1 pernos.

3.6.2.2 Conexión Tipo 2 (utilizado para unión de columnas)

6 pernos en hilera, 3 pernos colocados en cada lado.

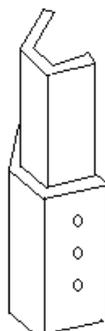
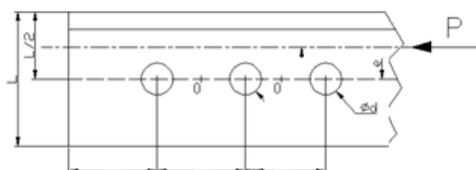


Figura 3. 20 Esquema de una conexión con 3 pernos en hilera.

3.6.3 BASES Y TAPAS DE COLUMNAS

Las bases de las columnas pueden clasificarse en dos tipos: las que transmiten cargas directas, y las que soportan un momento flexionante apreciable, además de una carga directa. Cuando una columna está sujeta solamente a cargas directas, o cuando la fuerza cortante y el momento flexionante en la base son despreciables, el diseño de ésta no presenta problemas especiales, por lo general, se usa una placa de acero para distribuir la carga de la columna sobre un área suficiente para mantener el esfuerzo de aplastamiento dentro del valor permisible para la cimentación de concreto.

Para columnas pequeñas, pueden soldarse en el taller en las placas bases a las columnas, en el caso de columnas grandes, se embarcan las placas bases sueltas, se colocan a nivel adecuado y se calzan con lechada de concreto, antes del montaje de las columnas, para fijar las columnas en posición se ahogan penos de anclaje en el concreto de la cimentación, los que pasan a través de la placa base, y se acoplan a unos ángulos de conexión, soldados en taller a los patines o al alma de la columna.

Si la placa base se suelda a la columna en taller, debe tenerse cuidado en suministrar un apoyo uniforme por debajo de las placas colocadas en su posición final. Puede prepararse adecuadamente la parte superior del concreto a nivel requerido, e insertarse una placa delgada de plomo encima del concreto, para compensar las irregularidades menores. Como una alternativa, pueden colocarse las placas base sobre unas cuñas de acero o calzas de manera dura, rellenándose los huecos con lechada de cemento, una vez que se haya plomeado y nivelado el primer tramo de las columnas. Algunas veces se coloca una placa delgada de acero de igual tamaño que la placa base a la elevación correcta, para después colocar la placa base directamente sobre ella.

Para las bases de columnas que transmiten momentos pueden usarse ángulos anclados a la cimentación, siempre y cuando se diseñen los ángulos para resistir fuerzas que traten de levantar la columna. En construcción soldada, pueden usarse atiesadores ventajosamente.

Los principales problemas en el diseño de bases de columnas son la determinación del área de apoyo requerido sobre la cimentación, y el espesor se obtiene de manera de que el esfuerzo de flexión de la placa no exceda el valor permisible.

El esfuerzo de flexión se determina como:

$$f = M*c/I = 6M/bt^2 \qquad \text{Ec. 3- 92}$$

Donde:

M es el momento flexionante de la placa, el valor real de M es altamente indeterminado, principalmente porque la distribución de la presión entre la columna y la placa, y entre ésta y la cimentación, no puede determinarse con exactitud, se usan dos métodos aproximados: uno basado en la suposición de que las presiones de apoyo están distribuidas uniformemente sobre todas las superficies de contacto, otra basada en la suposición de que la carga está distribuida uniformemente sobre una cierta área equivalente, el AISC recomienda que el área se defina suponiendo $b = 0.80b$ y $d = 0.95d$, y suponiendo que los momentos flexionante están uniformemente distribuidos sobre el ancho de las placas bases. En ambos métodos se usan los momentos en los borde de la columna para calcular los esfuerzos máximos en las fibras. Aunque estas suposiciones no están de acuerdo con la teoría elástica de placas, sirve adecuadamente como procedimiento para la determinación del espesor de la placa base.

CAPITULO 4.

4. DISEÑO DE TORRE AUTO SOPORTADA

Para el diseño de la estructura de la torre autoportada se ha empleado el programa SAP2000. Con lo cual se realizara una simulación adecuada del modelo a diseñar y posterior fabricación.

4.1 GEOMETRÍA DE LA TORRE

Es un factor muy importante en el diseño de las torres de soporte ya que de esta dependen las cargas que soportarán cada uno de los miembros estructurales de las torres. Por ejemplo se puede decir que mientras mayor sea el área de la base, mayores esfuerzos de compresión soportará la estructura. El inconveniente de esto, es que los elementos estructurales inferiores tendrán que soportar más carga, incrementándose el tamaño de los mismos lo que influye en los costos.

La forma de la torre puede ser muy diversa, dependiendo principalmente de su altura y las cargas que tenga que soportar; para la anchura a nivel del suelo se suele utilizar la formula⁴⁹ $a = h / 10$, donde h es la altura de la torre ($h = 60\text{m}$), con lo cual se obtiene la base ($a = 6\text{m}$).

El número de tramos está controlado por $t = h / l$ donde cada elemento principal, tiene un largo máximo de ($l = 6\text{m}$), donde h es la altura de la torre ($h = 60\text{m}$), con lo cual se obtiene $t = 10$ tramos.

El número de subdivisiones está controlado ya sea que el elementos se subdivida en 3 o 4 partes iguales⁵⁰ en el caso del tramo inclinado se divide en 3 partes iguales cada tramo, y en el tramo recto se divide en 4 partes iguales.

El entramado se selecciono en el numeral 2.4.

⁴⁹ NONNAST, R; El Proyectista De Estructuras Metálicas; Vol-2, 22ª edición del 2003; pg. 285.

⁵⁰ American Society of Civil Engineers; ASCE 10-97; Edición del 97; Figura 3.2; pg. 5.

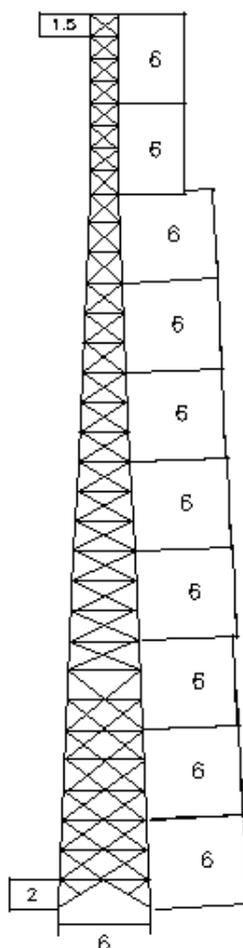


Figura 4. 1 Geometría de la torre

4.2 CARGA MUERTA

Las cargas muertas se refieren al peso propio de la torre y los accesorios utilizados en la estructura. Estas cargas dependen de los perfiles empleados en la misma.

Tabla 4. 1 Cargas muertas empleadas

DENOMINACIÓN	Peso [kg].	Peso [kg].
3 Antenas Celulares	80	240
5 Antena microonda de diámetro. 2,4 m	250	1250
Peso de la torre auto-soportada		11000
Plataforma interna 2 Cuerpos		500
Plataforma interna 1 Cuerpos		200
Peso total		13190

4.3 FUERZA POR ACCIÓN DEL VIENTO

Los valores de los coeficientes que intervienen en las diferentes ecuaciones se los determina de acuerdo al código empleado, la velocidad del viento se la ha considerado actuando uniformemente sobre la estructura.

Así, el valor de G_H se lo obtiene de la ecuación 3.2, además q_s se lo obtiene de la ecuación 3.3 para la velocidad de viento mínima para el diseño (130km/h), el coeficiente K_z se obtiene de la ecuación 3.4, y C_F se lo obtiene de la ecuación 3.5, Los valores obtenidos son:

$$G_H = 1.11$$

$$q_z = 799.36 \text{ Pa.}$$

$$K_z = 0.71$$

$$C_F = 2.84$$

De esta manera la presión de viento calculada por la ecuación 3.1, para la estructura en el primer tramo es igual:

$$F = 11781.65 \text{ N.}$$

No debe ser mayor que $2 q_z G_H A_G$

$$q_z G_H A_G = 17745.79 \text{ N.}$$

Una vez obtenido el valor de la máxima presión de viento que actúa sobre cada tramo de la torre, se procede a realizar la distribución de esta presión de viento a lo largo del tramo, en cada uno de los elementos. Por lo cual se divide a la torre en 10 tramos de 6 metros de altura, como se indica en la figura 4.1.

Las cargas a aplicarse en cada elemento de la estructura son:

$$F_{UVE} = 4859.93 \text{ N.}$$

$$F_{\text{diagonal}} = 4812.36 \text{ N.}$$

$$F_{\text{horizontal}} = 2209.37 \text{ N.}$$

En la figura 4.2, se presenta un esquema de colocación de las cargas de viento en el primer tramo, a ser modeladas en el programa SAP2000.

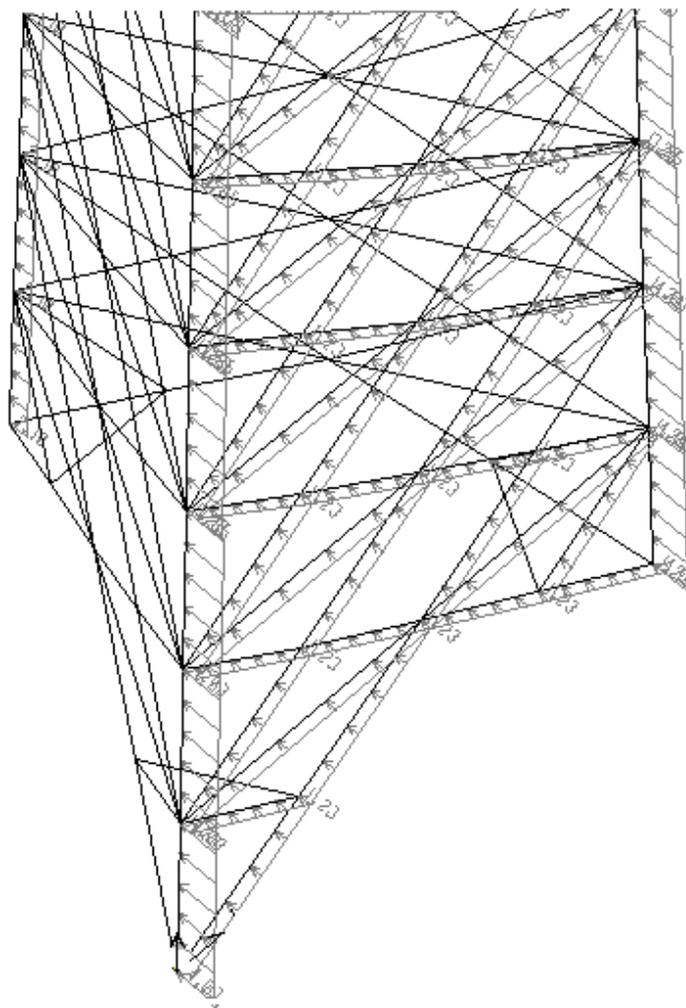


Figura 4. 2 Introducción carga de viento en el programa SAP2000 tramo 1.

Los diferentes resultados obtenidos para cada tramo se los presentan en el Anexo 1.

4.4 FUERZA SÍSMICA.

Una vez cumplida la condición se puede emplear la ecuación 3.7 para determinar el cortante basal total de diseño, para ello es necesario determinar el valor de los coeficientes de la ecuación de la siguiente manera:

- El valor de Z se obtiene de la Tabla 1 del Capítulo 12 del Código Ecuatoriano de la Construcción.
- El valor de I se obtiene de la Tabla 4 del Capítulo 12 del Código Ecuatoriano de la Construcción.

Reemplazando los valores obtenidos de las tablas antes mencionadas se obtiene el cortante basal total de diseño:

$$V = 0.48 \cdot 13190 \cdot 0.4 \cdot 1 = 2352.48 \text{ Kg.}$$

Con este valor se calcula fuerza concentrada en la parte más alta de la estructura mediante la ecuación 3.8.

$$F_t = 0.07 \cdot (1.94) \cdot 2536.20 \cdot (9.81) = 3375.71 \text{ N.}$$

Luego se procede a distribuir esta carga a lo largo de toda la estructura mediante la ecuación 3.9. Para ello nuevamente se divide a la estructura en 10 tramos de 6 metros de altura, y se procede a calcular el valor de $W_i h_i$, estos valores son:

$$W_1 h_1 = 2603.61 \text{ N} \times 6 \text{ m} = 35293.92 \text{ N-m.}$$

$$W_2 h_2 = 2696.57 \text{ N} \times 6 \text{ m} = 36554.10 \text{ N-m.}$$

$$W_3 h_3 = 2607.18 \text{ N} \times 6 \text{ m} = 35342.33 \text{ N-m.}$$

$$W_4 h_4 = 2515.26 \text{ N} \times 6 \text{ m} = 34096.26 \text{ N-m.}$$

$$W_5 h_5 = 2307.37 \text{ N} \times 6 \text{ m} = 31278.27 \text{ N-m.}$$

$$W_6 h_6 = 2224.09 \text{ N} \times 6 \text{ m} = 30149.31 \text{ N-m.}$$

$$W_7 h_7 = 1965.31 \text{ N} \times 6 \text{ m} = 26641.30 \text{ N-m.}$$

$$W_8 h_8 = 1710.70 \text{ N} \times 6 \text{ m} = 23189.94 \text{ N-m.}$$

$$W_9 h_9 = 1408.78 \text{ N} \times 6 \text{ m} = 19097.16 \text{ N-m.}$$

$$W_{10} h_{10} = 1851.47 \text{ N} \times 6 \text{ m} = 19095.89 \text{ N-m.}$$

$$\Sigma W_i \cdot h_i = 290738.46 \text{ N-m.}$$

Finalmente mediante el empleo de la ecuación 3.9 se calculan las fuerzas a aplicarse en cada nivel de la estructura.

$$F_1 = \frac{(24818.30 - 3370.75) \cdot 35293.92}{290738.46} = 2603.81 \text{ N}$$

Esta carga se divide para el número de nodos y se obtiene la carga aplicada a cada uno de los nodos.

$$F_1 = \frac{2603.81}{17} = 153.15 \text{ N}$$

Esto se lo realiza para cada tramo, en la tabla 4.2 se muestra los valores obtenidos para cada nodo y que serán ingresados al programa SAP2000, con lo cual se modela de una manera cercana a la realidad.

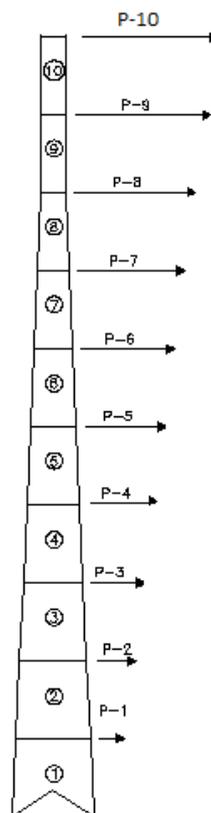


Figura 4. 3 Distribución de la carga de sismo.

Tabla 4. 2 Fuerzas obtenidas para los nodos de la torre.

Tramo	$W_i \times h_i$ [N-m]	Carga total [N]	Numero de nodos	Carga por nodo [N]
1	3601.42	265,68	17,00	15,63
2	3730.01	275,17	17,00	16,19
3	3606.36	266,05	17,00	15,65
4	3479.21	256,67	17,00	15,10
5	3191.66	235,45	11,00	21,40
6	3076.46	292,61	11,00	26,60
7	2718.50	200,55	11,00	18,23
8	2366.32	174,57	11,00	15,87
9	1948.69	143,76	14,00	10,27
10	1948.56	188,93	14,00	13,50

4.5 FUERZAS VIVAS.

En el presente caso se considera una fuerza por montaje y mantenimiento igual a 95 kg, que permanece constante en el diseño. En los lugares que se presentan las plataformas.

4.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL MEDIANTE PROGRAMA SAP2000

Al realiza un análisis iterativo de la torre, en el programa SAP2000, por la complejidad de la estructura y la cantidad de elementos que está constituida, se está garantizando la obtención de los mejores resultados para el diseño y posterior construcción.

4.6.1. DEFINICIÓN DEL MATERIAL.

Los materiales utilizados para el análisis estructural, en el programa SAP2000 son:

Elementos principales, en acero para perfiles de lámina delgada ASTM A653 Grado 33.

Elementos de arriostramiento en acero estructural ASTM A-36.

4.6.2. DEFINICIÓN DE LOS PERFILES.

En la presente sección se tomara en consideración los perfiles a utilizarse en el diseño mediante SAP2000, entre ellos se encuentra:

Para miembros principales se realizaran en perfiles UVE de lámina delgada, los cuales al diseñar mediante el programa SAP2000, no se encuentran estandarizados en el programa, en su lugar se procede a utilizar, perfiles C conformados en frío para el diseño, los cuales deben presentar las mismas propiedades del perfil UVE, para garantizar el diseño.

Para miembros de arriostramiento es ángulo conformado en caliente.

4.6.3. DEFINICIÓN Y APLICACIÓN DE PROPIEDADES.

Las propiedades principales de cada elemento para el diseño se encuentran detalladas en el Anexo C, mediante las cuales se garantiza que los perfiles C conformados en frío, presente propiedades correspondientes al perfil UVE de lámina delgada.

4.6.4. DEFINICIÓN Y APLICACIÓN DE LAS CARGAS.

Las cargas utilizadas en el diseño, son las siguientes, las cuales se introducirán en el programa SAP2000 para el diseño.

Carga Muerta (D).

Carga viva (L).

Carga de Viento (W)

Carga de Sismo (E).

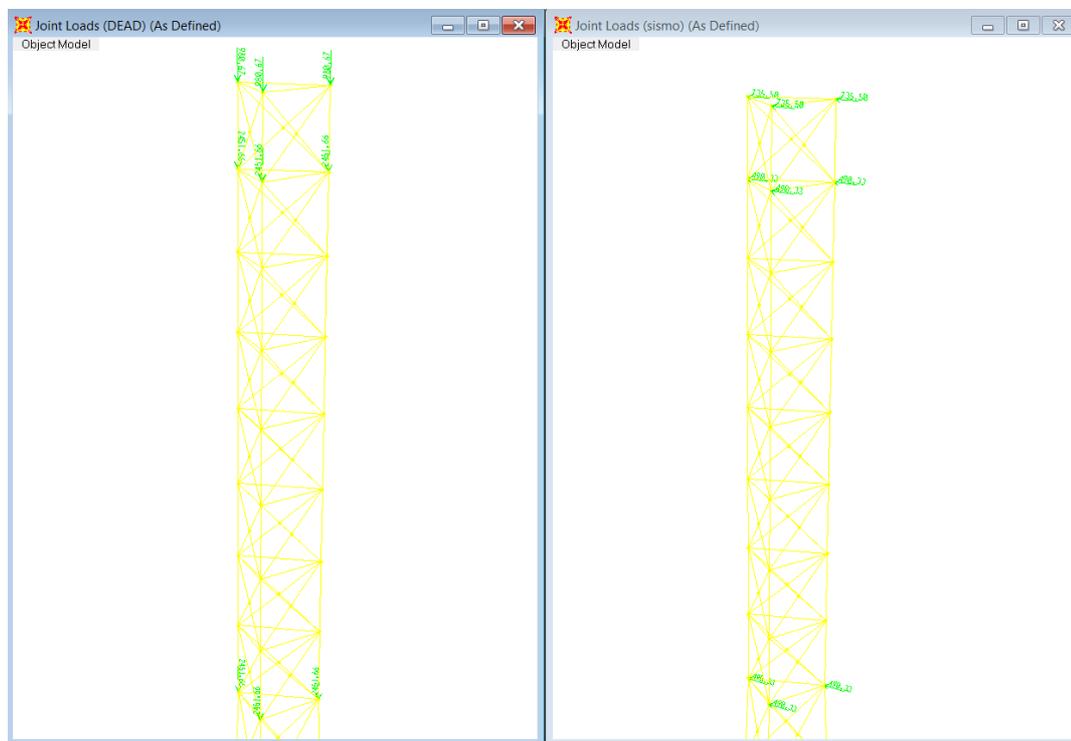


Figura 4. 4 Carga Muerta, Carga de Sismo.

4.6.5. DEFINICIÓN DE LAS COMBINACIONES.

Las combinaciones de carga que se emplearán para el análisis estructural, en el programa SAP2000, son las que vienen preestablecidas en el mismo programa bajo el nombre de AISC-ASD 96 para elementos de lámina delgada y AISC-ASD 2005 para elementos de arriostamiento, estas son:

Elementos principales.

1. D	(USCLD1)
2. D + L	(USCLD 2)
3. D + L + W	(USCLD 3)
4. D + L – 0.75W	(USCLD 4)
5. D + W	(USCLD 5)
6. D – W	(USCLD 6)
7. D + L + Q	(USCLD 7)
8. D + L – Q	(USCLD 8)
9. D + Q	(USCLD 9)
10.D – Q	(USCLD 10)

Elementos de arriostramiento.

1. D	(UDSTL1)
2. D + L	(UDSTL 2)
3. D + L + W	(UDSTL 3)
4. D + L – 0.75W	(UDSTL 4)
5. D + W	(UDSTL 5)
6. D – W	(UDSTL 6)
7. D + L + Q	(UDSTL 7)
8. D + L – Q	(UDSTL 8)
9. D + Q	(UDSTL 9)
10.D – Q	(UDSTL 10)

4.6.6. ANÁLISIS.

1) Los elementos principales, no fallan al aplicar las cargas mayoradas en el análisis mediante SAP2000, y se lo muestra en la Figura 4.5, además, que la norma utilizada para elementos de lamina delgada es (AISI-ASD 96).

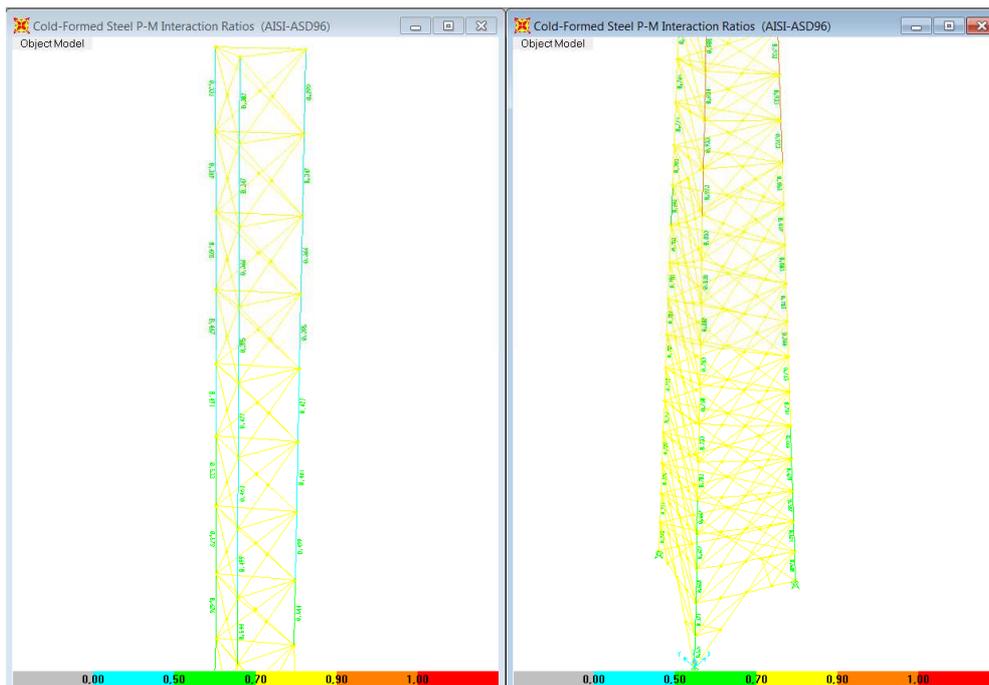


Figura 4. 5 Elementos principales analizados mediante SAP2000.

2) Los elementos de arriostramiento no fallan al realizar el análisis mediante el programa SAP2000 y se lo muestra en la Figura 4.6, además, que la norma utilizada para elementos laminado en caliente es (AISC-ASD 2005).

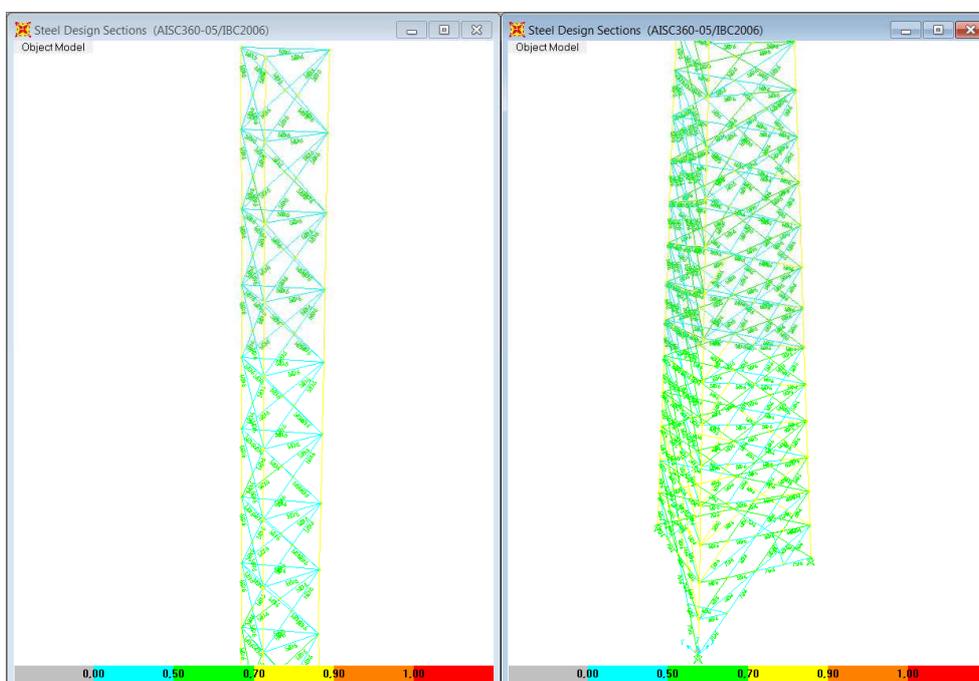


Figura 4. 6 Elementos de arriostramiento analizados mediante SAP2000, tramo recto.

4.7 DISEÑO DE MIEMBROS PRINCIPALES EN PERFILES DE LÁMINA DELGADA.

Para desarrollar este cálculo se parte de las cargas mayoradas que soporta cada elemento.

4.7.1. MIEMBROS A COMPRESIÓN

Los valores de los coeficientes que intervienen en las diferentes ecuaciones se determinan de acuerdo al código AISI, para un elemento en compresión con cargas concéntricas. El perfil a utilizarse para miembros principales es UVE 160x10 de longitud 2000mm.

El valor de F_y y E depende del tipo de material utilizado, en este caso es ASTM-A653 Grado 33, los valores son:

$$F_y = 227.53 \text{ MPa.}$$

$$E = 202000 \text{ MPa.}$$

Así, el valor de F_e de la ecuación 3.17, A_E del Anexo C, y λ_c de la ecuación 3.16, los valores son:

$$F_E = 959.76 \text{ MPa.}$$

$$A_E = 3800 \text{ mm}^2$$

$$\lambda_c = 0.45$$

Comparando los valores de λ_c , con los valores necesarios para la aplicación de las ecuaciones 3.14 y 3.15, se observa que el valor λ_c , es menor de 1.5, por lo tanto, F_n de la ecuación 3.14, P_n de la ecuación 3.13.

$$F_n = 206.03 \text{ MPa.}$$

$$P_n = 782932.25 \text{ N}$$

4.7.2. FLEXIÓN EN VIGAS DE LÁMINA DELGADA

Los valores de los coeficientes que intervienen en las diferentes ecuaciones se los determina de acuerdo al código AISI, para resistencia nominal a la flexión de la sección, por el Procedimiento I, El perfil a utilizarse para miembros principales es UVE 160x10 de longitud 2000mm.

Así, el valor de F_y depende del tipo de material utilizado, en este caso ASTM-A653 Grado 33.

$$F_y = 227.53 \text{ MPa.}$$

S_{ex} y S_{ey} se los obtiene del Anexo C, los resultados son:

$$S_{ex} = 141417.48 \text{ mm}^3.$$

$$S_{ey} = 106048.87 \text{ mm}^3.$$

De esta manera la resistencia nominal a la flexión de la sección de la ecuación 3.18, tanto para el eje X de mayor inercia, y eje Y de menor inercia.

$$M_{nx} = 35721739.0 \text{ N-mm.}$$

$$M_{ny} = 24579216.0 \text{ N-mm.}$$

4.7.3. ESFUERZOS COMBINADOS.

Los valores de los coeficientes que intervienen en las diferentes ecuaciones del código AISI, y los resultados de los esfuerzos, mediante el programa SAP2000, en este caso se realiza el estudio para compresión de un elemento tipo columna, El perfil a utilizarse para miembros principales es UVE 160x10 de longitud 2000mm.

Para miembros a compresión los resultados son.

$$P_n = 782932.25 \text{ N.}$$

$$M_{nx} = 35721739.0 \text{ N-mm.}$$

$$M_{ny} = 24579216.0 \text{ N-mm.}$$

Para miembros a compresión los resultados del programa SAP2000 son.

$$P = 157896.95 \text{ N.}$$

$$M_x = 3095162.98 \text{ N-mm.}$$

$$M_y = 1578969.51 \text{ N-mm.}$$

El valor de F_y y E depende del tipo de material utilizado, en este caso es ASTM-A653 Grado 33, I_x , I_y , del Anexo C, los valores son:

$$E = 202000 \text{ MPa.}$$

$$I_x = 18840000 \text{ mm}^4.$$

$$I_y = 7920000 \text{ mm}^4.$$

$$L_x = L_y = 2000 \text{ mm.}$$

$C_m = 0.85$ para miembros cuyos extremos están restringidos.

$K_x = K_y = 1$ por miembros arriostrados.

Introduciendo los valores en la ecuación 3.27 y 3.28 los valores de P_{Ex} y P_{Ey} son:

$$P_{Ex} = 9297167.35 \text{ N.}$$

$$P_{Ey} = 3908363.34 \text{ N.}$$

Introduciendo los valores en la ecuación 3.25 y 3.26 los valores de α_x y α_y se obtienen son:

$$\alpha_x = 0.96$$

$$\alpha_y = 0.90$$

Estos resultados se los ingresa a la ecuación 3.22.

$$\frac{1.8 * 157896.951}{782932.25} + \frac{1.67 * 0.85 * 3095162.988}{0.96 * 35721739.0} + \frac{1.67 * 0.85 * 157896.951}{0.90 * 24579216.0} \leq 1$$

$$0.35 + 0.09 + 0.14 \leq 1$$

$$0.58 \leq 1$$

Al comparar este resultado con el valor del SAP2000 que es 0.584 se observa que es semejante y se comprueba que la simulación es correcta.

4.7.4. RESISTENCIA PARA CORTE.

Los valores de los coeficientes que intervienen en la las diferentes ecuaciones se los determina de acuerdo al código AISI, para corte exclusivamente, El perfil a utilizarse para miembros principales es UVE 160x10.

El valor, h y t del Anexo C, el valor de F_y y E depende del tipo de material utilizado, en este caso ASTM-A653 Grado 33, los valores son:

$$h = 60 \text{ mm.}$$

$$b = 160 \text{ mm.}$$

$$t = 10 \text{ mm.}$$

$$F_y = 227.53 \text{ MPa.}$$

$$E = 202000 \text{ MPa.}$$

El valor de $k_v = 5.34$, para almas no reforzadas, según el AISI pg. 57, sección C3.2.

El valor de $k_v = 4$, para almas rigidizadas apoyadas en un alma en cada borde longitudinal, según el AISI pg. 41, sección B.2.1.

Así se aplica la condición a para la ecuación 3.29, condición b de la ecuación 3.30 y condición c en la ecuación 3.31.

Aplicando la condición a de la ecuación 3.29

Donde:

$$0.96\sqrt{k_v E / F_y} = 0.96\sqrt{\frac{5.34 * 202000}{270.53}} = 66.10$$

$$b / t = 16$$

$$h / t \leq 0.96\sqrt{E k_v / F_y}$$

$$16 < 66.10$$

b / t cumple la condición a, por lo tanto, V_n se obtiene de la ecuación 3.29.

$$V_{n_{\min}} = 0.6 * F_y * h * t = 0.6 (270.53) 160 * 10.$$

$$V_{n_{\min}} = 218425.92 \text{ N.}$$

Donde:

$$0.96\sqrt{k_v E / F_y} = 0.96\sqrt{\frac{5.34 * 202000}{270.53}} = 66.10$$

$$h / t = 6$$

$$h / t \leq 0.96\sqrt{E k_v / F_y}$$

$$6 < 66.10$$

h / t cumple la condición a, por lo tanto, V_n se obtiene de la ecuación 3.29.

$$V_{n_{\max}} = 0.6 * F_y * h * t = 0.6 (270.53) 60 * 10.$$

$$V_{n_{\max}} = 81909.72 \text{ N.}$$

Del programa SAP2000 los valores del cortante son:

$$V_x = 3200.263 \text{ N.}$$

$$V_y = 1778.964 \text{ N.}$$

$$V_x / V_{n_{\max}} = 1.5 * 3200.263 / 81909.72 = 0.07$$

$$V_y / V_{n_{\min}} = 1.67 * 1778.964 / 218425.92 = 0.01$$

Por lo cual la columna no falla a corte.

4.7.5. RESISTENCIA A LA ABOLLADURA DEL ALMA

Los valores de los coeficientes que intervienen en las diferentes ecuaciones se los determina de acuerdo al código AISI, para el aplastamiento en el alma, El perfil a utilizarse para miembros principales es UVE 160x10 de longitud 2000mm.

El valor de F_y y E depende del tipo de material utilizado, en este caso ASTM-A653 Grado 33, k de la ecuación 3.52, m de la ecuación 3.53, C_5 de la ecuación 3.45, C_6 de la ecuación 3.47, El valor h y t del Anexo C, los valores son:

$$h = 60 \text{ mm.}$$

$$t = 10 \text{ mm.}$$

$$F_y = 227.53 \text{ MPa.}$$

$$E = 202000 \text{ MPa.}$$

$$k = 1.01$$

$$m = 5.24$$

$N = 2000 \text{ mm}$, longitud del elemento.

$$C_5 = 0.95$$

$$C_6 = 1.2$$

Los valores P_n se obtienen de la Tabla 3.3, con las ecuaciones 3.34 y 3.36.

Aplicando la ecuación 3.34 para obtener P_n :

$$P_{n1} = 10^2 * 227.53 * 1.2 (10+ 1.25 (14.14)) = 755690 \text{ N.}$$

Aplicando la ecuación 3.36 para obtener P_n :

$$P_{n2} = 10^2 * 227.53 * 0.95 (0.88+ 1.2 * 5.24) * (15+ 3.25 (14.14))$$

$$P_{n2} = 598862.82 \text{ N.}$$

Comparando estos valores con el valor obtenido del SAP2000, se observa que el elemento se encuentra dentro del rango aceptable de trabajo.

$$P = 157896.951 \text{ N.}$$

4.8. DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO EN PERFILES LÁMINADOS EN CALIENTE.

Para desarrollar este cálculo se parte de las cargas mayoradas que soporta cada elemento, las mismas se obtienen del programa SAP2000, el perfil a utilizarse es ángulo 50 x 6, para los cálculos.

4.8.1. MIEMBROS A TENSIÓN.

Los valores de los coeficientes que intervienen en la las diferentes ecuaciones se los determina de acuerdo al código AISC, para diseño a tensión el perfil a utilizarse es ángulo 50 x 6.

El valor de F_y y E depende del tipo de material utilizado, en este caso ASTM-A36, acero estructural más económico y de uso general, para perfiles laminados en calientes, los valores son:

$$F_y = 227.53 \text{ MPa.}$$

Así, el valor de esfuerzo permisible (F_t) se calcula de la ecuación 3.54 para elemento a tensión, los valores son:

$$F_t = 0.6 \cdot F_y = 0.6 \cdot 248.21 = 148.93 \text{ MPa.}$$

Para esfuerzos a tensión adoptamos la ecuación 3.56

$$P_{nt} = F_y \cdot A_g = 248.21 \cdot 564 = 139990.44 \text{ N.}$$

$$P_{nt} / \Omega = 83826.61 \text{ N.}$$

Para esfuerzos a ruptura adoptamos la ecuación **3.57**

$$P_{nr} = F_u \cdot A_e = 400.00 \cdot 564 = 225600 \text{ N.}$$

$$P_{nr} / \Omega = 112800.00 \text{ N.}$$

4.8.2. MIEMBROS A COMPRESIÓN.

Los valores de los coeficientes que intervienen en las diferentes ecuaciones se los determina de acuerdo al código AISC, para un elemento en compresión en pandeo lateral, el perfil a utilizarse es ángulo 50 x 6 de longitud 2990 mm.

Los valores de F_y y E depende del tipo de material utilizado, en este caso es ASTM-A36, r_{\min} del Anexo C, y la longitud 2990 mm, para el ángulo 50 x 6, el esfuerzo admisible F_a se calcula con la ecuación 3.58, los valores son:

$$F_y = 248.21 \text{ MPa.}$$

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

$$L = 2990 \text{ mm.}$$

$k = 1$ para miembros arriostrados.

$$r_{\min} = 9.78 \text{ mm.}$$

$$F_a = 0.6 \cdot F_y = 0.6 \cdot 248.21 = 148.93 \text{ MPa.}$$

Con la ecuación 3.63 se calcula F_e con lo cual, este valor se lo compara con las condiciones para la aplicación

$$F_e = 21.12 \text{ MPa.}$$

$$0.44F_y = 109.21 \text{ MPa.}$$

Comparando los valores de F_e , con los valores necesarios para la aplicación de las ecuaciones 3.61 y 3.62, se observa que el valor F_e , es menor de $0.44F_y$, por lo tanto, F_{cr} de la ecuación 3.62, P_n se calcula de la ecuación 3.60.

$$F_{cr} = 18.52 \text{ MPa.}$$

$$P_n = 1044.58 \text{ N.}$$

$$P_n / \Omega = 625.50 \text{ N.}$$

4.8.3. MIEMBROS A FLEXIÓN.

Los valores de los coeficientes que intervienen en las diferentes ecuaciones se los determina de acuerdo al código AISC, para un elemento en flexión, el perfil a utilizarse es ángulo 50 x 6.

Así, el valor de F_y depende del tipo de material utilizado, en este caso ASTM-A36, S_c , b y t del Anexo C, el esfuerzo admisible, F_b se calcula de la ecuación 3.59, los valores son:

$$F_y = 248.21 \text{ MPa.}$$

$$F_b = 0.66 * F_y = 0.66 * 248.21 = 163.82 \text{ MPa.}$$

$$S_c = 3680 \text{ mm}^3.$$

$$b = 50 \text{ mm.}$$

$$t = 6 \text{ mm.}$$

Al aplicar la ecuación 3.67

$$M_y = 248.21 * 3680 = 913412.80 \text{ N. mm.}$$

Aplicando la ecuación 3.68 se obtiene.

$$M_e = 2769230.77 \text{ N. mm.}$$

$$2769230.77 > 913412.80$$

$M_e > M_y$, entonces

Por lo tanto M_n se calcula con la ecuación 3.66 y el valor es:

$$M_n = 1.25 \cdot M_y$$

$$M_{nx} = 11399980.78 \text{ N. mm.}$$

$$M_{nx} / \Omega = 682623.22 \text{ N. mm}$$

En el caso de que la punta del ala se encuentre en compresión M_{nx} se adopta como el valor de $1.25M_y$ por lo tanto

$$M_{n_{max}} = 1370969.56 \text{ N. mm.}$$

$$M_{n_{max}} / \Omega = 820939.86 \text{ N. mm}$$

Para el diseño de pandeo local se aplica la ecuación 3.64

$$F_{cr} = 2044.80 \text{ MPa.}$$

Aplicando la ecuación 3.63 se encuentra M_n .

$$M_{n_{min}} = 9273600 \text{ N. mm.}$$

$$M_{n_{min}} / \Omega = 5553053.00 \text{ N. mm}$$

4.8.4. ESFUERZOS COMBINADOS.

Los valores de los coeficientes que intervienen en las diferentes ecuaciones se los determina de acuerdo al código AISC, y los resultados de esfuerzos obtenidos mediante el programa SAP2000, en este caso se realiza el estudio para un elemento de arriostamiento en compresión el perfil a utilizarse es ángulo 50 x 6 de longitud 2990 mm.

Para miembros a compresión se obtiene los resultados según la AISC:

$$P_n / \Omega = 625.50 \text{ N.}$$

$$Mn_{\max} / \Omega = 820939.86 \text{ N. mm}$$

$$Mn_{\min} / \Omega = 555305.30 \text{ N. mm}$$

Para miembros a compresión, los resultados del programa SAP2000.

$$P_n = 207.84 \text{ N.}$$

$$M_{\max} = 36136 \text{ N-mm.}$$

$$M_{\min} = 110254 \text{ N-mm.}$$

Estos resultados se los ingresa a las ecuaciones 3.22 y 3.23

$$\frac{207.84}{625.50} + \frac{8}{9} \left(\frac{36136}{820939.86} + \frac{110254}{555305.30} \right) \leq 1$$

$$0.33 + 0.03 + 0.17 \leq 1$$

$$0.54 \leq 1$$

Al comparar el resultado, con el valor del SAP2000 que es 0.59 se observa una variación mínima, con lo cual comprueba que la simulación es correcta.

4.8.5. RESISTENCIA A CORTE.

Los valores de los coeficientes que intervienen en la las diferentes ecuaciones se los determina de acuerdo al código AISC, para un elemento a corte, el perfil a utilizarse es ángulo 50 x 6.

Así, el valor de F_y depende del tipo de material utilizado, en este caso ASTM-A36, b y t del Anexo C, los valores son:

$$F_y = 248.21 \text{ MPa.}$$

$$b = 50 \text{ mm.}$$

$$t = 6 \text{ mm.}$$

$$C_v = 1$$

$$k_v = 1.2$$

Al aplicar la ecuación 3.58

$$A_w = b \cdot t = 50 \cdot 6 = 3000 \text{ mm.}$$

Al aplicar la ecuación 3.58

$$V_n = 0.6 \cdot 248.21 \cdot 3000 \cdot 1 = 446778 \text{ N.}$$

$$V_n / \Omega = 276513.73 \text{ N}$$

Los valores obtenidos mediante SAP2000 son

$$V_{n_{\max}} = 67531 \text{ N}$$

$$V_{n_{\min}} = 165470 \text{ N}$$

Con lo que se comprueba que el elemento no falla a corte.

$$V_{n_{\max}} / (V_n / \Omega) = 67531 / 276513.73 = 0.003$$

$$V_{n_{\min}} / (V_n / \Omega) = 165470 / 276513.73 = 0.006$$

4.9 DISEÑO DE ELEMENTOS DE UNIÓN.

4.9.1. DISEÑO DE PERNOS.

Los elementos de unión se realizarán con agujeros normales en uniones de barra con barra y se utiliza pernos de alta resistencia ASTM A325 o ASTM A490.

Para desarrollar este cálculo se parte de las cargas máximas que soportan los elementos que conforman la junta, se presentan en la tabla 4.3.

Tabla 4. 3 Cargas resultantes sobre cada elemento que conforma la Junta Tipo 1, valores obtenidos del programa SAP2000.

ELEMENTO	PERFIL	COMBINACIÓN	P _c [N]
145	50x6	UDSTL5	-3110.99
743	50x6	UDSTL5	-2078
120	50x6	UDSTL5	339.07

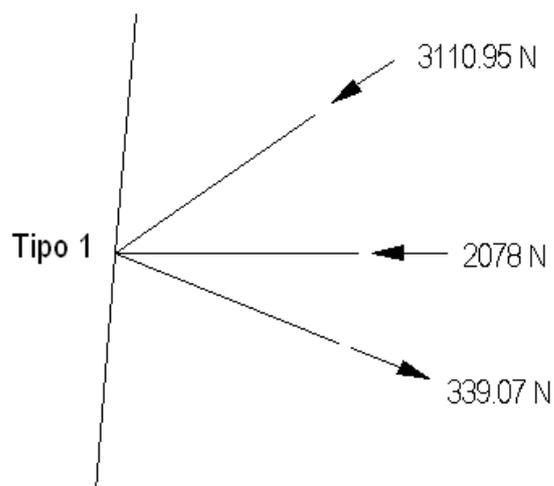


Figura 4. 7 Esquema de cargas para la Junta Tipo 1.

Perfil 50x6

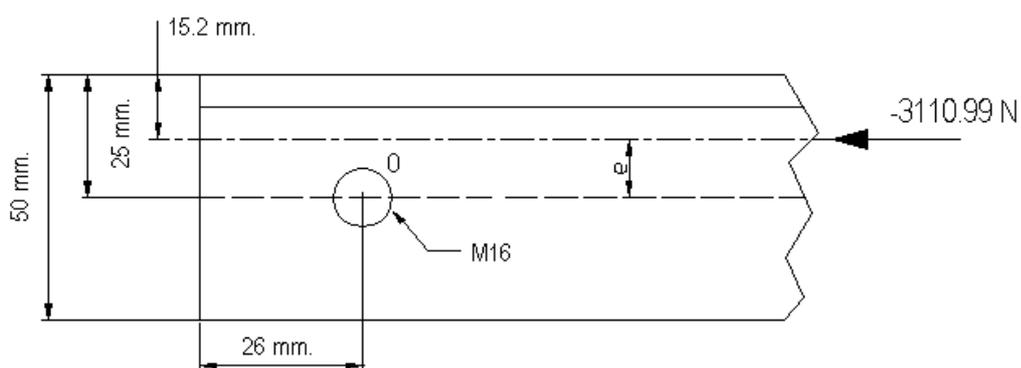


Figura 4. 8 Esquema de carga del perfil 50 x 6 de la Junta Tipo 1.

En este caso se utiliza:

Pernos M 16 grado A325.

$$A_p = 201 \text{ mm}^2.$$

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa.}$$

$$F_{nv} = 331.20 \text{ MPa.}$$

Con la ecuación 3.74, se garantiza que el elemento de unión no falle por corte ó tensión, los resultados son:

$$R_{nt} / \Omega = F_{nt} * A_p / \Omega = 620 * 201 / 2 = 62329.20 \text{ N.}$$

$$R_{nv} / \Omega = F_{nv} * A_p / \Omega = 331.20 * 201 / 2 = 33295.86 \text{ N.}$$

$$F_t = 3110.99 \text{ N.}$$

$$R_{nt} > R_{nv} > F_t$$

Por lo cual el perno seleccionado no falla a corte ni a tensión.

La aplicación de la ecuación 3.75, para que el elemento de unión no falle por combinación de corte y tensión en una conexión tipo aplastamiento.

$$F_{nt}' = 1.3 * F_{nt} - \frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} f_v \leq F_{nt}$$

$$1014 - 318 \leq 780$$

$$620 \leq 780.$$

$$F_{nt}' = 620 \text{ MPa.}$$

$$R_{nt} / \Omega = F_{nt} * A_p / \Omega = 620 * 201 / 2 = 62329.20 \text{ N.}$$

Los resultados satisfacen que el elemento de unión no falle por combinación de corte y tensión en una conexión tipo aplastamiento.

$$R_n > F_t$$

Los bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico se verifican mediante la ecuación 3.76, los resultados son:

$$u = 0.35$$

$$h_{sc} = 1$$

$$N_s = 1$$

$$T_b = 91 \text{ kN.}$$

$$\Omega_v = 1.76$$

$$D_\mu = 1.13$$

$$R_n / \Omega_v = 35990 \text{ N.}$$

Con lo cual el perno no falla a deslizamiento critico.

La resistencia al aplastamiento en la chapa de los agujeros se lo realiza con la ecuación 3.78, los valores son:

Material base ASTM-A36

$$t = 6 \text{ mm.}$$

$$F_u = 400 \text{ MPa.}$$

$$L_c = 18 \text{ mm.}$$

$$R_n = 1.5 \cdot 18 \cdot 6 \cdot 400 \leq 3 \cdot 16 \cdot 6 \cdot 400$$

$$R_n = 64800 \text{ N.}$$

$$R_n / \Omega_v = 32400 \text{ N.}$$

Con lo cual el material base no falla a aplastamiento.

En las tablas siguientes se presentan los resultados obtenidos para las diferentes conexiones analizadas en la torre autosoportada del proyecto. En estas tablas se tiene que:

Junta: Se refiere al tipo de junta analizada. Sólo se analizarán las juntas típicas que se tienen en las torres.

Número de Elemento: Es el número del elemento que constituye la conexión tipo que presenta la máxima carga de trabajo.

Perfil: Tipo de perfil L ó UVE, para el diseño de la torre.

Combinación: Combinación de carga con la cual se obtuvo la máxima carga en el elemento estructural analizado.

Perno: Diámetro del perno utilizado para unir el elemento estructural en la conexión analizada.

Tipo = Conexión empleada para el elemento estructural analizado.

P = Carga que actúa sobre cada perno de la conexión.

Análisis: Indica que esfuerzo se está analizando, así se tiene que:

A = Fuerza de tensión ó corte en el material base.

B = Fuerza de deslizamiento crítico en el perno utilizado.

C = Fuerza de aplastamiento en el perno analizado.

D = Fuerza de corte en el perno utilizado.

A_c = Área de cálculo, depende del esfuerzo que se esté analizando.

$[R_n]$: Fuerza admisible para el fenómeno analizado. Los valores de estos esfuerzos son:

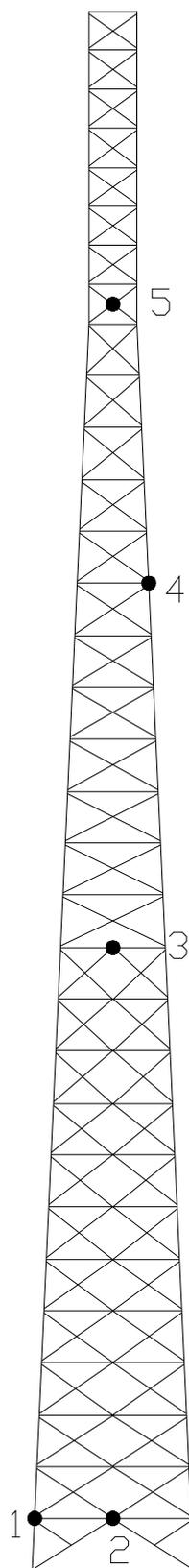


Figura 4. 9 Ubicación de las Juntas Tipo de la Torre.

Tabla 4. 4 Resultados para el diseño de las conexiones de la Torre Autosoportada.

Junta	Elemento	Perfil	Combinación	Perno [mm]	Conexión		P [N]	Análisis	A _c [mm ²]	[R _n]
					Tipo					
1	145	50x6	UDSTL5	M-16	1	3110.99	A	108	32400	
							B		35990	
							C	201	33295.86	
							D	201	62329.20	
2	126	50x6	UDSTL6	M-16	1	7399.6	A	108	32400	
							B		35990	
							C	201	33295.86	
							D	201	62329.20	
3	736	50x6	UDSTL6	M-16	1	5959,6	A	108	32400	
							B		35990	
							C	201	33295.86	
							D	201	62329.20	
4	757	50x6	UDSTL6	M-12	1	4313	A	84	25200	
							B		19775	
							C	113.1	18728.92	
							D	113.1	35060.17	
5	533	50x6	UDDST6	M-12	1	2678.4	A	84	25200	
							B		19775	
							C	113.1	18728.92	
							D	113.1	35060.17	

4.9.2. DISEÑO DE EMPALMES.

Los empalmes se los realizara tomando las consideraciones realizadas en la sección diseño de empalmes, además la norma AISC para realizar los cálculos, y con las diferentes solicitaciones, las cuales se adjuntaron del programa SAP2000:

4.9.3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

Las principales consideraciones de diseño son:

La separación de los orificios, el tipo de material, cuantos perforaciones se puede utilizar para cada empate además la resistencia del material base y de los medios de unión necesarios.

Pernos M 16 grado A325.

$$A_p = 201 \text{ mm}^2.$$

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa.}$$

$$F_{nv} = 312 \text{ MPa.}$$

$$[f_b] = 0.6 \cdot F_y = 0.6 \cdot 620 = 327 \text{ MPa.}$$

$$[f_v] = 0.6 \cdot F_y = 0.6 \cdot 331.20 = 198.72 \text{ MPa.}$$

Pernos M 12 grado A325.

$$A_p = 113.10 \text{ mm}^2$$

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa.}$$

$$F_{nv} = 312 \text{ MPa.}$$

$$[f_b] = 0.6 \cdot F_y = 0.6 \cdot 620 = 327 \text{ MPa.}$$

$$[f_v] = 0.6 \cdot F_y = 0.6 \cdot 331.20 = 198.72 \text{ MPa.}$$

Material base ASTM-A36.

$$t = 10\text{mm.}$$

$$F_y = 248.21 \text{ MPa.}$$

$$[f_t] = 0.6 \cdot F_y = 0.6 \cdot 620 = 148.93 \text{ MPa.}$$

Con las ecuaciones 3.85, 3.86, los resultados, que satisfacen las ecuaciones para que el elemento de unión no falle por corte ó tensión estos son:

$$\text{Numero de pernos } (n) = 6.$$

$$P = 17196.69 \text{ N.}$$

$$f_b = P / A_b = 122330/160 = 211.48 \text{ N.}$$

$$f_v = P / A_v = 122330/210 = 168.29 \text{ N.}$$

$$f_t = P / A_t = 17196.69/3800 = 47.17 \text{ N.}$$

Por lo cual el perno seleccionado no falla a corte ni a tensión, el material base no falla en este análisis.

Para la ubicación y separación de cada uno de los elementos de unión se toma en consideración las siguientes restricciones:

Con lo cual la separación mínima del centro del agujero al borde del material se obtiene de la tabla 3.4, lo cual da una separación de 22mm como mínimo, para asegurar que no falle el valor a utilizar es de 40mm.

La separación entre pernos es de: $3 \cdot d = 3 \cdot 16 = 48\text{mm}$, se aproxima a 50mm.

La separación máxima entre cada conexión es 150mm, se utiliza una separación máxima de 100 mm, en el caso de dos pernos consecutivos.

Con lo cual obtiene el grafico para la conexión, como se muestra en la Figura 4.10.

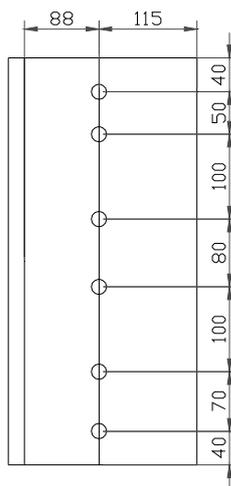


Figura 4. 10 Esquema Junta Tipo B, Placa de empate.

Tabla 4. 5 Cargas resultantes sobre cada elemento que conforma la Junta B, valores obtenidos del programa SAP2000, en el empate.

ELEMENTO	PERFIL	COMBINACIÓN	P [N]
85	UVE 160x10	UDCLD6	116123
145	50x6	UDSTL5	3110.99
743	50x6	UDSTL5	2078
120	50x6	UDSTL5	339.07
84	UVE 160x10	UDCLD6	122330

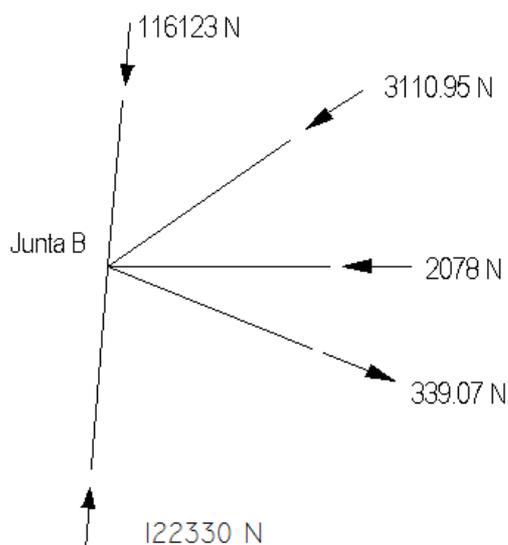


Figura 4. 11 Esquema de cargas para la Junta Tipo B, Placa de empate.

La ubicación de las juntas tipo de la torre se muestran en la figura siguiente.

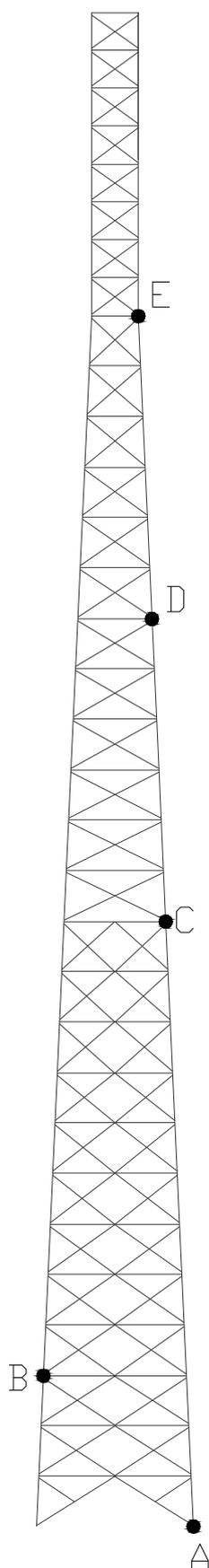


Figura 4. 12 Ubicación de las Juntas Tipo de la Torre.

Tabla 4. 6 Resultados para el diseño de las placas para las juntas tipo.

Empate	Junta	N _{ro.} Junta Crítica	Combinación Crítica	Perfil base		Perno		Conexión			
				N _{ro.}	Perfil	P _{Total} [N]	N _{ro.} Pernos	d [mm]	Análisis	A _c [mm ²]	f [MPa]
10	A	6	UDDST6	110	Uve 160x10	203021.7	10	M-20	A	3800.0	137.47
									C	314	168.29
									D	160	211.48
9	B	81	UDDST6	84	Uve 160x10	122330	6	M-16	A	2857	47.17
									C	201.06	101.40
									D	160.00	127.43
6	C	95	UDDST6	99	Uve 160x10	64427.6	6	M-16	A	2857	24.84
									C	201.06	53.41
									D	160.00	67.11
4	D	89	UDDST6	93	Uve 160x10	32709.03	6	M-12	A	2857	18.79
									C	113.10	48.20
									D	120.00	45.43
2	E	5	UDDST6	31	Uve 100x10	12182.37	6	M-12	A	1740	7
									C	113.10	17.92
									D	120.00	16.95

4.9.4. DISEÑO DE PLACA BASE.

$f'_c = 2000$ MPa. Resistencia a compresión del hormigón según CIRSOC 201.

$$F_p = 0.25f'_c = 0.25 \cdot 2000 \text{ MPa} = 500 \text{ MPa}.$$

Carga concéntrica permitida de la columna.

$$A = 4200 \text{ mm}^2.$$

$$F_a = 248.21 \text{ MPa}.$$

$$P = F_a \cdot A = 248.21 \cdot 4200 = 1042482 \text{ MPa} \cdot \text{mm}^2.$$

$$A_p = \frac{P}{F_p} = \frac{1042482}{500}$$

$$A_p = 208496.0 \text{ mm}^2.$$

Usando una placa base de 500 mm x 500 mm.

$$A_p = 25000 \text{ mm}^2.$$

El área requerida de la placa base se defina suponiendo $b = 0.80b$ y $d = 0.95d$,

$$b = b'/0.85 = 500/0.85 = 588 \text{ mm}$$

$$d = d'/0.95 = 500/0.95 = 526 \text{ mm}.$$

Se utiliza una placa de 600 mm x 600 mm.

$$A_p = 36000 \text{ mm}^2$$

Utilizando la ecuación 3.92, $f = Mc/I = 6M/bt^2 = F_b$

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot p \cdot m^2}{Fb}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 40 \cdot 100^2}{2000}}$$

$$t = 24.5 \text{ mm}.$$

CAPITULO 5.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- En el desarrollo del proyecto se ha aplicado una metodología para la evaluación de las cargas que afectan a la estructura como son las cargas debido a la masa propia de los componentes, a las presiones del viento en la estructura y antenas, partiendo de los efectos naturales y meteorológicos del país para conocer las velocidades del viento en el lugar donde se instalara la estructura.

- La selección de la configuración de la estructura de las torres depende de las cargas a las que están sometidas y facilidad de construcción, así, por ejemplo a mayor números de elementos en la torre autosoportada, se refleja en un incremento de los costos de fabricación y tiempos de montaje.

- En la actualidad la utilización de perfiles laminados en frío, es muy ventajoso en el área de estructuras metálicas, ya que con ellos es más factible obtener la forma final deseada en la estructura, y facilitar la construcción.

- El diseño y simulación mediante un programa informático SAP2000, es aplicable a la industria nacional, ya que los diferentes elementos seleccionados para su construcción, se consiguen en el mercado nacional.

- El diseño conexiones emperradas para las torres de soporte favorece el montaje de las mismas debido a la altura de las mismas permitiendo realizar, en primera instancia, una erección floja de la misma hasta alinear de mejor manera todos los elementos. Finalmente se procede a apretar todas las conexiones según lo indicado por las normas utilizadas.

- Es importante la utilización de las normas para la comprobación, debido que en la actualidad existen una gran variedad de programas informáticos que facilitan el diseño de estructuras metálicas como SAP2000 entre otros, que trabajan con diferentes normas internacionales: AISC-ASD, AISC-LRDF, AISI-ASD, AISI-LRDF, para el diseño.

- La consideración del manejo de las diferentes normas para el diseño, para elementos conformados en frío se trabaja con AISI-ASD 96, los perfiles laminados en caliente se justifican con AISC-ASD 2005; con lo cual se justifica que los elementos constituyentes de la estructura estén correctamente diseñados.

- La realización de los diferentes planos de montaje y de construcción, permitió que los diferentes materias recibidas a lo largo de la carrera de Ingeniería Mecánica como: Dibujo mecánico, Estructuras Metálicas, Resistencia De Materiales entre otras, se utilicen en un proyecto real y práctico.

5.2 RECOMENDACIONES

- Es recomendable realizar el diseño con elementos normalizados, ya que las diferentes normas existentes como AISI-ASD ó AISC-ASD, brindan los parámetros primordiales para su verificación.

- Se debe tener en cuenta las diferentes limitaciones que presenta el programa SAP2000, en el peor de los casos el diseño no corresponderá con la realidad, existiendo un sobredimensionamiento de la estructura ó falla de la misma bajo cargas de servicio.

- Se recomienda el análisis correcto de los diferentes resultados obtenidos mediante el programa informático SAP2000, la mala interpretación de los mismos generara conflictos con los resultados obtenidos de la comprobación manual en los diferentes elementos, mediante las normas AISI-ASD 96 ó AISC-ASD 2005.

- Al realizar los planos constructivos y de montaje se recomienda facilitar la mayor cantidad información en los mismos, para la fabricación en taller y ensamblaje en campo se realice con la mayor facilidad posible.

BIBLIOGRAFÍA

- AISC 306-05; Specification for Structural Steel Buildings; edición de 2005.
- Instituto nacional de tecnología industrial; CIRSOC301; 1^{ra} edición; Argentina; 2000.
- Instituto ecuatoriano de normalización; CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN; 1^{ra} edición; Quito; 2001.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización; CÓDIGO DE DIBUJO TÉCNICO Y MECÁNICO; Normalización #009. Quito. 1989.
- Telecommunications industry association; NORMA TIA / EIA-222-F; Telecommunications industry association; Arlington; 1996.
- American Iron and Steel Institute; Manual para diseño de acero conformado en frío; Parte IV; 1^{ra} edición; Washington; 1996.
- Meriam. J. L; Estática; Editorial REVERTÉ; 2^{da} edición de 1976; México.
- BRESLER, Boris; DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS; 9^{na} Edición, Editorial Linusa; México; 1997.
- HUTTE; MANUAL DEL INGENIERO MECÁNICO; Volumen II; 2^{da} Edición; Editorial Gustavo Gili S. A.; 1983.
- NASH, William; TEORÍA Y PROBLEMAS DE RESISTENCIA DE MATERIALES; MCGRAW-HILL; México; 1970.
- CERVERA Miguel; MECÁNICA DE ESTRUCTURAS; 1^{ra} edición ; Ediciones UPC; Tomo 2; Barcelona; 2002.

ANEXOS

ANEXO A
CARGAS DE VIENTO.

Tabla A-1 Condiciones iniciales de diseño

TORRE TRIANGULAR COMPONENTES PLANOS		
CÁLCULO DE ÁREAS Y CARGAS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES POR TRAMOS		
DATOS GENERALES		
Velocidad de viento para diseño (V)	130	km/h
Altura total (h)	60 m	m
Altura de cada tramo	6	m
Número de tramos	10	
Ancho base	6,18	m
Ancho tope	1,8	m
Altura sección trapezoidal	48	m
Factor de ráfaga (GH)	1	
Factor por interferencias	0,9	

Tabla A- 2 Cálculo en tramo 1

Tramo 1	S.I	S.I
Altura tramo	6,00	m
Sub-tramos	3,00	m
Ancho inferior tramo	6,18	m
Ancho superior tramo	5,64	m
Área Efectiva (AE)	4,65	m ²
Área bruta (AG)	35,43	m ²
Relación solidez (e)	0,13	
Coeficiente fuerza (CF)	2,84	
Coeficiente exposición (Kz)	1,00	
Presión de velocidad (qz)	799,36	Pa
F para uves	4859,93	N
F para diagonales	4712,36	N
F para horizontales	2209,37	N

Tabla A-3 Cálculo en tramo 2

Tramo 2	S.I	S.I
Altura tramo	12,00	m
Sub-tramos	3,00	m
Ancho inferior tramo	5,64	m
Ancho superior tramo	5,09	m
Área Efectiva (AE)	4,90	m ²
Área bruta (AG)	32,17	m ²
Relación solidez (e)	0,15	
Coeficiente fuerza (CF)	2,76	
Coeficiente de exposición (Kz)	1,00	
Presión de velocidad (qz)	799,36	Pa
Momento de volteo tramo	11059,05	kg-m
F para uves	4726,82	N
F para diagonales	4684,72	N
F para horizontales	2642,83	N

Tabla A- 4 Cálculo en tramo 3

Tramo 3	S.I	S.I
Altura tramo	18,00	m
Sub-tramos	3,00	m
Ancho inferior tramo	5,64	m
Ancho superior tramo	4,55	m
Área Efectiva (AE)	4,66	m ²
Área bruta (AG)	28,92	m ²
Relación solidez (e)	0,16	
Coeficiente fuerza (CF)	2,73	
Coeficiente exposición (Kz)	1,12	
Presión de velocidad (qz)	897,54	Pa
Momento de volteo tramo	19477,57	kg-m
F para uves	5244,13	N
F para diagonales	4859,29	N
F para horizontales	2634,90	N

Tabla A- 5 Cálculo en tramo 4

Tramo 4	S.I	S.I
Altura tramo	24,00	m
Sub-tramos	3,00	m
Ancho inferior tramo	4,55	m
Ancho superior tramo	4,01	m
Área Efectiva (AE)	4,42	m ²
Área bruta (AG)	25,66	m ²
Relación solidez (e)	0,17	
Coeficiente fuerza (CF)	2,69	
Coeficiente exposición (Kz)	1,24	
Presión de velocidad (qz)	988,11	Pa
Momento de volteo tramo	28065,24	kg-m
F para uves	5689,13	N
F para diagonales	4884,65	N
F para horizontales	2536,70	N

Tabla A- 6 Cálculo en tramo 5

Tramo 5	S.I	S.I
Altura tramo	30,00	m
Sub-tramos	3,00	m
Ancho inferior tramo	4,01	m
Ancho superior tramo	3,46	m
Área Efectiva (AE)	3,88	m ²
Área bruta (AG)	22,41	m ²
Relación solidez (e)	0,17	
Coeficiente fuerza (CF)	2,69	
Coeficiente exposición (Kz)	1,33	
Presión de velocidad (qz)	1061,67	Pa
Momento de volteo tramo	33991,76	kg-m
F para uves	6105,69	N
F para diagonales	3867,57	N
F para horizontales	2377,08	N

Tabla A- 7 Cálculo en tramo 6

Tramo 6	S.I	S.I
Altura tramo	36,00	m
Sub-tramos	3,00	m
Ancho inferior tramo	3,46	m
Ancho superior tramo	2,92	m
Área Efectiva (AE)	3,67	m ²
Área bruta (AG)	19,16	m ²
Relación solidez (e)	0,19	
Coeficiente fuerza (CF)	2,63	
Coeficiente exposición (Kz)	1,41	
Presión de velocidad (qz)	1124,32	Pa
Momento de volteo tramo	40559,06	kg-m
F para uves	6316,24	N
F para diagonales	3639,07	N
F para horizontales	2101,79	N

Tabla A- 8 Cálculo en tramo 7

Tramo 7	S.I	S.I
Altura tramo	42,00	m
Sub-tramos	3,00	m
Ancho inferior tramo	2,92	m
Ancho superior tramo	2,38	m
Área Efectiva (AE)	3,18	m ²
Área bruta (AG)	15,90	m ²
Relación solidez (e)	0,20	
Coeficiente fuerza (CF)	2,60	
Coeficiente exposición (Kz)	1,48	
Presión de velocidad (qz)	1179,28	Pa
Momento de volteo tramo	43123,51	kg-m
F para uves	5732,59	N
F para diagonales	3305,11	N
F para horizontales	1809,52	N

Tabla A- 9 Cálculo en tramo 8

Tramo 8	S.I	S.I
Altura tramo	48,00	m
Sub-tramos	3,00	m
Ancho inferior tramo	2,38	m
Ancho superior tramo	1,84	m
Área Efectiva (AE)	2,70	m ²
Área bruta (AG)	12,64	m ²
Relación solidez (e)	0,21	
Coeficiente fuerza (CF)	2,55	
Coeficiente exposición (Kz)	1,54	
Presión de velocidad (qz)	1228,50	Pa
Momento de volteo tramo	43281,50	kg-m
F para uves	5029,03	N
F para diagonales	2933,60	N
F para horizontales	1472,74	N

Tabla A- 10 Cálculo en tramo 9

Tramo 9	S.I	S.I
Altura tramo	54,00	m
Sub-tramos	3,00	m
Ancho inferior tramo	1,84	m
Ancho superior tramo	1,84	m
Área Efectiva (AE)	2,57	m ²
Área bruta (AG)	11,01	m ²
Relación solidez (e)	0,23	
Coeficiente fuerza (CF)	2,49	
Coeficiente exposición (Kz)	1,59	
Presión de velocidad (qz)	1273,22	Pa
Momento de volteo tramo	47158,87	kg-m
F para uves	4237,78	N
F para diagonales	3212,59	N
F para horizontales	1620,77	N

Tabla A- 11 Cálculo en tramo 10

Tramo 10	S.I	
Altura tramo	60,00	m
Sub-tramos	3,00	m
Ancho inferior tramo	1,84	m
Ancho superior tramo	1,84	m
Área Efectiva (AE)	2,57	m ²
Área bruta (AG)	11,01	m ²
Relación solidez (e)	0,23	
Coeficiente fuerza (CF)	2,49	
Coeficiente exposición (Kz)	1,64	
Presión de velocidad (qz)	1314,34	Pa
Momento de volteo tramo	54405,83	kg-m
Momento de volteo tramo	4374,71	N
F para uves	3316,40	N
F para diagonales	1672,42	N

Tabla A- 12 Cálculo en antena microonda

Antena microondas paraboloide			
Altura	58,00	48,00	m
Tramo	10,00	8,00	
Numero de antenas	1,00	1,00	
Diámetro	2,40	2,40	m
Angulo de incidencia	60,00	60,00	
Coeficiente de fuerza (CA)	0,80	0,80	
Factor de ráfaga (GH)	1,12	1,13	
Coeficiente de exposición (Kz)	1,65	1,57	
Presión de velocidad (qz)	1320,88	1251,36	Pa
Área proyectada accesorio (Ac)	4,52	4,52	m ²
Carga de viento de diseño (Fc)	5338,59	5115,52	N

Tabla A- 13 Cálculo en antena celular

Antenas Celulares		
Altura	60,00	m
Tramo	10,00	
Coeficiente de fuerza (CA)	1,40	
Factor de ráfaga (GH)	1,11	
Coeficiente de exposición (Kz)	1,67	
Presión de velocidad (qz)	1333,74	Pa
Área proyectada accesorio (Ac)	0,72	m ²
Carga de viento de diseño (Fc)	1498,35	N

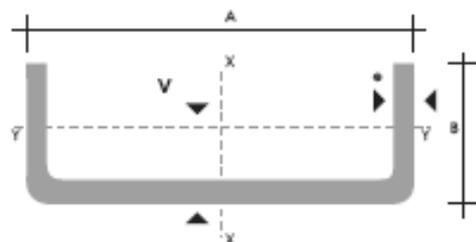
ANEXO B
PERFILES UTILIZADOS CATALOGO
DIPAC

PERFILES ESTRUCTURALES

GANALES "U"

Especificaciones Generales

Norma	INEN 1 623: 2000
Otras calidades	Previa consulta
Largo normal	6mts
Otros largos	Previa consulta
Espesores	Desde 1.5mm hasta 12mm
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa consulta

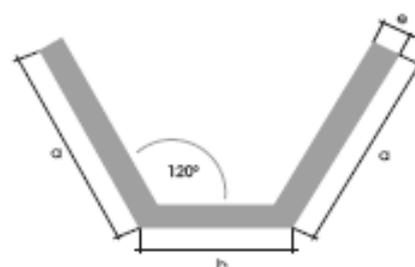


DIMENSIONES			PESOS			TIPOS						
A	B	e	6 metros	1 metro	SECCION	EJE X-X			EJE Y-Y			
mm	mm	mm	kg	kg	cm ²	I	W	I	I	W	I	x
						cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm
40	25	2	7.86	1.31	1.67	4.20	2.10	1.59	1.06	0.62	0.80	0.79
50	25	2	8.82	1.47	1.87	7.06	2.83	1.94	1.13	0.63	0.78	0.72
50	25	3	12.72	2.12	2.70	9.70	3.88	1.89	1.57	0.91	0.76	0.77
60	30	2	10.62	1.77	2.26	12.50	4.16	2.35	2.00	0.93	0.94	0.85
60	30	3	15.54	2.59	3.30	17.50	5.85	2.31	2.84	1.34	0.93	0.89
60	30	4	19.80	3.30	4.20	21.10	7.03	2.24	3.51	1.72	0.91	0.95
80	40	2	14.46	2.41	3.07	30.80	7.71	3.17	4.89	1.68	1.26	1.09
80	40	3	21.24	3.54	4.50	43.90	11.00	3.12	7.01	2.45	1.25	1.14
80	40	4	27.66	4.61	5.87	55.40	13.90	3.07	8.92	3.17	1.23	1.19
80	40	5	34.44	5.74	7.18	65.49	16.37	3.02	10.62	3.83	1.21	1.23
80	40	6	40.44	6.74	8.42	74.18	18.54	2.96	12.10	4.44	1.19	1.28
100	50	2	18.24	3.04	3.87	61.50	12.30	3.99	9.72	2.66	1.58	1.34
100	50	3	26.88	4.48	5.70	88.50	17.70	3.94	14.10	3.89	1.57	1.39
100	50	4	35.22	5.87	7.47	113.00	22.60	3.89	18.10	5.07	1.56	1.44
100	50	5	43.20	7.20	9.18	135.00	27.10	3.84	21.80	6.19	1.53	1.48
100	50	6	51.96	8.66	10.82	155.26	31.05	3.79	25.14	7.24	1.52	1.53
100	60	4	38.28	6.38	8.13	128.00	25.60	3.97	29.70	7.17	1.91	1.86
100	60	5	46.86	7.81	9.95	152.00	30.50	3.91	35.70	8.76	1.90	1.92
100	60	6	57.72	9.62	12.02	181.80	36.36	3.89	42.25	10.38	1.87	1.93
100	60	8	74.40	12.40	15.50	22.60	44.52	3.78	52.47	13.32	1.83	2.06
125	50	2	20.58	3.43	4.37	103.60	16.50	4.86	10.40	2.74	1.54	1.20
125	50	3	30.42	5.07	6.45	149.00	23.90	4.81	15.10	4.02	1.53	1.24
125	50	4	39.90	6.65	8.47	192.00	30.70	4.76	19.40	5.24	1.51	1.29
125	50	5	49.14	8.19	10.40	231.00	37.00	4.71	23.40	6.40	1.50	1.34
125	50	6	59.16	9.86	12.32	266.00	42.67	4.65	27.19	7.51	1.48	1.38
125	60	5	53.82	8.97	11.43	266.98	42.71	4.83	39.36	9.15	1.86	1.70
125	60	6	64.92	10.82	13.52	309.25	49.48	4.78	45.85	10.78	1.84	1.75
125	60	8	84.00	14.00	17.50	383.34	61.33	4.68	57.30	13.94	1.80	1.81
125	80	6	76.44	12.74	15.92	394.28	63.08	4.97	102.94	19.10	2.54	2.61
125	80	8	99.30	16.55	20.69	493.02	78.88	4.88	130.27	24.30	2.50	2.64
125	80	10	120.96	20.16	25.21	576.62	92.25	4.78	154.19	29.31	2.47	2.74
150	50	2	22.92	3.82	4.87	159.00	21.10	5.71	10.90	2.80	1.50	1.09
150	50	3	33.96	5.66	7.20	230.00	30.70	5.65	15.90	4.11	1.49	1.13
150	50	4	44.64	7.44	9.47	297.00	39.60	5.60	20.50	5.36	1.47	1.17
150	50	5	55.02	9.17	11.70	359.00	47.90	5.55	24.80	6.55	1.46	1.22
150	50	6	66.36	11.06	13.82	416.69	55.55	5.49	28.80	7.70	1.44	1.26
150	60	5	59.70	9.95	12.68	441.85	54.91	5.7	41.72	9.40	1.81	1.56
150	60	6	72.12	12.02	15.02	478.93	63.85	5.64	48.70	11.07	1.80	1.60
150	60	8	93.60	15.60	19.50	598.74	79.83	5.54	61.15	14.35	1.77	1.74
150	80	6	83.64	13.94	17.42	603.42	80.45	5.88	109.91	19.73	2.51	2.43
150	80	8	108.90	18.15	22.69	760.23	101.36	5.78	139.53	25.09	2.47	2.44
150	80	10	132.96	22.16	27.71	896.29	119.50	5.68	165.85	30.37	2.44	2.54

PERFILES ESTRUCTURALES CANALES UV

Especificaciones Generales

Otras cualidades	Previa consulta
Largo normal	6mts
Otros largos	
Esesores	DESDE 1.5mm hasta 12mm
Acabados	Natural
Otro acabado	Previa consulta

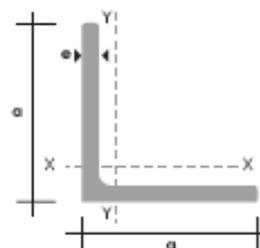


PERFIL TIPO	DIMENSIONES			PESO Kg/m	AREA cm ²
	mm				
	a	b	e		
UV 1	60	60	6	8.48	10.80
UV 2	75	50	6	9.42	12.00
UV 3	75	60	6	9.89	12.60
UV 4	100	60	6	12.25	15.60
UV 5	100	60	8	16.33	20.80
UV 6	100	70	8	16.96	21.60
UV 7	100	60	10	20.41	26.00
UV 8	120	70	10	24.34	31.00
UV 9	120	70	12	29.20	37.20
UV 10	150	80	12	35.80	45.60

PERFILES IMPORTADOS ANGULOS

Especificaciones Generales

Calidad	ASTM A 36 SAE 1008
Otras calidades	Previa Consulta
Largo normal	6,00 m
Otros largos	Previa Consulta
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa Consulta



DENOMINACION	DIMENSIONES		PESO		AREA
	mm		kg/m	kg/6m	cm ²
	a	e			
AL 20X2	20	2	0.60	3.62	0.76
AL 20X3	20	3	0.87	5.27	1.11
AL 25X2	25	2	0.75	4.56	0.96
AL 25X3	25	3	1.11	6.68	1.41
AL 25X4	25	4	1.45	8.75	1.84
AL 30X3	30	3	1.36	8.13	1.71
AL 30X4	30	4	1.77	10.63	2.24
AL 40X3	40	3	1.81	11.00	2.31
AL 40X4	40	4	2.39	14.34	3.04
AL 40X6	40	6	3.49	21.34	4.44
AL 50X3	50	3	2.29	13.85	2.91
AL 50X4	50	4	3.02	18.33	3.84
AL 50X6	50	6	4.43	26.58	5.64
AL 60X6	60	6	5.37	32.54	6.84
AL 60X8	60	8	7.09	42.54	9.03
AL 65X6	65	6	5.84	35.25	7.44
AL 70X6	70	6	6.32	38.28	8.05
AL 75X6	75	6	6.78	40.65	8.64
AL 75X8	75	8	8.92	54.18	11.36
AL 80X8	80	8	9.14	56.95	11.64
AL 100X6	100	6	9.14	56.95	11.64
AL 100X8	100	8	12.06	74.05	15.36
AL 100X10	100	10	15.04	90.21	19.15
AL 100X12	100	12	18.26	109.54	22.56

También en galvanizado e inoxidable

ANEXO C

CÁLCULO DE PROPIEDADES DE
PERFILES UVE Y ÁNGULO 50X6.

Tabla C- 1 Perfil UVE 160 x 10

I_x [mm ⁴]	1951,56
I_y [mm ⁴]	731,74
Área [mm ²]	38,00
r_x [mm]	7,17
r_y [mm]	4,39
Z_x [mm ³]	157,00
Z_y [mm ³]	108,00

Tabla C- 2 Perfil UVE 140 x 10

I_x [mm ⁴]	1472,75
I_y [mm ⁴]	527,76
Área [mm ²]	34,00
r_x [mm]	6,58
r_y [mm]	3,94
Z_x [mm ³]	120,62
Z_y [mm ³]	86,45

Tabla C- 3 Perfil UVE 120 x 10

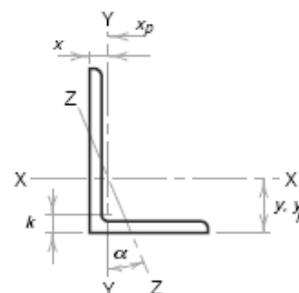
I_x [mm ⁴]	950,71
I_y [mm ⁴]	447,67
Área [mm ²]	30,00
r_x [mm]	5,63
r_y [mm]	3,86
Z_x [mm ³]	91,50
Z_y [mm ³]	74,61

Tabla C- 4 Perfil UVE 100 x 10

I_x [mm ⁴]	440,63
I_y [mm ⁴]	296,64
Área [mm ²]	20,80
r_x [mm]	4,60
r_y [mm]	3,78
Z_x [mm ³]	50,88
Z_y [mm ³]	38,04

ANGLES

Equal legs and unequal legs
Properties for designing



Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	I	S	r	x	Z	x_p	r	Tan α
in.	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.	in.	
L3×2½×½	1.30	0.744	0.722	0.750	1.35	0.417	0.520	0.667
⅜	1.04	0.581	0.736	0.706	1.05	0.320	0.522	0.676
⅝	0.898	0.494	0.744	0.683	0.889	0.270	0.525	0.680
¼	0.743	0.404	0.753	0.661	0.724	0.219	0.528	0.684
⅜	0.577	0.310	0.761	0.638	0.553	0.166	0.533	0.688
L3×2×½	0.672	0.474	0.546	0.583	0.891	0.375	0.428	0.414
⅜	0.543	0.371	0.559	0.539	0.684	0.289	0.430	0.428
⅝	0.470	0.317	0.567	0.516	0.577	0.244	0.432	0.435
¼	0.392	0.260	0.574	0.493	0.468	0.198	0.435	0.440
⅜	0.307	0.200	0.583	0.470	0.357	0.150	0.439	0.446
L2½×2½×½	1.23	0.724	0.739	0.806	1.31	0.450	0.487	1.000
⅜	0.984	0.566	0.753	0.762	1.02	0.347	0.487	1.000
⅝	0.849	0.482	0.761	0.740	0.869	0.293	0.489	1.000
¼	0.703	0.394	0.769	0.717	0.711	0.238	0.491	1.000
⅜	0.547	0.303	0.778	0.694	0.545	0.180	0.495	1.000
L2½×2×⅜	0.514	0.363	0.577	0.581	0.660	0.309	0.420	0.614
⅝	0.446	0.310	0.584	0.559	0.561	0.262	0.422	0.620
¼	0.372	0.254	0.592	0.537	0.457	0.213	0.424	0.626
⅜	0.291	0.196	0.600	0.514	0.350	0.162	0.427	0.631
L2×2×⅜	0.479	0.351	0.594	0.636	0.633	0.340	0.389	1.000
⅝	0.416	0.300	0.601	0.614	0.541	0.288	0.390	1.000
¼	0.348	0.247	0.609	0.592	0.445	0.234	0.391	1.000
⅜	0.272	0.190	0.617	0.569	0.343	0.179	0.394	1.000
⅝	0.190	0.131	0.626	0.546	0.235	0.121	0.398	1.000

ANEXO D
PLANOS DE TORRE AUTOSOPORTADA