

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO

FACULTAD INGENIERÍAS
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

Tesis previa a la obtención del Título de
Ingeniero Mecánico

**" DISEÑO Y SIMULACIÓN DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN
ELÉCTRICA TIPO AR2-C4"**

TOMO I

AUTORES:

David Santiago Almeida Prócel

y

Carlos Rubén López Rodríguez

DIRECTOR:

Ing. Enrique Fernando Larco Calvache

Quito, 03 de mayo del 2013.

Certifico que el presente trabajo, previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico ha sido realizado en su totalidad por los señores: David Santiago Almeida Prócel y Carlos Rubén López Rodríguez.

Los conceptos desarrollados, análisis, cálculos realizados, conclusiones y recomendaciones del presente trabajo son de exclusiva responsabilidad de los autores.

Ing. Enrique Fernando Larco Calvache
DIRECTOR DE TESIS

DECLARATORIA DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, David Santiago Almeida Prócel y Carlos Rubén López Rodríguez, declaramos bajo juramento que la investigación realizada es de nuestra autoría, que no ha sido previamente presentada y que se han consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en el presente documento.

A través de esta declaración, cedemos el derecho de propiedad intelectual correspondiente a este trabajo, a la Carrera de Ingeniería Mecánica de la Universidad Politécnica Salesiana, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y normatividad vigentes.

David Santiago Almeida Prócel

Carlos Rubén López Rodríguez

Quito, 03 de mayo del 2013

Dedicamos este proyecto de Tesis..

A Dios, que refresca y alegra nuestro espíritu, purifica nuestro corazón, ilumina nuestros poderes y permite de cada uno de nosotros resaltar toda su grandeza...

A nuestros padres por ser nuestra guía y refugio, por habernos enseñado que el éxito va de aquel que no retrocede ante las dificultades y que tras superarlas, el esfuerzo logra el más espléndido de los triunfos...

Carlos y David

Agradezco..

*A mi madre, por su ejemplo de superación,
sus enseñanzas, su apoyo en cada momento de mi
carrera y sobre todo por ser el ser más importante
de mi vida...*

*A mi padre (+), que a pesar, que su
partida fue muy rápida me enseñó la importancia
de luchar por cumplir los objetivos que siempre me
plantee...*

*A mis hermanos, Patricio y mis sobrinos,
personas que con su amor, bondad y consejos son el
complemento de mi vida...*

David Santiago.

Agradezco..

A mi madre por su entrega profunda a la realización de mis sueños, por su nobleza y amor, por enseñarme que la bondad y el cariño son el más grande regalo de Dios, por ser el preludio y el ocaso de todos los días de mi vida...

A mi padre por enseñarme el valor de la vida, del trabajo digno, el amor a la ingeniería y al servicio, por ser más allá de un amigo, por ser mi maestro...

Mis agradecimientos, a Hernando y Marina por toda su dedicación, ejemplo de vida...

Carlos Rubén.

RESUMEN.

Desde la aparición de la energía eléctrica, el mundo evoluciona a grandes pasos. Gran parte de la ingeniería se centra en producir, transportar y distribuir a los consumidores energía eléctrica. En las líneas de transmisión el diseñador estructural debe producir a bajo costo y alta seguridad soportes para el tendido eléctrico que atraviesa desde los centros de producción hasta los puntos de consumo.

El diseño de torres o armaduras de soporte son producto de análisis, conocimiento, comprensión, invención y producción.

Teniendo siempre en cuenta que las normas, y el sentido común, son la parte esencial de un buen juicio estructural, que produce buenos conceptos y excelentes diseños. Los programas de diseño confirman las teorías de estabilidad, resistencia y constructibilidad.

ABSTRACT.

Since the introduction of electricity, the world changes by leaps and bounds. Much engineering focuses on producing, transporting and distributing electricity to consumers, in electric transmission lines the structural designer must produce low cost and high security holders power lines crossing from the production centers to the consumption points.

The armor design or support towers are products of analysis, knowledge, understanding, invention and production.

Always mindful of the rules, and common sense, are the essential part of a structural judgment, which produces good concepts and excellent designs. Design programs confirm the theories of stability, strength and constructability.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

La demanda energética en el Ecuador se ve afectada en un aumento considerable, debido al crecimiento y mejora a la calidad de vida de los habitantes de las diferentes urbes e industrias.

Al 2013, el Ecuador se encuentra en un déficit energético alarmante que espera ser superado con el aumento de estaciones productoras de energía, tanto hidráulicas como térmicas, dando lugar a nuevas líneas de transmisión de potencia, desde las estaciones generadoras, a los centros de distribución y por último a los puntos de consumo.

Las interconexiones entre los sistemas están en aumento, a fin de mejorar la fiabilidad de consumo y por tal disminuir costos de producción. Se debe notar que dichas redes dependen de la potencia a transmitir, la cual, debe encajar a largo plazo en el sistema, así como proporcionar flexibilidad en operación ajustándose a los estándares de niveles de voltaje nacionales e internacionales.

En la actualidad el país importa energía eléctrica desde los países vecinos: Colombia y Perú, a fin de suplir su déficit y garantizar la demanda existente, por tal motivo es necesaria la interconexión Pasto - Quito, que de carácter urgente deberá alcanzar una transmisión a 230kV; entre los propósitos iniciales se encuentra la construcción de la línea de transmisión entre las subestaciones Santa Rosa y Pomasqui, a dicha potencia. Así, en el análisis y construcción de ingeniería es importante el diseño y fabricación de torres de soporte, entre las que se encuentra la torre AR2-C4.

JUSTIFICACIÓN.

El trazado de la línea de transmisión a 230 KV Santa Rosa – Pomasqui II, cruza los cantones Quito, Mejía y Rumiñahui, en la provincia de Pichincha, entre altitudes que van desde los 2200 a los 3100 metros sobre el nivel del mar, tendrá una longitud aproximada de 62 km y pasará por la parte oriental de la capital; a lo largo de este recorrido atraviesa poblaciones como: Uyumbicho, Píntag, Itulcachi, Pifo, Tumbaco, Puembo, Oyacoto y Calderón, por lo que es indispensable el análisis e ingeniería en todos los aspectos a razón de no afectar dichas comunidades.

La línea de transmisión será de doble circuito trifásico, con estructuras reticuladas auto-soportantes de acero galvanizado de alta resistencia, con 40 metros de altura en promedio.

Para el montaje de la línea se ha previsto utilizar cinco tipos de estructuras:

- SL2 torre de suspensión liviana.
- SP2 torre de suspensión pesada.
- AL2 torre de anclaje angular para ángulos de hasta 25°.
- **AR2 torre de anclaje y remate para ángulos mayores de hasta 70°.**
- AP2 torre de anclaje especial para ángulos de hasta 12°.

Así, en relación a la complejidad y alto grado de seguridad que debe tener la torre de llegada o remate, la misma que a su vez se utilizara como la de mayor tensión transversal para ángulos de hasta 70 ° denominada "AR2-C4" se analizará y diseñará bajo todos los parámetros técnicos de acuerdo a las normas existentes.

ALCANCE.

Este trabajo de investigación parte del reconocimiento del diseño estructural, bajo normas para estructuras de acero para transmisión eléctrica en las que se puede describir, se tomará en función de:

- AISC 360-05. (American Institute of steel construction). Para el diseño de perfiles y pernos estructurales.
- ASCE 10-97. (American Society of Civil Engineers). Para el pre diseño del sistema estructural que regula las torres de transmisión eléctrica y su llegada a la cimentación.
- ASTM. (American Society for Testing and materials). En función del código 123 para parámetros de elementos galvanizados, el código 325 para aplicación de pernos de alta resistencia y el código 572 para perfiles estructurales.

A partir de la concepción teórica se determinará la estructura prototipo, se seleccionará el material, se determinará el diseño de miembros estructurales, conexiones, empalmes, ángulos de anclaje y se comprobará bajo el análisis y diseño por computadora la aplicación de cargas y análisis de esfuerzos de los miembros estructurales, además del análisis de la ingeniería de detalle, planos de fabricación, planos de montaje y tratamientos superficiales (galvanizado).

Se utilizará los paquetes informáticos:

- SAP 2000 V14.2 (Computers and Structures, Ing).
- AUTO CAD 2010 (Autodesk).
- TEKLA STRUCTURES 16.0 (Constru Soft).

OBJETIVOS.

OBJETIVO GENERAL.

Diseñar y Simular una torre de transmisión eléctrica tipo AR2–C4.

OBJETIVOS ESPECIFICOS.

- Investigar y aplicar las normativas y parámetros de diseño para estructuras de transmisión eléctrica.
- Modelar la estructura AR2–C4 en el programa AUTOCAD 2010.
- Demostrar bajo la simulación de la estructura AR2-C4 en el programa SAP 2000 v14, la estabilidad de la estructura bajo los parámetros de carga y esfuerzo.
- Dar a conocer el detalle de la ingeniería de los elementos que conforman la estructura.
- Elaborar el plano estructural, planos de detalle de ingeniería .
- Establecer el costo de la estructura AR2-C4.

HIPÓTESIS.

HIPÓTESIS GENERAL.

"La optimización del diseño de torres de transmisión eléctrica, dependerán del tipo de arriostramiento y geometría general adoptada".

HIPÓTESIS ESPECÍFICAS.

- La torre de transmisión eléctrica depende en su diseño de la estabilidad que se la proporciona.
- La disminución de peso de la torre de transmisión eléctrica para dar un diseño efectivo dependerá de las aperturas de base y cuello adoptadas.

ÍNDICE GENERAL.

RESUMEN.....	I
ABSTRACT.....	I
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	II
JUSTIFICACIÓN.....	III
ALCANCE.....	IV
OBJETIVOS.....	V
HIPÓTESIS.....	VI
SIMBOLOGÍA.....	VII
GLOSARIO.....	XI
INTRODUCCIÓN.....	XX
 CAPÍTULO I	
GENERALIDADES Y PARÁMETROS PRELIMINARES.....	1
1.1 Antecedentes de la energía eléctrica en el Ecuador.....	1
1.1.1 Expansión del sector eléctrico en el Ecuador.....	2
1.2 Disposiciones generales de una torre de transmisión eléctrica.....	3
1.2.1 Determinación de diseño por el material primario.....	5
1.2.2 Determinación de diseño por facilidad de construcción.....	7
1.2.3 Determinación de diseño por el anclaje.....	9
1.2.4 Determinación de diseño por mantenimiento.....	10
1.3 Estructuras metálicas en la transmisión de energía.....	11
1.3.1 Ventajas y desventajas de las torres de acero.....	11

1.4	Tipos de torres de transmisión eléctrica en acero.....	12
1.4.1	Según el uso dentro de la línea.....	12
1.4.1.1	Torres de suspensión.....	13
1.4.1.2	Torres de anclaje angular.....	14
1.4.1.3	Torres de retención y remate.....	15
1.4.2	Según el número de circuitos.....	16
1.4.3	Según la disposición de los circuitos.....	16
1.4.4	Según la geometría.....	16
1.5	Parámetros geométricos de diseño para una torre de acero.....	18
1.5.1	Configuración de una torre de acero piramidal auto soportada.....	18
1.5.1.1	Cúpula de la torre.....	19
1.5.1.2	Crucetas de la torre.....	19
1.5.1.3	Cabeza de la torre.....	19
1.5.1.4	Cuerpo piramidal.....	19
1.5.1.5	Patas de la torre.....	19
1.5.1.6	Extensiones de pata.....	20
1.5.1.7	Ángulo de anclaje.....	20
1.5.2	Determinación básica de la geometría.....	20
1.5.2.1	Distancia mínima permitida al suelo.....	22
1.5.2.2	Distancia mínima entre conductores.....	22
1.5.2.3	Distancia vertical entre el cable de tierra y el conductor superior.....	24
1.5.2.4	Determinación del ancho en la base.....	24
1.5.2.5	Consideración de la pendiente piramidal.....	25
1.5.2.6	Determinación de estabilidad de la torre.....	25
1.6	Determinación del peso aproximado de una torre de celosía de acero. ..	26
1.7	Cargas sobre las torres de transmisión eléctrica.....	29
1.7.1	Cargas producidas por la línea o de servicio.....	29
1.7.1.1	Cargas verticales.....	30
1.7.1.2	Cargas transversales.....	30
1.7.1.3	Cargas longitudinales.....	30
1.7.2	Cargas por efectos de la naturaleza.....	31
1.7.2.1	Carga de viento sobre la estructura.....	31

1.7.2.2	Cargas de sismo.	31
1.7.3	Cargas especiales.	31
1.7.3.1	Cargas de seguridad.	32
1.7.3.2	Cargas por Construcción y Mantenimiento.....	32
1.8	Factores de seguridad por cargas y deflexiones máximas.....	33
1.8.1	Deflexiones admisibles.	33
1.9	Consideraciones en el diseño en cuanto a cargas externas.....	34
1.9.1	Consideración en la carga transversal.	34
1.9.2	Consideración en la carga longitudinal.	36
1.9.3	Consideración en la carga vertical.	36
1.9.4	Consideraciones de roturas de los conductores.....	37
1.9.5	Consideraciones de la carga de viento sobre la estructura.	37
1.9.5.1	Disposiciones generales.	37
1.9.5.2	Procedimiento de análisis.....	38
1.9.5.3	Determinación de la velocidad básica del viento de diseño.....	38
1.9.5.4	Determinación de las categorías de exposición.	39
1.9.5.5	Determinación del coeficiente de presión dinámica.	39
1.9.5.6	Determinación de los efectos topográficos.	40
1.9.5.7	Determinación de las categorías topográficas.....	41
1.9.5.8	Determinación del factor topográfico.	43
1.9.5.9	Determinación del factor de ráfaga.	44
1.9.5.10	Determinación de la carga de viento de diseño.....	44
1.9.5.11	Determinación de la presión dinámica.	46
1.9.6	Consideraciones del sismo sobre la estructura.....	47
1.9.6.1	Disposiciones generales.	47
1.9.6.2	Consideraciones del Código Ecuatoriano de la construcción.	48
1.9.6.3	Filosofía de diseño sismo resistente.....	49
1.9.6.4	Selección de procedimiento de cálculo de fuerzas laterales.	49
1.9.6.5	Determinación de fuerzas sísmicas de diseño.....	49
1.9.6.6	Determinación del cortante basal de diseño.....	50
1.9.6.7	Determinación del factor de importancia.....	51
1.9.6.8	Determinación de la zona sísmica del Ecuador.....	52
1.9.6.9	Determinación de carga reactiva o peso de la estructura.	53

1.9.6.10	Determinación del efecto de amplificación de perfil de suelo.	53
1.9.6.11	Perfil de suelo.....	54
1.9.6.12	Determinación del factor de reducción de respuesta estructural... ..	55
1.9.6.13	Fuerzas sísmicas de Diseño.....	56
1.9.6.14	Determinación del período de vibración.	57
1.9.6.15	Determinación de la dirección de fuerzas sísmicas.....	57

CAPÍTULO II

PARAMETROS DE DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA TORRE AR2-C4. 58

2.1	Consideraciones de los sistemas estructurales.....	58
2.1.1	Tipos de sistemas estructurales metálicos.....	60
2.1.1.1	Sistemas formados por barras o armaduras.....	60
2.2	Principios generales de diseño de estructuras metálicas.	61
2.2.1	Funciones del diseñador estructural.	62
2.3	Requerimientos del diseño estructural.....	62
2.3.1	Seguridad.	62
2.3.2	Factibilidad.....	62
2.3.3	Costo.	63
2.4	Consideraciones geométricas específicas.	63
2.4.1	Consideración conceptual geométrica de los miembros.	63
2.4.2	Consideración por la importancia de los miembros.....	63
2.4.3	Consideración del ángulo incluido.....	65
2.4.4	Consideraciones por tipo de sistema de arriostramiento.....	65
2.4.4.1	Arriostramiento simple o en Z.	65
2.4.4.2	Arriostramiento Doble o sistema de Warren.....	66
2.4.4.3	Arriostramiento de Pratt.....	67
2.4.4.4	Arriostramiento tipo Portal.	68
2.5	Disposición de esfuerzos sometidos en sistemas de arriostramiento.	68
2.6	Consideraciones específicas del acero de diseño.	69
2.6.1	Propiedades del acero estructural.....	70
2.6.1.1	Ventajas del acero como material estructural.	70

2.6.1.2	Desventajas del acero como material estructural.	71
2.6.2	Consideraciones de esfuerzo-deformación del acero estructural.	72
2.6.3	Aceros estructurales modernos.	74
2.6.3.1	Tipos de aceros estructurales.	75
2.6.3.1.1	Aceros al carbono.	75
2.6.3.1.2	Aceros de alta resistencia y baja aleación.	75
2.6.3.2	Diferentes Aceros Estructurales.	76
2.6.3.3	Economía de los aceros de alta resistencia.	77
2.7	Consideración de tipos de perfiles en análisis.	78
2.7.1	Consideraciones de perfiles simples y armados.	79
2.7.1.1	Perfiles estructurales simples.	79
2.7.1.2	Miembros armados.	80
2.8	Generalidades del método de diseño.	81
2.8.1	Responsabilidad de especificaciones y códigos de construcción.	81
2.8.2	Tipos de métodos de diseño elástico y plástico.	81
2.9	Antecedentes de diseño con factores de carga y resistencia (LRFD).....	82
2.9.1	Factores de carga LRFD.	83
2.9.2	Factores de resistencia LRFD.	83
2.9.3	Magnitud de los factores de carga y resistencia.	84
2.9.4	Confiabilidad del método LRFD.	85
2.9.5	Ventajas del método LRFD.	85
2.10	Especificaciones "AISC 360-05" método "LRFD"	85
2.11	Parámetros de diseño de miembros solicitados a tensión.....	87
2.11.1	Selección de perfiles.	88
2.11.2	Límite de esbeltez de elementos a tracción.	88
2.11.3	Resistencia a la tracción.	89
2.11.4	Determinación de áreas sujetas a esfuerzos.	89
2.11.4.1	Área Bruta.	89
2.11.4.2	Área Neta.	90
2.11.4.3	Efecto de agujeros alternados.	92
2.11.4.4	Área Neta Efectiva.	92

2.11.5	Corte por tracción en los pasadores.	95
2.11.6	Resistencia de bloque de corte por tracción.	96
2.11.7	Miembros armados a tracción.	98
2.12	Parámetros de diseño de miembros solicitados a compresión.	99
2.12.1	Perfiles usados para miembros a compresión.	99
2.12.2	Fallas por miembros a compresión.	100
2.12.3	Esbeltez de miembros a compresión.	102
2.12.4	Resistencia de miembros a compresión.	108
2.12.5	Miembros armados sujetos a compresión.	111
2.12.6	Dimensionamiento de elementos armados.	112
2.13	Parámetros de diseño de miembros solicitados a flexión.	113
2.13.1	Resistencia en Flexión por Fluencia.	114
2.13.2	Resistencia en Pandeo Lateral-Torsional.	115
2.13.3	Resistencia en Pandeo Local de Ala.	116
2.14	Parámetros de diseño de miembros solicitados a corte.	117
2.14.1	Resistencia de corte nominal.	117
2.15	Parámetros de diseño de miembros solicitados a flexión y axial.	118
2.15.1	Resistencia de miembros a flexión y carga axial.	118
2.16	Parámetros de Pernos de alta resistencia.	119
2.16.1	Pernos de alta resistencia.	119
2.16.2	Ventajas de los pernos de alta resistencia.	120
2.16.3	Tipos de pernos de alta resistencia.	120
2.16.4	Tuercas para pernos de alta resistencia.	121
2.16.5	Arandelas para pernos de alta resistencia.	121
2.16.6	Dimensiones de pernos y tuercas de alta resistencia.	122
2.16.7	Longitudes de pernos.	123
2.16.8	Perforaciones para alojar pernos de alta resistencia.	124
2.16.9	Tipos de instalación de pernos de alta resistencia.	125
2.16.10	Precarga en pernos de alta resistencia.	126
2.16.11	Métodos para tensar los pernos de alta resistencia.	127
2.16.11.1	Método del giro de la tuerca.	127

2.16.11.2	Método de la llave calibrada.	129
2.16.11.3	Método de control de torque.	129
2.16.12	Relajación de pernos.	129
2.17	Parámetros geométricos de juntas apernadas.	130
2.17.1	Espaciamiento mínimo.	130
2.17.2	Distancia mínima al borde.	130
2.17.3	Distancia máxima a los bordes y espaciamento.	132
2.18	Diseño de conexiones simples de momento despreciable.	132
2.18.1	Excentricidades en juntas apernadas.	133
2.18.2	Transmisión de carga.	134
2.18.3	Tipos de conexiones.	135
2.18.3.1	Junta traslapada.	135
2.18.3.2	Junta a tope.	135
2.18.4	Fallas en juntas apernadas.	136
2.18.5	Resistencia de tracción y corte de pernos y partes roscadas.	137
2.18.6	Combinación de tracción y corte en conexiones tipo aplastamiento. ..	138
2.18.7	Resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos.	139
2.18.8	Pernos de alta resistencia en conexiones de deslizamiento crítico.	140
2.18.9	Tracción y Corte en conexiones de deslizamiento crítico.	141
2.19	Elementos involucrados de miembros y elementos conectados.	141
2.19.1	Resistencia de placas en tracción.	142
2.19.2	Resistencia de placas en corte.	142
2.19.3	Resistencia de aplastamiento de agujeros en placas.	143
2.19.4	Requisitos para las placas de conexión.	143
2.20	Parámetros de diseño del Stub o ángulo de anclaje.	144
2.20.1	Revisión del área mínima a la tensión actuante en el Stub.	145
2.20.2	Revisión de la resistencia de los conectores.	145
2.21	Consideraciones del proceso de galvanizado.	147
2.21.1	Preparación de la superficie.	147
2.21.1.1	Proceso de desengrase cáustico de limpieza.	148
2.21.1.2	Proceso de decapado.	148

2.21.1.3	Proceso de Galvanizado.....	148
2.21.2	Post-tratamiento.....	149
2.21.3	Otros sistemas de protección de corrosión.....	149
2.21.4	Especificaciones ASTM en Galvanizado.....	150
2.21.4.1	Requisitos ASTM A 123 / A 123M.....	151
2.21.4.2	Tipos de Inspección.....	152
2.22	Requerimientos de la torre AR2-C4.....	153
2.22.1	Descripción general del requerimiento.....	153
2.22.2	Condiciones generales.....	153
2.22.3	Requerimientos específicos de diseño estructural.....	153
2.22.4	Árbol de cargas torre AR2-C4.....	154
2.22.5	Casos de carga propuestos.....	154
2.22.5.1	Caso angular 1A.....	154
2.22.5.2	Caso angular 1B.....	156
2.22.5.3	Caso angular 1C.....	157
2.22.5.4	Caso angular 2.....	158
2.22.5.5	Caso terminal 1A.....	159
2.22.5.6	Caso terminal 1B.....	160
2.22.5.7	Caso terminal 2.....	161
2.22.6	Requerimiento de materiales, diseño, detalle y fabricación.....	162
2.22.7	Límites de longitud de los miembros.....	163
2.22.8	Requerimientos límites para los miembros y pernos.....	163
2.22.9	Requerimiento General de las conexiones.....	164
2.23	Análisis de cuerpo libre y estabilidad de la torre AR2-C4.....	165
2.24	Análisis de geometría, arriostramiento y modelos.....	173
2.24.1	Análisis de modelo 1.....	173
2.24.2	Análisis de modelo 2.....	174
2.24.3	Análisis de modelo 3.....	175
2.24.4	Análisis de modelo 4.....	177
2.24.5	Análisis de modelo 5.....	178
2.24.6	Análisis de modelo 6.....	179
2.24.7	Análisis de modelo 7.....	180

2.25	Análisis de fuerza global de viento sobre la torre.	181
2.26	Análisis de sismo en la torre.....	183
2.27	Análisis de material y preliminares de diseño AR2-C4.	184
2.28	Análisis de cálculo de perfiles de la torre AR2-C4.....	184
2.28.1	Análisis de la armadura parte cúpula.	185
2.29	Análisis de perfiles principales por Excel 2010.	195
2.30	Análisis de juntas principales.....	200
2.31	Análisis del Ángulo de anclaje.	201
2.32	Análisis de placas.	205
 CAPÍTULO III		
	PARÁMETROS DE SIMULACIÓN.	206
3.1	Métodos de análisis.	206
3.1.1	Método de geometría fija.	207
3.2	Antecedentes de SAP 2000.....	208
3.3	Aplicación de simulación en SAP 2000.	208
3.4	Estado de pre simulación.....	208
3.4.1	Definición de Modelo.	208
3.4.2	Definición de materiales.	209
3.4.3	Definición de perfiles.....	210
3.4.3.1	Definición de perfiles armados.	211
3.4.4	Definición de patrones de carga.	212
3.4.5	Definición de casos de carga.....	214
3.4.6	Definición de combinaciones de carga.	216
3.4.7	Definición de parámetros de juntas.....	216
3.4.8	Definición de parámetros de diseño.....	217
3.4.9	Selección de combinaciones de caga de diseño.	218
3.4.10	Determinación del modelo de simulación.....	219

3.4.11	Asignación de perfiles en el modelo de simulación.....	221
3.4.12	Asignación de restricciones y de liberación de momentos.	221
3.4.13	Asignación de fuerzas externas en los nodos de aplicación.....	222
3.4.14	Detalles de corrida del programa.	224
3.5	Estado de post simulación.	224
3.5.1	Verificación del radio de los perfiles.	224
3.5.2	Verificación del comportamiento del elemento.	225
3.5.3	Verificación de comportamientos diversos.....	227
3.5.4	Verificación de deformaciones.	227
3.5.5	Verificación del comportamiento de axiales, momentos y cortantes.....	228
3.5.6	Verificación de reacciones en la base.	229
3.5.7	Verificación de fuerzas axiales en el caso más crítico.....	230
3.5.8	Verificación de tablas de resultados.....	231
3.6	Antecedentes de TEKLA STRUCTURES.....	231
3.7	Aplicación de modelación en TEKLA Structures.....	232
3.7.1	Generación del entorno.	233
3.7.2	Generación de vistas de trabajo.....	234
3.7.3	Importación del modelo de trabajo.	235
3.7.4	Principios de sistemas de sujeción y perfiles.....	237
3.7.5	Aplicación de diversos tipos de macros.....	238
3.7.6	Metodología de aplicación de macros.....	239
3.7.7	Principios de juntas apernadas mediante macros.....	241
3.7.8	Principio de aplicación de placas de conexión.....	245
3.7.9	Principio de unión de perfiles consecutivos.....	248
3.7.10	Generación de planos.	250
3.7.11	Generación de viewer HTML TEKLA.	255
 CAPÍTULO IV		
COSTOS DE LA TORRE AR2 - C4		257
4.1	Importancia del análisis de costos de fabricación.....	257
4.2	Antecedentes de costos de fabricación.	257

4.2.1	Parámetros de los costos de fabricación.....	257
4.2.1.1	Características de los costos fijos.....	257
4.2.1.2	Características de los costos variables.	258
4.3	Costos directos.....	258
4.3.1	Materiales directos de producción.	258
4.3.2	Mano de obra directa de producción.....	258
4.3.3	Mano de obra directa de montaje.....	259
4.3.4	Costo directo de equipos o maquinaria.	259
4.4	Costos indirectos.	259
4.4.1	Costos de materiales indirectos.....	260
4.4.2	Mano de obra indirecta de producción.....	260
4.4.2.1	Costos del diseño.	260
4.5	Gastos indirectos.	260
4.6	Costo unitario.	261
4.7	Costo total del proyecto.	261
4.8	Determinación del tiempo de fabricación y montaje.	261
4.8.1	Hora Hombre.....	261
4.8.2	Hora máquina.....	262
4.8.3	Tipo de máquina.....	262
4.9	Cálculo de horas hombre/máquina	264
4.10	Rendimiento.....	265
4.11	Costos unitarios.	265
4.11.1	Costo unitario de materia prima directa.	265
4.11.2	Costo unitario de materia prima indirecta.....	266
4.11.3	Costo unitario de maquinaria.	266
4.11.4	Costos unitarios mano de obra directa.	266
4.11.5	Costo unitario mano de obra indirecta.....	266
4.11.6	Costo de transporte.....	266

4.11.7	Costo total unitario.....	267
4.11.8	Costo Total Torre AR2-C4.	267
4.12	Resultados de Costos de la torre AR2-C4.....	267
CAPITULO V		
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		270
5.1	Conclusiones	270
5.2	Recomendaciones	272
BIBLIOGRAFÍA.....		273
ANEXOS.....		274

ÍNDICE DE TABLAS.

TABLA Nº 1.1-1: CAPACIDAD SEGÚN EL TIPO DE GENERACIÓN ELÉCTRICA.....	2
TABLA Nº 1.5-1: DISTANCIAS MÍNIMAS ENTRE CONDUCTORES.	23
TABLA Nº 1.9-1: COEFICIENTES SEGÚN LA CATEGORÍA DE EXPOSICIÓN.	40
TABLA Nº 1.9-2: COEFICIENTES DE CATEGORÍA TOPOGRÁFICA.....	43
TABLA Nº 1.9-3: FACTORES DE DIRECCIÓN DEL VIENTO.....	44
TABLA Nº 1.9-4: FACTOR DE PROBABILIDAD DE LA DIRECCIÓN DEL VIENTO.	44
TABLA Nº 1.9-5: CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.	46
TABLA Nº 1.9-6: FACTORES DE IMPORTANCIA.....	47
TABLA Nº 1.9-7: DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.	51
TABLA Nº 1.9-8: VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA. .	52
TABLA Nº 1.9-9: TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO Fa (ZONA PERÍODOS CORTOS).....	54
TABLA Nº 1.9-10: CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO.	54
TABLA Nº 1.9-11: FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA.	55
TABLA Nº 2.6-1: TABLA DE DIFERENTES ACEROS ASTM.....	76
TABLA Nº 2.9-1: FACTORES DE RESISTENCIA CARACTERÍSTICOS.	84
TABLA Nº 2.11-1: FACTOR DE CORTE DIFERIDO U POR AISC-360-05.	94
TABLA Nº 2.12-1: RELACIONES ANCHO -ESPESOR A COMPRESIÓN POR AISC360-05.....	101
TABLA Nº 2.12-2: VALORES DE K PARA ESBELTEZ POR AISC-360-05.	103
TABLA Nº 2.12-3: VALORES DE ESBELTEZ POR ANSI/TIA 222-F.....	106
TABLA Nº 2.12-4: VALORES DE CURVAS DE ESBELTEZ POR ANSI/TIA 222-F.....	107
TABLA Nº 2.12-5: VALORES LIMITES DE ESFUERZO DE EULER POR AISC-360-05.....	109
TABLA Nº 2.13-1: FALLAS POR FLEXIÓN EN ÁNGULOS SIMPLES POR AISC-360-05.	113
TABLA Nº 2.16-1: DIMENSIONES ESTÁNDARES DE PERNOS Y TUERCAS.....	123
TABLA Nº 2.16-2: DIMENSIONES DE AGUJERO SEGÚN AISC-360-05.	124
TABLA Nº 2.16-3: PRE TENSION MÍNIMA DE PERNOS SEGÚN AISC-360-05.	127
TABLA Nº 2.17-1: DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE SEGÚN AISC-360-05.....	131
TABLA Nº 2.17-2: INCREMENTO A DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE SEGÚN AISC-360-05....	131
TABLA Nº 2.18-1: TENSIONES ADMISIBLES EN JUNTAS APERNADAS SEGÚN AISC-360-05.	137
TABLA Nº 2.21-1: ESPESOR DE REVESTIMIENTO DE MATERIAL.	151
TABLA Nº 2.21-2: GRADO DE ESPESOR DE REVESTIMIENTO.	152
TABLA Nº 2.22-1: TABLA DEL ACERO REQUERIDO CELEC TRANSELECTRIC.S.A	162
TABLA Nº 2.22-2: TABLA DE MATERIALES PARA PERNOS.	163
TABLA Nº 2.23-1: TABLA CASOS DE CUERPO LIBRE.....	165
TABLA Nº 2.24-1: TABLA DE RESUMEN DE MODELOS TIPO AR2-C4.....	181

TABLA N° 2.29-1: TABLA DE RESUMEN DE MODELOS TIPO AR2-C4.....	199
TABLA N° 2.30-1: TABLA CÁLCULO DE PERNOS AR2-C4.	201
TABLA N° 4.8-1: TIEMPOS DE PRODUCCIÓN TORRE AR2-C4 EN GEKA.	263
TABLA N° 4.8-2: CARACTERÍSTICAS GENERALES GEKA ALFA 500/250.....	263
TABLA N° 4.9-1: CÁLCULO DE HORAS MÁQUINA	264
TABLA N° 4.9-2: CÁLCULO DE HORAS HOMBRE	264
TABLA N° 4.9-3: HORAS TOTALES DE CONSTRUCCIÓN	264
TABLA N° 4.12-1: COSTOS UNITARIOS DE MATERIA PRIMA DIRECTA.	267
TABLA N° 4.12-2: COSTOS UNITARIOS DE MATERIA PRIMA INDIRECTA.	267
TABLA N° 4.12-3: COSTOS UNITARIOS DE MAQUINARIA.	268
TABLA N° 4.12-4: COSTOS UNITARIOS MANO DE OBRA DIRECTA.	268
TABLA N° 4.12-5: COSTOS UNITARIOS MANO DE OBRA INDIRECTA.	268
TABLA N° 4.12-6: COSTO DE TRANSPORTE.	269
TABLA N° 4.12-7: COSTO DIRECTO TOTAL UNITARIO.	269

ÍNDICE DE FIGURAS.

FIG. Nº 1.1-1: ÍNDICE DE CRECIMIENTO ENERGÉTICO ANUAL ECUATORIANO.	1
FIG. Nº 1.1-2: POTENCIAS DE CADA CENTRAL DE GENERACIÓN EN EL ECUADOR.....	3
FIG. Nº 1.2-1: TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.....	4
FIG. Nº 1.2-2: DIFERENTES DISPOSICIONES.	5
FIG. Nº 1.2-3: MODELOS SEGÚN EL MATERIAL.....	6
FIG. Nº 1.2-4: MODELOS SEGÚN EL MATERIAL II.	6
FIG. Nº 1.2-5: BANCO DE PRUEBA A TAMAÑO REAL.	7
FIG. Nº 1.2-6: USO DE HELICÓPTEROS EN MONTAJE DE TORRES.	8
FIG. Nº 1.2-7: PERFORACIÓN DE CIMENTACIONES PARA MONTAJE DE TORRES.	8
FIG. Nº 1.2-8: TORRE AUTO SOPORTADA EN ESCARPADOS.....	9
FIG. Nº 1.2-9: TORRE ATIRANTADA EN UNA LLANURA.	10
FIG. Nº 1.4-1: CLASIFICACIÓN DE LAS TORRES SEGÚN SU POSICIÓN EN LA LÍNEA.	13
FIG. Nº 1.4-2: TORRE DE SUSPENSIÓN.	14
FIG. Nº 1.4-3: TORRE DE ANCLAJE ANGULAR.	15
FIG. Nº 1.4-4: TORRES DE TRANSMISIÓN SEGÚN SU GEOMETRÍA.....	17
FIG. Nº 1.4-5: TORRES DE TRANSMISIÓN SEGÚN SU GEOMETRÍA.....	17
FIG. Nº 1.5-1: COMPONENTES DE LAS TORRES.....	18
FIG. Nº 1.5-2: DISTANCIAS RECOMENDADAS PARA LA GEOMETRÍA.....	21
FIG. Nº 1.5-3: CASOS PARA DETERMINAR EL ANCHO DE LA BASE.....	26
FIG. Nº 1.6-1: ARRIOSTRAMIENTOS INTERNOS TÍPICOS.....	27
FIG. Nº 1.6-2: COMPARACIÓN DE TAMAÑOS EN TORRES.....	28
FIG. Nº 1.7-1: TRAMOS COMBINADOS EN LÍNEAS DE TRANSMISIÓN.....	31
FIG. Nº 1.8-1: POSICIÓN DE LAS CRUCETAS.....	34
FIG. Nº 1.9-1: COMBINACIONES DE CARGAS.	35
FIG. Nº 1.9-2: CATEGORÍA TOPOGRÁFICA 1.	41
FIG. Nº 1.9-3: CATEGORÍA TOPOGRÁFICA 2.	41
FIG. Nº 1.9-4: CATEGORÍA TOPOGRÁFICA 3	42
FIG. Nº 1.9-5: CATEGORÍA TOPOGRÁFICA 4	42
FIG. Nº 1.9-6: ECUADOR, ZONAS SÍSMICAS.	53
FIG. Nº 2.1-1: TORRES DE CELOSÍA.....	59
FIG. Nº 2.4-1: PRINCIPALES ACUERDOS DE ARRIOSTRAMIENTO.....	64
FIG. Nº 2.4-2: ARRIOSTRAMIENTO SIMPLE O EN Z.....	65
FIG. Nº 2.4-3: ARRIOSTRAMIENTO SIMPLE CON ESCALONAMIENTO.....	66
FIG. Nº 2.4-4: ARRIOSTRAMIENTO DOBLE O SISTEMA DE WARREN.....	67
FIG. Nº 2.4-5: ARRIOSTRAMIENTO DE PRATT.....	67

FIG. Nº 2.4-6: ARRIOSTRAMIENTO TIPO PORTAL.....	68
FIG. Nº 2.5-1: SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO.....	69
FIG. Nº 2.6-1: DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACIÓN CARACTERÍSTICO DE UN ACERO.	73
FIG. Nº 2.6-2: CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN.....	74
FIG. Nº 2.6-3: CURVAS PRECIO VS ESBELTEZ.....	78
FIG. Nº 2.7-1: TIPOS DE MIEMBROS A TENSIÓN.....	81
FIG. Nº 2.11-1: SECCIÓN TRANSVERSAL DE ÁNGULOS.....	90
FIG. Nº 2.11-2: LÍNEA DE ÁREAS DE CORTE.....	91
FIG. Nº 2.11-3: GRAMIL Y PASO EN ÁNGULOS.....	91
FIG. Nº 2.11-4: GRAMILES RECOMENDADOS PARA ÁNGULOS.....	92
FIG. Nº 2.11-5: RETRASO EN CORTANTE PARA ÁNGULOS.....	93
FIG. Nº 2.11-6: DISTANCIA L TOMADA EN CUENTA EN U.....	94
FIG. Nº 2.11-7: RESISTENCIA EN EL CORTANTE POR TRACCIÓN DEL PASADOR.....	96
FIG. Nº 2.11-8: RESISTENCIA AL BLOQUE DE CORTE EN TRACCIÓN.....	97
FIG. Nº 2.11-9: PLANOS AL BLOQUE DE CORTE EN TRACCIÓN.....	98
FIG. Nº 2.11-10: FACTOR UBS EN TRACCIÓN UNIFORME.....	98
FIG. Nº 2.12-1: SECCIONES NORMALIZADAS A COMPRESIÓN.....	100
FIG. Nº 2.12-2: ESBELTEZ EN MIEMBROS DE CON DIFERENTES RESTRICCIONES.....	103
FIG. Nº 2.12-3: EJES PRINCIPALES DE UN UNA SECCIÓN ANGULAR.....	105
FIG. Nº 2.12-4: DIAGRAMA COMPRESIÓN-ESBELTEZ.....	108
FIG. Nº 2.16-1: PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.....	120
FIG. Nº 2.16-2: TIPOS DE PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.....	121
FIG. Nº 2.16-3: TUERCAS PARA PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.....	121
FIG. Nº 2.16-4: ARANDELAS PARA PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.....	122
FIG. Nº 2.16-5: DIMENSIONES DE PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.....	122
FIG. Nº 2.16-6: LONGITUD PARA LOS PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.....	123
FIG. Nº 2.16-7: SOBRE DIMENSIÓN PARA LOS PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.....	124
FIG. Nº 2.16-8: HOLGURA DE DESLIZAMIENTO EN PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.....	125
FIG. Nº 2.16-9: PRE CARGA EN PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.....	126
FIG. Nº 2.16-10: HOLGURA MODERADA EN PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.....	128
FIG. Nº 2.16-11: HOLGURA EXCESIVA EN PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.....	128
FIG. Nº 2.18-1: EXCENRICIDADES EN PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.....	133
FIG. Nº 2.18-2: TRANSMISIÓN DE CARGA EN PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.....	134
FIG. Nº 2.18-3: TIPOS DE FALLAS EN JUNTAS APERNADAS.....	136
FIG. Nº 2.20-1: ÁNGULO DE ANCLAJE.....	144
FIG. Nº 2.20-2: ÁNGULO DE CONEXIÓN O CLEAT.....	145
FIG. Nº 2.21-1: PROCESO DE GALVANIZADO.....	147

FIG. Nº 2.21-2: EL TANQUE DE DECAPADO.....	148
FIG. Nº 2.21-3: CUVA DE GALVANIZADO.	149
FIG. Nº 2.21-4: ESTRUCTURAS GALVANIZADAS.	150
FIG. Nº 2.22-1: CASO A1A.....	155
FIG. Nº 2.22-2: CASO A1B.	156
FIG. Nº 2.22-3: CASO A1C.	157
FIG. Nº 2.22-4: CASO A2.....	158
FIG. Nº 2.22-5: CASO T1A.	159
FIG. Nº 2.22-6: CASO T1B.....	160
FIG. Nº 2.22-7: CASO T2.	161
FIG. Nº 2.23-1: DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE.	167
FIG. Nº 2.23-2: PUNTOS DE ESTABILIDAD AR2-C4.	169
FIG. Nº 2.23-3: CENTRO DE ESTABILIDAD AR2-C4.....	170
FIG. Nº 2.23-4: BASE DE LA TORRE AR2-C4.	172
FIG. Nº 2.24-1: MODELO UNO AR2-C4.	174
FIG. Nº 2.24-2: MODELO DOS AR2-C4.	175
FIG. Nº 2.24-3: MODELO TRES AR2-C4.....	176
FIG. Nº 2.24-4: MODELO CUATRO AR2-C4.	177
FIG. Nº 2.24-5: MODELO CINCO AR2-C4.	178
FIG. Nº 2.24-6: MODELO SEIS AR2-C4.....	179
FIG. Nº 2.24-7: MODELO SIETE AR2-C4.....	180
FIG. Nº 2.28-1: ÁNGULO DE CÚPULA- AR2-C4.....	185
FIG. Nº 2.28-2: ARMADURA CÚPULA- AR2-C4.....	186
FIG. Nº 2.29-1: MAPA DE PERFILES- AR2-C4.....	196
FIG. Nº 2.29-2: PROGRAMA- AR2-C4 P1.	197
FIG. Nº 2.29-3: PROGRAMA- AR2-C4 P2.	198
FIG. Nº 2.29-4: PROGRAMA- AR2-C4 P3.	199
FIG. Nº 2.29-5: RESULTADO DE PERFILES- AR2-C4.	200
FIG. Nº 3.1-1: MÉTODOS DE SIMULACIÓN.	207
FIG. Nº 3.4-1: MODELOS DE SAP 2000.....	209
FIG. Nº 3.4-2: DEFINICIÓN DE MATERIAL POR SAP 2000	209
FIG. Nº 3.4-3: PROPIEDADES DEL A572 GR 50 POR SAP 2000.....	210
FIG. Nº 3.4-4: IMPORTACIÓN DE PERFILES ANGULARES POR SAP 2000.	211
FIG. Nº 3.4-5: GENERACIÓN DE SECCIONES ARMADAS POR SAP 2000.....	212
FIG. Nº 3.4-6: PATRONES DE CARGA SEGÚN SAP 2000.	213
FIG. Nº 3.4-7: PATRÓN LATERAL DE CARGA DE SISMO SEGÚN SAP 2000.	213
FIG. Nº 3.4-8: PATRÓN LATERAL DE CARGA DE VIENTO SEGÚN SAP 2000.	214

FIG. Nº 3.4-9: DEFINICIÓN DE CASOS DE CARGA SEGÚN SAP 2000.....	215
FIG. Nº 3.4-10: APLICACIÓN DE CASOS DE CARGA SEGÚN SAP 2000.	215
FIG. Nº 3.4-11: DEFINICIÓN DE COMBINACIONES SEGÚN SAP 2000	216
FIG. Nº 3.4-12: DEFINICIÓN DE PARÁMETROS DE JUNTA SEGÚN SAP 2000.	217
FIG. Nº 3.4-13: DEFINICIÓN DE PARÁMETROS DE DISEÑO SEGÚN SAP 2000.....	218
FIG. Nº 3.4-14: SELECCIÓN DE COMBOS DE DISEÑO SEGÚN SAP 2000.....	219
FIG. Nº 3.4-15: DETERMINACIÓN DE MODELO POR A-CAD 2010.	220
FIG. Nº 3.4-16: IMPORTACIÓN DE MODELO SEGÚN SAP 2000.....	220
FIG. Nº 3.4-17: ASIGNACIÓN DE PERFILES EN EL MODELO DE SIMULACIÓN.....	221
FIG. Nº 3.4-18: ASIGNACIÓN RESTRICCIONES Y LIBERACIÓN DE MOMENTOS.	222
FIG. Nº 3.4-19: ASIGNACIÓN CARGAS EXTERNAS EN LOS NODOS.	223
FIG. Nº 3.4-20: APLICACIÓN DE CARGAS SEGÚN SAP 2000.	223
FIG. Nº 3.4-21: CORRIDA DEL PROGRAMA SEGÚN SAP 2000.	224
FIG. Nº 3.5-1: VISUALIZACIÓN DE RADIOS DE TRABAJO SEGÚN SAP 2000.	225
FIG. Nº 3.5-2: COMPORTAMIENTO DEL ELEMENTO SEGÚN SAP 2000.....	226
FIG. Nº 3.5-3: VISUALIZACIÓN DE FALLAS SEGÚN SAP 2000.....	227
FIG. Nº 3.5-4: VISUALIZACIÓN DE DEFORMACIONES SEGÚN SAP 2000.	228
FIG. Nº 3.5-5: VISUALIZACIÓN AXIALES Y CORTANTES SEGÚN SAP 2000.	229
FIG. Nº 3.5-6: VISUALIZACIÓN DE REACCIONES EN LA BASE SEGÚN SAP 2000.	230
FIG. Nº 3.5-7: VISUALIZACIÓN FUERZAS AXIALES SEGÚN SAP 2000.....	230
FIG. Nº 3.5-8: VISUALIZACIÓN ANÁLISIS DE RESULTADOS SEGÚN SAP 2000.	231
FIG. Nº 3.7-1: VISUALIZACIÓN DE DETALLES DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.	233
FIG. Nº 3.7-2: GENERACIÓN DE MODELO EN TEKLA STRUCTURES.	234
FIG. Nº 3.7-3: GENERACIÓN DE VISTAS DE TRABAJO SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	235
FIG. Nº 3.7-4: IMPORTACIÓN DEL MALLADO A TEKLA STRUCTURES.....	236
FIG. Nº 3.7-5: DESIGNACIÓN DE PERFILES SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	237
FIG. Nº 3.7-6: BASE DE DATOS DE MACROS SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	238
FIG. Nº 3.7-7: DESPUNTE DE ÁNGULOS SEGÚN TEKLA STRUCTURES.....	239
FIG. Nº 3.7-8: PARÁMETROS DE DESPUNTE DE ÁNGULOS SEGÚN TEKLA STRUCTURES. ...	240
FIG. Nº 3.7-9: PARÁMETROS DE UNIÓN DE ÁNGULOS SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	241
FIG. Nº 3.7-10: DISTANCIAS DE UNIÓN SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	242
FIG. Nº 3.7-11: PARÁMETROS DE PERNOS SEGÚN TEKLA STRUCTURES.....	243
FIG. Nº 3.7-12: PARÁMETROS DE PLACAS DE UNIÓN SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	244
FIG. Nº 3.7-13: DISTANCIAS DE PERFILES A LA PLACA SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	245
FIG. Nº 3.7-14: DESPUNTES DE PERFILES SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	246
FIG. Nº 3.7-15: PARÁMETROS DE PERNOS PARA PLACAS SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	247
FIG. Nº 3.7-16: UNIÓN DE PERFILES CONSECUTIVOS SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	248

FIG. Nº 3.7-17: APLICACIÓN DE PARTES SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	249
FIG. Nº 3.7-18: APLICACIÓN DE PARTES SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	250
FIG. Nº 3.7-19: TORRE AR2-C4 MODELADA SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	251
FIG. Nº 3.7-20: ALERTA LEVE DE CONEXIÓN SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	252
FIG. Nº 3.7-21: DESIGNACIÓN DE NOMBRES DEL PERFIL SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	252
FIG. Nº 3.7-22: CONFIGURACIÓN DE NUMERACIÓN SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	253
FIG. Nº 3.7-23: GENERACIÓN DE PLANO DE MONTAJE SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	254
FIG. Nº 3.7-24: REVISIÓN DE PLANOS SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	255
FIG. Nº 3.7-25: GENERACIÓN DE ARCHIVO HTTP SEGÚN TEKLA STRUCTURES.	256
FIG. Nº 4.8-1: PRO GEKA CNC ALFA 500 SEDEMI SCC.....	263

ÍNDICE DE ECUACIONES.

EC. [1.5-1]: ALTURA DE UNA TORRE.	21
EC. [1.5-2]: ANCHO DE BASE PARA TORRES DE ANCLAJE.	24
EC. [1.5-3]: ANCHO DE BASE PARA TORRES DE SUSPENSIÓN.	24
EC. [1.6-1]: PESO ESTIMADO POR RYLE.	27
EC. [1.9-1]: COEFICIENTE DE PRESIÓN DINÁMICA.	39
EC. [1.9-2]: RANGO ADMISIBLE DE COEFICIENTE DE PRESIÓN DINÁMICA.	40
EC. [1.9-3]: FACTOR TOPOGRÁFICO.	43
EC. [1.9-4]: FACTOR DE REDUCCIÓN DE PENDIENTE.	43
EC. [1.9-5]: FACTOR RÁFAGA H EN METROS.	44
EC. [1.9-6]: FUERZA DE VIENTO DE DISEÑO.	45
EC. [1.9-7]: PRESIÓN DINÁMICA DEL VIENTO A ALTURA Z.	46
EC. [1.9-8]: CORTANTE BASAL DE DISEÑO.	50
EC. [1.9-9]: FUERZAS SÍSMICAS.	56
EC. [1.9-10]: COEFICIENTE DE PERIODO DE VIBRACIÓN.	57
EC. [1.9-11]: PERIODO DE VIBRACIÓN.	57
EC. [2.9-1]: ECUACIÓN BÁSICA LRFD.	83
EC. [2.11-1]: TRACCIÓN EN LA SECCIÓN BRUTA.	89
EC. [2.11-2]: FRACTURA EN TRACCIÓN EN LA SECCIÓN NETA.	89
EC. [2.11-3]: ÁREA NETA EFECTIVA.	93
EC. [2.11-4]: FACTOR DE REDUCCIÓN DE ÁREA NETA EFECTIVA.	95
EC. [2.11-5]: CORTE POR TRACCIÓN EN LOS PASADORES.	95
EC. [2.11-6]: ÁREA DE CORTE POR TRACCIÓN EN LOS PASADORES.	95
EC. [2.11-7]: RESISTENCIA AL BLOQUE DE CORTE POR TRACCIÓN.	97
EC. [2.12-1]: ESBELTEZ DE UNA SECCIÓN.	102
EC. [2.12-2]: CARGA DE EULER.	108
EC. [2.12-3]: RADIO DE GIRO.	109
EC. [2.12-4]: ESFUERZO DE EULER.	109
EC. [2.12-5]: RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.	110
EC. [2.12-6]: FUERZA PERMISIBLE A COMPRESIÓN.	110
EC. [2.12-7]: TENSIÓN DE PANDEO POR FLEXIÓN EN RANGO INELÁSTICO.	111
EC. [2.12-8]: TENSIÓN DE PANDEO POR FLEXIÓN EN RANGO ELÁSTICO.	111
EC. [2.12-9]: ESBELTEZ PARA MIEMBROS ARMADOS CON PERNOS DE APRIETE.	111
EC. [2.12-10]: ESBELTEZ PARA MIEMBROS ARMADOS CON PERNOS PRE TENSIONADOS.	111
EC. [2.13-1]: RESISTENCIA A LA FLEXIÓN.	114
EC. [2.13-2]: FLEXIÓN A FLUENCIA.	114

EC. [2.13-3]: MOMENTO DE PRIMERA FLUENCIA.	114
EC. [2.13-4]: MOMENTO RESISTENTE POR PANDEO LATERAL TORSIONAL 1.....	115
EC. [2.13-5]: MOMENTO RESISTENTE POR PANDEO LATERAL TORSIONAL 2.....	115
EC. [2.13-6]: MOMENTO DE PANDEO LATERAL TORSIONAL.....	115
EC. [2.13-7]: MOMENTO RESISTENTE POR PANDEO LOCAL DEL ALA.	116
EC. [2.14-1]: RESISTENCIA AL CORTE DE PERFILES.....	117
EC. [2.14-2]: FUERZA NOMINAL AL CORTE DE PERFILES.....	117
EC. [2.14-3]: ÁREA PROPENSA AL CORTE DE PERFILES.	117
EC. [2.15-1]: RESISTENCIA A LA COMBINACIÓN FLEXIÓN Y AXIAL.	119
EC. [2.18-1]: RESISTENCIA DE CORTE DE PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.	137
EC. [2.18-2]: RESISTENCIA DE CORTE POR EXCLUSIÓN DE ROSCA.....	138
EC. [2.18-3]: RESISTENCIA DE CORTE POR INCLUSIÓN DE ROSCA.....	138
EC. [2.18-4]: RESISTENCIA DE TRACCIÓN Y CORTE DE PERNOS.	138
EC. [2.18-5]: RESISTENCIA PERMISIBLE DE TRACCIÓN Y CORTE DE PERNOS.	138
EC. [2.18-6]: APLASTAMIENTO DE AGUJEROS POR DISEÑO.....	140
EC. [2.18-7]: APLASTAMIENTO DE AGUJEROS POR SEVICIALIDAD.....	140
EC. [2.18-8]: R DE PERNOS DE ALTA RESISTENCIA POR DESLIZAMIENTO CRÍTICO.....	140
EC. [2.18-9]: R A DESLIZAMIENTO CRITICO EN TRACCIÓN Y CORTE EN PERNOS.	141
EC. [2.19-1]: ÁREA NETA EFECTIVA PARA PLANCHAS DE EMPALME APERNADAS.	142
EC. [2.19-2]: R A FLUENCIA DE CORTE PARA PLANCHAS DE EMPALME APERNADAS.	142
EC. [2.19-3]: R AL CORTE POR FRACTURA PARA PLANCHAS DE EMPALME APERNADAS.....	142
EC. [2.19-4]: R POR APLASTAMIENTO DE AGUJEROS PARA PLACAS DE EMPALME.	143
EC. [2.20-1]: RESISTENCIA ÁREA MÍNIMA DEL ÁNGULO DE ANCLAJE.	145
EC. [2.20-2]: RESISTENCIA POR CORTANTE RESISTENTE DE LOS CONECTORES.	146
EC. [2.20-3]: NÚMERO DE CONECTORES.	146
EC. [4.10-1]: RENDIMIENTO CONSTANTE	265

ÍNDICE DE ANEXOS

Ver en TOMO I ANEXOS GENERALES

ANEXOS DEL CAPÍTULO I

Anexo N° 1-1: Mapa mundial de voltajes utilizados en transmisión de potencia.

Anexo N° 1-2: Tablas INHAMI.

Anexo N° 1-3: Mapa de velocidades de viento en el ecuador.

Anexo N° 1-4: Zona sísmica de acuerdo al sitio del ecuador.

Anexo N° 1-5: Árbol de cargas Torre AR2-C4.

ANEXOS DEL CAPÍTULO II

Anexo N° 2-1: Programa de comprobación de cálculo.

ANEXOS DEL CAPÍTULO III

Anexo N° 3-1: Disposiciones generales geométricas.

Anexo N° 3-2: Cargas de diseño aplicadas.

Anexo N° 3-3: Resultados carga Axial

Anexo N° 3-4: Resultados cargas de corte.

Anexo N° 3-5: Resultados de momentos.

Anexo N° 3-6: Resultados del diseño.

Anexo N° 3-7: Resultado de cargas en la base.

Anexo N° 3-8: Resultado de deflexiones.

Anexo N° 3-9: Resultado virtual.

Anexo N° 3-10: Reporte SAP 2000.

ANEXOS DEL CAPÍTULO IV

Anexo N° 4-2: Cotizaciones de materiales.

Anexo N° 4-3: Cotizaciones varias empresas.

Anexo N° 4-1: Estructuras ocupacionales para la remuneración mínima sectorial.

Anexo N° 4-2: Cotizaciones de materiales.

Anexo N° 4-3: Cotizaciones varias empresas.

Ver en TOMO II ANEXOS PLANOS

CONTINUACIÓN ANEXOS DEL CAPÍTULO III

Anexo N° 3-11: Lista de perfiles.

Anexo N° 3-12: Lista de pernos, arandelas y tuercas.

Anexo N° 3-13: Plano general de la torre AR2-C4.

Anexo N° 3-14: Planos de montaje de la Torre AR2-C4.

Anexo N° 3-15: Planos de taller de la Torre AR2-C4.

SIMBOLOGÍA.

a : Distancia entre conectores.

A : Distancia más corta desde el borde de la perforación del pasador hasta el borde del miembro.

A_b : Área del cuerpo no roscado del perno.

A_e : Área neta efectiva para perfiles y placas.

A_g : Área bruta del miembro.

A_{gv} : Área bruta solicitada a corte.

A_n : Área neta.

A_{nt} : Área neta solicitada a tracción.

A_{nv} : Área neta solicitada a corte.

A_{pb} : Área proyectada de apoyo.

A_{sf} : Área de corte por tracción en los pasadores.

A_w : Área propensa al corte.

A_r : Área del Stub mínima.

B : Ancho de la base en metros.

b : Ala del perfil.

b_o : Ancho en el cesto, nuca o cuello de la torre.

bc : Longitud del conector.

C_b : Factor de modificación por pandeo lateral-torsional

$C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$: Coeficiente para estructuras de acero sin arriostramientos.

d : Diámetro del pasador.

D_f y D_r : Dirección del viento indicada en la Tabla N° 1.1 1.

$D_u = 1.13$: multiplicador de la razón entre la pretensión media del perno instalado.

$(EPA)_s$: Área proyectada efectiva de la estructura de acuerdo.

E : Módulo de elasticidad del material.

f : Factor de atenuación dependiente de la altura indicado en la Tabla N° 1.9-2.

F_a : Tensión axial disponible en el punto considerado.

f_a : Tensión axial requerida en el punto considerado.

F_{as} : Efecto de amplificación de perfil de suelo.

F_{bw} , F_{bz} : Tensión de flexión disponible en el punto considerado.

f_{bw}, f_{bz} : Tensión de flexión requerida en el punto considerado.
 F_{cr} : Tensión de pandeo.
 F_e : Esfuerzo de Euler.
 F_l : Fuerza lateral aplicada a i de la estructura
 F_{nt} : Tensión de tracción nominal.
 F'_{nt} : Tensión de tracción nominal modificada para incluir los efectos de corte.
 F_{nv} : Tensión de corte nominal.
 F_{ST} : Fuerza de viento de diseño horizontal sobre la estructura en dirección del viento.
 F_u : Tensión última mínima especificada del tipo de acero utilizado.
 f_v : Tensión requerida de corte.
 F_x : Fuerza lateral aplicada en x de la estructura
 F_y : Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado.
 $f'c$: Resistencia del concreto.
 G_h : Factor de ráfaga de viento.
 H : Altura de una Torre.
 h : Distancia entre centroides de los componentes individuales.
 h_i : Altura i de la estructura
 h_n : Altura máxima de la edificación, medida desde la base de la estructura.
 h_{sc} : Factor de perforación.
 h_x : Altura del piso x de la estructura.
 $H1$: Distancia mínima permitida al suelo.
 $H2$: Altura de deflexión máxima o flecha del cable.
 $H3$: Espacio vertical entre los conductores.
 $H4$: Distancia vertical entre el cable de tierra y el conductor superior.
 I_s : Factor de importancia, de la estructura por efectos de sismo.
 I_v : Factor de importancia, de la estructura por efectos de viento.
 k : Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura.
 K : Factor de longitud efectiva.
 K_d : factor de probabilidad de la dirección del viento.
 K_e : Constante del terreno indicada en la Tabla N° 1.9-1.
 K_h : Factor de reducción dependiente de la altura.
 k_R : Constante que varía aproximadamente 0.0056 a 0.011.
 k_s : Combinación tracción y corte para pernos de alta resistencia.

K_t : Constante del terreno indicada en la Tabla N° 1.9-2.
 K_z : Coeficiente de presión dinámica.
 K_{zmin} : Rango admisible de coeficiente de presión dinámica.
 K_{zt} : Factor topográfico.
 l : Longitud de conexión.
 L : Longitud no arriostrada lateralmente del miembro
 L_c : Longitud de la unión en la dirección de la carga (distancia entre los centros de los orificios más externos o longitud de la soldadura en la dirección de la carga).
 L_d : Longitud del brazo transversal que se extiende más allá de la pata de la torre.
 M : Momento de vuelco sobre el nivel del suelo en toneladas-metros.
 M_e : Momento de pandeo elástico lateral-torsional.
 M_y : Momento de primera fluencia.
 Mn : Resistencia de flexión.
 N : Número de partes en altura de la estructura.
 N_s : Número de planos de deslizamiento.
 $Ncon$: Número de Conectores.
 O : Línea de cruce de la proyección de los montantes en la torre.
 O' : Resultante de todas las cargas que actúan en la torre.
 P : Cargas de compresión actuante por Euler.
 P_n : Fuerza permisible a compresión.
 Pv : Cortante resistente por conector.
 q_z : Presión dinámica.
 R : Factor de reducción de respuesta estructural.
 R_s : Radio de doblez, stub.
 r : Radio de Giro.
 r_1 : Radio de giro mínimo del componente individual.
 r_{ib} : Radio de giro del componente individual relativo a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del miembro.
 R_n : Resistencia nominal requerida en los diferentes casos de esfuerzo.
 R_u : Resistencia ultima requerida en los diferentes casos de esfuerzo.
 S_c : Módulo de la sección respecto a centro de gravedad.
 t : Espesor de ala del perfil.
 T : Periodo de vibración.

T_b : Tracción mínima del conector entregada.
 U : Factor de corte diferido.
 V : Cortante basal de diseño.
 V_s : Cortante resultante del stub.
 V_B : Cortante total en la base de la estructura.
 V_b : Velocidad básica del viento sin hielo.
 V_d : Velocidad básica del viento para la condición de carga investigada, m/s.
 V_n : Resistencia de corte nominal.
 V_x : Cortante total en el piso x de la estructura
 v_x : Cortante transversal en stub.
 v_y : Cortante longitudinal.
 W : Peso estimado por Ryle.
 w : Subíndice que indica flexión en torno al eje principal mayor.
 w_i : Peso aginado a i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.
 w_x : Peso aginado nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.
 x : Excentricidad de la unión .
 z_i : Altura sobre el nivel del terreno en la base de la estructura, para cálculo de viento.
 z : Subíndice que indica flexión en torno al eje principal menor.
 Z : Zona sísmica del Ecuador.
 z_g, α y K_{zmin} : Coeficientes según la categoría de exposición.
 α : Razón de separación = $h/2r_{ib}$
 μ : Coeficiente de deslizamiento promedio para superficies Clase A o B.
 U : Coeficiente de corte diferido.
 U_{bs} y U_{bc} : Coeficiente de reducción para bloque de corte.
 ϕ : Factor de resistencia.
 $\phi_b = 0.90$: Para resistencia a la flexión.
 $\phi_c = 0.90$: Para resistencia a la compresión.
 $\phi_{sf} = 0.75$: Para corte por tracción en los pasadores.
 $\phi_t = 0.90$ Factor de resistencia a Fluencia en tracción en la sección bruta y $\phi_t = 0.75$ por fractura en la sección Neta.
 $\phi_v = 0.90$: Para Resistencia al corte.
 ϕR_n : Resistencia de diseño.

GLOSARIO.

Acción inelástica: Deformación permanente en el material y que, por lo tanto, no desaparece cuando cesa la causa que lo ha producido.

Acero resistente a la corrosión atmosférica: Un tipo de acero estructural de alta resistencia y baja aleación que puede ser expuesto al medio ambiente normal (no marino) sin ningún tipo de pintura protectora.

Agarre, longitud de apriete: Espesor del material a través del cual pasa el perno.

Análisis de primer orden: Análisis estructural en el cual las condiciones de equilibrio se formulan sobre la estructura indeformada; los efectos de segundo orden son despreciables.

Análisis de segundo orden: Análisis estructural en el cual las condiciones de equilibrio se formulan considerando la estructura deformada; a menos que sea especificado de otra manera, los efectos de segundo orden incluyen los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$.

Análisis elástico: Análisis estructural basado en la hipótesis de que la estructura regresa a su geometría inicial cuando se retira la carga.

Análisis estructural: Determinación de las solicitaciones en los miembros y conexiones utilizando los principios de la mecánica estructural. Análisis estructural que toma en cuenta el comportamiento inelástico del material, incluye el análisis plástico.

Anchura efectiva: La anchura reducida de una plancha o losa suponiendo una distribución uniforme de tensiones que produce la misma respuesta que la sección real sometida a un estado complejo de tensiones.

Aplastamiento (cedencia local por compresión): Estado límite de cedencia local por compresión debido a la acción de aplastamiento de un miembro contra otro miembro o superficie.

Aplastamiento: En una conexión empernada, el estado límite de las fuerzas cortantes transmitidas por el perno a los elementos de conexión.

Área neta efectiva: Área neta modificada para tomar en cuenta el efecto del corte diferido.

Área neta: Área total reducida para tomar en cuenta el material retirado.

Arriostramiento lateral: Arriostramiento diagonal, muros estructurales o miembros equivalentes que proporcionan estabilidad lateral en el plano.

Arriostramiento diagonal: Miembros estructurales inclinados que en los pórticos arriostrados resisten primordialmente carga axial.

Capacidad de rotación: Es el incremento de rotación angular que un perfil dado es capaz de resistir ante una carga excesiva. La capacidad de rotación se define como la relación entre la rotación inelástica alcanzada y la rotación idealizada correspondiente a la primera cedencia.

Carga cíclica: Carga externa aplicada repetidamente y que puede solicitar en fatiga a la estructura.

Carga crítica: Carga a la cual un miembro perfectamente recto puede adoptar una de las dos posiciones de equilibrio, según lo determine un análisis teórico de estabilidad. En miembros en compresión (columna) puede permanecer recta o adoptar una posición flectada.

Carga de servicio: Carga con la cual se evalúa el estado límite de servicio.

Carga lateral: Carga actuando en dirección lateral, tal como los efectos producidos por el viento o el sismo.

Carga: Fuerza u otra acción que resulta del peso de los materiales de construcción de la edificación, el peso y la actividad de sus ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales y climáticos, movimientos diferenciales, o restricciones a los cambios dimensionales.

Cargas verticales, cargas gravitacionales o gravitatorias: Carga, tal como la producida por las cargas permanentes y variables, actuando hacia abajo.

Columna: Miembro estructural cuya principal función es resistir carga axial de compresión.

Combinaciones de cargas LRFD, hipótesis de solicitaciones LRFD: Combinaciones de las solicitaciones previstas en el código aplicable de edificaciones para el diseño según el método de los factores de carga y resistencia.

Conexión simple, conexión de corte: Conexión que transmite momentos flectores despreciables entre los miembros conectados.

Conexión tipo aplastamiento: Conexión empernada en la cual las fuerzas cortantes se transmiten por el aplastamiento de los pernos contra los elementos de conexión.

Conexión: Combinación de elementos estructurales y juntas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros.

Contra flecha: Curvatura introducida en una viga o viga de celosía en sentido contrario a la flecha producida por las cargas.

Corte horizontal: En una viga mixta, fuerza en el interfaz de las superficies de acero y concreto.

Corte térmico: Corte con gas, plasma o láser.

Corte, destaje, rebaje: Corte hecho en el ala de un miembro estructural para ajustarlo a la forma del miembro que interseca.

Curva de resistencia de columna: Una curva que expresa la relación entre la resistencia a carga axial de la columna en función de su relación de esbeltez.

Deslizamiento: En una conexión empernada, el estado límite referente al movimiento relativo de las partes conectadas previo a que se alcance la resistencia disponible de la conexión.

Desplazamiento lateral: El movimiento lateral de una estructura bajo la acción de las cargas laterales, las cargas verticales asimétricas o por las propiedades asimétricas de la estructura.

Dimensiones nominales: Designación o dimensiones teóricas, como las que se suministran en las tablas de propiedades de las secciones.

Distorsión de la rigidez: Rigidez flexional fuera del plano del alma.

Efecto de longitud: Consideración de la reducción en resistencia de un miembro basada en su longitud no arriostrada.

Efectos de segundo orden: Efecto de las cargas actuando en la configuración deformada de una estructura, incluye los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$.

Eje de gravedad, eje baricéntrico: Eje longitudinal a través del centro de gravedad de un miembro.

Eje débil: El eje menor principal de una sección transversal.

Eje fuerte: El eje principal mayor de una sección transversal.

Eje geométrico: Eje paralelo al alma, ala o lado de un angular.

Ejes principales: Son aquellos ejes perpendiculares que pasan por el centro de gravedad de una sección y respecto a los cuales sus momentos de inercia máximos y mínimos, siendo el producto de inercia para estos cero.

Elemento no rigidizado o atiesado: Elemento plano comprimido adyacente con elementos fuera del plano a lo largo de un borde paralelo en la dirección de la carga.

Elemento rigidizado o elemento atiesado: Elemento plano en compresión en cuyos extremos y fuera del plano se encuentran elementos paralelos a la dirección de carga.

Elementos secundarios: Elementos utilizados fundamentalmente para reducir la longitud no arriostrada de un elemento.

Empalme. La conexión entre dos miembros o elementos estructurales unidos en sus extremos para formar un solo miembro o elemento más largo.

Estabilidad: Condición que se alcanza al cargar un componente estructural, pórtico o estructura en la cual una ligera perturbación en las cargas o la geometría no produce grandes desplazamientos.

Estado límite: La situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto (estado límite de servicio) o de alcanzar el agotamiento de su capacidad resistente (estado límite de agotamiento resistente).

Factor de carga, factor de mayoración de las solicitaciones: Factor que considera las desviaciones de la carga real respecto a la carga nominal, las incertidumbres en el análisis que transforma las acciones en solicitaciones, y la probabilidad de que más de una carga extrema ocurra simultáneamente.

Factor de longitud efectiva: Factor, K , que modifica la longitud no arriostrada, L , para tomar en cuenta la configuración estructural y las condiciones de los extremos.

Factor de seguridad: Factor que toma en cuenta las desviaciones entre la resistencia real y la resistencia teórica, las desviaciones entre la carga real y la carga nominal, y las incertidumbres del análisis en la transformación de las cargas en solicitaciones, y del modo de falla y sus consecuencias.

Fatiga: Estado límite de inicio y crecimiento de fisuras y grietas resultantes de la aplicación repetida de cargas variables.

Flexión local: Estado límite para grandes deformaciones de un ala solicitada por una carga concentrada de tracción.

Fractura frágil: Clivaje abrupto con pequeña o ninguna deformación dúctil previa.

Fuerza: Resultante de la distribución de tensiones sobre un área predeterminada.

Gramil: Espaciamiento transversal medido centro a centro de conectores.

Inestabilidad: Estado límite que se alcanza al cargar un componente estructural, un pórtico o una estructura en la cual una ligera perturbación en las cargas o la geometría produce grandes desplazamientos.

Línea de acción: Línea paralela al eje longitudinal de un elemento que atraviesa el baricentro del grupo de pernos que conecta un elemento con otro.

Longitud efectiva: La longitud equivalente de una columna con la misma resistencia cuando se analiza con sus apoyos extremos articulados.

Longitud no arriostrada: Distancia entre puntos arriostrados de un miembro, medida entre los centros de gravedad de los miembros de arriostramiento.

Longitud no arriostrada: Longitud entre puntos de panel o nodos que proveen restricción, la cual puede variar según los diferentes planos de pandeo dependiendo del patrón de arriostramiento.

Método LRFD: Método de diseño por factores de carga y resistencia, método de diseño por cargas y resistencias mayoradas. Método de dimensionamiento de componentes estructurales tal que la resistencia de diseño iguale o exceda las solicitaciones de diseño provenientes de las combinaciones LRFD para cargas.

Momento de inercia efectiva: El momento de inercia de la sección transversal de un miembro que permanece bajo la combinación de tensiones residuales y tensiones aplicadas. Así mismo, el momento de inercia basado en las anchuras efectivas de los elementos que pandean localmente. También, el momento de inercia usado en el diseño de miembros de sección mixta con acción mixta parcial.

Pandeo en el plano: Dirección de pandeo considerada en el plano definido por la cara de una estructura de celosía.

Pandeo fuera del plano: Dirección de pandeo considerada normal a la cara de una estructura de celosía.

Pandeo respecto del eje débil: Dirección de pandeo considerada respecto del eje principal débil de un elemento.

Pandeo: Estado límite de cambio repentino en la geometría de una estructura o de cualquiera de sus componentes en condición de carga crítica.

Paso: Separación longitudinal medida centro a centro entre conectores consecutivos en una misma fila en la dirección de la fuerza que actúa en la conexión.

Puntos de panel: Ubicación de los ejes de las uniones de un elemento de arriostramiento a un puntal.

Radio de giro: Raíz cuadrada del momento de inercia respecto del eje de pandeo considerado dividida por el área de un elemento.

Relación de esbeltez efectiva: Relación de esbeltez modificada para tomar en cuenta la configuración estructural y las condiciones de los extremos a fin de calcular la resistencia a la compresión de diseño.

Relación de esbeltez: relación entre la longitud no arriostrada, L , y el correspondiente radio de giro, r .

Resistencia a la tracción (del material): Tensión máxima a la tracción que un material es capaz de sostener como lo define ASTM.

Resistencia a la tracción (del miembro): Máxima fuerza de tracción que un miembro es capaz de sostener.

Resistencia a la tracción mínima especificada: Límite inferior de la resistencia a tracción especificada para un material según lo define la ASTM.

Resistencia inelástica: Resistencia de una estructura o componente después que en suficientes ubicaciones se ha alcanzado la tensión de cedencia que define el estado límite de resistencia.

Ruptura por bloque de corte, colapso por rasgamiento: En una conexión, estado límite de ruptura por tracción en un plano y de cedencia por corte o ruptura por corte en el otro plano.

Ruptura por corte: Estado límite de ruptura (fractura) debido al corte.

Ruptura por tracción: Estado límite de ruptura (fractura) debido a la tracción.

Sección compacta: Sección transversal capaz de desarrollar totalmente la distribución de las tensiones plásticas y con una capacidad de rotación de aproximadamente tres antes de experimentar pandeo local.

Sección con elementos esbeltos: Sección transversal que posee elementos de placa con suficiente esbeltez como para que ocurra pandeo local en el rango elástico.

Sección no compacta: Sección que puede desarrollar tensiones cedentes en compresión antes de que ocurra el pandeo local, pero que no puede desarrollar una capacidad de rotación de tres.

Sistema estructural: Un ensamblaje de componentes capaces de resistir cargas unidas cuya unión suministrar interacción o interdependencia.

Superficie de contacto o de unión: Superficie de contacto de los elementos de conexión que transmiten una fuerza cortante.

Tensión admisible, esfuerzo admisible: La resistencia admisible dividida por la propiedad de la sección que corresponda, por ejemplo el módulo de sección o el área de la sección transversal.

Tensión de diseño, esfuerzo de diseño: Resistencia de diseño dividida por la adecuada propiedad de la sección, tal como el módulo de sección o el área de la sección transversal.

Tensión, esfuerzo: Fuerza por unidad de área causada por fuerza axial, momento corte o torsión.

Tensiones residuales: Son las tensiones remanentes en un miembro descargado después que ha sido producido. (Ejemplo de tales tensiones Incluyen, pero no están limitadas a, las inducidas como consecuencia de tratamientos térmicos, mecánicos o combinaciones de estos.

INTRODUCCIÓN.

Desde que aquel hombre llamado Thomas Alva Edison elevó el ingenio al mundo energético con la aparición del bombillo eléctrico en 1879 y a medida que las grandes urbes crecen y las industrias se desarrollan, requieren proveerse de gran cantidad de energía eléctrica, es entonces donde las ingenierías deben encontrar de una manera eficiente el suplir toda adversidad, hasta entregar a los consumidores sus requerimientos energéticos.

Con el pasar de los años se ha dado diversas formas de generación eléctrica, entre las que se encuentran la hidroeléctrica, la termoeléctrica, la geotérmica, la nuclear, y hoy por hoy se habla ya de la puesta en marcha en gran medida de las llamadas energías alternativas a base de combustibles no fósiles o de efectos naturales como el aire o el oleaje marino. Sin embargo, se ha encontrado que la mayoría de las mismas por seguridad y por efectos geográficos, suelen estar alejadas de los centros de consumo, es allí donde comienza el desarrollo de ingeniería de transportación eléctrica, muchos parámetros deben ser analizados para de tal manera reducir costos, disminuir pérdidas, y por tal mejorar la eficiencia, así como mantener altos grados de seguridad y no afectar tanto al medio ambiente como a las poblaciones.

El medio más eficiente que se ha encontrado es el aéreo, ya que a baja infraestructura proporciona alta eficiencia y seguridad, el mismo que consiste en la colocación de grandes torres o soportes a través del trazado de línea, a fin de conducir la energía eléctrica hasta los centros de consumo.

Las torres así se vuelven en estructuras de gran interés para la ingeniería ya que a base de su eficiencia se da el pilar fundamental para la transportación eléctrica, según se conoce su costo llega a implicar hasta un 40% del costo total de una línea de transmisión.

En cuanto a la eficiencia del desarrollo de las líneas de transmisión, se han encontrado tres factores fundamentales, el primero consistente en el desarrollo de ingeniería geográfica civil, a fin de conducir la línea de manera económica, donde se

habla de vanos efectivos, segundo en cuanto al desarrollo de ingeniería eléctrica, a fin de conducir la energía con la menor pérdida posible en cuanto a capacitancia y resistividad, y por último, el desarrollo de ingeniería mecánica estructural, a fin de generar las más económicas y eficientes torres.

El desarrollo de esta tesis se ha basado en primera instancia, en el reconocimiento de los requerimientos generales de las torres de transmisión eléctrica para su puesta en marcha, se ha identificado los parámetros geométricos y de estabilidad, a fin de dar a conocer cuán importante es el reconocimiento de los mismos, a favor de no incurrir en costos excesivos; se ha analizado los factores de carga a los que se ven involucradas dichas estructuras, así como un análisis de modelos para comprobar dichos parámetros y por consiguiente se ha diseñado la torre a raíz de los requerimientos de las diferentes normas, a fin de dar como resultado un diseño efectivo, basado en los esfuerzos estipulados críticos para las mismas y efectos colaterales como ambientales.

Es de interés, el proporcionar una guía práctica, más que conceptual, a fin de en gran medida demostrar las hipótesis establecidas y dar en conclusión la relevancia requerida al momento de diseñar estructuras como éstas.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES Y PARÁMETROS PRELIMINARES.

1.1 Antecedentes de la energía eléctrica en el Ecuador.

De 1970 al 2013, el Ecuador ha sufrido un cambio abrupto en cuanto al crecimiento de la demanda energética y el modo de generación, que en un principio se constituía en su mayoría por generación hidroeléctrica, cuando a 1976 la central hidroeléctrica Paute, empezó generando una potencia de 500 MW y a 1992, 1075 MW, que se sumaba a la central de Agoyán con 156 MW.¹

Mientras en 1991, el 73% de la electricidad provenía de fuentes hidroeléctricas y el 27% de termoeléctricas sin necesidad de interconexión, para el 2008, el 59% provino de fuentes hidroeléctricas, el 38% de termoeléctricas y el 3% de la interconexión, la caída en la generación de electricidad a base de esta energía renovable, ha ocasionado que se incurra en una generación ambientalmente más dañina y económicamente más costosa, debido a una falta de inversión y planificación eléctrica del país. (ver Fig. N° 1.1 1).

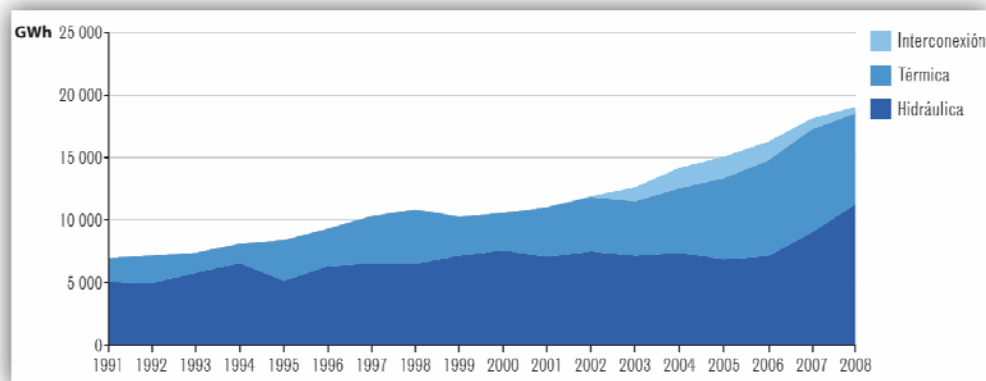


Fig. N° 1.1-1: Índice de crecimiento energético anual Ecuatoriano.

Fuente: CEDA (Centro Ecuatoriano de derecho ambiental).
Elaborado por: Autores.

¹ <http://www.google.com.ec>, CEDA (Centro Ecuatoriano de Derecho Ambiental) (Hacia una matriz energética diversificada en Ecuador).

Cabe notar que a partir de 1999, se empezó importando cerca de 24 GWh de energía, valor que creció a 500 GWh en 2008.²

En el 2005 con la instalación de paneles solares fotovoltaicos en localidades remotas y la instalación de turbinas eólicas en San Cristóbal, Galápagos, otras fuentes de energía aparecieron, sin embargo, el actual aporte de estas fuentes de energía renovable ni siquiera alcanza el 1% de la demanda actual.

Al 2011 la capacidad de generación de electricidad fue de 5204 MW, incluyendo el aporte de la interconexión.(Ver Tabla N° 1.1 1).

Tabla N° 1.1-1: Capacidad según el tipo de generación eléctrica.

Tipo de Central	Potencia Nominal (MW)	Potencia Efectiva (MW)
Hidráulica	2.056	2.031
Térmico MCI	1138	842
Térmico Gas	807	753
Térmico Vapor	553	443
Importación	650	240
Total General	5204	4309

Fuente: CEDA (Centro Ecuatoriano de derecho ambiental).
Elaborado por: Autores.

1.1.1 Expansión del sector eléctrico en el Ecuador.

Con la finalidad de cubrir la futura demanda de electricidad, el Plan Maestro propone algunos proyectos nuevos basados en una recuperación de energía hidroeléctrica, notando que ésta es mucho más limpia y económica. De ejecutarse estos proyectos puede contribuirse hasta con 4652 MW de potencia, basada principalmente en nuevas centrales hidroeléctricas y termoeléctricas, para un escenario de crecimiento de la demanda eléctrica hasta el 2020.

El 86% de la expansión planificada es de centrales hidroeléctricas. Esto se debe al gran potencial disponible en el Ecuador de este tipo de energía, pero también a que

² CASTRO Miguel; Hacia una matriz energética diversificada en Ecuador; pág. 66.

es una de las energías más desarrolladas comercialmente y con mayor cantidad de estudios y tecnología.³

De la nueva expansión, la tercera parte (32%) se centrará en la central hidroeléctrica, Coca Codo Sinclair (1500 MW). Las centrales hidroeléctricas asentadas en el régimen hidrológico amazónico ofrecerán el 68% de la potencia planificada de expansión hidroeléctrica al 2020 y 32% se encontrará en la vertiente pacífica. (Ver Fig. N° 1.1 2)⁴

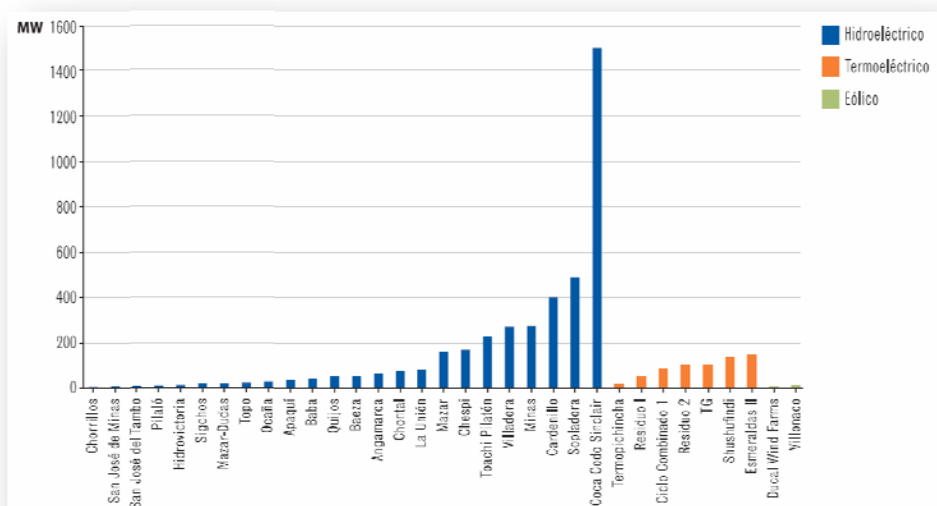


Fig. N° 1.1-2: Potencias de cada central de generación en el Ecuador.

Fuente: CEDA (Centro Ecuatoriano de derecho ambiental).
Elaborado por: Autores.

1.2 Disposiciones generales de una torre de transmisión eléctrica.

Una Torre de transmisión eléctrica sirve para el soporte de conductores aéreos en líneas de energía eléctrica. Se utilizan tanto en la distribución eléctrica de alta y baja tensión como en sistemas de corriente continua o alterna, pueden tener gran variedad de formas y tamaños en función del uso y del voltaje de la energía transportada. Los

³ CASTRO Miguel; Hacia una matriz energética diversificada en Ecuador; pág. 11.

⁴ CASTRO Miguel; Hacia una matriz energética diversificada en Ecuador; pág. 68.

rangos normales de altura se encuentran de 15 a 55 metros, aunque a veces pueden llegar a sobrepasar los 150 metros de altura.⁵ (Ver Fig. N° 1.2 1).



Fig. N° 1.2-1: Torres de Transmisión eléctrica.

Fuente: Transmission Structures
Elaborado por: Autores.

Además, las torres de transmisión tienen la función de mantener a los conductores de alta tensión separados de su entorno y el uno del otro. A mayor tensión requieren una mayor separación, debido al campo electromagnético. La transferencia no deseada de potencia entre un conductor y sus alrededores, es conocido como fallo a tierra y se producirá si la línea energizada entra en contacto directo con el entorno, o si ésta se acerca lo suficiente para que el arco pueda saltar la separación restante.

Un fallo puede ocurrir también entre los conductores, éste se conoce como de fase a fase, así la primera consideración de diseño es separar los conductores en la torre, entonces, se dirá que el potencial eléctrico define las dimensiones físicas básicas, incluyendo su altura.

Dadas estas dimensiones, el siguiente requisito de diseño es proporcionar la resistencia estructural necesaria para mantener dichas distancias bajo cargas producidas por los conductores, cargas de viento, carga de hielo y cargas sísmicas.

⁵ FANG. S.J., ROY. S., and KRAMER. J.; Transmission Structures; Boca Raton; 1999; cap. 15.

Por lo que, necesariamente la estructura debe cumplir estos requisitos al mínimo costo posible, lo que ha conducido a una amplia utilización de variantes en el diseño, que puede proporcionar una alta resistencia a los requisitos mínimos de material.⁶

Los costos de las estructuras generalmente representan del 30 al 40% del costo total de una línea de transmisión, por lo tanto, la selección de una estructura óptima se convierte en una parte esencial del diseño. El estudio de las estructuras por lo general determina el material más adecuado en base a las consideraciones de costo, construcción y mantenimiento, así como los efectos de campo eléctrico y magnético, en relación a las cargas de diseño.(Ver Fig. N° 1.2 2) ⁷



Fig. N° 1.2-2: Diferentes disposiciones.

Fuente: Transmission Structures
Elaborado por: Autores.

1.2.1 Determinación de diseño por el material primario.

Las estructuras de transmisión eléctrica se diseñan a fin de apoyar a los conductores de fase y de tierra. Las estructuras comúnmente utilizadas aplican a cualquier tipo de celosía o poste. Las torres de celosía se componen generalmente de acero. Los postes pueden ser de madera, acero u hormigón. (Ver Fig. N° 1.2 3, Fig. N° 1.2 4).

⁶ RYLE. P. J.; Steel Tower Economics; 1945; pág. 267.

⁷ MOLBURG. J.C., KAVICKY. J.A., and Picel. K.C.; The Design, Construction, and Operation of Long-Distance, High-Voltage Electricity Transmission Technologies; Argonne National Laboratory; 2007; pág 14.

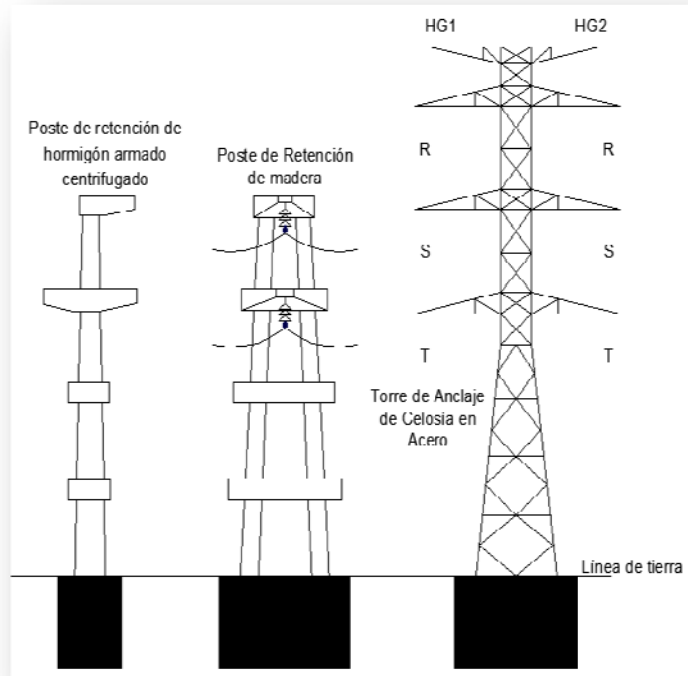


Fig. N° 1.2-3: Modelos según el material.

Fuente: Transmission Structures
Elaborado por: Autores.

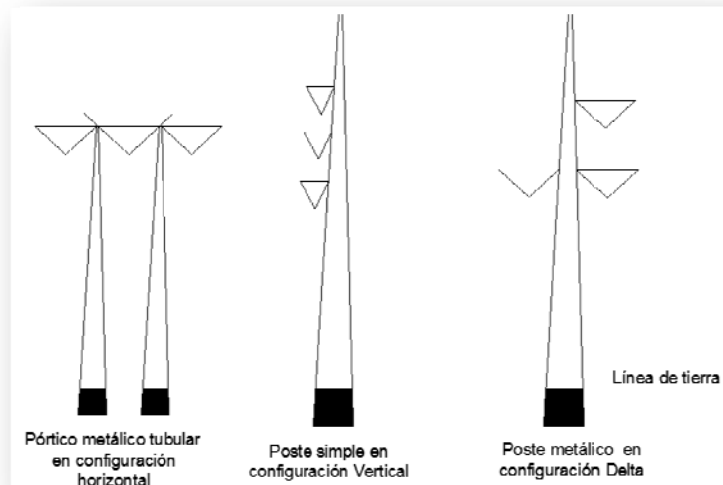


Fig. N° 1.2-4: Modelos según el material II.

Fuente: Transmission Structures
Elaborado por: Autores.

Al momento de elegir la estructura adecuada para cada necesidad, se ha encontrado que las estructuras tipo poste, deben utilizarse generalmente para tensiones menores a 60-kV y tramos relativamente cortos, dando entonces un diseño económico, no así en zonas con cargas climáticas altas y/o en las líneas de mayor voltaje con varios sub conductores por fase, donde las estructuras de madera o de hormigón no son tan adecuadas como las estructuras reticulares de acero, que son la opción más rentable en dichos casos. Conjuntamente, a mayores cargas longitudinales, en las torres de acero se pueden incluir criterios de diseño para cubrir diversas contingencias de desequilibrio de manera eficiente, para cualquier magnitud u orientación. La mayor complejidad de estas torres es que requieren típicamente que las pruebas de carga deban realizarse a escala real para asegurar que todos los miembros y conexiones han sido correctamente diseñados y fabricados.(Ver Fig. N° 1.2 5) ⁸



Fig. N° 1.2-5: Banco de prueba a tamaño real.

Fuente: SEDEMI SCC.
Elaborado por: Autores.

1.2.2 Determinación de diseño por facilidad de construcción.

La accesibilidad para la construcción de una línea, debe ser considerada al evaluar los tipos de estructuras. En terreno montañoso o en condiciones pantanosas se puede dificultar el acceso y el uso de helicóptero, puede ser necesario, además, que para minimizar impactos ambientales, algunas líneas se construyen sin caminos de acceso permanente.(Ver Fig. N° 1.2 6).

⁸ FANG. S.J., ROY. S., and KRAMER. J.; Transmission Structures; Boca Raton; 1999; cap. 15.



Fig. N° 1.2-6: Uso de Helicópteros en montaje de Torres.

Fuente: Transmission Structures.
Elaborado por: Autores.

La mayor parte de equipos para construcción de estructuras de acero pueden atravesar terrenos pantanosos moderados por el uso de vías temporales, más el transporte de hormigón para los cimientos a sitios remotos, aumentaría los costos destinados para la construcción. Las torres de celosía de acero, que normalmente se establecen sobre bases de hormigón representan costos por la excavación, relleno y compactación lo que a menudo es mayor que el costo de un eje perforado. (Ver Fig. N° 1.2 7) ⁹



Fig. N° 1.2-7: Perforación de cimentaciones para montaje de Torres.

Fuente: Transmission Structures.
Elaborado por: Autores.

⁹ MOLBURG. J.C., KAVICKY. J.A., and Picel. K.C.; The Design, Construction, and Operation of Long-Distance, High-Voltage Electricity Transmission Technologies; Argonne National Laboratory; 2007; pág. 25.

El acarreo de materiales para la estructura en el sitio también se debe considerar por constructibilidad. El transporte de los miembros de estructuras de hormigón que pesan por lo menos cinco veces más que los de otros tipos de estructuras será difícil e incrementará el costo de construcción de la línea. A medida que los equipos sean más pesados, se requerirá más viajes de material y más obras viales.¹⁰

1.2.3 Determinación de diseño por el anclaje.

Las torres de transmisión eléctrica pueden ser auto soportantes o atirantadas, se considera que en el caso de torres atirantadas disminuye costos, en cuanto disminuye material, más las cargas que estas pueden abarcar son relativamente pequeñas, por lo que, son más utilizadas en llanuras o a orillas del mar y para tramos entre torres relativamente cortos, por lo que, se han considerado hasta líneas de no más de 66kV.

Las torres auto soportantes permiten por el contrario, manejar cargas elevadas a fin de que su cimentación sea más estable, además, se considera que por efectos topográficos, dichas torres pueden ser colocadas en lugares escarpados sin ningún problema de estabilidad, no así, en torres atirantadas.(Ver Fig. N° 1.2 8 y Fig. N° 1.2 9) .



Fig. N° 1.2-8: Torre auto soportada en escarpados.

Fuente: Transmission Structures.
Elaborado por: Autores.

¹⁰ FANG. S.J., ROY. S., and KRAMER. J.; Transmission Structures; Boca Raton; 1999; cap. 15.

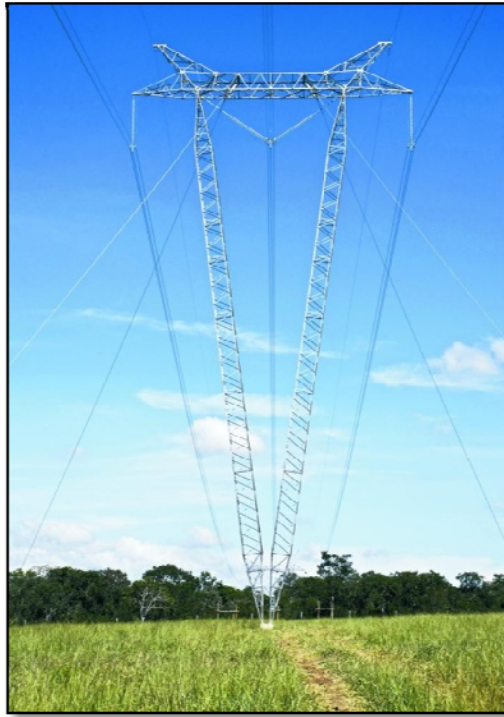


Fig. N° 1.2-9: Torre atirantada en una llanura.

Fuente: Transmission Structures.
Elaborado por: Autores.

1.2.4 Determinación de diseño por mantenimiento.

El mantenimiento de la línea generalmente es una función del material de la estructura. Las estructuras de hormigón requieren muy poco mantenimiento. En cuanto a las estructuras de acero requieren un acabado de galvanizado al caliente, para no destacar mayores problemas, donde apenas se necesita una inspección periódica y retoque, exceptuando los polos que requieren inspecciones más frecuentes y exhaustivas, para evaluar la condición en intemperie debido a la cavidad tubular más propensa a corrosión.

En cuanto a las estructuras de madera se puede decir que el problema de mantenimiento las degrada rápidamente si no son tratadas para dicho fin.¹¹

¹¹ FANG. S.J., ROY. S., and KRAMER. J.; Transmission Structures; Boca Raton; 1999; cap. 15.

1.3 Estructuras metálicas en la transmisión de energía.

Los metales que se emplean en estructuras son principalmente el acero ordinario, el acero de alta resistencia y el aluminio. El acero es un material estructural por excelencia para estructuras de grandes alturas, puesto que resuelve con éxito planteamientos estructurales, como soportar cargas con miembros de dimensiones reducidas y resistir momentos de vuelco, a fin de evitar movimientos debidos a la acción del viento.

En el caso de las torres de transmisión eléctrica, en el año 2003 se construyó en el paso del río Yangtze en China una torre de altura record de 346,5m, dejando atrás a la torre de paso por el río Orinoco en Venezuela que alcanzó en 1991 los 240m de altitud, siendo entonces la más alta del mundo¹².

1.3.1 Ventajas y desventajas de las torres de acero.

El empleo de acero tiene una serie de ventajas sobre otros materiales, que hace que las torres metálicas hoy en el mundo sean las más utilizadas, como:

- Facilidad de transporte: los elementos que conforman las torres, se transportan sueltos, ocupando poco espacio y facilitando su manejo.
- Fabricación inmediata: con diseños aprobados, el proceso de fabricación y galvanizado es muy rápido, para garantizar entregas oportunas.
- Rapidez de montaje: el ensamble con ángulos, placas y tornillos para conformar secciones, se realiza fácilmente y con muy poco personal y herramienta.
- Durabilidad: por ser galvanizadas en caliente, las torres ofrecen mayor duración, aún en las condiciones más desfavorables (zonas industriales, ambientes marinos).
- Menor peso: las torres son muy livianas y por consiguiente económicas. El bajo peso implica economía en sus cimentaciones.

¹² Transmisión de energía eléctrica (disponible en: [www. wikipedia.com](http://www.wikipedia.com) /Generalidades de torres de transmisión eléctrica consultado el 19 de octubre del 2012)

- Posibilidad de reemplazos parciales: fácil y rápido cambio de elementos estructurales, cuando las circunstancias lo requieren.
- Fácil acceso a sitios de montaje: los elementos que constituyen una torre son livianos y transportables en lomo de mula, hasta lugares que carecen de vías para acceso.
- Tienen elevada resistencia.
- Al demolerlas todavía conserva el valor residual del material, ya que éste es recuperable.

Si bien, se presentan algunas desventajas que obligan a tener ciertas precauciones al emplearlas. Las principales son:

- Son necesarios elementos adicionales para conseguir rigidez. (diagonales, nudos rígidos, paneles, etc.)
- La elevada resistencia del material origina problemas de esbeltez.
- Es necesario proteger las estructuras metálicas de la corrosión y del fuego.

1.4 Tipos de torres de transmisión eléctrica en acero.

Una vez que el tipo base de estructura se ha establecido, una familia de estructuras pueden ser diseñadas, basadas en la ruta de la línea y el tipo de terreno que esta atraviesa, así como los distintos estados de carga, a fin de resultar lo más económicas posible.¹³

1.4.1 Según el uso dentro de la línea.

Las torres se clasifican de acuerdo al uso independiente del número de conductores que se apoyan. Una torre tiene que soportar cargas que van desde tramos rectos hasta diversos ángulos de acuerdo a la topografía que atraviesa la línea. Para simplificar los diseños y garantizar economía y mantenimiento, los diseños se limitan generalmente a una familia de estructuras tipo estándar de la siguiente manera.(Ver Fig. N° 1.4 1).¹⁴

¹³ FANG. S.J., ROY. S., and KRAMER. J.; Transmission Structures; Boca Raton; 1999; cap. 15.

¹⁴ SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; Design of Steel Structures; cap. 7.

- Torres de Suspensión
- Torres de anclaje angular.
- Torres de retención y remate.

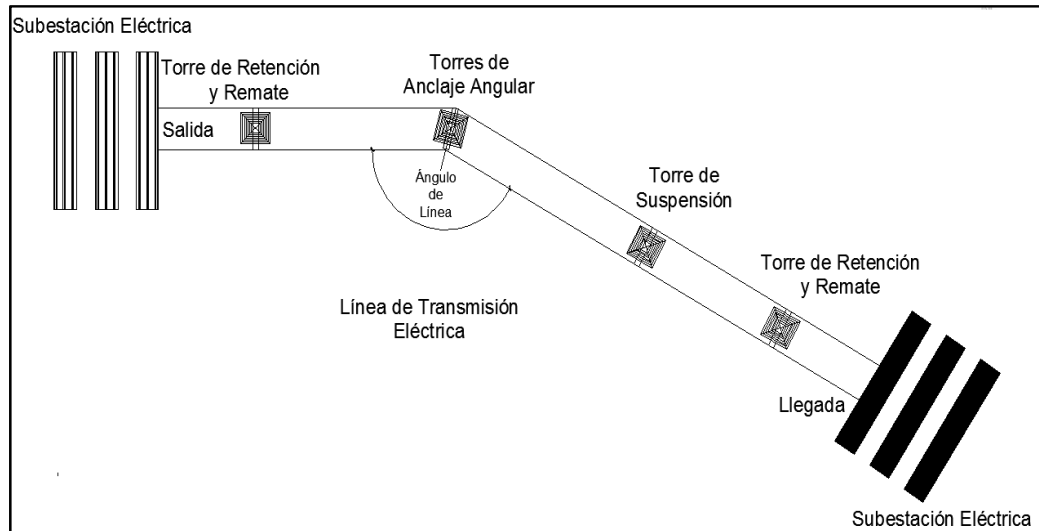


Fig. N° 1.4-1: Clasificación de las torres según su posición en la línea.

Fuente: Transmission Structures.
Elaborado por: Autores.

1.4.1.1 Torres de suspensión.

Las estructuras de suspensión se utilizan cuando la dirección de la línea es recta o tiene un ángulo de línea muy pequeño, por lo general no superior a 3° . El ángulo de la línea se define como ángulo de desviación en tramos adyacentes.

Si la línea de transmisión atraviesa relativamente terrenos sin rasgos distintivos, el 90% de la línea puede estar compuesta de este tipo de torre. Tomando en cuenta que estas son las más livianas al solo poseer cargas de sustentación, proporciona la mayor oportunidad para el ingeniero estructural de minimizar el peso total de acero requerido. (Ver Fig. N° 1.4 2).¹⁵

¹⁵ FANG. S.J., ROY. S. and KRAMER. J.; Transmission Structures; Boca Raton; 1999; cap. 15.



Fig. N° 1.4-2: Torre de suspensión.

Fuente: Transmission Structures.

Elaborado por: Autores.

1.4.1.2 Torres de anclaje angular.

Las torres angulares a veces llamadas torres de anclaje, se utilizan cuando la línea hace un ángulo horizontal de más de 3° , lo que lleva a resistir una carga transversal, producto de los componentes de la tensión inducida por este ángulo, además de las cargas conductoras habituales, son necesariamente más robustas que las torres de suspensión.

A menos que por las condiciones del lugar o por tensiones del conductor, las torres deben estar alineadas de modo que el eje de los brazos transversales forme la bisectriz del ángulo de los conductores.(Ver Fig. N° 1.4 3).

Las estructuras de anclaje angular comprenden usualmente un 50% a 60% de las estructuras en una línea de transmisión en zonas montañosas.



Fig. N° 1.4-3: Torre de anclaje angular.

Fuente: Design of Steel Structures.
Elaborado por: Autores.

Teóricamente, los diferentes ángulos de línea requieren torres diferentes, pero por economía la experiencia ha demostrado que con la siguiente gama de ángulos es adecuada la estandarización¹⁶:

- Ángulo liviano de 3 ° a 15°.
- Ángulo medio de 15 ° a 30°.
- Ángulo pesado de 30 ° a 60°.

1.4.1.3 Torres de retención y remate.

Cuando el ángulo de la línea supera los 60°, la práctica habitual es utilizar un diseño de tipo remate. Las estructuras de remate se diseñan para resistir el tiro de un lado del conductor, además de su uso para grandes ángulos, las estructuras de remate se utilizan como estructuras terminales o de seccionamiento para una larga línea que consta de estructuras de anclaje y suspensión. El seccionamiento proporciona una resistencia longitudinal a la línea y se recomienda generalmente cada 16 kilómetros.

¹⁶ SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; Design of Steel Structures; cap. 7.

1.4.2 Según el número de circuitos.

La mayoría de las líneas de alta tensión pueden ser:

- De simple circuito.
- De doble circuito.

Generalmente a una potencia mayor o igual a 400kv se transmite en simple circuito y en potencias menores en doble circuito, a raíz de efectos de economía.

El número de cables de tierra utilizados en la línea depende de las tormentas eléctricas en la zona, como de la importancia de la línea, a fin de garantizar funcionamiento óptimo, regularmente son uno o dos.¹⁷

1.4.3 Según la disposición de los circuitos.

La disposición de los circuitos es uno de los parámetros de importancia en la configuración de una torre debido a que limita su forma, y pueden ser:

- Torre en disposición horizontal.
- Torre en disposición vertical.
- Torre en disposición delta o triángulo.

1.4.4 Según la geometría.

Se ha notado que la eficiencia en el diseño se ha concentrado en 7 grandes grupos, dejando de lado la creatividad del diseñador, quien al momento de diseñar podrá manejar las variables geométricas.(Ver Fig. N° 1.4- 4 y Fig. N° 1.4-5)¹⁸

- Torres piramidales de base cuadrada y patas.
- Torres piramidales tipo mono bloque.
- Torres piramidales tipo mono bloque atirantadas.
- Torres piramidales y cabeza tipo cara de gato.

¹⁷ SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; Design of Steel Structures; cap. 7.

¹⁸ FANG. S.J., ROY. S. and KRAMER. J.; Transmission Structures; Boca Raton; 1999; cap. 15.

- Torres tipo delta con tirantes.
- Torres tipo delta con base piramidal y patas.
- Torres tipo pórtico.

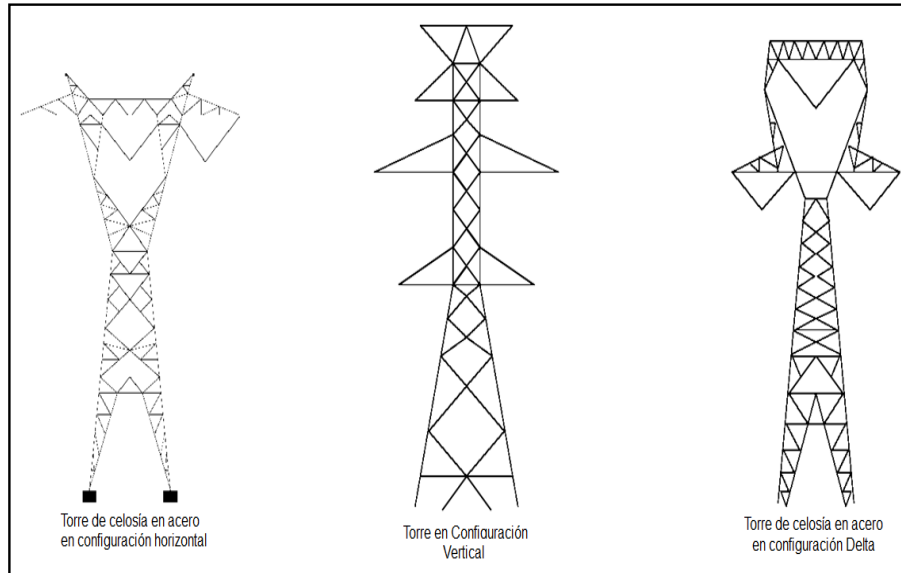


Fig. N° 1.4-4: Torres de Transmisión según su geometría.

Fuente: Design of Steel Structures.
Elaborado por: Autores.

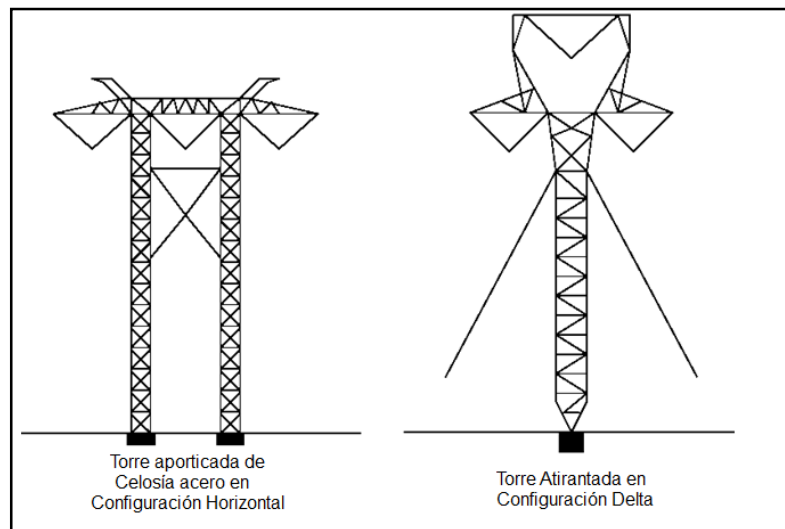


Fig. N° 1.4-5: Torres de Transmisión según su geometría.

Fuente: Design of Steel Structures.
Elaborado por: Autores.

1.5 Parámetros geométricos de diseño para una torre de acero.

1.5.1 Configuración de una torre de acero piramidal auto soportada.

En general las torres se componen de: (Ver Fig. N° 1.5 1).

- Cúpula.
- Crucetas.
- Cabeza.
- Cuerpo Piramidal.
- Patas.
- Extensiones.
- Ángulos de anclaje.

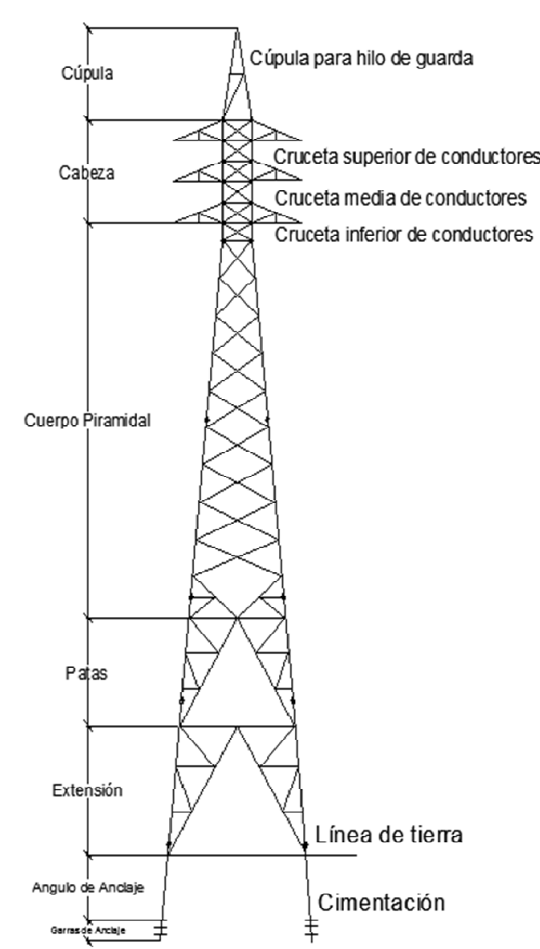


Fig. N° 1.5-1: Componentes de las Torres.

Fuente: Design of Steel Structures.

Elaborado por: Autores.

1.5.1.1 Cúpula de la torre.

Soporte donde se ancla el cable o los cables de guardia, generalmente viene a formar una viga en disposición horizontal en el caso de dos cables de guardia y una cúspide piramidal en el caso de un solo cable de guardia.¹⁹

1.5.1.2 Crucetas de la torre.

En todos los tipos de torres el conductor es apoyado en la cruceta o soporte, los que deben estar diseñados para las condiciones que producen los conductores sobre ellas, generalmente pueden ser de tipo triangular, rectangulares, o trapezoidales de acuerdo a la necesidad.

1.5.1.3 Cabeza de la torre.

Se denomina cabeza de la torre a la sección de la misma que soporta tanto las crucetas como la cúpula de guardia, en relación a que generalmente es la parte con menor sección transversal, generalmente se constituye por una columna de celosía constante en diferentes tramos, excepto en torres tipo cara de gato que por su configuración horizontal, presenta dos brazos inclinados.

1.5.1.4 Cuerpo piramidal.

Es la parte baja de la torre donde se debe transmitir las cargas a la cimentación y por tal utiliza una forma cónica truncada, debido a conceptos de estabilidad y economía, tomando en cuenta que el centro de gravedad de la misma ayudará a evitar el volcamiento.

1.5.1.5 Patas de la torre.

Es la última sección baja donde se acumula los esfuerzos en 4 puntos en el caso de torres de base cuadrada.

¹⁹ FANG. S.J., ROY. S. and KRAMER. J.; Transmission Structures; Boca Raton; 1999; cap. 15.

1.5.1.6 Extensiones de pata.

Son patas adicionales que se pueden ensamblar en la torre en caso de necesitarlas debido a fallas topográficas en el sitio, generalmente es responsabilidad del diseñador de la línea, el solicitarlas o no.

1.5.1.7 Ángulo de anclaje.

Es el ángulo de anclaje a la cimentación, el mismo que se debe diseñar de acuerdo a las especificaciones de la norma A.S.C.E (Sociedad Americana de Ingeniería Civil) ya que posee ciertas características para que se ancle a la cimentación con el fin de que el perfil propuesto tenga el anclaje suficiente para resistir las fuerzas de tensión y compresión a las que está sometida la estructura en la zona donde terminan las extensiones y termina el terreno para así dar comienzo a la cimentación, el ángulo posee lo que se llama ángulo de espera que es el perfil que llega a la cimentación y las garras que son perfiles L, sujetos al ángulo en espera y colocados de cierta manera para distribuir los esfuerzos a la cimentación.²⁰

1.5.2 Determinación básica de la geometría.

La geometría principal de una torre depende de:

- Altura determinada para aislar el conjunto.
- Distancias mínimas que deben mantenerse entre los conductores, y estos a la torre por seguridad.
- Ubicación del cable de tierra en relación a los conductores.
- Consideraciones del comportamiento dinámico de los conductores a situaciones adversas.
- Distancia mínima del conductor más bajo sobre el nivel del suelo.

El esquema de la torre está determinado esencialmente por tres factores: altura de la torre, ancho de la base, y el ancho en el cuerpo o cabeza superior.(Ver Fig. N° 1.5 2)

²⁰ SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; Design of Steel Structures; cap. 7.

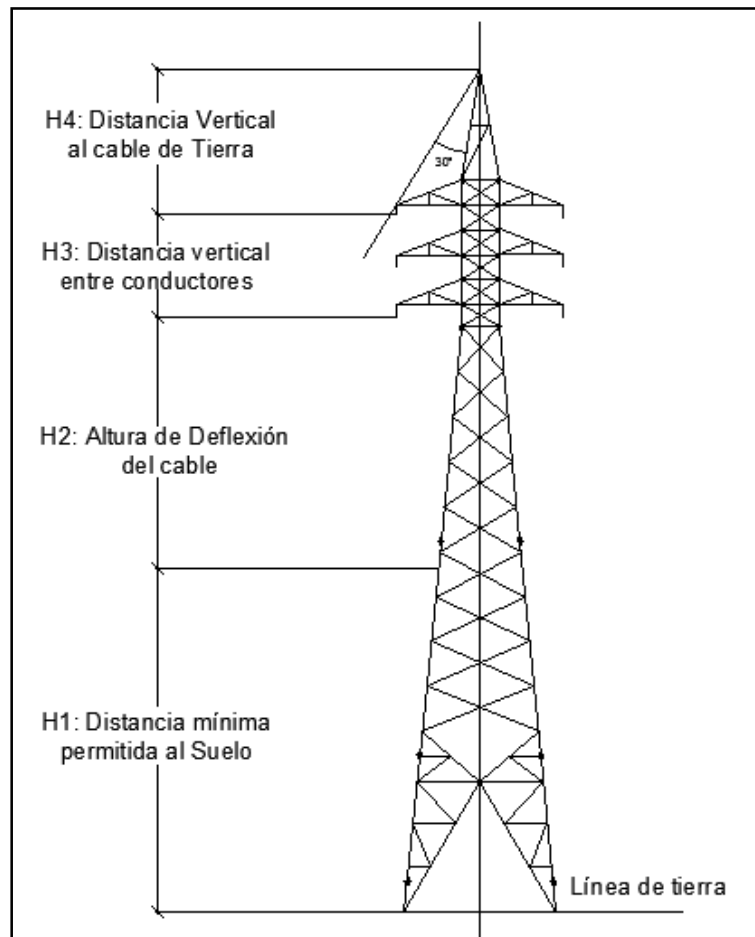


Fig. N° 1.5-2: Distancias recomendadas para la geometría.

Fuente: Design of Steel Structures.
Elaborado por: Autores.

Los factores que regulan la altura de la torre son:

- Distancia mínima permitida al suelo (H1).
- Altura de deflexión máxima o flecha del cable (H2).
- Espacio vertical entre los conductores (H3).
- Distancia vertical entre el cable de tierra y el conductor superior (H4).

Así, la altura total de la torre está dada por:

$$H = H1 + H2 + H3 + H4$$

Ec. [1.5-1]: Altura de una Torre.

1.5.2.1 Distancia mínima permitida al suelo.

Para los conductores de energía, las consideraciones de seguridad, a lo largo de la ruta de la línea de transmisión deben mantener una distancia a tierra en campo abierto, carreteras nacionales, ríos, vías férreas, etc.²¹

La práctica recomienda una altura libre por encima del suelo al punto más bajo del conductor de 5.2 metros, cabe notar que a medida que la potencia transmitida aumente, se deberá tomar mayores alturas, como se recomienda:

- 66kV-5.50m.
- 132kV-6.00m.
- 230kV-7.00m.
- 400 kV-8.80m.

Las separaciones anteriores son aplicables a las líneas de transmisión que se ejecutan en campo abierto. No serán aplicables a poblados ni a espacios utilizados por comunidades, donde se aplicará un factor de importancia que va de 1.5 a 2.5 veces dependiendo la cercanía del poblado.

1.5.2.2 Distancia mínima entre conductores.

El espaciado de los conductores se determina por consideraciones del material y el diámetro de los conductores, debido a que un conductor de menor peso, posee una relación mínima con el área transversal, lo que a exposición de un viento cruzado, produce movimientos oscilatorios que deben ser controlados a raíz de no producir el contacto entre conductores.

Por lo general, los conductores se moverán de forma sincrónica con el viento, pero a tramos largos y conductores livianos, siempre existirá la posibilidad de asincronismo.

²¹ SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; Design of Steel Structures; cap. 7

Así el tamaño del conductor y la deflexión máxima en el centro del vano son factores que deben tenerse en cuenta para determinar la distancia de separación a la que deben ser instalados.²²

La Tabla N° 1.5 1 muestra las distancias mínimas que han operado con éxito en relación al voltaje transmitido, lo que se puede tomar en cuenta para una primera apreciación de diseño.

Ver Anexo N° 1-1: Mapa mundial de voltajes utilizados en transmisión de potencia.

Tabla N° 1.5-1: Distancias mínimas entre conductores.

Tipo de Torre	Espaciado Vertical Entre Conductores (Metros)	Espaciado Horizontal Entre Conductores (Metros)
1. 66 kv: Circuito Simple		
A(0-2°)	1,03	4,04
B(2-30°)	1,03	4,27
C(30-60°)	1,22	4,88
2. 66 kv: Circuito Doble		
A(0-2°)	2,17	4,27
B(2-30°)	2,06	4,88
C(30-60°)	2,44	6
3. 132 kv: Circuito Simple		
A(0-2°)	4,2	7,14
B(2-15°)	4,2	6,29
C(15-30°)	4,2	7,15
D(30-60°)	4,2	8,82
4. 132 kv: Circuito Doble		
A(0-2°)	3,965	7,02
B(2-15°)	3,965	7,32
C(15-30°)	3,965	7,32
D(30-60°)	4,27	8,54
5. 230 kv: Circuito Simple		
A(0-2°)	5,2	8,5
B(2-15°)	5,25	10,5
C(15-30°)	6,7	12,6
D(30-60°)	7,8	14
6. 230 kv: Circuito Doble		
A(0-2°)	5,2	9,9
B(2-15°)	5,2	10,1
C(15-30°)	5,2	10,5
D(30-60°)	6,75	12,6

Fuente: Design of Steel Structures; cap. 7
Elaborado por: Autores

²² SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; Design of Steel Structures; cap. 7

1.5.2.3 Distancia vertical entre el cable de tierra y el conductor superior.

Esto se rige por el ángulo de blindaje, es decir, el ángulo requerido para la interrupción de una descarga directa de rayos en el suelo. Este varía aproximadamente de 20 a 30°, dependiendo de la configuración de los conductores y el número de cables a tierra proporcionados.²³

1.5.2.4 Determinación del ancho en la base.

Según las investigaciones, por P. J. Ryle acerca del diseño económico de una torre de acero, demostró que el ancho de base económico de una torre es simplemente proporcional a la raíz cuadrada del momento de vuelco, lo que a primera aproximación, se ha notado que en relación a la altura de la torre, el ancho a nivel del suelo se podrá correlacionar como la novena parte de la misma, según Ryle, partiría de una quinta a una décima parte de la altura, en relación al tipo de torre por su uso, quien a lógica simple constató que a mayor robustez, requerirá mayor ancho, tal es el caso de las torres de anclaje y de retención terminal. Entonces dando un ajuste a las ecuaciones, determinó:²⁴

$$B = 0.0782 \sqrt{M} + 1.0$$

Ec. [1.5-2]: Ancho de base para torres de anclaje.

$$B = 0.0691 \sqrt{M} + 0.7$$

Ec. [1.5-3]: Ancho de base para torres de suspensión.

Donde:

B : Ancho de la base en metros.

M : Momento de vuelco sobre el nivel del suelo en toneladas-metros.

Cabe señalar que la fórmula de Ryle está diseñada para el uso con cargas externas que actúan sobre la torre, despreciando el peso propio y cargas eventuales de viento.

²³ SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; Design of Steel Structures; cap. 7

²⁴ RYLE. P. J.; Steel Tower Economics; 1945; pág. 274.

1.5.2.5 Consideración de la pendiente piramidal.

La pendiente de la pata o montante de la torre tiene una influencia significativa en el peso de la torre y debe ser optimizada para lograr un diseño económico, se recomienda pendiente de 5 a 10, dependiendo de la robustez del tipo de torre.²⁵

1.5.2.6 Determinación de estabilidad de la torre.

El ancho en el cesto o cuello de la torre, es considerado en donde se da el cambio de inclinación de la torre, que a una primera aproximación se podría decir que estará en el rango de un tercio a los dos quintos de la base, más aún, se debe considerar los siguientes parámetros para su determinación:

- El espacio horizontal entre los conductores basados en el vuelo estacionario entre el conductor a la más severa condición de viento a galope.
- La inclinación de los montantes que deberá ser tal, que la línea imaginaria de los miembros intersequen cerca del centro de gravedad (CG) de las cargas como sea posible, a fin de que serán menos cargadas.

Tres casos son posibles dependiendo de la posición relativa del centro de gravedad de las cargas y de la intersección de los montantes de la torre. (Ver Fig. N° 1.5 3).

En el caso (1) la tensión es absorbida por los montantes y los refuerzos principales no realizan ningún tipo de esfuerzo. En el caso (2) se muestra la condición en la que la resultante de todas las cargas de O' , está por debajo de la intersección de la línea de los montantes de la torre O , la tensión aquí es compartida entre los montantes y refuerzos principales, lo que es un requisito deseable para un diseño económico. En el caso (3), los montantes tienen que soportar mayores fuerzas que en los casos (1) y (2), porque se cruzan por debajo del centro de gravedad de las cargas que actúan sobre la torre, lo que no es económico.²⁶

²⁵ FANG. S.J., ROY. S. and KRAMER. J.; Transmission Structures; Boca Raton; 1999; cap. 15.

²⁶ SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; Design of Steel Structures; cap. 7

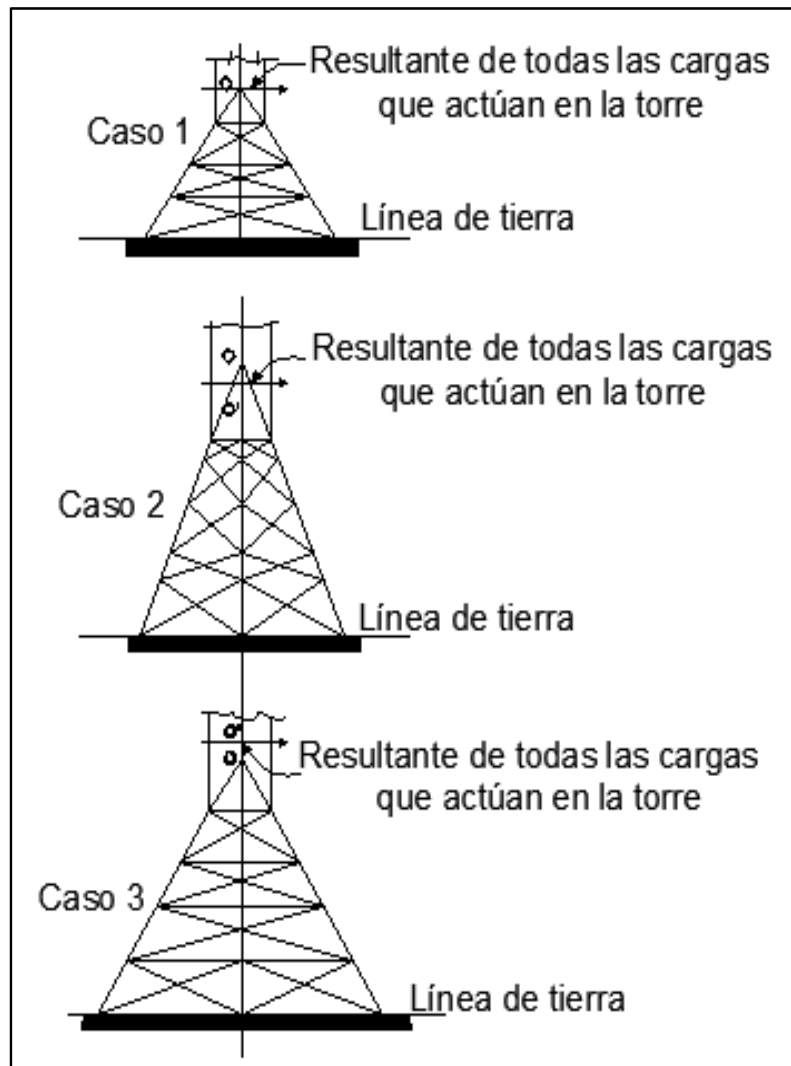


Fig. N° 1.5-3: Casos para determinar el ancho de la base.

Fuente: Design of Steel Structures.
Elaborado por: Autores.

1.6 Determinación del peso aproximado de una torre de celosía de acero.

El peso de la estructura, es desconocido hasta que el diseño real está completo, sin embargo, un supuesto en relación al peso muerto de la torre es necesario.

El peso real dependerá de la disposición de arriostramiento que se adopte y de la calidad o cualidades de acero, si el diseño comprende acero dulce como acero de alta resistencia. (Ver Fig. N° 1.6 1).²⁷

²⁷ RYLE. P. J.; Steel Tower Economics; 1945; pág. 263.

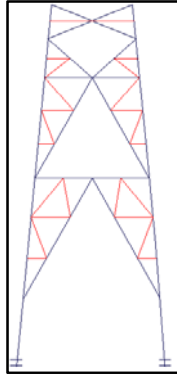


Fig. N° 1.6-1: Arriostramientos internos típicos.

Fuente: Design of Steel Structures.
Elaborado por: Autores.

La principal función de una torre, es resistir las cargas mecánicas que pueden aplicarse por el viento que actúa sobre los conductores y sobre la torre propiamente dicha, por las resultantes de las tensiones en los conductores, por sus pesos muertos como de la torre misma. Por lo general, los efectos de su propio peso son comparativamente sin importancia, así una torre puede considerarse básicamente como un voladizo vertical a resistir una o más fuerzas horizontales aplicadas en, O', cerca de su parte superior.

Merz y McLellan, al no existir una teoría rígida de pesos mínimos analizaron el módulo de sección de un cilindro elevado, destacando que a mayor diámetro se podrá disminuir el espesor dando el mismo resultado, de tal forma parece ser que se puede disminuir a tal magnitud el peso en la medida que lo permita.

El peso de la torre por encima de la línea de suelo ha demostrado ser satisfactorio, representado por:

$$W = k_R H \sqrt{M}$$

Ec. [1.6-1]: Peso estimado por Ryle.

Donde:

W : Es el peso estimado por Ryle.

H : Es la altura de la torre en metros.

M : Es el momento de vuelco, en toneladas-metro.

k_R : Es una constante que varía aproximadamente 0.0056 a 0.011.

La mayoría de las torres tienen valores de " k_R " dentro de este rango. Así en todo diseño que se basa en un factor de seguridad a las máximas cargas de trabajo, se podrá aplicar una estimación, tomando en cuenta las cargas horizontales críticas como factores de vuelco en la altura máxima estimada.

La investigación de Ryle demostró que el peso de celosía económica se puede determinar en general en dicho rango para diferentes alturas con variaciones relativamente pequeñas, en las que según Ryle destacó :

- a) El tipo y número de brazos cruzados, que no son parte de la estimación básica, pero que puede contribuir notablemente al peso total de la torre.
- b) La adopción de especificaciones diferentes del supuesto roto conductores, que afectarán al diseño en cargas longitudinales y transversales.
- c) Diferencias en la técnica de los diferentes diseñadores. (Ver Fig. N° 1.6 2)

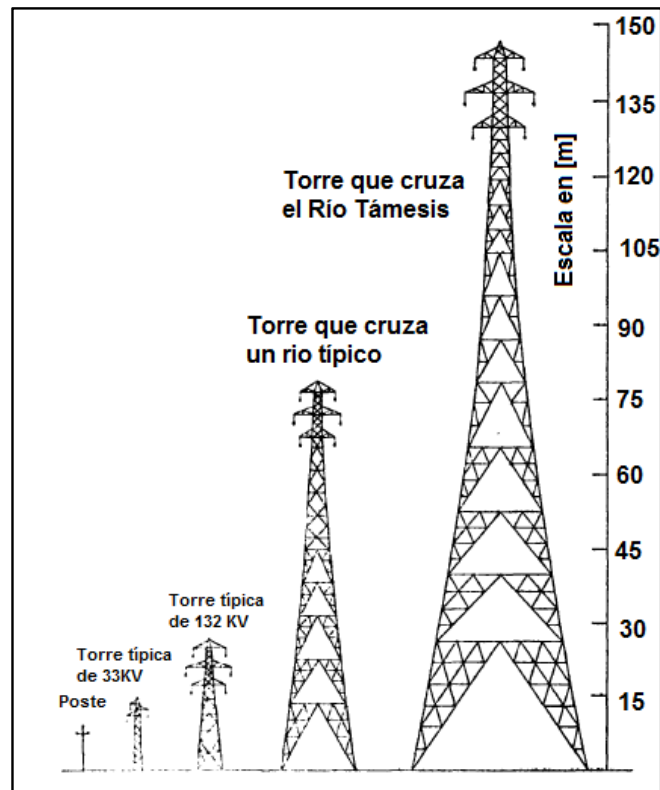


Fig. N° 1.6-2: Comparación de tamaños en torres.

Fuente: Design of Steel Structures.
Elaborado por: Autores.

A partir de sus investigaciones se consideraría que no se puede dar un peso menor, al evaluado por un k_R de 0.0056. Por otra parte se consideró que debe tratarse de no superar en torres ordinarias el valor de k_R de 0.011 ya que por alguna razón, el diseño puede ser susceptible de mejora.

Estas afirmaciones se refieren sólo a las torres de tipos convencionales, particularmente en lo que respecta a número y disposición de los conductores, más para torres de varios conductores sin duda, tendrían un peso superior al que se sugirió anteriormente, aunque probablemente no se deba superar un k_R de 0.015 lo que se encontró en una serie de torres especiales.²⁸

1.7 Cargas sobre las torres de transmisión eléctrica.

Una estructura es un conjunto mecánico encargado de soportar y transmitir un determinado número de cargas hacia la cimentación, donde serán absorbidas por el terreno. Dichas cargas se determinan por las condiciones a las que estará expuesta la estructura, ya sea de forma permanente u ocasional, entre ellas se encuentran, el peso de los conductores de fase y de tierra que transportará la línea, cargas por la tensión de la línea, por el ángulo de línea, además de las cargas producidas por la situación topográfica, el clima, actividad sísmica, vientos excepcionales, el peso propio de la estructura, accesorios, etc.²⁹

1.7.1 Cargas producidas por la línea o de servicio.

Las cargas en las estructuras debido al uso, o cargas de servicio se definirán en tres direcciones: vertical, transversal y longitudinal. La carga transversal es perpendicular a la línea y las cargas longitudinales, que actuarán en paralelo a la línea. La carga del viento en las torres generalmente se convierte por conveniencia en cálculo de ensayo, en cargas concentradas que actúan en el punto del conductor y el cable a tierra que se soporta. Este viento equivalente por cada punto se añade a las componentes de la carga, a fin de llegar a la carga puntual en el apoyo.

²⁸ RYLE. P. J.; Steel Tower Economics; 1945; pág. 264.

²⁹ FANG. S.J., ROY. S. and KRAMER. J.; Transmission Structures; Boca Raton; 1999; cap. 15.

1.7.1.1 Cargas verticales.

La carga vertical en torres consiste en el peso de la estructura, más el peso superpuesto, incluyendo el producido por todos los cables, recubiertos de nieve cuando se especifique.

1.7.1.2 Cargas transversales.

Las cargas transversales son causadas por la presión del viento sobre los cables y la estructura, así como la componente transversal de la tensión por el ángulo de la línea.

Cuando una línea cambia de dirección, la carga total transversal de la estructura es la suma de la carga de viento transversal y la componente transversal de la tensión del conductor. La componente transversal de la tensión puede ser de gran magnitud, especialmente para las estructuras de ángulo elevado.

1.7.1.3 Cargas longitudinales.

Hay varias condiciones bajo las cuales se somete una estructura a carga longitudinal:

- En las estructuras de remate que deben ser capaces de resistir la tensión completa de los conductores y cables de tierra, en un lado de la estructura.
- En terreno accidentado, con grandes diferencias en la longitud de tramo adyacente, combinado con tramos inclinados, lo que podría dar lugar a importantes cargas desequilibradas longitudinalmente. (Ver Fig. N° 1.7 1).
- La carga no uniforme de los tramos adyacentes también puede producir cargas longitudinales desequilibradas.

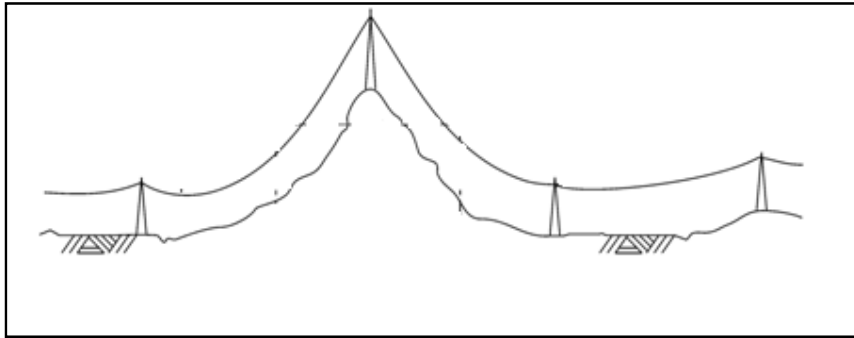


Fig. N° 1.7-1: Tramos combinados en líneas de transmisión.

Fuente: Design of Steel Structures.
Elaborado por: Autores.

1.7.2 Cargas por efectos de la naturaleza.

1.7.2.1 Carga de viento sobre la estructura.

Además, de las cargas producidas por los conductores y cables de tierra, las estructuras son sometidas a cargas de viento, que actúan sobre las zonas expuestas de la estructura. Los coeficientes de fuerza del viento sobre las torres de celosía dependen de las formas de las secciones, relación de rigidez, el ángulo de incidencia del viento (viento de frente o viento en diagonal), situación topográfica, etc. Cabe destacar que la carga de viento es de primordial importancia en el diseño de estructuras de grandes alturas.

1.7.2.2 Cargas de sismo.

A pesar que las estructuras para transmisión eléctrica, se consideran ligeras en relación a su peso y altura, es importante el análisis bajo cargas sísmicas o producidas por movimientos telúricos, a fin de constatar que bajo dichas eventualidades, la estructura no sufrirá un colapso, tomando en cuenta la zona sísmica en la que se encuentre.

1.7.3 Cargas especiales.

Debido a que estarán a la intemperie, las estructuras de línea de transmisión estarán diseñadas para cargas especiales que tienen en cuenta aspectos de seguridad, los que incluyen cargas para prevenir fallos en cascada por el tipo de estructura, cargas por

defecto de construcción y mantenimiento (inspección de galvanizado y juntas apernadas) pues están relacionados con la seguridad del personal.

1.7.3.1 Cargas de seguridad.

Cargas longitudinales excesivas pueden actuar en las estructuras debido a eventos accidentales, tales como conductores, aisladores rotos, o por el colapso de una estructura adyacente por un evento ambiental, como un tornado. Independientemente de la sucesión de eventos, es importante que una estructura de soporte, deba ser diseñada para dichas condiciones de carga a fin de proporcionar una resistencia suficiente contra un colapso de tipo cascada, en el que un mayor número de estructuras fallan secuencialmente en dirección longitudinal o paralela a la línea.

Hay dos métodos básicos para reducir el riesgo de colapsos en cascada, según el tipo de estructura y de las condiciones locales y prácticas:

- Diseño de todas las estructuras bajo cargas de ruptura de los conductores.
- Instalación de estructuras de retención en intervalos especificados.

Estructuras tales como torres de celosía de base cuadrada, estructuras de cuatro tirantes, o postes de acero de un solo eje de resistencia longitudinal inherente, deben, según la práctica recomendada, seguir el diseño de un conductor roto, lo que proporciona resistencia adicional longitudinal para evitar un colapso general de la línea.

1.7.3.2 Cargas por Construcción y Mantenimiento.

De acuerdo a los procedimientos de construcción y mantenimiento, las cargas deben en gran medida, manejar un método controlable. Una discusión detallada sobre este tipo de cargas se incluye en la norma de seguridad ocupacional y salud (OSHA). Cabe destacar, que los trabajadores pueden sufrir lesiones graves como resultado de fallos en la estructura durante las operaciones de montaje, por lo tanto, la seguridad del personal debe ser un factor primordial al establecer las cargas.

1.8 Factores de seguridad por cargas y deflexiones máximas.

La norma ASCE 7-05, reconoce tres tipos de carga esenciales en las que están, viento, roto conductores, que se designan como medios pesados, y las cargas producidas por los conductores en un vano, donde se debe tomar factores de seguridad, los diseños tienen una gran importancia en el costo, como en la seguridad y confiabilidad.

Según la norma, especifica los factores de seguridad, que se adoptarán en el diseño de torres de acero de la línea de transmisión serán:

- Bajo condiciones normales de 2,0.
- Bajo condiciones de ruptura de los conductores 1.5.
- En la superficie plana de un miembro de celosía, los valores de la presión del viento se multiplicarán por un coeficiente de seguridad de 1.5, en consideración de las caras expuestas a barlovento y sotavento.

1.8.1 Deflexiones admisibles.

No hay suficientes datos disponibles con respecto a los límites permisibles de desviación de las torres, según lo especificado, sin embargo, en la práctica, suponiendo que no hay desplazamiento en la base, la deflexión de la parte superior de la torre en dirección longitudinal a la línea, tomado desde la vertical no debe exceder los siguientes límites:

Para estructuras de celosía de base cuadrada piramidal, será de máximo el 1.5% de la altura de la torre según lo establece la norma ANSI/TIA 222G.³⁰

En cuando se refiere a las crucetas, los límites de deflexión en el plano vertical son los siguientes, en condiciones normales de trabajo:

- Para la posición de crucetas situadas más allá de las patas de la torre, se tomará dependiendo la importancia entre $1/50$ a $1/70$ de L_d .

³⁰ ANSI/TIA 222G.; Requisitos de servicialidad; pág. 49

- Para la posición de crucetas situadas entre un par de patas, se tomará entre $1/150$ y $1/200$ de L_{cr} . (Ver Fig. N° 1.8 1).

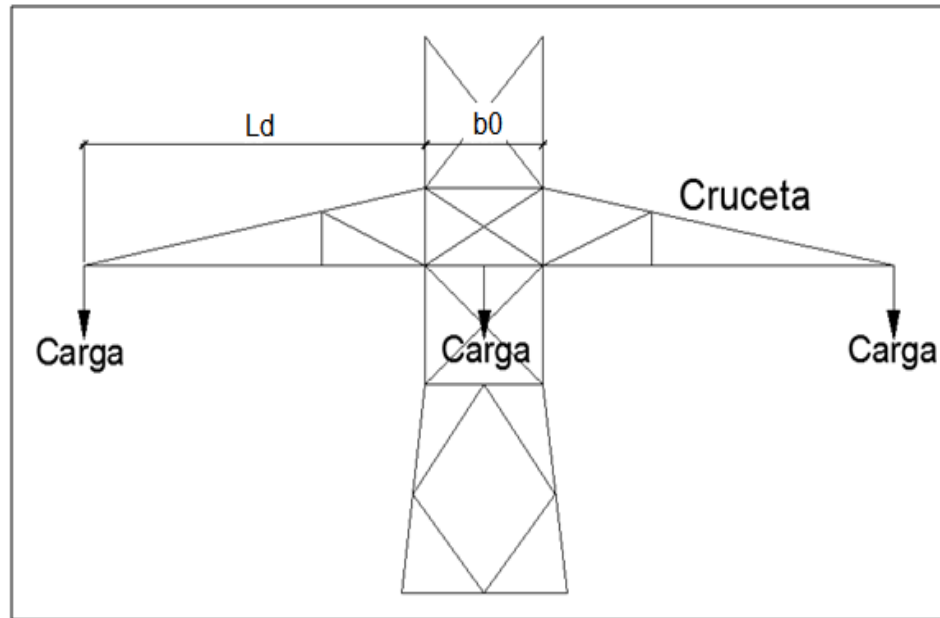


Fig. N° 1.8-1: Posición de las crucetas.

Fuente: Design of Steel Structures.
Elaborado por: Autores.

Donde:

L_d : Longitud del brazo transversal que se extiende más allá de la pata de la torre.

b_o : Longitud del cuello de la torre.³¹

1.9 Consideraciones en el diseño en cuanto a cargas externas.

1.9.1 Consideración en la carga transversal.

La carga transversal debe colocarse en los puntos de apoyo del conductor y en el apoyo del cable de tierra, en una dirección paralela al eje longitudinal de las crucetas, además de una carga distribuida sobre la cara transversal de la estructura debido al viento en la torre. (Ver Fig. N° 1.9 1).³²

³¹ SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; Design of Steel Structures; cap. 7

³² SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; Design of Steel Structures; cap. 7

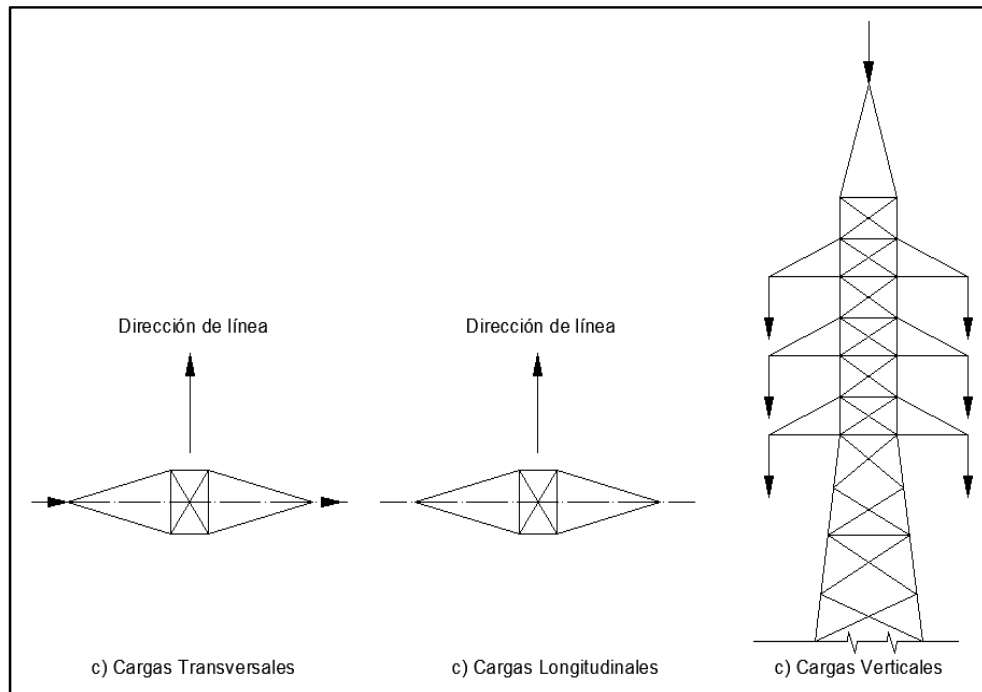


Fig. N° 1.9-1: Combinaciones de cargas.

Fuente: Design of Steel Structures.
Elaborado por: Autores.

La carga transversal debido al viento sobre los conductores y sobre el cable a tierra, deberá colocarse como una carga puntual permanente, la misma que se compone de:

- El viento conductor o viento en cable de tierra.
- Componente de la tensión de la línea debido al ángulo de línea.
- La dirección del viento sobre los conductores se supone que es paralelo al eje longitudinal de la línea y por tal transversal a la cruceta.

La carga debido a la desviación de la línea se calculará mediante la fuerza resultante producida por las tensiones de los conductores en los dos tramos adyacentes, lo que se hará bajo un promedio de tramos, el cálculo lo efectuará el diseñador eléctrico a fin de garantizar la funcionalidad de los conductores y demás requerimientos eléctricos.

Cualquier tipo de torre debe ser diseñada para un ángulo de la línea dado y debe tener una cierta cantidad de flexibilidad de aplicación.

1.9.2 Consideración en la carga longitudinal.

Las cargas longitudinales en la torre son aquellas que se encuentran en dirección paralela a la línea y es causada por tensiones desiguales de los conductores. Esta tensión desigual en los conductores puede ser debido a la posibilidad de tramos desiguales y su efecto en la torre consiste en someterla a un momento de vuelco. La práctica general es asumir una fuerza desequilibrada, debido a un conductor roto como al 50 por ciento de la máxima tensión de trabajo.

Las fuerzas debidas al impacto, que surgen debido a la ruptura, se supone que serán cubiertas por el factor de seguridad.

1.9.3 Consideración en la carga vertical.

La carga vertical se aplica en el extremo de las crucetas y sobre el terreno y consiste en las siguientes componentes:

- El peso del conductor, tal como se especifica, en los árboles de carga para el vano de diseño.
- Peso de los aisladores, herrajes, etc.
- Carga arbitraria que da la posibilidad de mantenimiento y constructibilidad por el peso de un hombre con herramientas. Un estimado de 150 kg se toma generalmente por el peso de un instalador de líneas, con herramientas (80 kg para el peso del hombre y de 70 kg para instrumentos).
- La carga se deberá colocar en forma puntual a fin de constatar la peor eventualidad.

Este es otro factor que deberá proponer el diseñador eléctrico y civil de la línea ya que surge la incertidumbre de la carga adicional por encima de la carga vertical normal, para permitir a la torre ser utilizada con un peso mayor al que abarcan los tramos normales para el que está diseñada, en otras palabras, la elección de un intervalo de peso adecuado para que la torre sea diseñada. No es posible para el

diseñador, hacer una suposición relativa del vano de peso a menos que tenga un conocimiento bastante exacto del terreno sobre el que la línea tiene que pasar, dado que el vano de peso económico será diferente en relación a los tipos de terreno, notando que para terrenos montañosos y accidentados las prácticas serán más rigurosas hasta de un 100 por ciento en la carga vertical; en terrenos llanos se puede llegar a apreciar hasta un 50 por ciento más de carga.

1.9.4 Consideraciones de roturas de los conductores.

Es evidente que cuanto mayor sea el número de hilos rotos para una torre particular, el diseño será más robusto y más pesado, lo que produce un aumento económico. Está claro por lo tanto, que una elección juiciosa de las condiciones de ruptura de hilos, debe ser de forma que logren una economía coherente con la fiabilidad.

Las siguientes condiciones de ruptura de conductores se suponen en general en el diseño de torres, hasta 230 kv y torres de varios circuitos y ángulos de línea de 30 a 60°, o mayores. Se supone que, o bien tres conductores de energía se rompen en la misma dirección y en el mismo lapso o que dos de los conductores de potencia y cualquier cable de tierra se dividen en el mismo periodo, combinación que constituye la condiciones más exigentes para un miembro en particular.

1.9.5 Consideraciones de la carga de viento sobre la estructura.

1.9.5.1 Disposiciones generales.

Las estructuras que soportan líneas de transmisión, tienen geometrías y características de respuesta poco habituales frente a las cargas de viento. Los requisitos de la norma toma en cuenta los efectos de amplificación de las cargas que provocan las ráfagas de viento en resonancia con las vibraciones en el sentido del viento de las estructuras autosoportadas y atirantadas³³.

³³ ANSI/TIA-222-G, Consideraciones de viento sobre la estructura, pag 23-45

1.9.5.2 Procedimiento de análisis.

- Se determinará la velocidad básica del viento sin hielo, V_b .
- Se determinará un factor de probabilidad de la dirección del viento, K_d .
- Se deberá determinar un factor de importancia, I_v de acuerdo la clasificación de la estructura.
- Se deberá determinar una categoría de exposición y un coeficiente de presión dinámica, K_z , para el sitio de emplazamiento.
- Se deberá determinar una categoría topográfica y un factor topográfico, K_{zt}
- Se deberá determinar un factor de ráfaga, G_h .
- Se deberá determinar la presión de viento de diseño a fin de aplicarla estáticamente.

1.9.5.3 Determinación de la velocidad básica del viento de diseño.

La velocidad básica del viento, V_d , es la velocidad de una ráfaga de viento de 3 segundos a una altura de 10 m sobre el nivel del terreno para un intervalo de recurrencia de 50 años.

La velocidad básica del viento, se basa en la velocidad de racha máxima promedio en un intervalo de tiempo registrado por las instituciones meteorológicas de cada país, en las diferentes zonas. En el diseño de las estructuras para transmisión eléctrica, se concibe basado en los conceptos estadísticos que tengan en cuenta, el grado de fiabilidad en el tiempo requerido en años, durante el cual existirá exposición al viento, es decir, la vida de la estructura. Siempre hay una probabilidad aunque pequeña, donde la velocidad del viento máximo, puede ser superada en una tormenta de violencia excepcional.

La velocidad básica del viento sin hielo deberá analizarse de acuerdo a los mapas isotacas del Ecuador o también llamados mapas de viento. Se deberá considerar que el viento viene desde cualquier dirección horizontal.

Ver Anexo N° 1-2: Tablas INHAMI. y Anexo N° 1-3: Mapa de velocidades de viento en el Ecuador.

1.9.5.4 Determinación de las categorías de exposición.

Se deberá determinar una categoría de exposición que refleje adecuadamente las características de las irregularidades superficiales del terreno en el sitio de emplazamiento. Se deberán tomar en cuenta, las variaciones de la rugosidad superficial del terreno que surja como consecuencia de la topografía natural y la vegetación, así como las construcciones existentes. A la estructura se deberá asignar a una de las categorías de exposición siguientes de acuerdo a la norma ASCE 7-05:

1. Exposición B: Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con numerosos obstáculos de tamaño mayor o igual al de una vivienda unifamiliar poco separados entre sí. El uso de esta exposición se deberá limitar a aquellas áreas en las cuales la estructura esté rodeada en todas direcciones por terreno representativo de la Exposición B en una distancia de al menos 800 m o veinte veces la altura de la estructura, cualquiera sea el valor que resulte mayor.
2. Exposición C: Terreno abierto con obstáculos dispersos de altura generalmente inferior a 9.1 m. Esta categoría incluye el campo abierto, los prados y las franjas costeras en las regiones de huracanes.
3. Exposición D: Franjas costeras planas y sin obstáculos expuestas a vientos provenientes de aguas abiertas (excluyendo las franjas costeras en las regiones de huracanes) en una distancia de al menos 1.61 km. Las franjas costeras de Exposición D incluyen los cursos de agua interiores, los lagos y las áreas costeras fuera de las regiones de huracanes. La exposición D se extiende tierra adentro en una distancia de 200 m o veinte veces la altura de la estructura, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

1.9.5.5 Determinación del coeficiente de presión dinámica.

En base a la categoría de exposición se deberá calcular un coeficiente de presión dinámica (K_z) de la siguiente manera:

$$K_z = 2.01 \left(\frac{z_t}{z_g} \right)^{\frac{2}{\alpha}}$$

Ec. [1.9-1]: Coeficiente de presión dinámica.

$$K_{zmin} \leq K_z \leq 2.01$$

Ec. [1.9-2]: Rango admisible de coeficiente de presión dinámica.

Donde:

z_i : Altura sobre el nivel del terreno en la base de la estructura

z_g, α y K_{zmin} Están tabulados en la Tabla N° 1.9 1.

Tabla N° 1.9-1: Coeficientes según la categoría de exposición.

Categoría de exposición	Z_g	α	K_{zmin}	K_e
B	366 m	7.0	0.70	0.90
C	274 m	9.5	0.85	1.00
D	213 m	11.5	1.03	1.10

Fuente: ANSI TIA -222 G

Elaborado por: Autores

1.9.5.6 Determinación de los efectos topográficos.

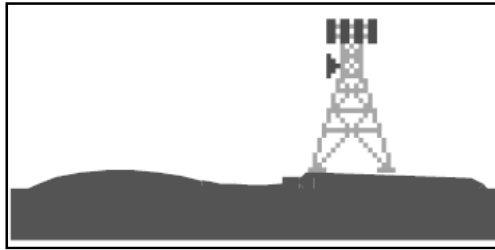
El efecto acelerador del viento en las colinas, cuchillas y escarpas aisladas que representan cambios bruscos en la topografía general, cualquiera sea la categoría de exposición a la cual correspondan, se deberá incluir en el cálculo de las cargas de viento de diseño bajo las siguientes condiciones:

1. La colina, cuchilla o escarpa, está aislada y no está obstruida por ninguna otra característica topográfica de altura comparable en un radio de 3.22 km medidas horizontalmente a partir del punto en el cual se determina la altura de la colina, cuchilla o escarpa.
2. La colina, cuchilla o escarpa sobresale por un factor de dos o más por encima de la altura promedio de las características del terreno circundante en un radio de 3.22 km.
3. La pendiente (relación vertical/horizontal) de la característica topográfica es mayor que 0.10.
4. La altura de la característica topográfica es mayor o igual que 4.57 m para exposiciones C y D, y mayor o igual que 18 m para exposición B.

1.9.5.7 Determinación de las categorías topográficas.

A la estructura, se le deberá asignar una de las categorías topográficas siguientes:

Categoría 1: No hay cambios bruscos en la topografía general, por ejemplo terrenos llanos u ondulantes. No es necesario considerar el efecto acelerador del viento.(Ver Fig. N° 1.9 2).



Fuente: ANSI/TIA 222-G.
Elaborado por: Autores.

Fig. N° 1.9-2: Categoría Topográfica 1.

Categoría 2: Estructuras ubicadas en la cresta de una escarpa o cerca de la misma. Se deberá considerar que se produce un efecto acelerador del viento en todas las direcciones. Las estructuras ubicadas verticalmente en la mitad inferior de una escarpa u horizontalmente a una distancia mayor que 8 veces la altura de la escarpa a partir de su cresta podrá ser considerada como pertenecientes a la categoría topográfica 1. (Ver Fig. N° 1.9 3).



Fig. N° 1.9-3: Categoría Topográfica 2.

Fuente: ANSI/TIA 222-G.
Elaborado por: Autores.

Categoría 3: Estructuras ubicadas en la mitad superior de una colina. Se deberá considerar que se produce un efecto acelerador del viento en todas las direcciones. Estas estructuras ubicadas verticalmente en la mitad inferior de una colina podrán ser consideradas como pertenecientes a la categoría topográfica 1 (Ver Fig. N° 1.9 4).

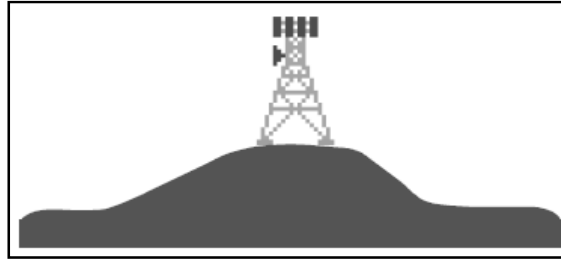


Fig. N° 1.9-4: Categoría Topográfica 3

Fuente: ANSI/TIA 222-G.
Elaborado por: Autores.

Categoría 4: Estructuras ubicadas en la mitad superior de una cuchilla. Se deberá considerar que se produce un efecto acelerador del viento en todas las direcciones. Las estructuras ubicadas verticalmente en la mitad inferior de una cuchilla podrán ser consideradas como pertenecientes a la categoría topográfica 1. (Ver Fig. N° 1.9 5).

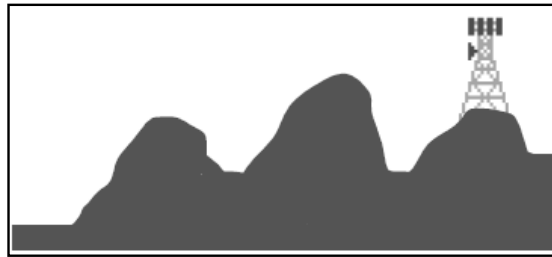


Fig. N° 1.9-5: Categoría Topográfica 4

Fuente: ANSI/TIA 222-G.
Elaborado por: Autores.

Categoría 5: Los criterios para el efecto acelerador del viento se deberán basar en investigaciones específicas para el sitio de emplazamiento.

1.9.5.8 Determinación del factor topográfico.

El efecto acelerador del viento se deberá incluir en el cálculo de las cargas de viento de diseño usando el factor K_{zt} :

$$K_{zt} = \left[1 + \frac{K_e K_t}{K_h} \right]^2$$

Ec. [1.9-3]: Factor topográfico.

Donde:

K_h : factor de reducción dependiente de la altura dado por la siguiente ecuación:

$$K_h = e^{\left(\frac{fz}{H}\right)}$$

Ec. [1.9-4]: Factor de reducción de pendiente

Donde:

e : Base de los logaritmos naturales = 2.718.

K_e : Constante del terreno indicada en la Tabla N° 1.9 1 .

K_t : Constante del terreno indicada en la Tabla N° 1.9 2.

f : Factor de atenuación dependiente de la altura indicado en la Tabla N° 1.9 2.

z : Altura sobre el nivel del terreno en la base de la estructura.

H : Altura de la cresta sobre el terreno circundante.

K_{zt} : 1.0 para la categoría topográfica 1.

Tabla N° 1.9-2: Coeficientes de categoría topográfica.

Categoría topográfica	K_t	f
2	0.43	1.25
3	0.53	2.00
4	0.72	1.50

Fuente: ANSI TIA - 222 G.
Elaborado por: Autores

1.9.5.9 Determinación del factor de ráfaga.

Para las estructuras de celosía autosoportadas cuya altura sea mayor o igual que 183 m el factor de ráfaga deberá ser igual a 1.00. Para las estructuras cuya altura sea menor o igual que 137 m el factor de ráfaga deberá ser igual a 0.85. Para las estructuras cuya altura esté comprendida entre 137 m y 183 m el factor de ráfaga se deberá determinar interpolando linealmente.

Estas condiciones se expresan mediante las siguientes ecuaciones:

$$G_h = 0.85 + 0.15 \left[\frac{H}{45.7} - 3.0 \right]$$

Ec. [1.9-5]: Factor ráfaga h en metros.

1.9.5.10 Determinación de la carga de viento de diseño.

El diseño por resistencia se deberá basar en las direcciones del viento que provoquen las máximas respuestas. En el caso de las estructuras de celosía, para cada cara se deberá considerar todas las direcciones indicadas en la Tabla N° 1.9 3.

Tabla N° 1.9-3: Factores de dirección del viento.

Sección transversal de la torre	Cuadrada		Triangular		
	Dirección del viento				
	Normal	45°	Normal	60°	±90°
D_f	1.0	1 + 0.75 ϵ (1.2 max.)	1.0	0.80	0.85
D_r	1.0	1 + 0.75 ϵ (1.2 max.)	1.0	1.0	1.0
Las direcciones del viento se miden respecto de una línea normal a la cara de la estructura.					

Fuente: ANSI TIA - 222 G.

Elaborado por: Autores

El factor de direccionalidad para determinar la carga de viento de diseño para la totalidad de la estructura, incluyendo el voladizo, se deberá determinar de acuerdo con la Tabla N° 1.9 4 en base al tipo de estructura de apoyo.

Tabla N° 1.9-4: Factor de probabilidad de la dirección del viento.

Tipo de Estructura	Factor de Probabilidad de la dirección del viento, K_d
Estructuras de celosía con secciones transversales triangulares, cuadradas o rectangulares, incluyendo los accesorios	0,85
Estructuras tubulares tipo monoposte; estructuras de celosía con secciones transversales que no sean triangulares, cuadradas ni rectangulares; diseño por resistencia de los accesorios.	0.95

Fuente: ANSI TIA - 222 G.
Elaborado por: Autores

La fuerza de viento de diseño, F_{ST} , aplicada a cada sección de una estructura se deberá determinar de la siguiente manera:

$$F_{ST} = q_z G_h (EPA)_S$$

Ec. [1.9-6]: Fuerza de viento de diseño

Dónde:

F_{ST} : Fuerza de viento de diseño horizontal sobre la estructura en la dirección del viento

q_z : Presión dinámica

G_h : Factor de ráfaga

$(EPA)_S$: Área proyectada efectiva de la estructura de acuerdo.

El área proyectada de los componentes estructurales deberá incluir el área proyectada de las placas de unión en la cara de una sección.

No es necesario incluir los elementos de arriostramiento en caras adyacentes ni las riostras interiores en el área proyectada de los componentes estructurales.

1.9.5.11 Determinación de la presión dinámica.

La presión dinámica q_z , evaluada a la altura z se deberá calcular de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d (V_d)^2 I_v \left(\frac{N}{m^2} \right)$$

Ec. [1.9-7]: Presión dinámica del viento a altura z

Donde:

K_z : Coeficiente de presión dinámica

K_{zt} : Factor topográfico

K_d : Factor de probabilidad de la dirección del viento

V_d : Velocidad básica del viento para la condición de carga investigada, m/s

I_v : Factor de importancia de acuerdo con la Tabla N° 1.9 5 y 1.9 6.

Tabla N° 1.9-5: Clasificación de las estructuras.

Descripción de la estructura	Clase
Estructura que, debido a su altura, uso o ubicación en caso de falla representan un riesgo bajo en términos de seguridad de las personas y/o estructuras utilizadas para servicios opcionales y/o en las cuales una demora en el restablecimiento de los servicios sería aceptable.	I
Estructuras que, debido a su altura, uso o ubicación, en caso de falla representan un riesgo considerable en términos de seguridad de las personas y/o daños a la propiedad, y/o estructuras que se utilizan para servicios que se pueden presentar por otros medios.	II
Estructuras que, debido a su altura, uso o ubicación, en caso de falla representan un riesgo elevado en términos de seguridad de las personas y/o daños a la propiedad, y/o estructuras que se utilizan principalmente para comunicaciones esenciales.	III

Fuente: ANSI TIA -222 G.

Elaborado por: Autores

Tabla N° 1.9-6: Factores de importancia.

Clase de la estructura	Carga de viento sin hielo	Carga de viento con hielo	Espesor de hielo	Sismo
I	0.87	N/A	N/A	N/A
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.15	1.00	1.25	1.50
Nota: Las cargas de hielo y las cargas sísmicas no se aplican a las estructuras de la Clase I				

Fuente: ANSI TIA -222 G.

Elaborado por: Autores

1.9.6 Consideraciones del sismo sobre la estructura.

1.9.6.1 Disposiciones generales.

La fuerza atraída por una estructura durante una perturbación sísmica, es una función de la aceleración del suelo y las propiedades de la estructura. Los movimientos sísmicos son esencialmente un fenómeno dinámico, y por lo tanto, se asume un equivalente lateral en la fuerza sísmica estática al simular el terremoto, lo que es una simplificación del problema, alrededor del mundo en las regiones afectadas por terremotos, las estructuras diseñadas sobre el enfoque estático equivalente, han resistido de manera satisfactoria, lo que justifica el uso de este método.

El método estático equivalente, es derivado del principio de la segunda ley de Newton del movimiento de esta manera, la fuerza lateral sísmica es igual a la masa de la estructura, por la aceleración sísmica, pero a su vez, la masa de la estructura podría representarse como el peso de la misma relacionado con la acción gravitatoria que la sustenta, por tal, se entiende que la fuerza sísmica equivalente representa el peso de la estructura multiplicado por la relación entre la aceleración sísmica y la gravedad.

Esta fuerza depende de algunos factores, los más importantes son:

- La rigidez de la estructura.
- Las Características de amortiguación de la estructura.

- La probabilidad de ocurrencia de un terremoto, en un sitio particular donde la estructura se encuentra.
- La importancia de la estructura sobre la base de las consecuencias del colapso.
- Las características de la cimentación.

Para torres de líneas de transmisión, el peso de la estructura se considera bajo en relación a su altura, en comparación con los edificios, por tal motivo el periodo fundamental aun a ser alto, la fuerza del terremoto resultante será bastante pequeña comparado con la fuerza del viento, por lo que, el terremoto rara vez se convierte en un criterio de diseño en dichas estructuras.

Pruebas a escala dinámicas se llevaron a cabo por la Central de Investigación de Energía Eléctrica de Tokio, en una línea de transmisión, en este estudio, la frecuencia natural, la forma y el modo de coeficiente de amortiguamiento se obtuvieron por separado y mostraron que los miembros de las torres pueden soportar terremotos intensos con el máximo esfuerzo por debajo del punto de fluencia³⁴.

No hay cargas sísmicas definidas que se especifiquen para torres de las líneas de transmisión. Las torres de la línea de prueba, en términos generales han demostrado que toda torre al ser diseñada para vientos últimos son lo suficientemente seguras contra cargas de terremoto.

1.9.6.2 Consideraciones del Código Ecuatoriano de la construcción.

La premisa fundamental del código ecuatoriano de la construcción, en lo que refiere al peligro sísmico, trata de reflejar lo que se conoce actualmente de la realidad sísmica del Ecuador, y permite, por un lado, poner al alcance de los calculistas y diseñadores herramientas sencillas de cálculo utilizando conceptos actuales de Ingeniería Sísmica, bajo ello, siguiendo la obligatoriedad del cumplimiento del

³⁴ SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; Design of Steel Structures; cap. 7.

diseño sismo resistente se presenta el reconocimiento de los requerimientos mínimos de diseño, en aplicación de torres de línea de transmisión³⁵.

1.9.6.3 Filosofía de diseño sismo resistente.

Los requerimientos de acuerdo a la filosofía del código ecuatoriano de la construcción relacionan:

- 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 los pobladores.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas.

1.9.6.4 Selección de procedimiento de cálculo de fuerzas laterales.

En general, una estructura puede ser calculada mediante procedimientos de cálculo de fuerzas laterales, estático o dinámico. El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, lo que para estructuras regulares es suficiente la aplicación de procedimientos estáticos de determinación de fuerzas laterales. Se entenderá entonces que las torres de línea de transmisión son regulares tomando en cuenta que su configuración es simple y maneja alta simetría.

1.9.6.5 Determinación de fuerzas sísmicas de diseño.

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño

³⁵ Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - 11 Cap. 2 Riesgo Sísmico.)

actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

Los procedimientos, se determinarán considerando la zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura, las características del suelo del sitio de emplazamiento, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, y el tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse.

1.9.6.6 Determinación del cortante basal de diseño.

Tomando en cuenta que una estructura es un conjunto de elementos ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de otro tipo. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación, como las torres de línea de transmisión.

Se conoce como cortante basal de diseño, a la fuerza total por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo con o sin reducción.

El código, destaca que para otras estructuras que no sean de edificación, se diseñarán para resistir fuerzas laterales mínimas no menores a las determinadas para estructuras de edificación, con los siguientes requisitos.

- El cortante basal de diseño último no deberá ser menor que:

$$V = \frac{1.14ZF_{as} I_s}{R} W$$

Ec. [1.9-8]: Cortante basal de diseño.

Donde:

I_s : Factor de importancia.

Z : Zona sísmica del Ecuador.

W : Peso de la estructura.

F_{as} : Efecto de amplificación de perfil de suelo.

R : Factor de reducción de respuesta estructural.

1.9.6.7 Determinación del factor de importancia.

La estructura se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla N° 1.9 7 y se adoptará el correspondiente factor de importancia.

Tabla N° 1.9-7: de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti- incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas. C: El desempeño de las estructuras esenciales debe evaluarse de acuerdo al Capítulo de evaluación de estructuras (Vernota).	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - 11 Cap. 2)
Elaborado por: Autores

Tomando en cuenta que las torres de transmisión eléctrica pertenecen a la distribución eléctrica tomaremos la categoría de edificaciones esenciales con un factor de 1.5.

El propósito del factor es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer

operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

1.9.6.8 Determinación de la zona sísmica del Ecuador.

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las cuatro zonas sísmicas del Ecuador, una vez identificada la zona sísmica correspondiente, se adoptará el valor del factor de zona Z . (Ver Tabla N° 1.9 8).

Ver Anexo N° 1-4: Zona sísmica de acuerdo al sitio del Ecuador.

Tabla N° 1.9-8: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,40
Caracterización de amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - 11 Cap. 2)
Elaborado por: Autores

El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nor-orienté que presenta una amenaza sísmica intermedia.

El mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño, proviene de un estudio completo que considera fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador, así como, también ciertos criterios adicionales que tienen que ver principalmente con la uniformidad del peligro de ciertas zonas del país, criterios de practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes. El mapa reconoce el hecho de que la subducción de la Placa de Nazca dentro de la Placa Sudamericana, es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. A este hecho se añade un complejo sistema de fallamiento local superficial que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano. (Ver Fig. N° 1.9 6)

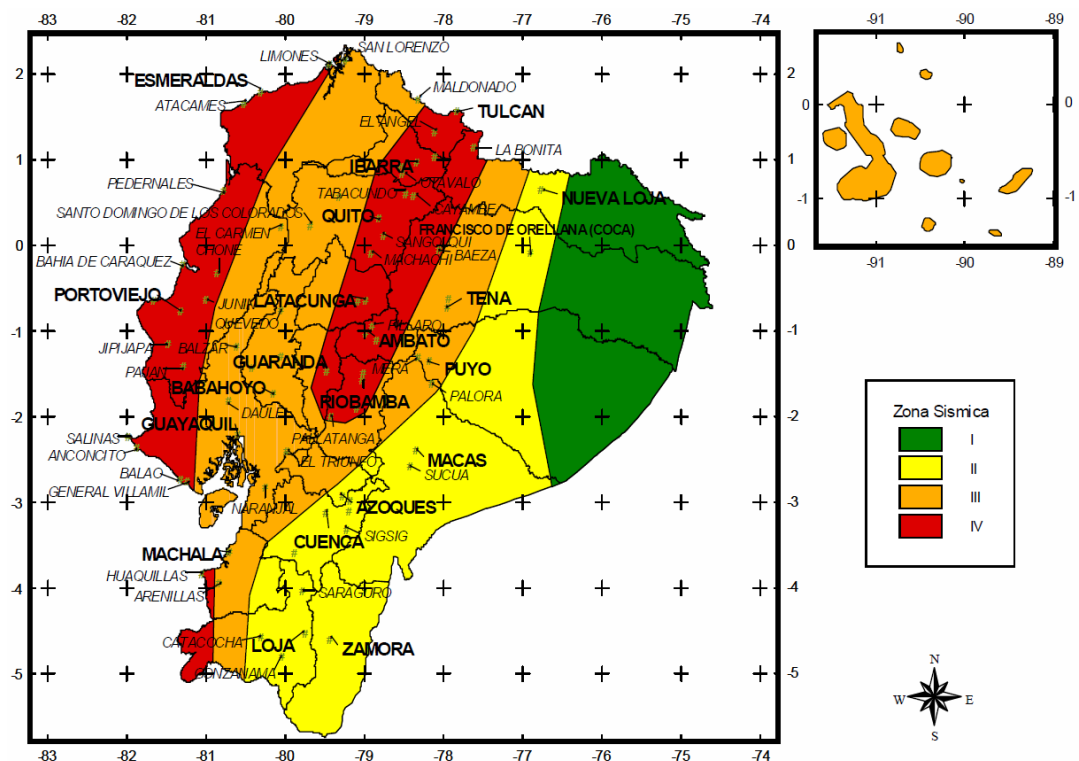


Fig. N° 1.9-6: Ecuador, zonas sísmicas.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - 11 Cap. 2)
Elaborado por: Autores

1.9.6.9 Determinación de carga reactiva o peso de la estructura.

La carga sísmica es función de W que representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 50% de la carga viva.

1.9.6.10 Determinación del efecto de amplificación de perfil de suelo.

En la Tabla N° 1.9 9 se presentan los valores del coeficiente del factor de amplificación dinámica de perfiles de suelo F_{as} , que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico para diseño en roca, para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos cortos. Estos valores obedecen a estudios recientes de respuesta dinámica en suelos.

Tabla N° 1.9-9: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa (zona períodos cortos).

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica	I	II	III	IV
	valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.40
A B C D E F	A	0.9	0.9	0.9	0.9
	B	1	1	1	1
	C	1.4	1.3	1.3	1.3
	D	1.8	1.4	1.3	1.2
	E	2.2	1.5	1.4	1.1
	F	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - 11 Cap. 2)
Elaborado por: Autores

1.9.6.11 Perfil de suelo.

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo definidos, se definen seis tipos de perfil de suelo, los cuales se presentan en la Tabla N° 1.9 10. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A - E. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios.

Tabla N° 1.9-10: Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50,0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ Kg/cm}^2)$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante,	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$

D	o	
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15,0$ $100 \text{ Kpa} \left(\approx \frac{1 \text{ Kgf}}{\text{cm}^2} \right) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ KPa}$ $(\approx 0.5 \text{ Kgf / cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ KPa} (\approx 0.50 \text{ Kgf / cm}^2)$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista.	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - 11 Cap. 2)
Elaborado por: Autores

1.9.6.12 Determinación del factor de reducción de respuesta estructural.

El factor R, implica una fuerte reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde, el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas. Los factores de reducción de resistencia R, dependen realmente de muchas variables, entre otras, del tipo de estructura, del tipo de suelo, del período de vibración considerado y de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite, se ha simplificado a un parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural. Sin embargo, conceptualmente es importante su utilización. (Ver Tabla N° 1.9 11).

Tabla N° 1.9-11: Factor de reducción sísmica.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde	3.5

la cimentación	
Estructuras tipo cantilever tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - 11 Cap. 2)

Elaborado por: Autores

1.9.6.13 Fuerzas sísmicas de Diseño

Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, en ausencia de un procedimiento 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:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V$$

Ec. [1.9-9]: Fuerzas sísmicas.

Donde:

V_B : Cortante total en la base de la estructura

V_x : Cortante total en el piso x de la estructura

F_i : Fuerza lateral aplicada a i de la estructura

F_x : Fuerza lateral aplicada en x de la estructura

n : Número de partes en altura de la estructura

w_x : Peso aginado nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga W

w_i : Peso aginado a i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

h_x : Altura del piso x de la estructura.

h_i : Altura i de la estructura

k : Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura, que se evalúa de la siguiente manera:

$$T \leq 0.5s, k = 1.0$$

$$0.5s < T \leq 2.5s, k = 0.75 + 0.50T$$

$$T > 2.5, k = 2.0$$

Ec. [1.9-10]: Coeficiente de periodo de vibración.

1.9.6.14 Determinación del período de vibración.

El período de vibración de la estructura, será estimado de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Ec. [1.9-11]: Periodo de vibración.

Donde:

h_n : Altura máxima de la edificación, medida desde la base de la estructura, en metros.

Para estructuras de acero sin arriostramientos, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$

Para estructuras de acero con arriostramientos, $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$

Tomamos para torres el valor de estructuras con arriostramientos.

1.9.6.15 Determinación de la dirección de fuerzas sísmicas.

Para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la concurrencia simultánea del 100 por ciento de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30 por ciento de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, los efectos ortogonales pueden calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100 por ciento de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador.

CAPÍTULO II

PARAMETROS DE DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA TORRE AR2-C4.

El propósito fundamental del diseño de estructuras es lograr una estructura económica y segura, que cumpla con ciertos requisitos funcionales y resistentes. Para alcanzar esta meta, el diseñador debe tener un conocimiento completo de las propiedades de los materiales, del comportamiento estructural, de la mecánica y análisis estructural, y de la relación entre la distribución y la función de una estructura.

Esto requiere el desarrollo de nuevos tipos de estructuras y nuevas técnicas de construcción, las que a menudo necesitan soluciones más científicas y rigurosas; así pues, la mecánica y el análisis económico deben intervenir en el arte de crear mejores edificios, puentes, diversas estructuras, como máquinas y equipos. El sentido amplio de la palabra “diseño” incluye tanto arte creativo como análisis científico.³⁶

Las torres de acero pueden ser construidas en un sin número de maneras, pero el uso más eficiente del material se consigue mediante el uso de un enrejado de acero abierto. El uso de celosía abierta evita la exposición de la estructura completa al viento, y permite la construcción de estructuras extremadamente ligeras y rígidas. La mayoría de las estructuras de transmisión de energía son de esta manera.³⁷

2.1 Consideraciones de los sistemas estructurales.

Una estructura está formada generalmente por un arreglo de elementos básicos como los descritos anteriormente. El arreglo debe aprovechar las características peculiares de cada elemento y lograr la forma más eficiente del sistema estructural global, cumpliendo con las restricciones impuestas por el funcionamiento de la construcción y por muchos otros aspectos.(Ver Fig. N° 2.1 1).

³⁶ DÍAZ GODINEZ Saúl, Diseño de estructuras para arquitectura, cap. 3, pág. 68

³⁷ STRUCTURAL STEEL DESIGNERS manual 5th edition capítulo 5 Pág 157

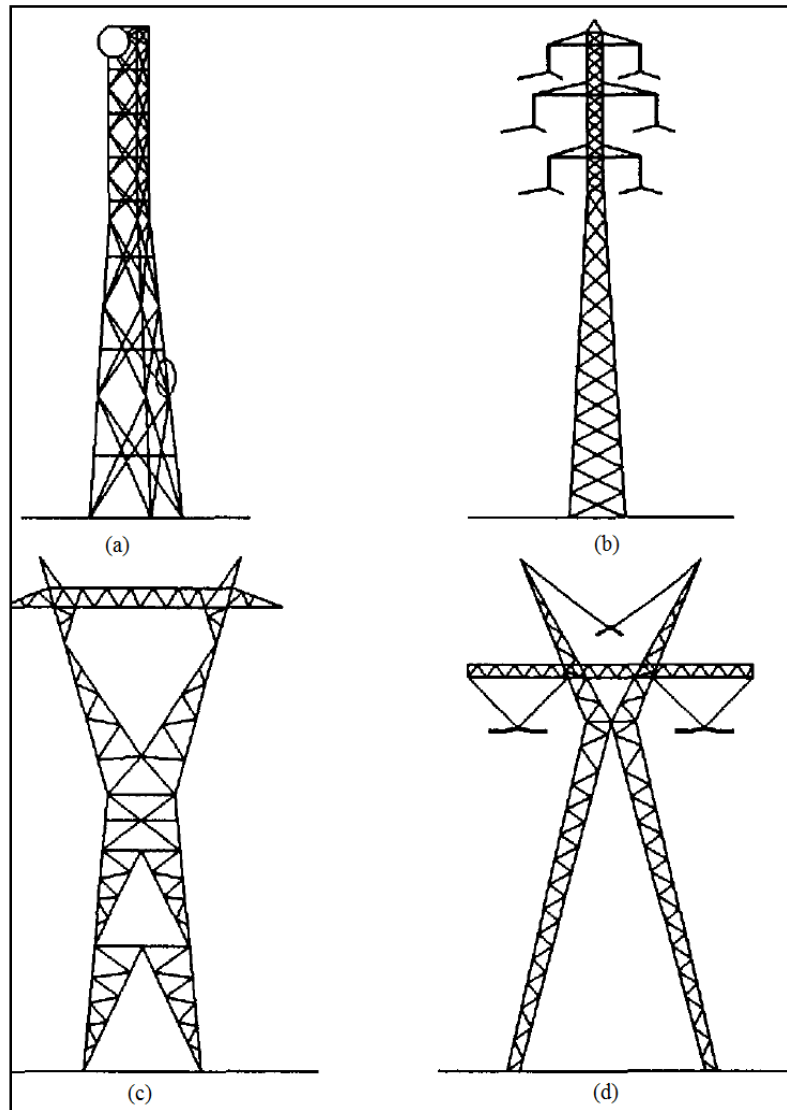


Fig. N° 2.1-1: Torres de celosía.

Fuente: Transmission Towers.
Elaborado por: Autores.

Las características estructurales más importantes de un sistema estructural son su resistencia, rigidez y ductilidad. El sistema debe poder resistir de manera eficiente las diversas condiciones de carga a las que puede estar sometida la estructura y poseer rigidez para diferentes direcciones en que las cargas pueden actuar, tanto verticales como horizontales. Conviene que posea ductilidad, en el sentido de que no baste que se alcance su estado límite de resistencia en una sola sección para ocasionar el colapso brusco de la estructura, sino que esta tenga capacidad para deformarse sosteniendo su carga máxima y, posea una reserva de capacidad antes del colapso.

2.1.1 Tipos de sistemas estructurales metálicos.

Existen diversos tipos de estructuras, dependiendo tanto del tipo de elementos utilizados, como de los conceptos aplicados, entre los que principalmente se encuentran, los sistemas de marcos rígidos, arriostrados, sistemas atirantados, sistemas bridados, armaduras, entre otros, en los que principalmente cambia la conceptualización de diseño, en este caso es de interés el comprender los sistemas de armadura, ya que son el método más usado en cuanto a torres de línea de transmisión.

2.1.1.1 Sistemas formados por barras o armaduras.

Las armaduras son sistemas formados por barras rectas articuladas en sus extremos y arregladas de tal manera que formen triángulos cuya alta rigidez ante las cargas exteriores sean resistidas exclusivamente por fuerzas axiales en los elementos.

Una de las ventajas de este sistema es que puede formarse esquemas estructurales muy diversos y complejos, los que pueden ser sistemas bidimensionales o tridimensionales, dando gran eficiencia en sus diseños.

El material se aprovecha de manera sumamente eficiente en las armaduras, debido a que todos los elementos están sujetos a cargas axiales que son, además uniformes en toda su longitud. En los arreglos triangulares tipo armadura lo más recomendable es que las barras que estén sujetas a compresión deban ser lo más cortas posibles, para evitar de esta manera los esfuerzos de pandeo y pandeo local, involucrados con la compresión, no sucediendo lo mismo para los elementos en tensión, donde la longitud relativamente no es importante.

En la práctica, el tipo de conexión que se emplea para la mayoría de procedimientos constructivos es el más cercano a un nodo rígido que a una articulación, de manera que estos sistemas deberían modelarse más rigurosamente como arreglos triangulares de barras conectadas rígidamente.

Sin embargo, por el arreglo triangular de las barras y por estar la mayor parte de las cargas aplicadas en los nodos, los momentos flexionantes que se introducen son

generalmente pequeños y las diferencias con respecto a los resultados de un análisis considerando los nodos articulados son despreciables.

Por tanto, es válida la idealización como armadura, con lo que el análisis resulta mucho más sencillo y el comportamiento mucho más claro de visualizar.

La triangulación es el aspecto clave de una armadura. Del arreglo apropiado de los elementos depende la eficiencia de la transmisión de cargas. Conviene evitar que los lados de los triángulos formen ángulos muy agudos, para lograr alta rigidez (ángulos entre 30 y 60° son apropiados).

2.2 Principios generales de diseño de estructuras metálicas.

El diseño estructural requiere de la ingeniería para producir un sistema estructural que satisfaga de manera adecuada las necesidades. A continuación, este sistema se incorpora a un modelo matemático para obtener las fuerzas en los miembros. Como el modelo matemático nunca representa con exactitud la estructura real, otra vez es necesaria la ingeniería para evaluar la validez del análisis a fin de poder aplicar las tolerancias apropiadas a la incertidumbre tanto en la deformación como en la estática.

Con base en las propiedades de los materiales, la función estructural, las consideraciones ambientales y estéticas, se efectúan modificaciones geométricas en el análisis del modelo, y se repiten los procesos de resolución hasta obtener una solución que produce un equilibrio satisfactorio entre la selección del material, la economía, las necesidades, y diversas consideraciones. Se procede entonces a efectuar cualquier análisis estructural requerido, y se hace la selección del miembro y el diseño de la conexión, que sea apropiado.

La seguridad, como preocupación de diseño tiene precedencia sobre todas las otras consideraciones, como la estructura después de su construcción siempre estará sometida a cargas y no siempre del modo o manera con que fue diseñada, la selección de las cargas de diseño constituye un problema de estadística y probabilidad.

Esta parte del problema resultaría bastante subjetiva, y produciría diseños extremadamente dispares, si no fuese por los códigos de construcción que en una forma u otra establecen límites mínimos requeridos o sugeridos en aquellos casos en que la seguridad pública constituye un factor importante.

2.2.1 Funciones del diseñador estructural.

El diseñador estructural distribuye, dimensiona las estructuras y partes de éstas para que soporten satisfactoriamente a las cargas sometidas. Sus funciones son:

- Trazo general de la estructura.
- Estudio de las formas estructurales posibles.
- Consideración de las condiciones de carga.
- Análisis de esfuerzos, deflexiones, etc.
- Diseño de los elementos.
- Preparación de los planos.³⁸

2.3 Requerimientos del diseño estructural.

Existen tres requerimientos fundamentales al momento de diseñar una estructura, dando prevalencia a la seguridad, siguiendo por la factibilidad, y terminando en el costo.

2.3.1 Seguridad.

Una estructura no sólo debe soportar con seguridad las cargas impuestas sino soportarlas en forma tal que las deflexiones y vibraciones resultantes no sean excesivas, dando la máxima importancia a la protección y bienestar de su entorno.

2.3.2 Factibilidad.

El ingeniero debe proporcionar las partes de las estructuras de manera que puedan fabricarse y montarse sin mayores problemas. Se debe entender lo relativo al detallado y al montaje de estructuras. Entre más se conozca sobre los problemas,

³⁸ MC CORMAC, Jack C “*Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD*” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 30

tolerancias y márgenes de taller y campo, mayor será la posibilidad de que los diseños resulten razonables, prácticos y económicos.³⁹

2.3.3 Costo.

El proyectista siempre debe abatir los costos sin sacrificar la resistencia, ni la factibilidad, como la seguridad.

2.4 Consideraciones geométricas específicas.

Una vez entendido los principios del diseño de estructuras, el primer requisito es el determinar los lineamientos geométricos específicos a poseer en su configuración estructural.

2.4.1 Consideración conceptual geométrica de los miembros.

El diseño de una torre de celosía de acero comienza con el desarrollo de un diseño conceptual, que establece la geometría de la estructura ya prevista en el capítulo I.

En el desarrollo de la geometría, toda dimensión debe ser establecida tanto en la base, patas de la torre, cuerpo piramidal, crucetas y cúpula de cable de guarda o tierra.

2.4.2 Consideración por la importancia de los miembros.

Existen tres tipos de miembros dentro de la configuración geométrica de la armadura, en los que se encuentran:

- Miembros principales: Son los montantes o cantoneros longitudinales que forman al final las patas.
- Miembros secundarios o de refuerzo: Son considerados los que llevan las cargas verticales y de corte en la torre.

³⁹ MC CORMAC, Jack C “*Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD*” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 30

- Miembros de refuerzos redundantes o terciarios: Serán los que se utilizarán para proporcionar un soporte intermedio a los miembros primarios y secundarios a fin de reducir su longitud e incrementar su capacidad de carga.

Una influencia significativa en la economía de la construcción de la torre son los lineamientos geométricos que deben ser cuidadosamente considerados en la etapa de diseño.

Las torres de celosía suelen ser de base cuadrada, triangular y de formas diversas. Los montantes soportan los refuerzos principales, estos son a menudo apoyados por refuerzos adicionales secundarios para reducir las longitudes efectivas de pandeo.(Ver Fig. N° 2.4 1)⁴⁰

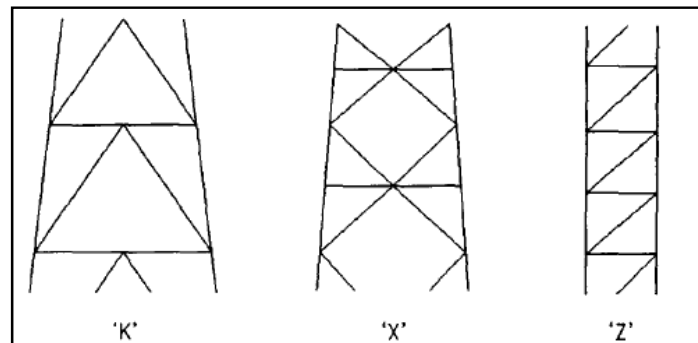


Fig. N° 2.4-1: Principales acuerdos de arriostramiento.

Fuente: Transmission Towers.
Elaborado por: Autores.

Alguna de las maneras como podemos transmitir las fuerzas laterales al terreno de estructuras de altura son sistema de contraventeo en X o K.

El sistema de arriostramiento o contraventeo K proporciona mayor libertad para la colocación de aberturas que el sistema X. Las riostras K están soportadas a medio claro, por lo que los elementos horizontales tendrán momentos menores.

El sistema de contraventeo K usa menos material que el sistema X en torres de gran robustez.

⁴⁰ STRUCTURAL STEEL DESIGNERS MANUAL 5th edition capitulo 5 pagina 159

2.4.3 Consideración del ángulo incluido.

El mínimo ángulo incluido entre dos miembros, casi siempre montante y secundario, es un factor importante para la distribución de la fuerza apropiada según lo destaca la norma ASCE 10-97("Sociedad americana de ingeniería civil") y recomienda un ángulo mínimo de 20° , destinado a desarrollar una acción de transferencia de carga óptima y minimizar momentos en los miembros de la armadura, por excentricidades, sin embargo, la práctica es aumentar el ángulo incluido a 30° para torres de anclaje angulares y de 35 a 45° en torres de remate, cabe destacar que dicho ángulo se mide desde el montante hacia el miembro secundario.

2.4.4 Consideraciones por tipo de sistema de arriostramiento.

Una vez que el ancho de la torre en la parte superior y a nivel de tierra se ha determinado, así como se ha identificado los sistemas básicos de arriostramientos, el siguiente paso es seleccionar el sistema más adecuado. Los siguientes sistemas de arriostramiento se han adoptado para torres de líneas.

2.4.4.1 Arriostramiento simple o en Z.

Se compone de una de las diagonales posibles. Este sistema se utiliza especialmente para torres de base estrecha, en crucetas y para torres tipo mono bloqué, que poseen poca solicitud en torres de base amplia.(Ver Fig. N° 2.4 2).

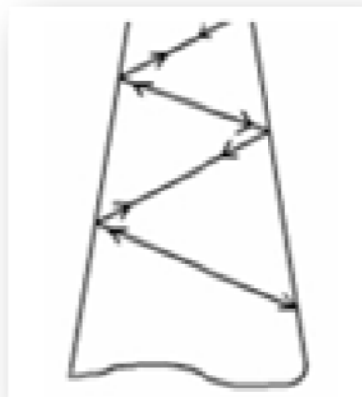


Fig. N° 2.4-2: Arriostramiento simple o en Z

Fuente: Transmission Towers.
Elaborado por: Autores.

Un patrón de arriostramiento escalonado se utiliza muchas veces en las caras adyacentes de una torre para facilidad de conexión y reducir el número de agujeros en una sección, más se ha demostrado que el escalonamiento de los principales miembros de refuerzo puede producir un momento significativo en los miembros, especialmente para torres altamente cargadas, entonces lo mejor consiste en escalonar redundantes y conectar los miembros principales de arriostramiento en las caras adyacentes en un punto común del enrejado. (Ver Fig. N° 2.4 3).

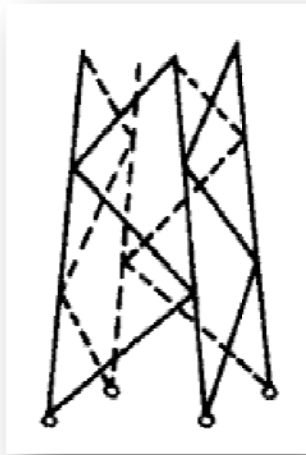


Fig. N° 2.4-3: Arriostramiento simple con escalonamiento.

Fuente: Transmission Towers.
Elaborado por: Autores.

2.4.4.2 Arriostramiento Doble o sistema de Warren.

Este sistema se compone de arriostramiento diagonal cruzado o X simétrica, el punto de corte es igual entre las dos diagonales, Se considera que un miembro trabajará a compresión y el otro a tensión. Las diagonales deberán diseñarse tanto para la compresión como para la tensión con el fin de permitir la inversión de corte aplicado externamente. Los miembros diagonales estarán conectados en su punto de cruce. Este sistema se utiliza para torres grandes y pequeñas y se pueden adoptar en todo el eje excepto en los paneles más bajos, donde el sistema de portal o K es más adecuado. (Fig. N° 2.4 4).

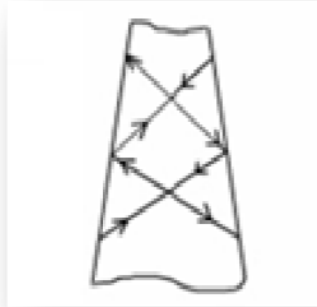


Fig. N° 2.4-4: Arriostramiento Doble o sistema de Warren

Fuente: Transmission Towers.
Elaborado por: Autores.

2.4.4.3 Arriostramiento de Pratt.

Este sistema también contiene arriostramiento de diagonales cruzadas o X y, además, tiene elementos horizontales. A menudo es económico utilizar este arriostramiento para los dos o tres primeros enrejados y arriostramiento de Warren para el resto de la torre. (Ver Fig. N° 2.4 5).

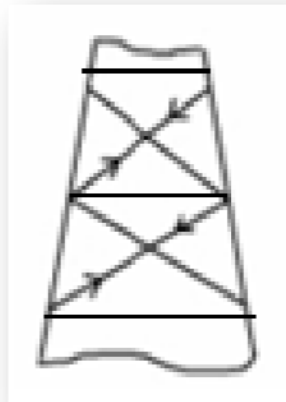


Fig. N° 2.4-5: Arriostramiento de Pratt.

Fuente: Transmission Towers.
Elaborado por: Autores.

2.4.4.4 Arriostramiento tipo Portal.

Las diagonales están diseñadas en K, dando un diseño tanto para tracción y compresión, por lo tanto esta disposición proporciona una mayor rigidez que el sistema de Pratt. La ventaja de este sistema es que los elementos horizontales están soportados en la mitad por las diagonales.

Al igual que el sistema Pratt, esta disposición se utiliza también para la parte inferior o dos o tres primeros enrejados, es especialmente útil para torres pesadas que cruzan ríos o de retención y anclaje etc.(Ver Fig. N° 2.4 6: Arriostramiento tipo Portal.).

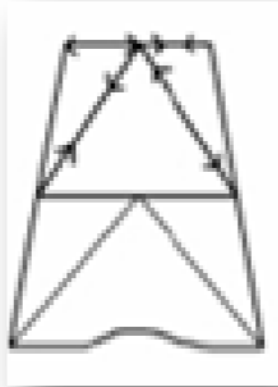


Fig. N° 2.4-6: Arriostramiento tipo Portal.

Fuente: Transmission Towers.
Elaborado por: Autores.

2.5 Disposición de esfuerzos sometidos en sistemas de arriostramiento.

Los elementos de arriostramiento pueden ser diseñados a simple tensión o compresión como se muestra en la Fig. N° 2.5 1. En un sistema de tensión como se muestra en (a), los miembros de refuerzo están diseñados para llevar las fuerzas de tensión únicamente, las fuerzas de compresión llevarán los arriostramientos horizontales. En un sistema como se muestra en (b) y (c), los refuerzos están diseñados para transportar tanto la tensión y compresión. Un sistema de tensión sólo puede resultar económico para ligeras torres. Pero para torres más pesadas, un sistema de tensión-compresión se recomienda ya que distribuye la carga por igual a las patas de la torre.

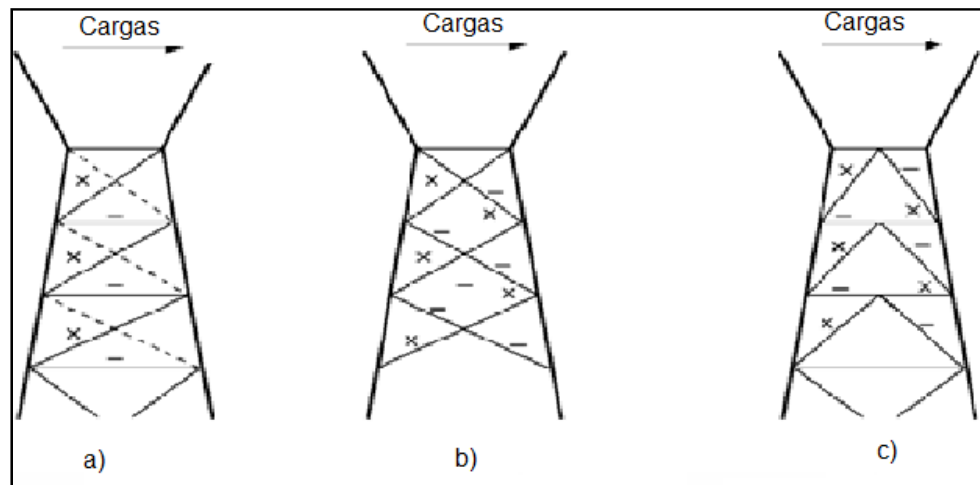


Fig. N° 2.5-1: Sistemas de arriostramiento.

Fuente: Transmission Towers.
Elaborado por: Autores.

2.6 Consideraciones específicas del acero de diseño.

Las características que hacen que un material sea adecuado para cumplir funciones estructurales se relacionan con sus propiedades mecánicas y con su costo principalmente. Comúnmente, el material debe cumplir dentro de la fabricación y montaje la función de dar durabilidad ante efectos ambientales, como resistencia a las cargas requeridas.

El acero es una aleación que está compuesta principalmente de hierro (más del 98%). Contiene también pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos. El carbono es el elemento que tiene la mayor influencia en las propiedades del acero. La dureza y la resistencia aumentan con el porcentaje de carbono pero desafortunadamente el acero resultante es más frágil y su soldabilidad se ve afectada. Una menor cantidad de carbono hará más suave y dúctil al acero, pero también más débil. La adición de cromo, silicio y níquel dan como resultado aceros con resistencias mucho mayores.⁴¹

⁴¹ MC CORMAC, Jack C “Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 12-17

2.6.1 Propiedades del acero estructural.

Las propiedades estructurales de un material se definen en forma rigurosa por medio de sus leyes constitutivas, o sea del conjunto de ecuaciones que describen el estado de deformaciones que se presenta en el material ante cada posible estado de esfuerzos, así como los estados que corresponden a condiciones de falla. De una manera más sencilla las principales propiedades de un material pueden representarse mediante curvas esfuerzo-deformación obtenidas de ensayos estándar ante condiciones axiales de esfuerzos (de compresión o tensión), los que proporcionan una información relevante acerca del comportamiento de un material.

2.6.1.1 Ventajas del acero como material estructural.

De los materiales comúnmente usados para fines estructurales, el acero es el que tiene mejores propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad. Su eficiencia estructural es además alta debido a que puede fabricarse en secciones con la forma más adecuada para resistir la flexión, compresión u otro tipo de solicitación. Hay que tomar en cuenta que a medida que se incrementa la resistencia del acero se reduce su ductilidad y que al aumentar la resistencia no varía el módulo de elasticidad, por lo que se vuelven más críticos los problemas de pandeo de los elementos.

Se considera que es el más versátil de todos los materiales estructurales, posee gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación, etc.

Entre sus diversas ventajas se encuentran:

- Alta resistencia: La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros y estructuras altas.
- Uniformidad: Las propiedades del acero no cambian apreciablemente en el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.
- Elasticidad: El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos.

- Durabilidad: Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente. Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.
- Ductilidad: La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Cuando se prueba a tensión un acero con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura.
- Tenacidad: Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

Además de sus grandes ventajas posee características como:

- Gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión como son la soldadura, los pernos y los remaches.
- Posibilidad de prefabricar los miembros.
- Rapidez de montaje.
- Capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas como se describe en la sección.
- Reuso posible después de desmontar una estructura.

2.6.1.2 Desventajas del acero como material estructural.

En general el acero tiene las siguientes desventajas:

- Costo de mantenimiento: La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua, más el uso de aceros protegidos para ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este costo.
- Costo de protección contra el fuego: Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios.

- Susceptibilidad al pandeo: Cuanto más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo.
- Susceptibilidad a fatiga: Un inconveniente del acero es que su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios de la magnitud del esfuerzo de tensión.
- Fractura frágil: Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la falla frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos.⁴²

2.6.2 Consideraciones de esfuerzo-deformación del acero estructural.

Los diagramas esfuerzo-deformación ofrecen entender cómo se comporta el acero estructural, si un elemento se somete a una fuerza de tensión, éste comenzará a alargarse. Si se incrementa la fuerza a razón constante, la magnitud del alargamiento aumentará constantemente dentro de ciertos límites. Cuando el esfuerzo de tensión alcance un valor aproximadamente igual a un medio de la resistencia última del acero, el alargamiento comenzará a aumentar más y rápidamente sin un incremento correspondiente del esfuerzo.

El mayor esfuerzo para el que todavía es válida la ley de Hooke o el punto más alto de la porción recta del diagrama esfuerzo-deformación se denomina límite proporcional, también llamado límite elástico.

El esfuerzo en el que se presenta un incremento brusco en el alargamiento o deformación sin un incremento en el esfuerzo, se denomina esfuerzo de fluencia; corresponde al primer punto del diagrama esfuerzo-deformación para el cual la tangente a la curva es horizontal.

Más allá del esfuerzo de fluencia hay un intervalo en el que ocurre un incremento considerable de la deformación sin incremento del esfuerzo. La deformación que se presenta antes del esfuerzo de fluencia se denomina deformación elástica. La deformación que ocurre después del esfuerzo de influencia, sin incremento de

⁴² MC CORMAC, Jack C “*Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD*” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 3-4

esfuerzo, se denomina deformación plástica. Esta última deformación es generalmente igual en magnitud a 10 o 15 veces la deformación elástica.

Después de la región plástica se tiene una zona llamada endurecimiento por deformación en la que se requieren esfuerzos adicionales para producir deformaciones mayores, en la Fig. N° 2.6 1 se muestra un diagrama típico de un acero estructural de bajo contenido de carbono.

La curva esfuerzo-deformación en la figura es típica de los aceros estructurales dúctiles y se supone que es la misma para miembros a tensión o a compresión.⁴³

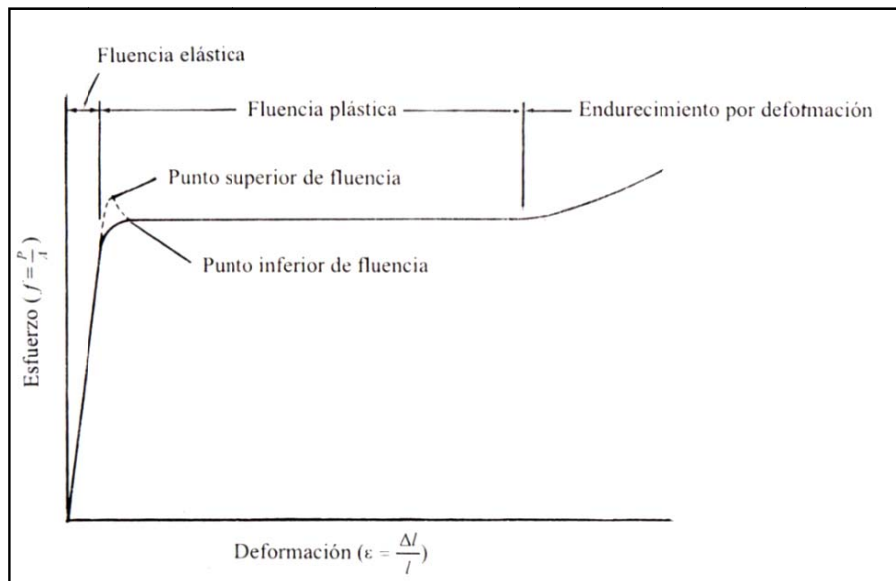


Fig. N° 2.6-1: Diagrama esfuerzo deformación característico de un acero.

Fuente: Mac Cormac Diseño de estructuras LRFD.
Elaborado por: Autores.

Una propiedad muy importante de una estructura que no se ha esforzado más allá de su punto de fluencia, es que ésta recuperará su longitud original cuando se supriman las cargas.(Ver Fig. N° 2.6 2).

⁴³ MC CORMAC, Jack C “Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 33-50

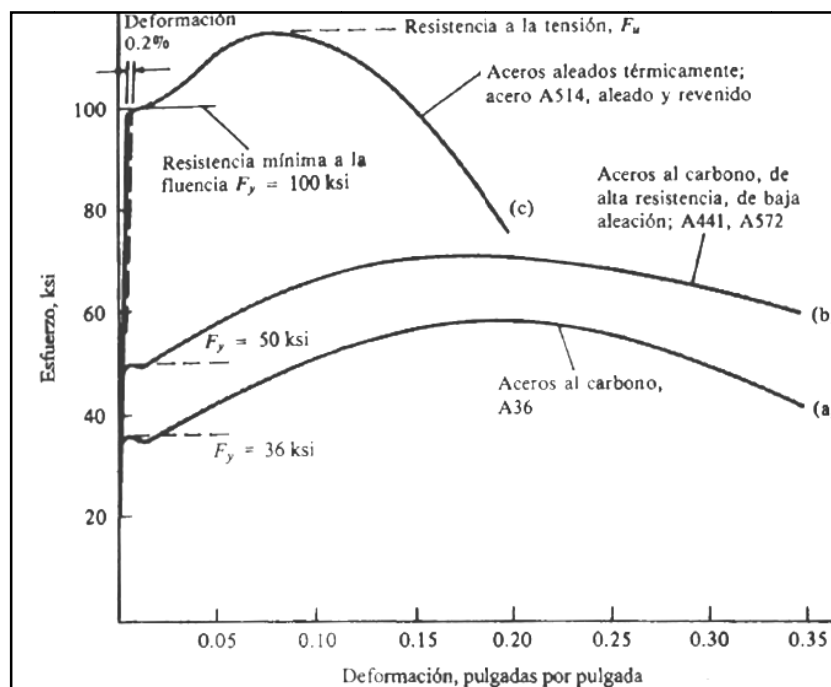


Fig. N° 2.6-2: Curvas esfuerzo-deformación.

Fuente: Mac Cormac Diseño de estructuras LRFD.
Elaborado por: Autores.

2.6.3 Aceros estructurales modernos.

Las propiedades del acero pueden cambiarse en gran medida variando las cantidades presentes de carbono y añadiendo otros elementos como silicio, níquel, manganeso y cobre. Un acero que tenga cantidades considerables de estos últimos elementos se denominará acero aleado. Aunque esos elementos tienen un gran efecto en las propiedades del acero, las cantidades de carbono y otros elementos de aleación son muy pequeñas.

La composición química del acero es de suma importancia por sus efectos sobre sus propiedades tales como la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura, etc. La ASTM (Sociedad Americana de pruebas de materiales) especifica los porcentajes exactos máximos de carbono, manganeso, silicio, etc., que se permiten en los aceros estructurales.

El acero estructural al carbono designado como A36 y con un esfuerzo mínimo de fluencia de 36 ksi (o klb/pulg^2), es el acero estructural comúnmente usado.

Sin embargo, actualmente, la mayoría del acero estructural usado se fabrica fundiendo acero chatarra en hornos eléctricos, con este proceso puede producirse un acero de 50 ksi y venderse a casi el mismo precio que el acero A36.

2.6.3.1 Tipos de aceros estructurales.

Existen diversos tipos de aceros estructurales, donde es necesario identificar el más adecuado para la realización del proyecto, entre los que encontramos:

2.6.3.1.1 Aceros al carbono.

Estos aceros poseen carbono y manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas. Los aceros al carbono son aquellos que tienen los siguientes elementos con cantidades máximas de: 1.7% de carbono, 1.65% de manganeso, 0.60% de silicio y 0.60% de cobre. Estos aceros se dividen en cuatro categorías dependiendo del porcentaje de carbono, como sigue:

- Acero de bajo contenido de carbono < 0.15%.
- Acero dulce al carbono 0.15 a 0.29%. (El acero estructural al carbono queda dentro de esta categoría.)
- Acero medio al carbono 0.30 a 0.59%.
- Acero con alto contenido de carbono 0.60 a 1.70%.

2.6.3.1.2 Aceros de alta resistencia y baja aleación.

Existe un gran número de aceros de este tipo clasificados por la ASTM. Estos aceros obtienen sus altas resistencias y otras propiedades por la adición, aparte del carbono y manganeso, de uno a más agentes aleantes como el columbio, vanadio, cromo, silicio, cobre, níquel y otros. Se incluyen aceros con esfuerzos de fluencia comprendidos entre 40 y 70 ksi. Estos aceros generalmente tienen mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros al carbono.

El término baja aleación se usa para describir arbitrariamente aceros en los que el total de elementos aleantes no excede el 5% de la composición total.

2.6.3.2 Diferentes Aceros Estructurales.

Los aceros estructurales se agrupan generalmente según varias clasificaciones principales de la ASTM: los aceros de propósitos generales (A36), los aceros estructurales de carbono (A529), los aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (A572), los aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica (A242 y A588) y la placa de acero templada y revenida (A514 y A852).(Ver Tabla N° 2.6 1).

Tabla N° 2.6-1: Tabla de diferentes aceros ASTM.

Designación de las ASTM	Tipo de acero	Formas	Usos recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia , F_y en ksi	Resistencia mínima especificada a la tensión, F_u en ksi
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas o soldadas	36, pero 32 si el espesor es mayor de 8 pulg	58 – 80
A529	Al carbono	Perfiles y placas hasta de $\frac{1}{2}$ pulg	Similar al A36	42 - 50	60 -100
A572	Columbio – vanadio de alta resiatencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 6 pulg	Construcción soldada o atornillada. No para puentes soldados con F_y grado 55 o mayor	42 - 65	60 - 80
A242	De la alta resistencia, baja aleación, y resistente a la corrosión	Perfiles, placas y barras hasta 5 pulg	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas; técnica de soldado muy importante	42 - 50	63 - 70
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrocion atmosférica	Placas y barras hasta de 4 pulg	Construcción atornillada	42 - 50	63 – 70
A852	Aleación templada y revenida	Placas sólo hasta de 4 pulg	Construcción soldada o atornillada, principalmente para puentes y edificios soldados.	70	90 – 110

Fuente: AISC-360-05
Elaborado por: Autores

2.6.3.3 Economía de los aceros de alta resistencia.

Actualmente existen en el mercado varios aceros con esfuerzos de fluencia mayores de 36 ksi. Aunque los precios de los aceros aumentan con el incremento de los puntos de fluencia, el porcentaje de incremento en los precios no es mayor que el porcentaje de incremento de los puntos de fluencia. En consecuencia, el uso de aceros más resistentes resultará económico en miembros a tensión, vigas y columnas. Tal vez la mayor economía se obtendrá con miembros a tensión.

Entre los factores adicionales que pueden conducir al uso de los aceros de alta resistencia se encuentran los siguientes:

- Alta resistencia a la corrosión.
- Posibles ahorros en los costos de montaje, transporte y cimentaciones debido al menor peso.
- Posibles ahorros en la protección contra el fuego porque pueden usarse elementos más pequeños.

La primera consideración que toman en cuenta muchos ingenieros al escoger un tipo de acero es el costo directo de los miembros. Dicha comparación puede hacerse fácilmente, pero la consideración económica respecto a qué acero se debe usar, no puede hacerse a menos que se tomen en cuenta otros factores como pesos, dimensiones, deflexiones, mantenimiento y fabricación.⁴⁴

Los perfiles de acero utilizados en muchas aplicaciones estructurales, como en la construcción de edificios, y torres de transmisión en este caso han optado por el acero ASTM A 572 gr 50, a continuación se muestra una tabla comparativa, del porque los diseñadores lo toman ya hoy como el material ideal en este tipo de aplicaciones⁴⁵. (Ver Fig. N° 2.6 3).

⁴⁴ MC CORMAC, Jack C “*Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD*” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 23

⁴⁵ STRUCTURAL STEEL DESIGNER'S HANDBOOK - mc graw hill capitulo 1-4

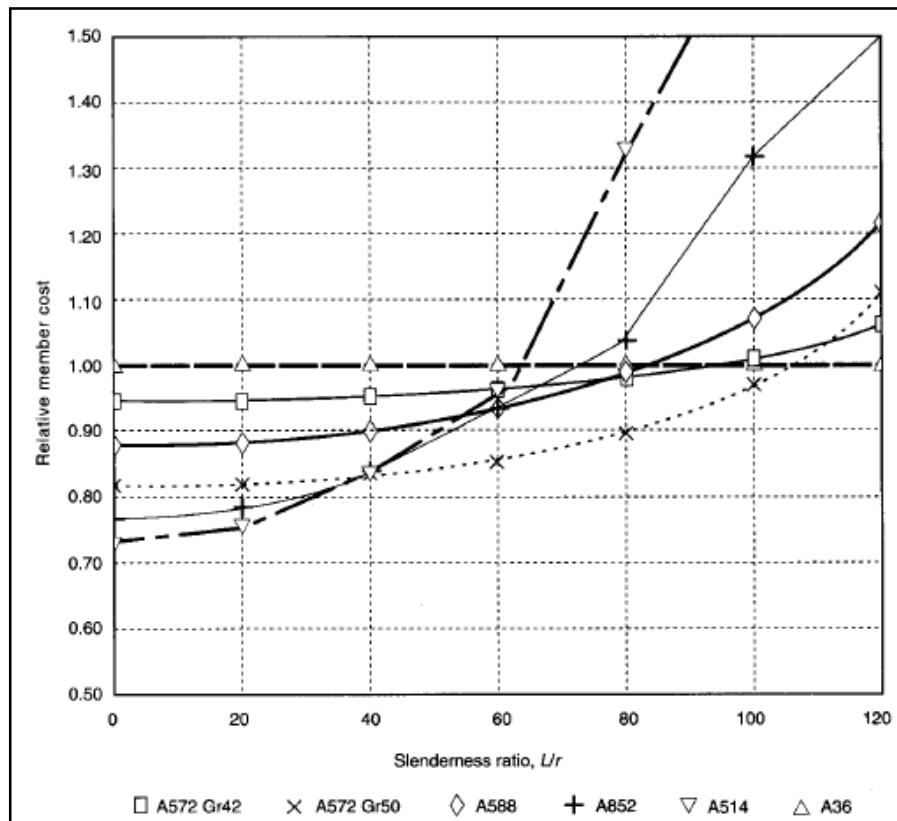


Fig. N° 2.6-3: Curvas precio vs esbeltez.

Fuente: STRUCTURAL STEEL DESIGNER'S HANDBOOK.
Elaborado por: Autores

El acero A36 se toma como unidad según la tabla y se compara de acuerdo a la esbeltez de los miembros a utilizar su economía notando que el acero A 572-gr 50 casi alcanza en todo el periodo a ser más económico que el A-36, por lo que prácticamente a menor precio se consigue mayor resistencia, todo debido a su proceso de obtención y utilización, que se basa en la fundición de A-36 bajo procesos de recuperación de resistencia por aleantes.

Generalmente en el diseño de torres de línea de transmisión eléctrica se suele utilizar principalmente el acero ASTM-A36 o el denominado ASTM-A572 gr50.

2.7 Consideración de tipos de perfiles en análisis.

Al momento de diseñar una estructura es necesario tomar en cuenta los diferentes tipos de perfiles, laminados al caliente de acuerdo a las características del diseño.

Es común encontrar miembros sujetos a tensión y compresión en torres y sus sistemas de arriostramiento, la selección de un perfil para usarse como miembro depende realmente de los esfuerzos a los que estará sometido, así es sencillo el elegir perfiles sujetos a tensión, pero en el caso que estos pudieran encontrarse en un momento dado a compresión, ya que es necesario además proporcionar rigidez necesaria para que no sufran problemas de pandeo.

Las torres de celosía para la mayoría de los propósitos son de ángulos apernados.

Las conexiones son generalmente dispuestas para permitir el apernado y montaje de componentes relativamente pequeños. Los ángulos pueden ser cortados a longitud y los agujeros para pernos son perforados por máquinas como parte de la misma operación, por tal motivo se consideran la solución más recomendable en el caso de torres de línea de transmisión, además de ser livianos, resistentes y no poseer cavidades recurrentes a corrosión.

2.7.1 Consideraciones de perfiles simples y armados.

Además de los ángulos simples, también se puede encontrar ángulos dobles, secciones T, canales, secciones W o secciones armadas a base de placas o perfiles laminados.

Otro tipo de sección usada con frecuencia en miembros a tensión es la placa plana que resulta muy satisfactoria en torres de transmisión, como medio de juntas de unión.

2.7.1.1 Perfiles estructurales simples.

Cuando se requiere una cierta rigidez, o cuando las inversiones de carga pueden someter al miembro diseñado para tensión a ciertas compresiones, en tal situación deben emplearse perfiles estructurales sencillos o armados. El perfil laminado más sencillo y que se usa a menudo como miembro a tensión es el ángulo; una objeción importante al uso de un sólo ángulo es la presencia de excentricidades en la conexión, pero da facilidad a la misma y no presenta mayores problemas de corrosión, lo que si se encuentra en perfiles tubulares.

Los ángulos tienen una rigidez considerablemente grande, se usan principalmente para contra vientos, miembros a tensión en armaduras ligeras, y en casos donde la longitud de los miembros no es excesiva, mas ello se puede conseguir fácilmente gracias a los sistemas de enrejados.

2.7.1.2 Miembros armados.

Los miembros armados se obtienen conectando entre sí dos o más perfiles, de modo que actúen como un único miembro. Estos miembros pueden ser necesarios debido a requisitos de área, la que en ocasiones no puede suministrarse con un perfil laminado sencillo, o bien por requisitos de rigidez, ya que para una misma área puede obtenerse un momento de inercia mucho mayor con secciones armadas que con perfiles laminados sencillos; otra razón puede ser la necesidad de una conexión adecuada cuando el ancho o el peralte requeridos para la conexión del miembro no puedan obtenerse con una sección laminada estándar.

Cuando los miembros constan de más de una sección, necesitan conectarse. Las placas de unión localizadas regularmente, o bien, las cubre placas perforadas, sirven para mantener las diversas secciones en sus posiciones correctas. Estas placas también sirven para corregir cualquier distribución desigual de carga entre las diversas secciones; además para mantener las relaciones de esbeltez de las partes individuales dentro de ciertos límites y facilitar el manejo de los miembros armados.

Se considera que ninguna de las placas de unión intermitente incrementan el área efectiva de las secciones. Como teóricamente éstas no toman porciones de la fuerza actuante en las secciones principales, sus tamaños quedan regidos generalmente por las especificaciones y a veces por el buen juicio del proyectista.⁴⁶

Una ventaja de los miembros armados es que pueden hacerse suficientemente rígidos para que soporten compresión tanto como tensión y, por ende son deseables en estructuras donde puedan presentarse inversiones de esfuerzos.(Ver Fig. N° 2.7 1).

⁴⁶ MC CORMAC, Jack C “*Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD*” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 63-66

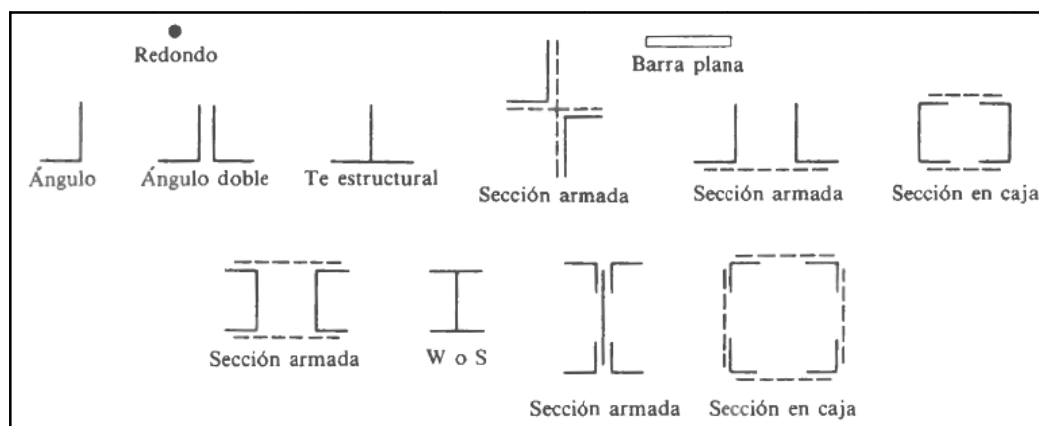


Fig. N° 2.7-1: Tipos de miembros a tensión.

2.8 Generalidades del método de diseño.

Una vez que las cargas externas que actúan en la torre se han determinado, así como se ha seleccionado el material de diseño, y se ha previsto la geometría de la estructura se procede con un análisis de las fuerzas en varios miembros con objeto de fijar sus tamaños. Puesto que la fuerza axial es la única fuerza analizada en los elementos de una armadura, el miembro tiene que estar diseñado para compresión o tensión. Cuando hay múltiples condiciones de carga, ciertos miembros pueden ser sometidos tanto a fuerzas de compresión y de flexión.

2.8.1 Responsabilidad de especificaciones y códigos de construcción.

El diseño de la mayoría de estructuras se rige por especificaciones o normas ya que las especificaciones de ingeniería son desarrolladas por varias organizaciones y contienen las opiniones más valiosas sobre la buena práctica de la ingeniería tratando de proteger al público.⁴⁷

2.8.2 Tipos de métodos de diseño elástico y plástico.

Casi todas las estructuras de acero existentes se diseñaron con métodos elásticos. El proyectista estima las cargas de trabajo o servicio, o sea, las cargas que la estructura tiene que soportar y diseña los miembros estructurales con base en ciertos esfuerzos permisibles. Estos usualmente son cierta fracción del esfuerzo mínimo de fluencia

⁴⁷ MC CORMAC, Jack C “Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 38-44

especificado del acero, más se ha visto que la ductilidad del acero proporciona una reserva de resistencia y esta circunstancia es la base del diseño plástico. En este método, las cargas de trabajo se estiman y se multiplican por ciertos factores de carga o de sobrecapacidad y los elementos estructurales se diseñan entonces con base en sus resistencias al colapso.

Indudablemente, para cierto tipo de estructuras es verdad que con el diseño plástico se puede lograr un uso más económico del acero que con el diseño elástico.⁴⁸

2.9 Antecedentes de diseño con factores de carga y resistencia (LRFD).

El diseño con factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de estados límite. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función.

Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio. Los estados límite de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.

Los estados límite de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones.

El método ha demostrado que la probabilidad de alcanzar un estado límite resulta pequeña dentro de valores aceptables.⁴⁹

La especificación LRFD se concentra en requisitos muy específicos relativos a los estados límite de resistencia y permiten cierta libertad en el área de servicio.

En el método LRFD las cargas de trabajo o servicio se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad que son casi siempre mayores que 1.0 y se obtienen las

⁴⁸ MC CORMAC, Jack C “*Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD*” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 51

⁴⁹ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-282

"cargas factorizadas" usadas para el diseño de la estructura. Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de cargas. La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas.

El diseño de acuerdo a las disposiciones LRFD satisface los requisitos cuando la resistencia de diseño de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida determinada de acuerdo a las combinaciones.

El diseño se realizará de acuerdo con la ecuación:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Ec. [2.9-1]: Ecuación básica LRFD.

Donde:

R_u : Resistencia requerida (LRFD)

R_n : Resistencia nominal

ϕ : Factor de resistencia

ϕR_n : Resistencia de diseño

2.9.1 Factores de carga LRFD.

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas.⁵⁰

2.9.2 Factores de resistencia LRFD.

Para estimar con precisión la resistencia última de una estructura es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tienen en la resistencia de los materiales, en las dimensiones y en la mano de obra.

⁵⁰ MC CORMAC, Jack C "Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD" Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 53

Con el factor de resistencia, se reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente, debido a imperfecciones en las teorías de análisis.

Para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia última teórica (llamada aquí resistencia nominal) de cada elemento por un factor. (Ver Tabla N° 2.9 1).

Tabla N° 2.9-1: Factores de resistencia característicos.

Factores de resistencia ϕ	Situaciones
1.00	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción
0.90	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal base, fluencia de la sección total de miembros a tensión
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros
0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa
0.75	Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sean tipo A307)
0.60	Aplastamiento en cimentaciones de concreto

Fuente: Mc Cormac LRFD.
Elaborado por: Autores

2.9.3 Magnitud de los factores de carga y resistencia.

Los factores tanto de carga, como de resistencia pretenden suplir las Incertidumbres que afectan al diseño como:

- Variaciones en la resistencia de los materiales debido al flujo plástico, a la corrosión y a la fatiga.
- Fallas en los métodos de análisis a errores apreciables.
- Fenómenos naturales que causan condiciones difíciles de predecir.
- Esfuerzos producidos durante la fabricación y el montaje
- Presencia de esfuerzos residuales y concentraciones de esfuerzos, variaciones en las dimensiones de las secciones transversales, etc.

2.9.4 Confiabilidad del método LRFD.

La palabra confiabilidad, se refiere al porcentaje estimado de veces que la resistencia de una estructura será igual o excederá a la carga máxima aplicada a ella durante su vida estimada (50 años).

El término falla, sobre la confiabilidad de los diseños hechos con el LRFD no significa que las estructuras van a desplomarse; significa más bien que esas estructuras en algún momento estarán cargadas en el intervalo plástico y tal vez aun en el intervalo de endurecimiento por deformación. En consecuencia, las deformaciones podrán durante la sobrecarga producir algún daño ligero.

No importa cuán cuidadosamente se diseñe y construya una estructura, siempre habrá una pequeña posibilidad de que las cargas expuestas sean mayores que las resistencias entregadas o que el estado límite de resistencia se exceda.⁵¹

2.9.5 Ventajas del método LRFD.

En el método de diseño por esfuerzos permisibles (DEP ó ASD) usaba el mismo factor de seguridad para las cargas muertas y vivas, en tanto que en el método del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) se usa un factor de carga o de seguridad mucho menor para las cargas muertas ya que éstas se pueden determinar con mayor exactitud que las vivas. En consecuencia, la comparación del peso que se obtiene para una estructura diseñada con ambos métodos depende necesariamente de la relación entre cargas vivas y muertas.

2.10 Especificaciones "AISC 360-05" método "LRFD" .

El propósito fundamental de las disposiciones AISC (Sociedad Americana de Constructores en Acero) es la determinación de la resistencia nominal y disponible de los miembros, conexiones y otros componentes de las estructuras en acero, así se ha tomado dicha norma como guía específica de diseño de la torre AR2-C4, de la

⁵¹ MC CORMAC, Jack C “*Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD*” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 58-61

misma que en lo posterior se hará énfasis a los diseños pertinentes a la estructura en tratamiento, de lo que se puede notar se respetara los siguientes enunciados: .⁵²

- En relación a las especificaciones publicadas en su edición trece de marzo 09 del 2005, se establecerá el diseño de la Torre AR2-C4 tanto para el sistema estructural en acero como para los componentes de conexión.
- Las disposiciones consideran que no es necesario verificar el diseño a fatiga en el caso de estructuras diseñadas adecuadamente para resistir cargas laterales como de sismo o viento, lo cual se excluirá en el diseño de la Torre AR2-C4 ya que la misma representa un diseño elevado para dichas cargas.
- Se suministrará estabilidad tanto para la estructura como para todos y cada uno de sus miembros cumpliendo las disposiciones de los Capítulos E, F, G, H, J de la norma tratada.
- A más de los estados límites de resistencia, se verificara los determinados por requisitos funcionales, en este caso el máximo desplazamiento lateral relativo; de acuerdo con las disposiciones de las normas pertinentes en cuanto a las deflexiones permisibles de torres reticulares.
- Se procurara evitar problemas de pandeo local en los componentes haciendo uso de secciones compactas, según se define.
- Las cargas y combinaciones de cargas para diseños LRFD, se aplican según las combinaciones de ASCE 7.
- El diseño de miembros y conexiones será consistente con el comportamiento que se espera que tenga el sistema estructural, en este caso en relación de la torre de línea de transmisión AR2-C4 la misma que será dotada de resistencia y estabilidad mediante cualquier combinación de miembros y conexiones prevista.⁵³

⁵² AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-271

⁵³ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-66

- La resistencia requerida será determinada mediante análisis estructural según las combinaciones de carga correspondientes.
- Se utilizara Factores para las combinaciones de cargas LRFD apropiadas, en este caso las combinaciones pertinentes a los requerimientos a ser analizados posteriormente determinados por TRANSELECTRIC, EP, las mismas que estipulan cargas ultimas, ya de diseño.
- En cuanto a las especificaciones de materiales se tomara en relación a los requerimientos perfiles laminados al caliente y bajo la certificación ASTM A572/ A572M, la misma que se encuentra entre las normativas de la AISC y es reconocida por sus capacidades altamente resistentes.

Cabe recalcar que dentro de los dos métodos disponibles se ha elegido el método LRFD a razón de corroborar con las disposiciones impuestas por TRANSELECTRIC, las mismas que imponen cargas últimas por factores de carga.

2.11 Parámetros de diseño de miembros solicitados a tensión.

Si tenemos un miembro a tensión con agujeros para pernos, éste puede fallar por fractura en la sección neta que pasa por los agujeros. Esta carga de falla puede ser más pequeña que la carga requerida para plastificar la sección bruta alejada de los agujeros. Se debe tener en cuenta que la parte del miembro que tiene un área transversal reducida por los agujeros, es muy corta comparada con su longitud total.

La especificación estipula que la resistencia de diseño de un miembro a tensión será la más pequeña de los valores obtenidos con las dos expresiones siguientes:

- Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (con la idea de prevenir alargamiento excesivo del miembro).
- Por fractura en la sección neta en la que se encuentren agujeros de pernos.

No es probable que las fluctuaciones de esfuerzos lleguen a ser un problema en las torres de línea de transmisión, porque los cambios en las cargas en dichas estructuras, ocurren generalmente en forma esporádica y producen variaciones relativamente pequeñas en los esfuerzos. Las cargas de diseño por viento total o las de sismo ocurren con tan poca frecuencia por lo que no se consideran en el diseño por fatiga.⁵⁴

2.11.1 Selección de perfiles.

Los miembros escogidos deben tener dimensiones que se ajusten en la estructura con una relación razonable a las dimensiones de los otros miembros.

A veces la elección del tipo de miembro se ve afectada por la clase de conexiones usadas para la estructura, como en este caso se usará ángulos debido a sus facilidades de conexión y gran resistencia.

2.11.2 Límite de esbeltez de elementos a tracción.

Para miembros diseñados básicamente en tracción, la razón de esbeltez L/r preferiblemente no debe exceder de 300.⁵⁵

El límite superior recomendado para la esbeltez está basado en el juicio profesional y consideraciones económicas prácticas, facilidad de manejo y seguridad, requeridos para minimizar daños inadvertidos durante la fabricación, transporte y montaje. Este límite de esbeltez no es esencial en la integridad estructural de miembros en tracción; solamente asegura un grado de rigidez tal que permite limitar movimientos laterales indeseables (impactos o vibraciones).⁵⁶

En el caso de ángulos simples, el radio de giro en torno al eje z produce una esbeltez máxima (L/r máximo), excepto para condiciones de apoyo poco usuales.

⁵⁴ MC CORMAC, Jack C “Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 67

⁵⁵ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-82

⁵⁶ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-320

2.11.3 Resistencia a la tracción.

La resistencia de diseño en tracción, $\phi_t P_n$, de miembros solicitados a tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de fluencia en tracción en la sección bruta y fractura en tracción en la sección neta.

(a) Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A_g$$

$$\phi_t = 0.90$$

Ec. [2.11-1]: Tracción en la sección bruta.

(b) Para fractura en tracción en la sección neta:

$$P_n = F_u A_e$$

$$\phi_t = 0.75$$

Ec. [2.11-2]: Fractura en tracción en la sección neta.

Donde:

A_e : Área neta efectiva, cm^2 .

A_g : Área bruta del miembro, cm^2 .

F_y : Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm^2 .

F_u : Tensión última mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm^2 .

2.11.4 Determinación de áreas sujetas a esfuerzos.

La presencia de un agujero en un miembro sujeto a tensión incrementa los esfuerzos, aun si el agujero está ocupado por un perno. (Cuando se usan pernos de alta resistencia puede haber algún desacuerdo respecto a esto, bajo ciertas circunstancias.) Se tiene menos área de acero sobre la que puede distribuirse la carga y habrá concentración de esfuerzos a lo largo del borde del agujero.

2.11.4.1 Área Bruta.

El área bruta, A_g , de un miembro es el área total de la sección transversal.(Ver Fig. N° 2.11 1).

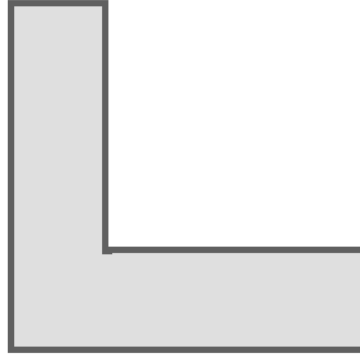


Fig. N° 2.11-1: Sección transversal de ángulos.

2.11.4.2 Área Neta.

El término área neta de la sección transversal o simplemente área neta se refiere al área bruta de la sección transversal menos la de agujeros. Al considerar el área de éstos por lo general es necesario restar un área un poco mayor que la nominal del agujero. Por ejemplo, en la fabricación de torres de acero para conectarse con pernos, los agujeros se hacen con un diámetro 1,6 mm mayor que el correspondiente al perno. Además, se considera que el punzonado del agujero daña o aun destruye, 1,6 mm más del metal circundante; por tanto, el área de los agujeros que se resta corresponde a un diámetro 2 mm mayor que el diámetro nominal del perno.

El área que se resta por agujeros es rectangular e igual al producto del diámetro del agujero por el espesor del metal.

Puede resultar necesario adoptar una mayor tolerancia dimensional durante los montajes para pernos de alta resistencia con diámetros mayores de 16mm. Para esta situación pueden usarse agujeros mayores que los estándares sin reducir la eficiencia de la conexión.

Para una cadena de perforaciones que se extiende a través de una pieza, en una línea en diagonal o zigzag, el ancho neto de esa parte se obtendrá deduciendo del ancho bruto, la suma de diámetros o ranuras tal como se indica de todas las perforaciones

en una cadena, y agregando, para cada cambio de línea perpendicular a la dirección de la fuerza, la cantidad $s^2/4g$.⁵⁷ (Ver Fig. N° 2.11 2).

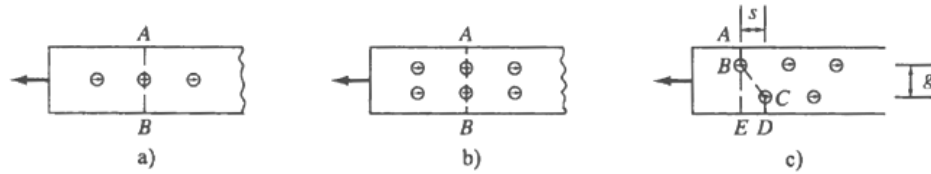


Fig. N° 2.11-2: Línea de áreas de corte.

Fuente: Mc Cormac LRFD.
Elaborado por: Autores

Donde:

s : espaciamiento longitudinal, medido entre centros (paso) de dos perforaciones consecutivas, (cm).

g : espaciamiento transversal, medido entre centros (gramil) de dos perforaciones consecutivas, (cm).(Ver Fig. N° 2.11 3).

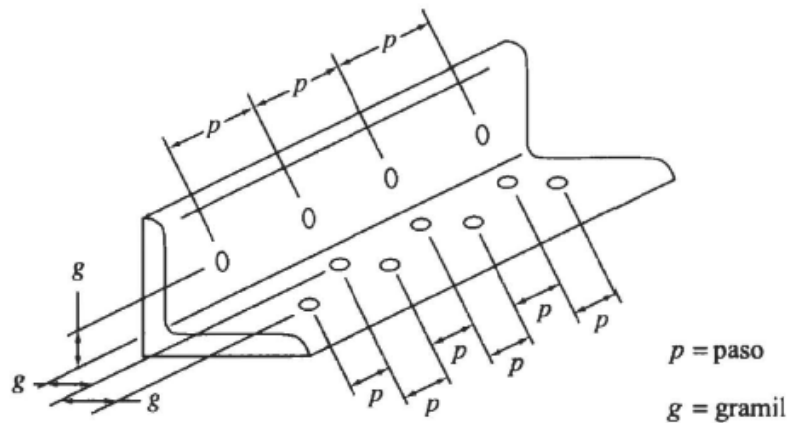


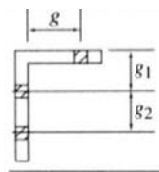
Fig. N° 2.11-3: Gramil y paso en ángulos.

Fuente: Mc Cormac LRFD.
Elaborado por: Autores

⁵⁷AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-83

Para ángulos, el gramil de perforaciones en alas adyacentes será la suma de los gramiles medidos desde la espalda del ala de menor espesor.

El Manual proporciona solamente los gramiles de ángulos recomendados.(Ver Fig. N° 2.11 4).⁵⁸



	Largo	8	7	6	5	4	$3\frac{1}{2}$	3	$2\frac{1}{2}$	2	$1\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{3}{8}$	$1\frac{1}{4}$	1
g		$4\frac{1}{2}$	4	$3\frac{1}{2}$	3	$2\frac{1}{2}$	2	$1\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{8}$	$1\frac{1}{8}$	1	$\frac{7}{8}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{5}{8}$
g_1		3	$2\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{4}$	2										
g_2		3	3	$2\frac{1}{2}$	$1\frac{3}{4}$										

Fig. N° 2.11-4: Gramiles recomendados para ángulos.

Fuente: Mc Cormac LRFD.
Elaborado por: Autores

2.11.4.3 Efecto de agujeros alternados.

Si se tiene más de una hilera de agujeros para tornillos o remaches en un miembro, a veces es conveniente escalonar los agujeros con el fin de tener en cualquier sección el máximo de área neta para resistir la carga.

2.11.4.4 Área Neta Efectiva.

Si un miembro que no sea una placa plana se somete a una tensión axial hasta que ocurre la falla en su sección neta, el esfuerzo real de falla a tensión probablemente será menor que el obtenido en una probeta, a menos que la diversas partes que conforman la selección estén conectadas de manera que el esfuerzo se transmita uniformemente a través de la sección.

Si las fuerzas no son transferidas uniformemente a través de la sección transversal de un miembro, habrá una región de transición de esfuerzo no uniforme que ira de la conexión al miembro a lo largo de cierta distancia.

⁵⁸ MC CORMAC, Jack C “Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 107-109

Esta es la situación donde un miembro a tensión de un solo ángulo conectado únicamente por un ala. En la confección la mayor parte de carga es soportada por el ala conectada y se requiere de la distancia de transición, el esfuerzo en la parte conectada del miembro puede fácilmente exceder f_y y entrar al rango de endurecimiento por deformación. A menos que la carga sea reducida el miembro podrá facturarse prematuramente. Entre más nos alejamos de la conexión, más uniforme se vuelve al esfuerzo. En la región de transición el esfuerzo cortante se ha "retrasado" y el fenómeno se conoce como retraso del cortante. (Ver Fig. N° 2.11 5).⁵⁹

Así el área neta efectiva de los miembros traccionados debe ser determinada de la siguiente forma:

$$A_e = A_n U$$

Ec. [2.11-3]: Área Neta Efectiva.

Donde :

U : factor de corte diferido.

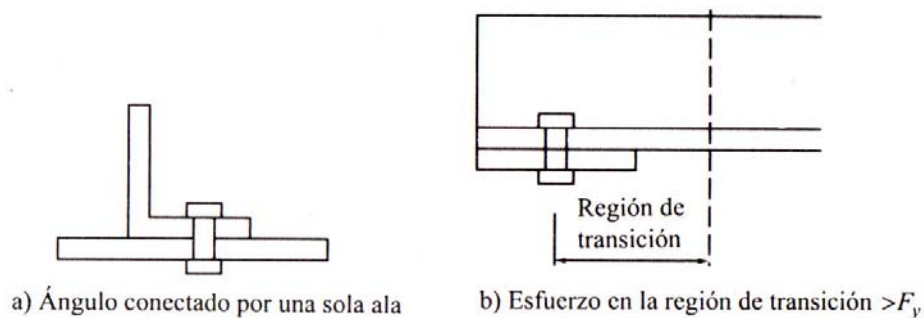


Fig. N° 2.11-5: Retraso en cortante para ángulos.

Fuente: Mc Cormac LRFD.

Elaborado por: Autores

Miembros tales como ángulos simples deben tener conexiones diseñadas de manera tal que U es igual o mayor que 0.60. Alternativamente, un valor menor que U es permitido si estos miembros traccionados son diseñados incluyendo el efecto de excentricidad. (Ver Tabla N° 2.11 1).

⁵⁹ MC CORMAC, Jack C "Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD" Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 76

Tabla N° 2.11-1: Factor de corte diferido U por AISC-360-05.

Tabla D 3.1				
Factor de Corte Diferido para				
Conexiones de Miembros en Tracción				
Caso	Descripción del Elemento		Factor de Corte Diferido, U	Ejemplo
8	Ángulos simples (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con 4 o más conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.80$	—
		con 2 ó 3 conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.60$	—
l = longitud de conexión, cm (mm); w = ancho plancha, cm (mm); e = excentricidad de conexión, cm (mm); B = ancho total del tubo rectangular, medido 90° respecto al plano de conexión, cm (mm); H = altura total del tubo rectangular, medido en el plano de conexión, cm (mm)				

Fuente: AISC 360-05.
Elaborado por: Autores

El coeficiente de reducción U es aplicado al área neta A_n de miembros apernados. En la medida que la longitud de conexión l se incremente, el efecto del corte diferido disminuye. Este concepto es expresado empíricamente por la ecuación para U . (Ver Fig. N° 2.11 6)⁶⁰

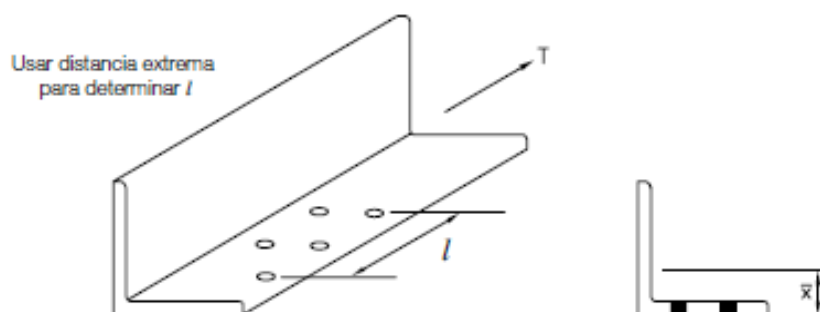


Fig. N° 2.11-6: Distancia l tomada en cuenta en U.

Fuente: AISC 360-05.
Elaborado por: Autores

$$U = 1 - \frac{x}{L_c} \text{ siendo } 0.75 \leq U \leq 0.9$$

⁶⁰ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-321

Ec. [2.11-4]: Factor de reducción de área Neta Efectiva.

Donde :

x : Excentricidad de la unión.

L_c : Longitud de la unión en la dirección de la carga.

Para los elementos con un único perno U deberá ser igual a 0.75.

Alternativamente, cuando al calcular A_n se ignore la parte saliente de un elemento, no será necesario que U sea menor que 1.0.

Las esquinas más allá de la perforación están permitidas para ser cortadas en 45° al eje del miembro, siempre que el área neta más allá de la perforación del pasador, en un plano perpendicular al corte, no sea menor que la requerida más allá de la perforación del pasador paralelo al eje del miembro.

2.11.5 Corte por tracción en los pasadores.

La resistencia de diseño en tracción, $\phi_t P_n$, de miembros conectados en los pasadores, debe ser el menor valor determinado de acuerdo al estado límite de rotura en corte por tracción:

$$P_n = 0.6F_u A_{sf}$$

$$\phi_{sf} = 0.75$$

Ec. [2.11-5]: Corte por tracción en los pasadores.

Donde:

$$A_{sf} = 2t(a + d/2), cm^2$$

Ec. [2.11-6]: Área de corte por tracción en los pasadores.

Donde:

a : Distancia más corta desde el borde de la perforación del pasador hasta el borde del miembro medido paralelamente a la dirección de la fuerza, cm

d : Diámetro del pasador, cm.

t = Espesor del perfil, cm.

Así se puede notar en la Fig. N° 2.11 7

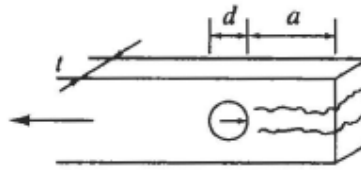


Fig. N° 2.11-7: Resistencia en el cortante por tracción del pasador.

Fuente: AISC 360-05.
Elaborado por: Autores.

La perforación del pasador debe estar localizado a media distancia entre los bordes del miembro en la dirección normal a la fuerza aplicada. Cuando se espera que el pasador permita el movimiento relativo entre las partes conectadas bajo máxima carga, el diámetro de la perforación del pasador no debe ser 1 mm más grande que el diámetro del pasador.

2.11.6 Resistencia de bloque de corte por tracción.

La resistencia de diseño de un miembro a tensión no siempre está especificada, la falla de un miembro puede ocurrir a lo largo de una trayectoria que implique tensión en un plano y cortante en otro plano perpendicular; como se muestra.

Los ensayos indican que el modo de falla de desgarre (fractura) puede ocurrir a lo largo del perímetro de los agujeros de los pernos. Este modo de bloque de corte combina la falla de tracción en un plano y la falla de corte en el plano perpendicular. La trayectoria de falla se define por los ejes centrales de los agujeros de los pernos.(Fig. N° 2.11 8).⁶¹

⁶¹ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-422

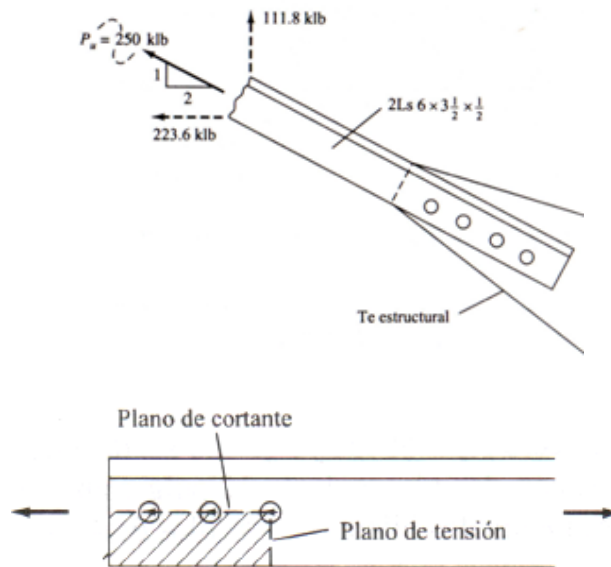


Fig. N° 2.11-8: Resistencia al bloque de corte en tracción.

Fuente: AISC 360-05.
Elaborado por: Autores.

La resistencia disponible para el estado límite de bloque de corte a lo largo de la trayectoria de falla por corte y una trayectoria perpendicular de falla por tracción debe tomarse como⁶²:

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

$$\phi = 0.75$$

$$U_{bc} = 1 \text{ Para secciones angulares.}$$

Ec. [2.11-7]: Resistencia al bloque de corte por tracción.

Cuando: $F_u A_{nt} \geq 0.6F_u A_{nv}$

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

Cuando: $0.6F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + F_y A_{nt} \leq 0.6F_u A_{nv} + F_u A_{nt}$$

Para comprender de mejor manera como se efectúa el corte y la falla a tracción, ver Fig. N° 2.11 9

⁶² AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-177

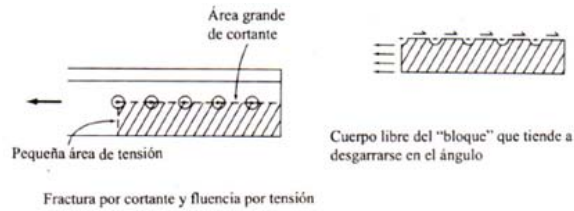


Fig. N° 2.11-9: Planos al bloque de corte en tracción.

Fuente: AISC 360-05.
Elaborado por: Autores.

Donde:

A_{gv} : Área bruta solicitada a corte, cm^2

A_{nt} : Área neta solicitada a tracción, cm^2

A_{nv} : Área neta solicitada a corte, cm^2

Cuando la tensión de tracción es uniforme, $U_{bs} = 1$; si la tensión de tracción es no uniforme $U_{bs} = 0.5$. (Ver Fig. N° 2.11 10).

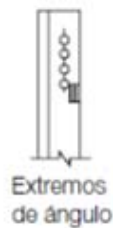


Fig. N° 2.11-10: Factor U_{bs} en tracción uniforme.

Fuente: AISC 360-05.
Elaborado por: Autores.

2.11.7 Miembros armados a tracción.

Los miembros armados a tracción se diseñan de igual manera que los miembros simples tomando en cuenta que sus juntas permitan el desarrollo de la tracción en conjunto.

2.12 Parámetros de diseño de miembros solicitados a compresión.

Las torres de armadura como ya hemos hablado en general poseerá esfuerzos en sus elementos tanto a tracción como a compresión, así es necesario el evaluar estos casos de manera rigurosa para proveer la resistencia adecuada a la estructura.

2.12.1 Perfiles usados para miembros a compresión.

En teoría puede seleccionarse un sin fin de perfiles para resistir con seguridad una carga de compresión en una estructura dada, más las secciones utilizadas para miembros a compresión por lo común son similares a las empleadas para miembros a tensión con ciertas excepciones. Las excepciones hacen que las resistencias de los miembros a compresión varían en cierta relación inversa con las relaciones de esbeltez y se requieren entonces miembros más rígidos.

Los miembros formados por ángulos sencillos son satisfactorios como arriostramiento y miembros a compresión de armaduras ligeras. Los ángulos de lados iguales pueden ser más económicos que los de lados desiguales porque sus radios de giro mínimo son mayores para la misma área de acero.

los elementos a base de tubos tienen la ventaja de ser igualmente rígidos en todas las direcciones y por lo general son muy económicos, a menos que los momentos sean grandes. Tal vez la principal causa del poco uso de las secciones tubulares era la dificultad de efectuar las conexiones con pernos o remaches.

El miembro a compresión más eficiente es aquel que tiene un radio de giro constante respecto a su centroide, propiedad que poseen los tubos circulares. Los perfiles tubulares cuadrados son los siguientes miembros a compresión en orden de eficiencia.

Una pequeña desventaja que se presenta en ciertos casos es que los extremos de los tubos deben sellarse para proteger sus superficies interiores inaccesibles contra la corrosión.

Cuando se diseñan miembros a compresión para estructuras muy grandes puede ser necesario usar secciones armadas. Estas secciones se requieren cuando los miembros son muy largos y soportan cargas muy grandes, o bien, cuando representan ventajas desde el punto de vista de las conexiones. (Ver Fig. N° 2.12 1).

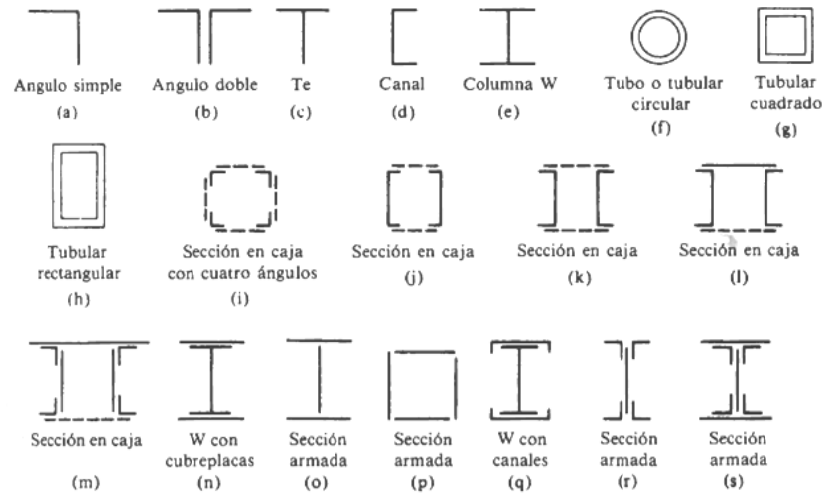


Fig. N° 2.12-1: Secciones normalizadas a compresión.

Fuente: Mac Cormac Método LRFD.
Elaborado por: Autores.

Cuando las cargas son muy grandes, pueden usarse aceros de alta resistencia con mayor economía, cuando se usan secciones armadas, éstas deben conectarse en sus lados abiertos con algún tipo de conexión que mantenga sus partes unidas y les permita trabajar conjuntamente.⁶³

2.12.2 Fallas por miembros a compresión.

Entre más largo sea el elemento para una misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar. La tendencia de un miembro a pandearse se mide por lo general con la relación de esbeltez que se define como la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo.

La tendencia al pandeo depende también de los siguientes factores:

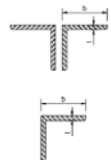
⁶³ McCormac “Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD” pág. 130-134

- Tipo de conexión en los extremos.
- Excentricidad de carga.
- Imperfecciones en el material.
- Torceduras iniciales.
- Esfuerzos residuales de fabricación, etc.

Por tal es deseable que las cargas se encuentren exactamente centradas sobre el elemento ósea sean cargas concéntricas.

En primera instancia se deberá clasificar las secciones como compactas, no compactas o esbeltas. Para que una sección califique como compacta, sus alas deben estar continuamente conectadas al alma y la razón ancho-espesor de sus miembros comprimidos no debe exceder la razón límite ancho-espesor λ_p dada en la Tabla siguiente. Cuando la razón ancho espesor de uno o más miembros comprimidos excede λ_p , pero no excede el valor λ_r , dado, la sección se denomina no compacta. Si la razón ancho-espesor de cualquier elemento excede el valor λ_r , la sección se denomina esbelta. (Ver Tabla N° 2.12 1).⁶⁴

Tabla N° 2.12-1: Relaciones Ancho -Espesor a Compresión por AISC360-05.

Tabla B 4.1 Razones Ancho-Espesor Límite para Elementos en Compresión						
	Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho - Espesor Límites		Ejemplos
				λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)	
	6.	Flexión en alas de ángulos simples	b/t	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	

Fuente: AISC-360-05.
Elaborado por: Autores

⁶⁴ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-70

Los miembros cargados a compresión axialmente pueden fallar entonces por pandeo flexionante y pandeo local.

1. El pandeo flexionante (llamado también pandeo de Euler). Los miembros están sometidos a flexión cuando se vuelven inestables.

2. El pandeo local ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal de una columna son tan delgadas que se pandean localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo puedan ocurrir lo que se puede despreciar en ángulos de tipo compacto y no compacto. Ya que la susceptibilidad de un miembro al pandeo local se mide por las relaciones ancho a espesor de las partes de su sección transversal.

2.12.3 Esbeltez de miembros a compresión.

La restricción en los extremos y su efecto en la capacidad de carga de un elemento es en verdad un concepto muy importante. Los elementos con apreciable restricción en sus extremos pueden soportar cargas mucho mayores que aquellas con poca restricción, como es el caso de elementos con extremos articulados.

La longitud efectiva se define como la distancia entre puntos de momento nulo, o sea, la distancia entre sus puntos de inflexión. En las especificaciones la longitud efectiva se denomina KL donde K es el factor de longitud efectiva. K es el número por el que debe multiplicarse la longitud del miembro para obtener su longitud efectiva. Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral de ésta.

La esbeltez entonces está dada por la expresión:

$$KL/r$$

Ec. [2.12-1]: Esbeltez de una sección.

Donde:

L : Longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm.

r : Radio de giro, cm.

K : Factor de longitud efectiva.

El procedimiento para encontrar factor K da soluciones simples a problemas complicados de pandeo.(Ver Fig. N° 2.12 2).

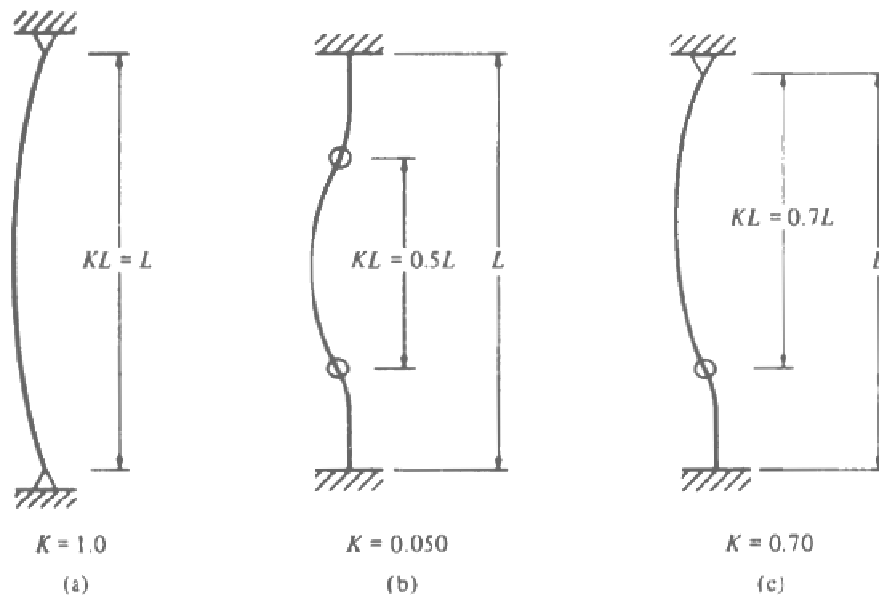


Fig. N° 2.12-2: Esbeltez en miembros de con diferentes restricciones.

Fuente: AISC-360-05.

Elaborado por: Autores.

La tabla presenta los factores de longitud efectiva recomendados cuando se tienen condiciones ideales aproximadas.⁶⁵

Tabla N° 2.12-2: Valores de K para esbeltez por AISC-360-05.

⁶⁵ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-309

TABLA C-C2.2 Valores Aproximados del Factor de Largo Efectivo, K						
La geometría deformada se muestra en línea discontinua	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para condiciones aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Vínculo en el extremo	Restricción a la rotación y desplazamiento Rotación libre - restricción al desplazamiento Restricción a rotación - desplazamiento libre Rotación y traslación libres					

Fuente: AISC-360-05.
Elaborado por: Autores.

Las especificaciones establecen que de preferencia los miembros a compresión deben diseñarse con relaciones KL/r menores de 200.⁶⁶

Preferentemente el valor máximo de la relación de esbeltez efectiva para miembros comprimidos debe ser de 150 para montantes, 200 para miembros de arriostramiento y 250 para miembros redundantes (miembros que se utilizan exclusivamente para reducir la esbeltez de otros miembros).

Los factores de longitud efectiva establecidos en ASCE 10 se adoptaron para ajustar las tensiones de compresión admisibles de AISC por los efectos de la carga axial excéntrica y restricción parcial de los extremos.

⁶⁶ McCormac "Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD" pág. 147-148

Las relaciones de esbeltez L/r indicadas se deben usar a modo de guía para determinar las relaciones de esbeltez medidas y efectivas en los ejes principales del ángulo. (Ver Fig. N° 2.12 3).

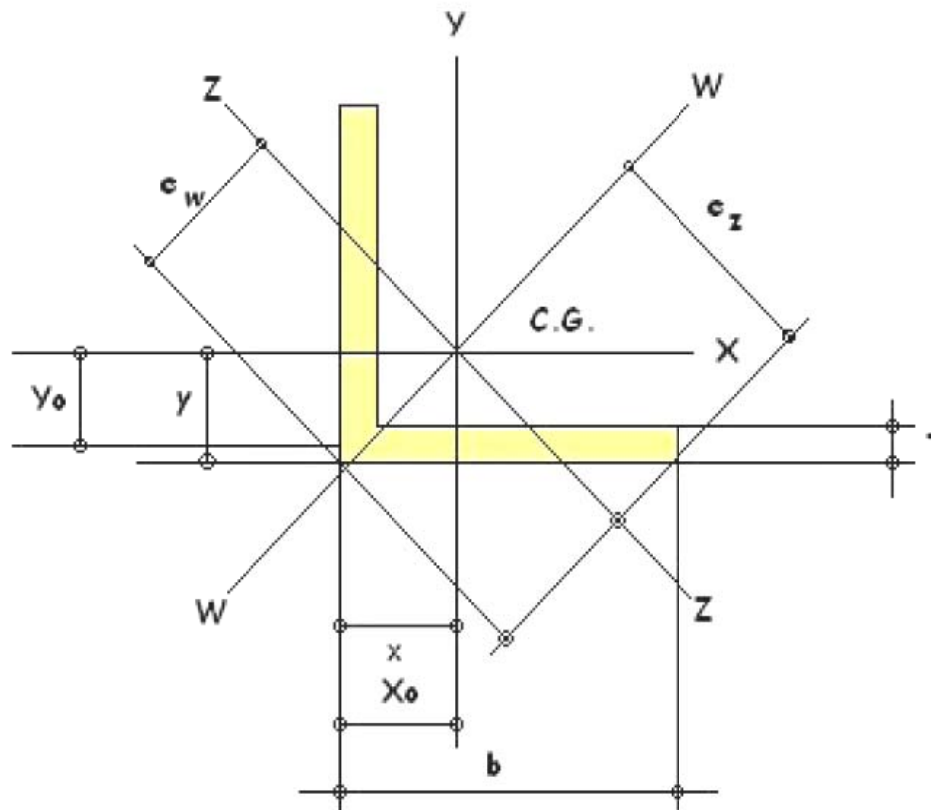
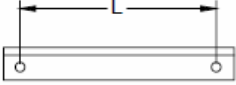
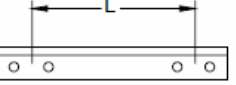
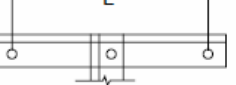
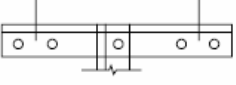
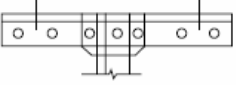
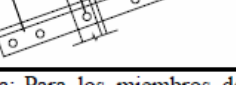


Fig. N° 2.12-3: Ejes principales de un una sección angular.

Fuente: AISC-360-05
Elaborado por: Autores.

Una vez identificado los ejes principales de los perfiles angulares, la norma ANSI/TIA desarrollo una guía práctica en relación a la norma ASCE10-97, la que tomaremos para encontrar de manera efectiva la esbeltez de los elementos en diferentes aspectos. (Ver Tabla N° 2.12 3, Tabla N° 2.12 4).

Tabla N° 2.12-3: Valores de esbeltez por ANSI/TIA 222-F.

PERFILES ANGULARES QUE ACTÚAN COMO MIEMBROS COMPRIMIDOS RELACIONES DE ESBELTEZ PARA MIEMBROS DE ARRIOSTRAMIENTO		
La sección 3.1.9 trata la determinación de la longitud medida, L.		
 	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_z}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R_z} \leq 120$ $\frac{L}{R_z} > 120$ CURVA 3 CURVA 4	
 	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_z}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R_z} \leq 120$ $\frac{L}{R_z} > 120$ CURVA 3 CURVA 6	
 	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x} \text{ o } \frac{0,5L}{R_z}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX } \leq 120$ $\frac{L}{R} \text{ MAX } > 120$ CURVA 3 CURVA 4	
 	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x} \text{ o } \frac{0,5L}{R_z}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX } \leq 120$ $\frac{L}{R_x} > 120$ $\frac{0,5L}{R_z} > 120$ CURVA 3 CURVA 6 CURVA 5	
 	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x} \text{ o } \frac{0,5L}{R_z}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX } \leq 120$ $\frac{L}{R} \text{ MAX } > 120$ CURVA 3 CURVA 6	
  $L1 > L2$ $L_x = L1 + 0,5L2$	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L_x}{R_x} \text{ o } \frac{L1}{R_z}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX } \leq 120$ $\frac{L}{R} \text{ MAX } > 120$ CURVA 2 CURVA 4	
  $L1 > L2$ $L_x = L1 + 0,5L2$	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L_x}{R_x} \text{ o } \frac{L1}{R_z}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX } \leq 120$ $\frac{L_x}{R_x} > 120$ $\frac{0,5L}{R_z} > 120$ CURVA 2 CURVA 6 CURVA 5	
Nota: Para los miembros de arriostramiento con conexiones soldadas o con dos o más bulones la longitud medida (L) no debe ser menor que la distancia entre los baricentros de las conexiones en cada extremo. Se puede considerar que las conexiones soldadas correctamente detalladas proporcionan restricción parcial.		

Fuente: ANSI/TIA 222-F
 Elaborado por: Autores.

Tabla N° 2.12-4: Valores de curvas de esbeltez por ANSI/TIA 222-F.

ANSI/ASCE 10-97 CURVAS DE ESBELTEZ EFECTIVA	
CURVAS 1-3 $\frac{L}{R} \leq 120$	CURVAS 4-6 $\frac{L}{R} > 120$
<u>CURVA 1</u> $\frac{KL}{L} = \frac{L}{R}$ (CONCÉNTRICO AMBOS EXTREMOS) <u>CURVA 2</u> $\frac{KL}{R} = 30 + 0,75 \frac{L}{R}$ (EXCÉNTRICO EN UN EXTREMO) <u>CURVA 3</u> $\frac{KL}{R} = 50 + 0,50 \frac{L}{R}$ (EXCÉNTRICO AMBOS EXTREMOS)	<u>CURVA 4</u> $\frac{KL}{R} = \frac{L}{R}$ (SIN RESTRICCIÓN EN LOS EXTREMOS) <u>CURVA 5</u> $\frac{KL}{R} = 28,6 + 0,762 \frac{L}{R}$ (RESTRICCIÓN PARCIAL EN UN EXTREMO) <u>CURVA 6</u> $\frac{KL}{R} = 46,2 + 0,615 \frac{L}{R}$ (RESTRICCIÓN PARCIAL AMBOS EXTREMOS)

Fuente: ANSI/TIA 222-F
Elaborado por: Autores.

Los efectos de excentricidad en ángulos simples pueden ser despreciados cuando los miembros son evaluados como miembros cargados axialmente en compresión usando una de las razones de esbeltez efectivas especificadas más abajo, cuando se cumple que:

- Los miembros son cargados en compresión en sus extremos a través de la misma ala.
- Miembros son conectados con por lo menos dos pernos.

2.12.4 Resistencia de miembros a compresión.

El esfuerzo bajo el cual se pandea el elemento obviamente decrece conforme se hace más largo. Después de que alcanza una cierta longitud, ese esfuerzo se habrá reducido al límite proporcional del acero. Para esa longitud y longitudes mayores, el esfuerzo de pandeo será elástico. (Ver Fig. N° 2.12 4).

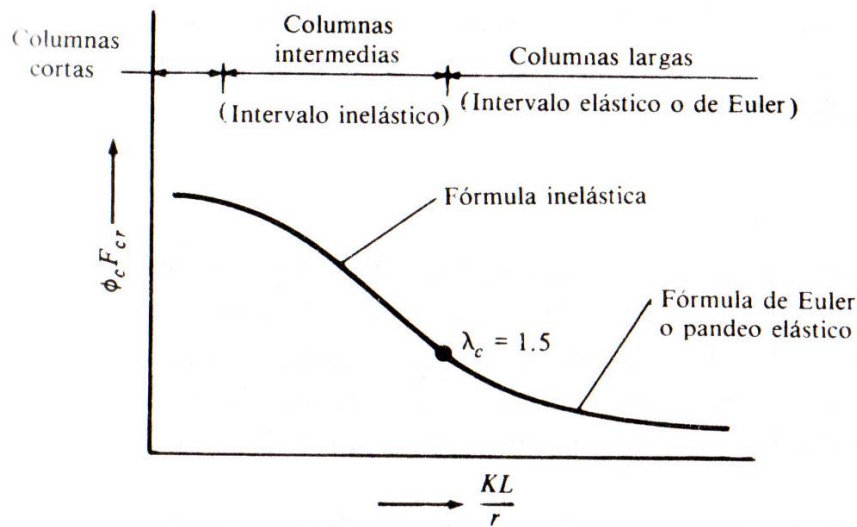


Fig. N° 2.12-4: Diagrama compresión-esbeltez.

Así en 1757, Leonhard Euler, un matemático suizo, planteo la fórmula que determina la carga que pueden los elementos a compresión resistir sin pandearse.⁶⁷

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Ec. [2.12-2]: Carga de Euler.

Donde:

P : Carga de Euler a compresión.

E : Módulo de elasticidad del acero.

I : Inercia del sección del elemento.

Esta fórmula se escribe usualmente de un modo un poco diferente que implica la relación de esbeltez.

⁶⁷ McCormac "Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD" pág. 134-135-136

Donde:

$$r = \sqrt{I/A}$$

Ec. [2.12-3]: Radio de Giro.

r : Radio de giro mínimo de la sección del elemento.

A : Área bruta de la sección del elemento.

De tal manera se obtiene el esfuerzo crítico o de pandeo de Euler.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = P/A$$

Ec. [2.12-4]: Esfuerzo de Euler.

Donde:

F_e : Esfuerzo de Euler.

Las fórmulas para miembros en compresión con secciones compactas y no compactas, mantienen el límite entre pandeo elástico e inelástico que se define como

$\frac{KL}{r} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o $F_e = 0.44F_y$, Por conveniencia, estos límites están definidos para los valores comunes de F_y .(Ver Tabla N° 2.12 5).

Tabla N° 2.12-5: Valores limites de Esfuerzo de Euler por AISC-360-05.

Tabla C-E3.1. Valores límites de KL/r y F_e		
F_y kgf/cm ² (MPa)	Límite $\frac{KL}{r}$	F_e kgf/cm ² (MPa)
2 529 (248)	134	1 111 (109)
3 518 (345)	113	1 550 (152)
4 222 (414)	104	1 856 (182)
4 925 (483)	96	2 162 (212)

Fuente: AISC-360-05.

Elaborado por: Autores

Uno de los parámetros clave en las ecuaciones de resistencia es la tensión crítica elástica, F_e o de Euler.⁶⁸

Las ecuaciones de resistencia son ocupadas con una razón de esbeltez modificada para miembros de ángulo simple.

Las Ecuaciones son esencialmente equivalentes a aquellas empleadas para ángulos de alas iguales en torres de transmisión enrejadas en la ASCE 10-97 (ASCE, 2000).

Así la tensión de pandeo elástico de columna, F_e , es dada por la ecuación, que se muestra a continuación:

$$\phi_c P_n$$

$$\phi_c = 0.90$$

Ec. [2.12-5]: Resistencia a la compresión.

La que debe ser determinada de la siguiente manera:

Para miembros solicitados en compresión con secciones compactas y no compactas, la resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basándose en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Ec. [2.12-6]: Fuerza permisible a compresión.

La tensión de pandeo por flexión, F_{cr} , se determina como sigue:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (o } F_e \geq 0.44F_y \text{)}$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

⁶⁸ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-330

Ec. [2.12-7]: Tensión de pandeo por flexión en rango inelástico.

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (o } F_e < 0.44F_y)$$

Entonces:

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

Ec. [2.12-8]: Tensión de pandeo por flexión en rango elástico.

2.12.5 Miembros armados sujetos a compresión.

La resistencia de compresión nominal de miembros armados compuestos por dos secciones que están interconectadas por pernos debe ser determinada de acuerdo a lo anterior con las siguientes modificaciones.

En vez de realizar un análisis más preciso, si el modo de pandeo involucra deformaciones relativas que producen fuerzas de corte en los conectores entre secciones individuales, KL/r debe ser reemplazado por $(KL/r)_m$ determinado de la siguiente manera:

i) Para conectores intermedios que son pernos de apriete calibrado:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2}$$

Ec. [2.12-9]: Esbeltez para miembros armados con pernos de apriete.

ii) Para conectores intermedios con pernos pretensionados:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha^2)} \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2}$$

Ec. [2.12-10]: Esbeltez para miembros armados con pernos pre tensionados.

Donde:

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m$ = esbeltez modificada de columna para el miembro armado

$\left(\frac{KL}{r}\right)_0$ = esbeltez de columna del miembro armado actuando como una unidad en la dirección de pandeo considerado.

a : Distancia entre conectores, cm.

r_i :Radio de giro mínimo del componente individual, cm.

r_{ib} : Radio de giro del componente individual relativo a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del miembro, cm.

α : Razón de separación = $h / 2r_{ib}$

h : Distancia entre centroides de los componentes individuales medida perpendicularmente al eje de pandeo del miembro, cm.

2.12.6 Dimensionamiento de elementos armados.

Los requisitos para el dimensionamiento de miembros armados que no pueden ser descritos en términos de cálculo de tensiones y que más bien están basados en juicio y experiencia, así:⁶⁹

- Los componentes individuales de miembros en compresión compuestos de dos o más secciones deben ser conectados uno al otro a intervalos, a , de manera tal que la esbeltez efectiva K_a / r_i de cada sección componente, entre los sujetadores, no debe exceder $\frac{3}{4}$ veces la razón de esbeltez que controla el diseño del miembro armado. El radio de giro menor, r_i , debe ser usado en el cálculo de la razón de esbeltez de cada parte componente.
- Se acepta diseñar una conexión extrema con pernos del miembro armado en compresión para una carga de compresión completa con pernos en corte y valores de perno basados en aplastamiento; sin embargo, los pernos deben ser pretensionados.

⁶⁹ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-334

- En cuanto a torres reticulares auto soportadas no es necesario rigurosamente satisfacer los requisitos sobre conexión de extremos y relleno intermitente indicados en miembros formados por dos perfiles angulares si al determinar las tensiones admisibles la relación de esbeltez para el modo de pandeo que involucra deformación relativa entre los perfiles se modifica tal cual se indicó, así lo estipula la norma TIA-222-G, en sus literales de miembros armados a compresión.

2.13 Parámetros de diseño de miembros solicitados a flexión.

Aun cuando la flexión es un caso no usual en elementos de torres de línea de transmisión, debe ser evaluado a fin de constatar si el arriostramiento secundario provee restricción suficiente a este tipo de esfuerzo aplicado por la carga de viento que actúa sobre la torre y trata de flexionar los elementos.

Para flexión simple, el miembro es cargado en un plano paralelo al eje principal que pasa a través del centro de corte.

Para ángulos simples con o sin restricción lateral continua a lo largo de su longitud se deberá calcular los casos indicados en la Tabla N° 2.13 1.⁷⁰

Tabla N° 2.13-1: Fallas por flexión en ángulos simples por AISC-360-05.

Tabla Nota F 1.1 Tabla de Selección para la Aplicación de las Secciones del Capítulo F				
Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Ala	Esbeltez Alma	Estados Límite
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
Y = fluencia, LTB = pandeo lateral-torsional, FLB = pandeo local ala, WLB = pandeo local alma, TFY = fluencia ala tracción, LLB = pandeo local ala, LB = pandeo local, C = compacto, NC = no-compacto, S = esbelto				

Fuente: AISC-360-05.
Elaborado por: Autores.

⁷⁰ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-115

La resistencia de diseño en flexión, debe ser determinada de la siguiente manera:

$$\phi_b M_n$$
$$\phi_b = 0.90$$

Ec. [2.13-1]: Resistencia a la flexión.

y la resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser determinada para ángulos simples con restricción lateral-torsional continua a lo largo de su longitud basándose en flexión en torno de sus ejes geométricos (x, y).

Ángulos simples sin restricción lateral-torsional continua a lo largo de su longitud deben ser diseñados usando las disposiciones para flexión en torno a sus ejes principales, para el diseño respecto de los ejes geométricos, se deberán usar las propiedades de la sección calculadas en torno a los ejes X e Y del ángulo, paralelo y perpendicular a las alas. Para el diseño respecto de los ejes principales, se deberán usar las propiedades de la sección calculadas en torno a los ejes principales mayor y menor del ángulo W y Z.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia (momento plástico), pandeo lateral-torsional y pandeo local del ala.⁷¹

2.13.1 Resistencia en Flexión por Fluencia.

$$M_n = 1.5M_y$$

Ec. [2.13-2]: flexión a fluencia.

Donde:

M_y : Momento de primera fluencia en torno al eje de flexión, T-m, tomándose en el caso más práctico como el calculado en base al módulo de sección elástica en torno a los ejes geométricos o principales según convenga.

$$M_y = F_y * S_c$$

Ec. [2.13-3]: Momento de primera fluencia.

⁷¹ AISI, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-117

Donde:

F_y : Esfuerzo de fluencia del material.

S_c : Módulo de la sección respecto a centro de gravedad en cualquier dirección.

2.13.2 Resistencia en Pandeo Lateral-Torsional.

Para ángulos simples sin restricción continua al pandeo lateral-torsional a lo largo de su longitud.

(a) Cuando $M_e \leq M_y$

$$M_n = \left(0,92 - \frac{0,17M_e}{M_y} \right) M_y$$

Ec. [2.13-4]: Momento resistente por pandeo lateral torsional 1.

(b) Cuando $M_e > M_y$

$$M_n = \left(1,92 - 1,17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \right) M_y \leq 1,5M_y$$

Ec. [2.13-5]: Momento resistente por pandeo lateral torsional 2.

Donde:

M_e Es el momento de pandeo elástico lateral-torsional, es determinado de acuerdo a lo siguiente:

Para flexión en torno del eje principal mayor de un ángulo de alas iguales:

$$M_e = \frac{0,46Eb^2t^2C_b}{L}$$

Ec. [2.13-6]: Momento de pandeo lateral torsional.

Donde:

M_y : Debe tomarse como el momento de primera fluencia calculado usando el módulo elástico geométrico mayor W .

C_b : Es factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento.

C_b : 1 Para miembros con simple simetría solicitados a flexión con curvatura simple.

L : Longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm

t : Espesor de ala del ángulo, cm

b : Ancho exterior del ala en compresión, cm

2.13.3 Resistencia en Pandeo Local de Ala.

El estado límite de pandeo local del ala aplica cuando el borde extremo del ala está en compresión.

(a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala

(b) Para secciones con alas no compactas.

$$M_n = F_y S_c \left(2.43 - 1.72 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right)$$

Ec. [2.13-7]: Momento resistente por pandeo local del ala.

Donde:

b : Ancho exterior del ala en compresión, cm (mm)

S_c : Módulo de sección elástico referido al borde exterior en compresión relativo al eje de flexión, cm^3 , S_c debe ser 0.80 veces el módulo de sección en torno al eje geométrico.

E : Módulo de elasticidad del material.

F_y : Esfuerzo de fluencia del material.

t : Espesor de ala del ángulo, cm.

2.14 Parámetros de diseño de miembros solicitados a corte.

Aún, cuando prácticamente no deben existir fuerzas cortantes en los elementos es necesario evaluarlas debido a posibles fallas en los sistemas de arriostramiento que permitan tales fuerzas, así, tratando de dar mayor seguridad al diseño se evalúa el método que no utiliza la resistencia post pandeo del miembro (campo de tracciones).

72

La resistencia de corte de diseño, debe ser determinada de la siguiente manera:

$$\phi_n V_n$$
$$\phi_v = 0.90$$

Ec. [2.14-1]: Resistencia al corte de perfiles.

2.14.1 Resistencia de corte nominal.

La resistencia de corte nominal, V_n , del ala de un ángulo simple debe ser determinada usando la ecuación de almas no atiesadas o atiesadas de acuerdo al estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

Ec. [2.14-2]: Fuerza nominal al corte de perfiles.

Donde:

$$A_w = b_t$$

Ec. [2.14-3]: Área propensa al corte de perfiles.

b : Ancho del ala que resiste la fuerza de corte, cm.

F_y : Esfuerzo de fluencia del material.

t : Espesor de ala del ángulo, cm.

C_v : 1.0. Coeficiente de corte.

⁷² AISI, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-122

2.15 Parámetros de diseño de miembros solicitados a flexión y axial.

Los miembros que forman parte de una estructura de acero deben soportar, casi siempre, momentos flexionante, además de sus cargas usuales de compresión. Es casi imposible montar y centrar exactamente las cargas axiales. Aunque las cargas pudieran centrarse perfectamente en un momento determinado, no permanecerían estacionarias dando como resultado el que se produzcan flexiones laterales, tomemos en cuenta que el viento y otras cargas laterales ocasionan flexión lateral.⁷³

Aún, cuando se ha considerado que las armaduras se cargan en los nudos y como consecuencia, sus miembros están axialmente cargados, en ocasiones están sometidos a un momento ocasionado por su propio peso, en tanto que todos los miembros de las armaduras sean o no verticales, quedan sujetos a esfuerzos de flexión secundaria. Los esfuerzos secundarios se ocasionan porque los miembros no se conectan mediante pasadores sin fricción, como se supone por el análisis que se hizo de esfuerzos y los ejes de gravedad de los miembros, o los de sus elementos de conexión no coinciden exactamente en las juntas, etc.

Los momentos flexionantes en los miembros sujetos a tensión no son tan peligrosos como en los miembros sujetos a compresión, porque la tensión tiende a reducir las deflexiones laterales, en tanto que la compresión las incrementa. A su vez, el incremento de deflexión lateral se traduce en incremento de momento, con el resultado de mayores deflexiones laterales, etc. Es de esperarse que los miembros en tal situación sean suficientemente rígidos como para impedir que las deflexiones laterales lleguen a ser excesivas.⁷⁴

2.15.1 Resistencia de miembros a flexión y carga axial.

La interacción de tensiones de flexión y axial permite notar el comportamiento global del elemento dentro de la estructura así es necesario el evaluar dicha combinación.

⁷³ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-128

⁷⁴ McCormac “Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD” pág 318-319

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1.0$$

Ec. [2.15-1]: Resistencia a la combinación flexión y axial.

Donde:

f_a : Tensión axial requerida en el punto considerado, kgf/cm² .

F_a : Tensión axial disponible en el punto considerado, kgf/cm² .

f_{bw}, f_{bz} = Tensión de flexión requerida en el punto considerado, kgf/cm² .

F_{bw}, F_{bz} = Tensión de flexión disponible en el punto considerado, kgf/cm² .

w : Subíndice que indica flexión en torno al eje principal mayor.

z : Subíndice que indica flexión en torno al eje principal menor.

2.16 Parámetros de Pernos de alta resistencia.

Las conexiones de elementos estructurales son de suma importancia en el comportamiento general de una estructura.

Existen básicamente dos tipos de juntas estructurales generalmente entre las que se encuentran las apernadas o soldadas, más en este caso se desarrollará la teoría y diseño por el método apernado, ya que se entenderá que este método es el más efectivo por la naturaleza de la estructura, además que permite su rápida instalación, protege de posibles esfuerzos de fatiga, y hace de la estructura desarrollar la transferencia de carga de manera adecuada.

2.16.1 Pernos de alta resistencia.

Los pernos de alta resistencia se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados; tienen resistencias a la tensión de dos o más veces la de pernos ordinarios.

Los pernos de alta resistencia se usan para todo tipo de estructuras, desde pequeños edificios hasta rascacielos y puentes monumentales, ya que pueden apretarse hasta

alcanzar esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del perno y su cabeza.⁷⁵

2.16.2 Ventajas de los pernos de alta resistencia.

- Un montaje de acero estructural más rápido que a soldadura o remaches.
- Se requiere mucho menor entrenamiento y experiencia que los necesarios para producir conexiones soldadas o remachadas.
- Las juntas apernadas tienen una mayor resistencia a la fatiga. Su resistencia a la fatiga es igual o mayor que la obtenida con juntas soldadas equivalentes.
- Fácil desmontaje de estructuras, sin perder calidad en los miembros.

2.16.3 Tipos de pernos de alta resistencia.

Los pernos de alta resistencia están especificados bajo las norma ASTM A325 Y A490. El perno A325 es fabricado bajo tratamiento térmico, el perno A490 es de un acero de baja aleación, tiene propiedades mecánicas más altas que el A325, mas en general en torres de transmisión las solicitaciones generalmente abarcan a pernos A325.(Ver Fig. N° 2.16 1).



Fig. N° 2.16-1: Pernos de alta resistencia.

Fuente: Autores.
Elaborado por: Autores.

Los pernos de alta resistencia de acuerdo a su clasificación metalúrgica están divididos en dos grupos:

- TIPO 1. Para el perno A325 cubre aceros al medio carbono, y para el perno A490 cubre acero de baja aleación.
- TIPO 3. Cubre las especificaciones de pernos de alta resistencia, más han sido mejorados para resistir la corrosión atmosférica.⁷⁶

⁷⁵ McCormac “Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD” pp. 353

Los pernos tipo 3 se diferencian del tipo 1 en la línea que se encuentra subrayando la especificación ASTM del perno en la cabeza hexagonal del mismo.(Ver Fig. N° 2.16 2).

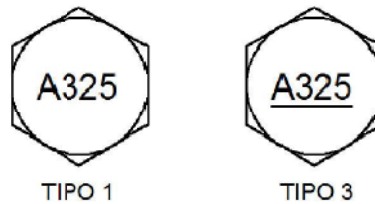


Fig. N° 2.16-2: Tipos de pernos de alta resistencia.

Fuente: Autores.

Elaborado por: ASTM-A325.

2.16.4 Tuercas para pernos de alta resistencia.

Las tuercas que se utilizan conjuntamente con los pernos de alta resistencia están bajo la normativa ASTM A563 grado C para los pernos A325, mientras que la tuerca ASTM A563 grado DH es la recomendada a usarse con los pernos A490, de igual manera que los pernos existen tuercas tipo 1 y 3.(Ver Fig. N° 2.16 3).



Fig. N° 2.16-3: Tuercas para pernos de alta resistencia.

Fuente: Autores.

Elaborado por: Autores.

2.16.5 Arandelas para pernos de alta resistencia.

El tipo de arandelas que se utilizan en conjunto con los pernos de alta resistencia están bajo la especificación ASTM F436, y su función fundamental es la de aportar

⁷⁶ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-165

una superficie endurecida no abrasiva bajo la cabeza del perno o la tuerca de trabajo pesado.

Las arandelas tienen la finalidad de proteger la superficie exterior del material juntado a fin de evitar las consecuencias de desgaste de este material por el giro de la tuerca en la instalación con el perno, además para ayudar a optimizar la fuerza de sujeción en la instalación del perno y proporcionar superficies de dureza consistentes.(Ver Fig. N° 2.16 4).



Fig. N° 2.16-4: Arandelas para pernos de alta resistencia.

Fuente: Autores.

Elaborado por: Autores

2.16.6 Dimensiones de pernos y tuercas de alta resistencia.

Las dimensiones de pernos, arandelas y tuercas de alta resistencia están estandarizadas y normadas de acuerdo a ASTM. Estas dimensiones se las encuentra en la tabla Tabla N° 2.16 1, y se muestra su nomenclatura en la Fig. N° 2.16 5 :

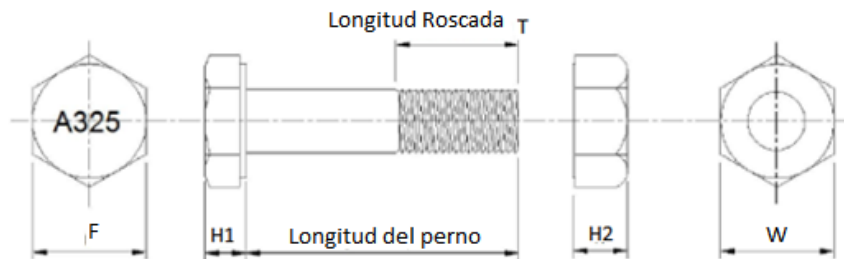


Fig. N° 2.16-5: Dimensiones de pernos de alta resistencia.

Fuente: AISC-360-05.

Elaborado por: Autores

Tabla N° 2.16-1: Dimensiones estándares de pernos y tuercas.

Diámetro Nominal del	Pernos Estructurales			Tuercas	
	F(in).	H1(in).	T(in).	W(in)	H2(in)
1/2	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1 1/16	25/64	1 1/4	1 1/16	39/64
3/4	1 1/4	15/32	1 3/8	1 1/4	47/64
7/8	1 7/16	35/64	1 1/2	1 7/16	55/64
1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	63/64
1 1/8	1 13/16	11/16	2	1 13/16	1 7/64
1 1/4	2	25/32	2	2	1 7/32

Fuente: AISC-360-05.
Elaborado por: Autores

2.16.7 Longitudes de pernos.

La longitud del perno es la suma de las placas a unir (GRIP), más los espesores de las arandelas y tuerca, redondeando al siguiente valor de 1/4" para longitudes menores a 5".(Ver Fig. N° 2.16 6).

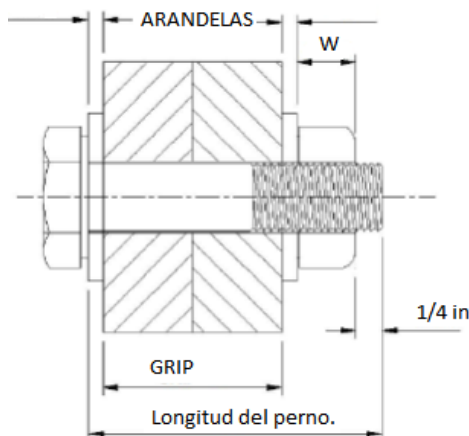


Fig. N° 2.16-6: Longitud para los pernos de alta resistencia.

Fuente: AISC-360-05.
Elaborado por: Autores

2.16.8 Perforaciones para alojar pernos de alta resistencia.

Al realizar las perforaciones, para alojar pernos de alta resistencia, se tienen tres técnicas, la primera consiste en punzonar los agujeros, esto se lo debe realizar si el espesor de las placas es relativamente delgado o si el espesor del material es menor o igual al diámetro nominal del perno más $1/8"$, la segunda técnica de perforación es sub punzonar los agujeros $1/16"$ menos, para luego escariarlos hasta el diámetro del perno más $1/16"$, con esto se consigue retirar el material dañado, que es consecuencia de punzonar los agujeros. Y por último cuando se tienen placas de aceros de alta resistencia y con espesores extremadamente gruesos, entonces es necesario taladrar los agujeros.

Existen tres tipos de agujeros que se pueden utilizar para alojar los pernos de alta resistencia: agujeros estándar (STO), agujeros sobredimensionados (OVS), agujeros de ranura corta y agujeros de ranura larga, más en torres de línea de transmisión en virtud de facilidades de construcción solo se utilizan agujeros standard.

Los agujeros estándar son aquellos en los que se aumenta en 2mm el diámetro nominal del perno, esto con el fin de brindar una holgura adicional. (Ver Fig. N° 2.16 7).

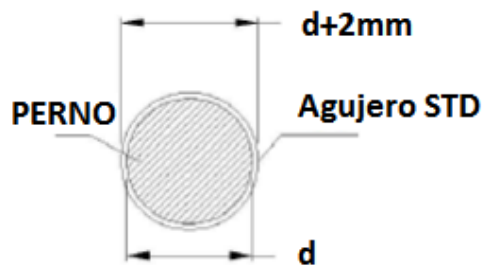


Fig. N° 2.16-7: Sobre dimensión para los pernos de alta resistencia.

Fuente: AISC-360-05.

Elaborado por: Autores

Los tamaños máximos de perforaciones para pernos se entregan en la Tabla N° 2.16 2 según AISC.

Tabla N° 2.16-2: Dimensiones de agujero según AISC-360-05.

Tabla J 3.3 M Dimensiones de Agujero Nominal, mm				
Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobremedida (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24	28	24 x 30	24 x 55
M24	27 [a]	30	27 x 32	27 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 3.5d$
[a] Espacio entregado para permitir la utilización si se desea de un perno de 1-in.				

Fuente: AISC-360-05.

Elaborado por: Autores.

2.16.9 Tipos de instalación de pernos de alta resistencia.

Se dice que los pernos de alta resistencia son apretados sin holgura o bien completamente tensados.

En muchos casos los pernos requieren apretarse sólo hasta quedar apretados sin holgura. Esto se logra cuando todos los elementos de una conexión están en contacto firme entre sí. En general se obtiene con el esfuerzo total realizado por un operario con una llave manual o el apretado que se efectúa después de unos pocos golpes con una llave de impacto.

Cuando se aplican cargas a pernos apretados sin holgura puede haber un pequeño deslizamiento ya que los agujeros son un poco mayores que los vástagos de los pernos. En consecuencia, las partes de la conexión pueden apoyarse contra los pernos provocando pequeñas fallas sobre los agujeros. (Ver Fig. N° 2.16 8).

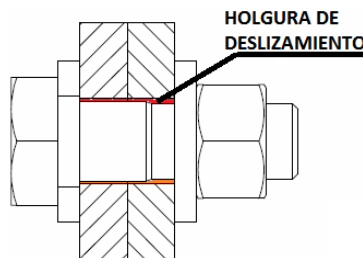


Fig. N° 2.16-8: Holgura de deslizamiento en pernos de alta resistencia.

Fuente: Autores.

Elaborado por: Autores.

Los pernos completamente tensados son un proceso caro, así como su inspección, por lo que sólo deben usarse cuando es absolutamente necesario, y cuando las cargas de trabajo ocasionan un gran número de cambios en los esfuerzos con la posibilidad de que se generen problemas de fatiga, por tal motivo no son usuales en torres de línea de transmisión donde las inversiones de giro no son periódicas, más bien esporádicas.

Los pernos apretados sin holgura tienen varias ventajas sobre los completamente tensados. Un obrero puede apretar apropiadamente los pernos a una condición sin holgura con una llave de cola ordinaria o con sólo unos cuantos golpes con una llave de impacto. La instalación es rápida y sólo se requiere una inspección visual del trabajo realizado⁷⁷.

2.16.10 Precarga en pernos de alta resistencia.

Cuando se empieza a apretar el perno, se genera un alargamiento en el mismo, que a su vez hace que se presente una pretensión hacia el perno y una compresión en la junta de igual magnitud. A medida que se incrementa la elongación en el perno empieza a aparecer la fuerza de fricción entre las placas unidas. (Ver Fig. N° 2.16 9)

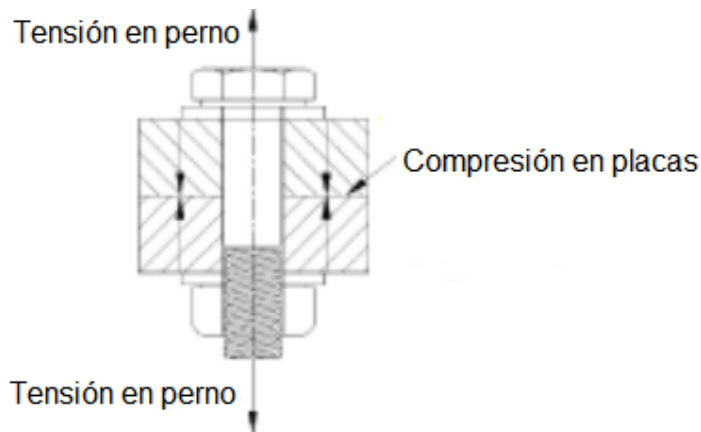


Fig. N° 2.16-9: Pre carga en pernos de alta resistencia.

Fuente: Autores.

Elaborado por: Autores.

⁷⁷ McCormac "Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD" pp. 355-356

Para obtener el deseado nivel de precarga, la tensión que se debe dar al perno debe ser de al menos el 70% de la mínima resistencia a la tensión del perno.

Aun cuando los pernos sin holgura requieren no requieren en gran medida llegar a dichas tensiones por su deslizamiento permisible, es importante el conocer cómo se puede llegar a obtener dicha pretensión. (Ver Tabla N° 2.16 3).⁷⁸

Tabla N° 2.16-3: Pre tensión mínima de pernos según AISC-360-05.

Tabla J3.1 M Pretensión Mínima de Pernos, kN*		
Tamaño Perno, mm	Pernos A325	Pernos A490
M 16	91	114
M 20	142	179
M 22	176	221
M 24	205	257
M 27	267	334
M 30	326	408
M 36	475	596
* Igual a 0.70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.		

Fuente: AISC-360-05.

Elaborado por: Autores

2.16.11 Métodos para tensar los pernos de alta resistencia.

Existen algunos métodos para realizar la pretensión de pernos de alta resistencia entre los más oportunos se encuentran:

2.16.11.1 Método del giro de la tuerca.

Los pernos se aprietan sin holgura y luego se les da un giro de $\frac{1}{3}$ o una vuelta completa, dependiendo de la longitud de éstos y de la inclinación de las superficies entre sus cabezas y tuercas. Este método depende del control de desplazamientos, una vez alcanzada la posición de perno ajustado, a la tuerca se le añade un adicional de 10 % de giro, dependiendo de la longitud del perno.

⁷⁸ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-175

Así, si la longitud del perno se encuentra en relación al diámetro del mismo entre:

- Menor que $4 db$, $1/3$ vuelta.
- Más que $4 < 8 db$, $1/2$ vuelta.
- Más que $8 < 12 db$, $2/3$ vuelta.

La longitud del perno se mide como se indica en la figura 2.16 10:

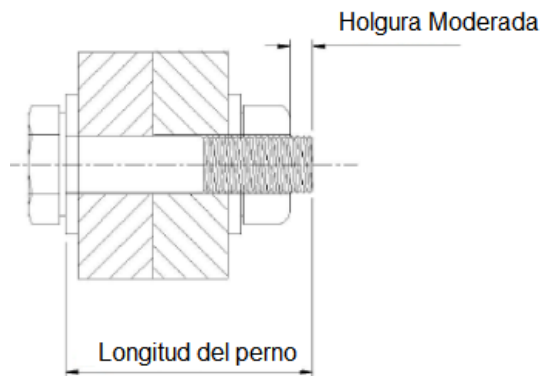


Fig. N° 2.16-10: Holgura moderada en pernos de alta resistencia.

Fuente: Autores.

Elaborado por: Autores.

Se debe tener cuidado en lo referente en la longitud del perno ya que una holgura excesiva de la parte roscada exterior a la tuerca, indica una excesiva longitud de perno por lo que un método alternativo para estos casos es el escoger como longitud aquella que vaya desde el lado debajo de la cabeza del perno hasta el lado externo de la tuerca.(Ver Fig. N° 2.16 11).

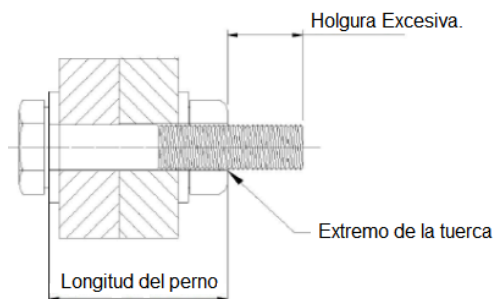


Fig. N° 2.16-11: Holgura excesiva en pernos de alta resistencia.

Fuente: Autores.
Elaborado por: Autores.

2.16.11.2 Método de la llave calibrada.

En este método los pernos se aprietan con una llave de impacto ajustada para detenerse cuando se alcanza el par necesario para lograr la tensión deseada de acuerdo con el diámetro y la clasificación de la ASTM del perno. Es necesario que las llaves se calibren diariamente y que se usen roldanas endurecidas. Deben protegerse los pernos del polvo y de la humedad en la obra.

2.16.11.3 Método de control de torque.

Otro de los métodos para realizar la precarga del perno es el método de Control de Torque, el mismo que consiste en registrar un torque determinado en el instrumento instalador y por ende se obtiene la precarga deseada, la llave se detiene una vez que alcanza el torque especificado.

Es muy importante las condiciones de las roscas del perno y de la tuerca, por lo que la recomendación si se utiliza este método es revisar todas las superficies de roscado tanto de pernos como de tuercas y utilizar un adecuado procedimiento de lubricación. Cuando se utiliza este método una arandela ASTM F436 deberá ser usada debajo del elemento girado.

El indicador directo de tensión (que originalmente era un dispositivo británico) consiste en una roldana endurecida con protuberancias en una de sus caras en forma de pequeños arcos. Los arcos se aplanan conforme se aprieta el perno. La magnitud de la abertura, en cualquier momento es una medida de la tensión en el perno.

2.16.12 Relajación de pernos.

Una vez que finaliza el proceso de precarga en el perno, se evidencia una pérdida de tensión, debido a las deformaciones plásticas en las partes roscadas y al flujo plástico en las placas debajo de la cabeza del perno y debajo de la tuerca, estas deformaciones dan como resultado una recuperación elástica y consecuentemente la pérdida de tensión en el perno, la mayor parte de la pérdida de precarga ocurre dentro de un

pequeño lapso de tiempo después de la instalación. La disminución de la precarga está en alrededor del 5 al 10%, dependiendo de la longitud del (GRIP) y del uso de arandelas.

2.17 Parámetros geométricos de juntas apernadas.

- Todas las superficies de la junta cuando es ensamblada, incluyendo aquellas adyacentes a las arandelas, deben estar libres de escamas.
- Todos los pernos ASTM A325 deben ser apretados a una tensión de perno no menor que la entregada en la tabla de pre tensiones.
- Se debe asegurar la instalación por cualquiera de los siguientes métodos: método del giro de la tuerca, un indicador de tensión directo, llave calibrada.

2.17.1 Espaciamiento mínimo.

La distancia entre centros de perforaciones estándar, no debe ser menor que 2-2/3 veces el diámetro nominal del conector.

El espaciamiento mínimo es para facilitar la construcción y no satisface necesariamente los requisitos de resistencia de aplastamiento y desgarre.

2.17.2 Distancia mínima al borde.

La distancia desde el centro de una perforación estándar hasta el borde de una parte conectada en cualquier dirección no debe ser menor que el valor aplicable de la Tabla N° 2.17 1. La distancia desde el centro de una perforación sobredimensionada hasta el borde de una parte conectada no debe ser menor que la requerida por un perforación estándar hasta el borde de una parte conectada más el incremento aplicable dispuesto en la Tabla N° 2.17 2.

Las distancias mínimas al borde entregadas son para facilitar la construcción y no satisfacen necesariamente los requisitos de resistencia de aplastamiento y desgarre de la Sección .Se permiten valores menores cuando se satisfacen los requisitos de diseño y se entiende los espaciamientos de construcción.⁷⁹

⁷⁹ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pág. 16-170

Tabla N° 2.17-1: Distancia mínima al borde según AISC-360-05.

Tabla J 3.4 M Distancia Mínima al Borde^[a], mm, desde el Centro del Agujero Estándar^[b] hasta el Borde de la Parte Conectada		
Diámetro Perno (in)	En bordes aserrados	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico^[c]
16	28	22
20	34	26
22	38 [d]	28
24	42 [d]	30
27	48	34
30	52	38
36	64	46
Sobre 36	1.75 <i>d</i>	1.25 <i>d</i>
[a] Se permite utilizar distancias de borde menor provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10, de forma apropiada. [b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5M. [c] Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 3 mm cuando el agujero está en un punto donde la resistencia requerida no exceda de 25% de la resistencia máxima en el elemento. [d] Se permite que estas sean 3 mm en ambos extremos de los ángulos de conexión de vigas y en placas de cabeza de corte.		

Fuente: AISC-360-05.

Elaborado por: Autores

Tabla N° 2.17-2: Incremento a distancia mínima al borde según AISC-360-05.

Tabla J 3.5 M				
Valores del Incremento de Distancia de Borde C ₂ , mm				
Diámetro Nominal del Conec- tor (mm)	Agujero Sobretamaño	Agujeros Ranurados		
		Eje Largo Perpendicular al Borde		Eje Largo Paralelo al Borde
		Ranura Corta	Ranura Larga[a]	
≤22	2	3	0.75 <i>d</i>	0
24	3	3		
≥27	3	5		

[a] Cuando la longitud de la ranura es menor que el máximo admisible (ver Tabla J3.3M), se permite que C2 sea reducido por la mitad de la diferencia entre las longitudes de ranura máxima y actual.

Fuente: AISC-360-05.

Elaborado por: Autores

2.17.3 Distancia máxima a los bordes y espaciamiento.

La distancia máxima desde el centro de cualquier perno hasta el borde más cercano de partes en contacto puede llegar a ser 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no debe exceder de 150 mm.

2.18 Diseño de conexiones simples de momento despreciable.

Una conexión simple transmite un momento de magnitud despreciable. En el análisis de la estructura, se puede suponer que las conexiones simples permiten la rotación relativa de los miembros que conectan. La conexión simple tendrá una capacidad de rotación suficiente para acomodar las rotaciones requeridas por el análisis de la estructura.

La carga para dimensionar los materiales y los pernos del empalme es la carga de tracción de los elementos de unión. Esto evita incertidumbre de cómo manejar las situaciones donde la compresión sobre la conexión no impone carga alguna sobre los pernos.⁸⁰

Se permite la instalación de pernos sin holgura para aplicaciones estáticas que involucren solamente pernos ASTM A325, ya que existen casos prácticos donde el deslizamiento de las conexiones es deseable para permitir la expansión y la tracción de la junta de una manera controlada.

A pesar de que se requiere de cualquier transferencia de carga en la dirección normal a la dirección de deslizamiento, las tuercas deben ser apretadas a mano con una llave de palanca y luego ajustarlas mediante un cuarto de vuelta adicional. Más aún, se aconseja deformar los hilos del perno o utilizar una tuerca de fijación o tuerca de seguridad para asegurar que la tuerca no se desprenda bajo condiciones de servicio. La deformación del hilo se realiza comúnmente con cincel y martillo aplicados en una ubicación.

⁸⁰ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pp. 16-396

2.18.1 Excentricidades en juntas apernadas.

Las conexiones de miembros a tensión deben diseñarse de modo que no tengan excentricidad. Si este arreglo es posible, se supone que el esfuerzo se distribuye uniformemente sobre toda la sección neta del miembro. Si las conexiones tienen excentricidad se producirán momentos que ocasionan esfuerzo adicionales en la vecindad de la conexión. (Ver Fig. N° 2.18 1).

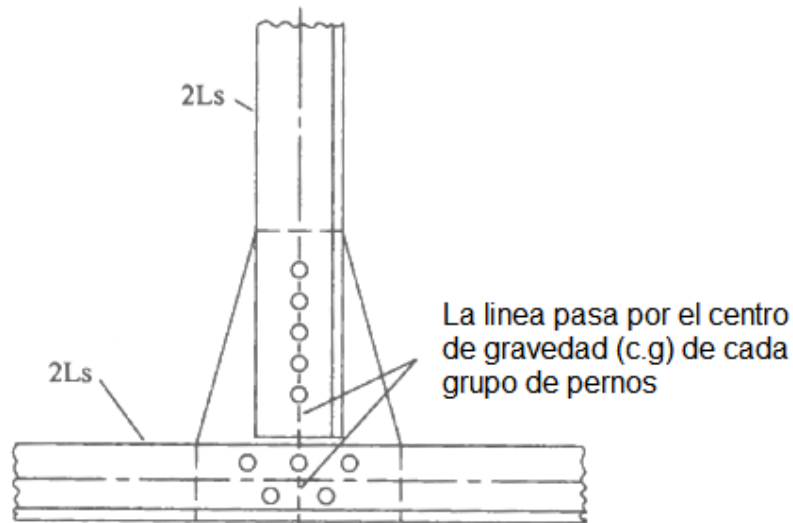


Fig. N° 2.18-1: Excentricidades en pernos de alta resistencia.

Fuente: Autores.

Elaborado por: Autores.

Desafortunadamente, con frecuencia es muy difícil arreglar conexiones sin excentricidad.

Las líneas de acción de los miembros de armaduras que llegan a una junta se consideran concurrentes. Si no concurren se tendrán excentricidades y aparecerán esfuerzos secundarios. Se supone que los ejes de gravedad de los miembros coinciden con las líneas de acción de sus fuerzas respectivas. En un miembro simétrico no existe problema, ya que su eje de simetría coincide con su eje de gravedad, pero en miembros no simétricos el problema es un poco más difícil. Para estos miembros, la línea de centro no coincide con el eje de gravedad, pero la práctica común es colocar dichos miembros en la junta de manera que los ejes de las hileras de pernos (líneas de gramil) concurren. Si un miembro tiene más de una línea

de gramil se utiliza para detallar la más cercana al eje de gravedad de la pieza. La figura muestra el nudo de una armadura en la que coinciden los centros de gravedad.

81

2.18.2 Transmisión de carga.

SI supone que las placas mostradas están conectadas con un grupo de pernos apretados sin holgura, por tal los pernos no están lo suficientemente apretados, así se deslizarán debido a las cargas aplicadas como se muestran en la Fig. N° 2.18 2.

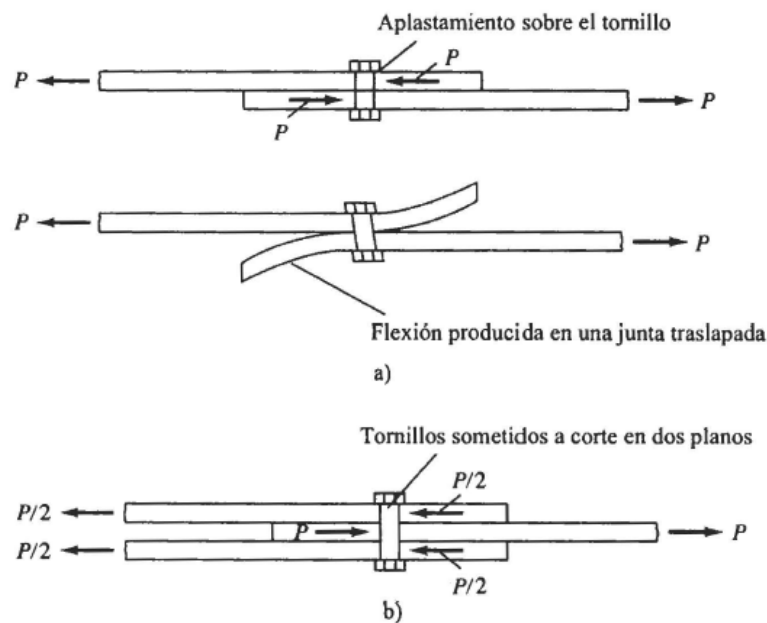


Fig. N° 2.18-2: Transmisión de carga en pernos de alta resistencia.

Fuente: Mc Cormac Diseño de estructuras Método LRFD.
Elaborado por: Autores.

Las especificaciones consideran las conexiones apretadas sin holgura como sin resistencia a la fricción. Si se usan los métodos para apretar descritos previamente se obtiene una tensión confiable en los pernos que dan como resultado grandes fuerzas al apretar y una gran resistencia confiable por fricción al deslizamiento. A menos que

⁸¹ MC CORMAC, Jack C "Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD" Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 187

las cargas por transmitirse sean mayores que la resistencia por fricción, las fuerzas totales se resisten por fricción y los pernos no quedan sometidos ni a corte ni a aplastamiento. Si la carga excede a la resistencia por fricción habrá un deslizamiento, quedando los pernos sometidos a corte y a aplastamiento.

2.18.3 Tipos de conexiones.

Existen en general dos tipos de conexiones según la colocación de la placas:

2.18.3.1 Junta traslapada.

La junta mostrada en la Fig. N° 2.18 2 (a) se denomina junta traslapada. Este tipo de junta presenta una flexión que no es de desearse, por esta razón, se usa sólo para conexiones menores.

2.18.3.2 Junta a tope.

Una junta a tope se forma cuando se conectan tres miembros como se muestra en la Fig. N° 2.18 2 b). Si la resistencia al deslizamiento entre los miembros es insignificante, los miembros se deslizarán un poco y tenderán a degollar simultáneamente a los pernos en los dos planos de contacto entre los miembros. Si los miembros se apoyan sobre los pernos se dice que éstos se encuentran sometidos a cortante doble y aplastamiento. La junta a tope tiene dos ventajas principales sobre la junta traslapada; éstas son:

- Los miembros se arreglan en forma tal que la fuerza cortante se reparte en dos partes, por lo que la fuerza en cada plano es sólo la mitad de la que se tendría en un solo plano si se usara la junta traslapada. Desde el punto de vista del cortante la capacidad de carga de un grupo de pernos en cortante doble es teóricamente el doble que la del mismo número de pernos en cortante simple.
- Se tiene una condición de carga más simétrica. La junta a tope proporciona una condición de simetría si los miembros externos son del mismo espesor y resisten las mismas fuerzas. El resultado es una reducción o eliminación de la flexión descrita para la junta traslapada.

La práctica usual es considerar no más de un cortante doble para el cálculo de la resistencia.⁸²

2.18.4 Fallas en juntas apernadas.

La figura muestra varias maneras como pueden ocurrir las fallas en juntas apernadas. Para diseñar adecuadamente las juntas apernadas es necesario entender claramente estas posibilidades. (Ver Fig. N° 2.18 3).

- a) Falla de un perno por cortante simple.
- b) Falla de la placa por tensión.
- c) Falla de la placa por aplastamiento.
- d) Falla de la placa por cortante detrás de/ perno.
- e) Falla de una junta a tope por cortante doble.⁸³

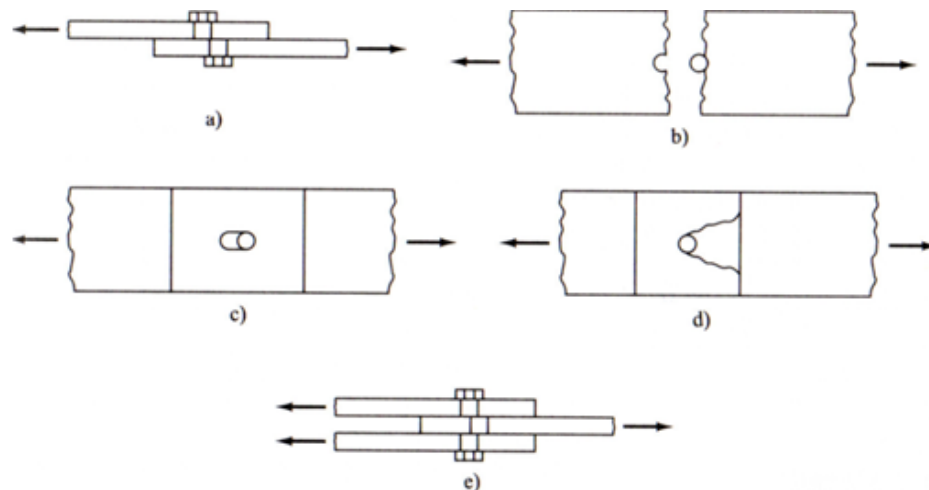


Fig. N° 2.18-3: Tipos de fallas en juntas apernadas.

Fuente: Mc Cormac Diseño de estructuras Método LRFD.

Elaborado por: Autores.

⁸² MC CORMAC, Jack C “Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 364

⁸³ MC CORMAC, Jack C “Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 370

2.18.5 Resistencia de tracción y corte de pernos y partes roscadas.

La resistencia de diseño de tracción y de corte, ϕR_n , de un perno de alta resistencia con apriete ajustado o pre tensionado debe ser determinado de acuerdo con los estados límites de fractura en tracción y fractura en corte como se indica a continuación:

$$R_n = F_n A_b$$

$$\phi = 0.75$$

Ec. [2.18-1]: Resistencia de corte de pernos de alta resistencia.

Donde:

F_n : Tensión de tracción nominal, F_{nt} , o tensión de corte nominal, F_{nv} , según la Tabla N° 2.18 1, kgf/cm²

A_b : Área bruta del perno o parte roscada, cm²

Tabla N° 2.18-1: Tensiones admisibles en juntas apernadas según AISC-360-05.

Tabla J 3.2 Pretensión Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm² (MPa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{nt} , kgf/cm ² (MPa)	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{nv} , kgf/cm ² (MPa)
Pernos A325, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	6 320 (620)[e]	3 360 (330)[f]
Pernos A325, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	6 320 (620)[e]	4 220 (414)[f]

Fuente: AISC360-05- LRFD.

Elaborado por: Autores.

La resistencia requerida de tracción debe incluir cualquier tracción resultante por la acción de palanca producida por la deformación de las partes conectadas.

El factor 0.75 incluido en esta ecuación considera la razón aproximada entre el área efectiva de la porción roscada y el área del vástago para tamaños comunes de pernos. De esta forma, A_b se define como el área del cuerpo no roscado del perno.

El valor entregado para F_{nt} en la Tabla se calcula como $0.75F_u$. Los valores de tensión de corte nominal de la Tabla fueron obtenidos por medio de las siguientes ecuaciones:

$$F_{nv} = 0.50F_u \text{ cuando la rosca está excluida de los planos de corte}$$

Ec. [2.18-2]: Resistencia de corte por exclusión de rosca.

$$F_{nv} = 0.40F_u \text{ cuando la rosca está incluida de los planos de corte}$$

Ec. [2.18-3]: Resistencia de corte por inclusión de rosca.

2.18.6 Combinación de tracción y corte en conexiones tipo aplastamiento.

La resistencia disponible de tracción de un perno solicitado por una combinación de tracción y corte debe ser determinada de acuerdo a los estados límite de rotura en tracción y en corte de acuerdo con lo siguiente:

$$R_n = F'_{nt}A_b$$

$$\phi = 0.75$$

Ec. [2.18-4]: Resistencia de tracción y corte de pernos.

Donde:

F'_{nt} : tensión de tracción nominal modificada para incluir los efectos de la tensión de corte, kgf/cm^2

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt}$$

Ec. [2.18-5]: Resistencia permisible de tracción y corte de pernos.

Donde:

F_{nt} : Tensión de tracción nominal, kgf/cm²

F_{nv} : Tensión de corte nominal, kgf/cm²

f_v = Tensión requerida de corte, kgf/cm²

La resistencia disponible de corte del conector debe ser igual o mayor que la tensión requerida de corte, f_v .

2.18.7 Resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos.

La resistencia al aplastamiento de una conexión empernada no es, como podría esperarse, determinada a partir de la resistencia de los pernos mismos; más bien se basa en la resistencia de las partes conectadas y del arreglo de los pernos. Su resistencia calculada depende de la separación entre los pernos y de sus distancias a los bordes, de la resistencia F_u especificada a tensión de las partes conectadas, así como de sus espesores.

La eficiencia de las partes conectadas en tensión y compresión se ve afectada por la magnitud de los esfuerzos de aplastamiento. Por ello, las resistencias nominales por aplastamiento dadas por las especificaciones LRFD tienen valores críticos de los cuales, la resistencia de las partes conectadas resulta afectada. En otras palabras esos esfuerzos de diseño por aplastamiento aparentemente tan altos no son en realidad esfuerzos de aplastamiento, sino índices de las eficiencias de las partes conectadas.

Si se permiten esfuerzos de aplastamiento mayores que los valores dados, los agujeros afectan la resistencia de las conexiones.⁸⁴

La resistencia de aplastamiento disponible, ϕR_n , en perforaciones de pernos debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento como se muestra a continuación:

$$\phi = 0.75$$

Para un perno en una conexión con perforaciones estándar, y sobre medidas, independiente de la dirección de carga.

⁸⁴ MC CORMAC, Jack C “Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD” Jhon Wiley y Son -Alfa Omega, Mexico DF . pág. 381

(i) Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño.

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u$$

Ec. [2.18-6]: Aplastamiento de agujeros por diseño.

(ii) Cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio no se considera en el diseño.

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0dt F_u$$

Ec. [2.18-7]: Aplastamiento de agujeros por sevicialidad.

2.18.8 Pernos de alta resistencia en conexiones de deslizamiento crítico.

Se permite que los pernos de alta resistencia en conexiones de deslizamiento crítico sean diseñados ya sea para prevenir el deslizamiento para el estado límite de servicio o para satisfacer el estado límite de resistencia requerida.

La resistencia de deslizamiento disponible, ϕR_n , será determinada para el estado límite de deslizamiento de la siguiente forma:

$$R_n = \mu D_u h_{sc} T_b N_s$$

Ec. [2.18-8]: R de pernos de alta resistencia por deslizamiento crítico.

(a) Para las conexiones en que la prevención del deslizamiento es un estado límite de servicio:

$$\phi = 1.0$$

(b) Para las conexiones diseñadas para prevenir el deslizamiento para el nivel de resistencia requerida:

$$\phi = 0.85$$

Donde:

μ : Coeficiente de deslizamiento promedio para superficies Clase A o B, cuando sea aplicable, determinado mediante ensayos.

$\mu : 0.35$; para superficies Clase A (superficies de acero sin pintar, limpias, con escamas de fábrica o superficies con baño Clase A en acero limpiado a chorro de arena y galvanizada en caliente y superficies rugosas)

μ : 0.50; para superficies Clase B (superficies de acero sin pintar, limpiadas mediante chorro de arena o superficies con baño Clase B en acero limpiado mediante chorro de arena).

D_u : 1.13; multiplicador que refleja la razón entre la pretensión media del perno instalado y la pretensión mínima especificada del perno.

h_{sc} : factor de perforación, determinado según se indica a continuación:

(a) Para perforaciones de tamaño estándar: $h_{sc} = 1.00$

(b) Para perforaciones sobre medidas: $h_{sc} = 0.85$

N_s : número de planos de deslizamiento

T_b : tracción mínima del conector entregada, T

2.18.9 Tracción y Corte en conexiones de deslizamiento crítico.

Cuando una conexión de deslizamiento crítico es solicitada por una tracción que disminuye la fuerza de apriete neta, la resistencia de deslizamiento disponible por perno, debe ser multiplicada por el factor, k_s como se muestra a continuación:

$$k_s = 1 - \frac{T_u}{D_u + T_b N_b}$$

Ec. [2.18-9]: R a deslizamiento critico en tracción y corte en pernos.

Donde:

N_b : Número de pernos que transmiten la tracción aplicada

T_b : Carga de tracción mínima en T

T_u : Carga de tracción debida a las combinaciones de carga LRFD, T (kN)

2.19 Elementos involucrados de miembros y elementos conectados.

Los elementos de miembros en conexiones y elementos conectores, tales como planchas, ángulos y soportes deben poseer las siguientes resistencias en su diseño.

2.19.1 Resistencia de placas en tracción.

La resistencia de diseño, ϕR_n , cargados en tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia en tracción y fractura en tracción tal como se detalla en el diseño de miembros a tracción.

Donde:

A_e = área neta efectiva para planchas de empalme apernadas.

$$A_e = A_n \leq 0.85 A_g$$

Ec. [2.19-1]: Área neta efectiva para planchas de empalme apernadas.

2.19.2 Resistencia de placas en corte.

La resistencia de corte disponible de placas en corte debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia en corte y fractura en corte:

(a) Para fluencia en corte del elemento:

$$R_n = 0.60 F_y A_g$$

$$\phi = 1.00$$

Ec. [2.19-2]: R a fluencia de corte para planchas de empalme apernadas.

(b) Para fractura en corte del elemento:

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv}$$

$$\phi = 0.75$$

Ec. [2.19-3]: R al corte por fractura para planchas de empalme apernadas.

Donde:

A_{nv} : Área neta solicitada a corte, cm^2

2.19.3 Resistencia de aplastamiento de agujeros en placas.

La resistencia de aplastamiento de diseño, ϕR_n , de superficies en contacto deben ser determinadas para el estado límite de aplastamiento (fluencia de compresión local) como se muestra a continuación:

$$\phi = 0.75$$

La resistencia de aplastamiento nominal, R_n , para varios tipos de aplastamiento debe ser determinada de acuerdo con lo siguiente:

Para superficies terminadas, pasadores en perforaciones de borde, taladrados o punzonados, y extremos de atiesadores de aplastamiento ajustado:

$$R_n = 1.8 F_y A_{pb}$$

Ec. [2.19-4]: R por aplastamiento de agujeros para placas de empalme.

Donde:

F_y : Tensión de fluencia mínima especificada, kgf/cm^2

A_{pb} : Área proyectada de apoyo, cm^2

2.19.4 Requisitos para las placas de conexión.

Las planchas de refuerzo que se requieren para entregar la resistencia a la compresión deben ser diseñadas de acuerdo con los requisitos de compresión.

- Las planchas de refuerzo que se requieren para entregar resistencia a la tracción deben ser diseñadas de acuerdo con los requisitos de a tracción.
- Las planchas de refuerzo que se requieren para entregar resistencia al corte deben ser diseñadas de acuerdo con las disposiciones de corte.

Además, las planchas de refuerzo deben cumplir con el siguiente criterio:

El espesor y la extensión de la plancha de refuerzo deben aportar suficiente material para igualar o exceder los requisitos de resistencia.⁸⁵

2.20 Parámetros de diseño del Stub o ángulo de anclaje.

Para el diseño del ángulo de espera o anclaje se utiliza las consideraciones de A.S.C.E.(American Society Civil Engineers) Sociedad Americana de Ingenieros Civiles en lo que refiere a cimientos de concreto.(Ver Fig. N° 2.20 1).

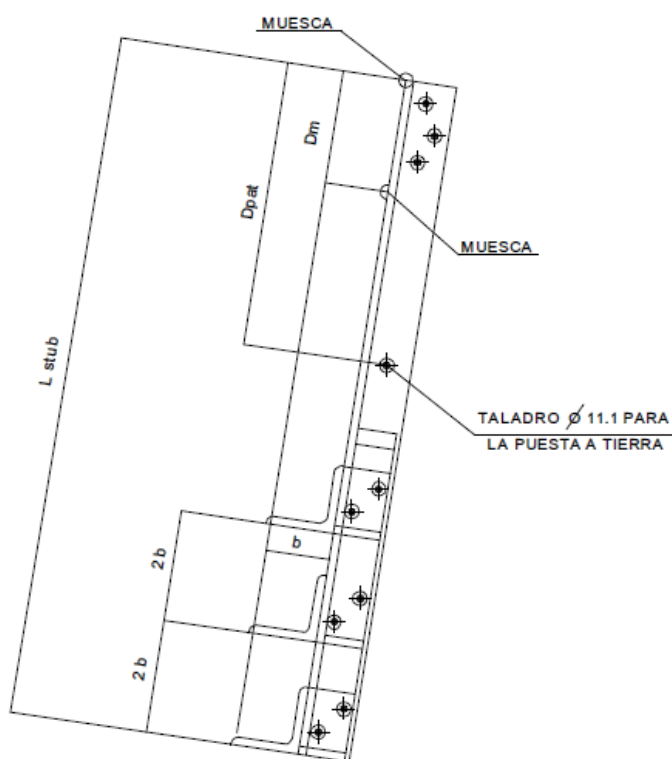


Fig. N° 2.20-1: Ángulo de Anclaje.

Fuente: ASCE-10-97.
Elaborado por: Autores.

El Angulo de espera o STUB, debe ser uno de los ángulos de mayor cuidado en el diseño de la torre ya que por el mismo se transmitirá toda carga a la cimentación, así se debe revisar tanto a tracción como compresión para que el mismo junto con las llamadas garras o conectores pueda soportar dichas cargas.

⁸⁵ AISC, American Institute of Steel Construction inc. Edición N° 13 pp. 16-211

2.20.1 Revisión del área mínima a la tensión actuante en el Stub.

$$Ar = \frac{P}{fy} + \frac{V}{0,75 fy}$$

$$V = \sqrt{(Vx^2 + Vy^2)}$$

Ec. [2.20-1]: Resistencia área mínima del ángulo de anclaje.

Donde:

Ar : Área del Stub mínima.

P : Tensión o compresión actuante.

V : Cortante resultante.

Vx : Cortante transversal.

Vy : Cortante longitudinal.

fy : Esfuerzo de fluencia mínimo.

2.20.2 Revisión de la resistencia de los conectores.

Se deben revisar por cortante los conectores. (Ver Fig. N° 2.20 2).

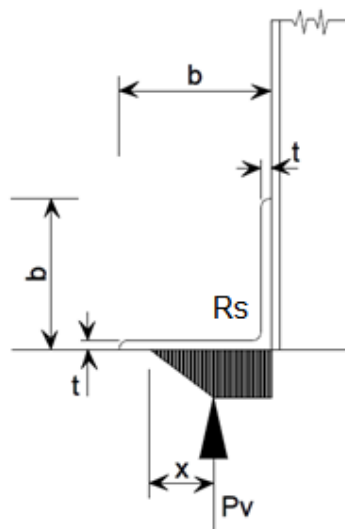


Fig. N° 2.20-2: Ángulo de conexión o cleat.

Fuente: ASCE-10-97.
Elaborado por: Autores

$$P_v = 1,19 \times f'c \times b \times c \left(t + R_s + \frac{x}{2} \right)$$

$$x = t \left[\frac{F_y}{1,19 \times f'c} \right]^{1/2} \leq b - R_s - t$$

Ec. [2.20-2]: Resistencia por cortante resistente de los conectores.

Donde:

P_v : Cortante resistente por conectores

t : Espesor del ala.

b : Patín del Angulo

bc : Longitud del conector

R_s : Radio de doblez

$f'c$: Resistencia del concreto

Número de conectores requeridos:

$$N_{con} = \frac{P}{P_v}$$

Ec. [2.20-3]: Número de conectores.

Donde:

N_{con} : Número de Conectores.

P : Cargas de compresión máxima.

P_v : Cortante resistente por conector.

En caso de que se necesiten conectores impares, la simetría debe tener prioridad y se debe hacer un arreglo de tal manera que se cumpla esta consideración, tanto en el número de conectores como en el número de pernos por cada conector.

Además se debe revisar la capacidad de los pernos a cortante simple o doble y al aplastamiento.

2.21 Consideraciones del proceso de galvanizado.

El galvanizado se define como el proceso de inmersión de acero en un baño de zinc líquido para producir una resistencia a la corrosión por varias capas de revestimiento de zinc, aleaciones de hierro y zinc metal. El revestimiento se produce como resultado de una reacción metalúrgica entre el líquido de zinc y el hierro en el acero, lo que ha proporcionado a largo plazo, mantenimiento sin protección contra la corrosión a un costo razonable. (Ver Fig. N° 2.21 1).

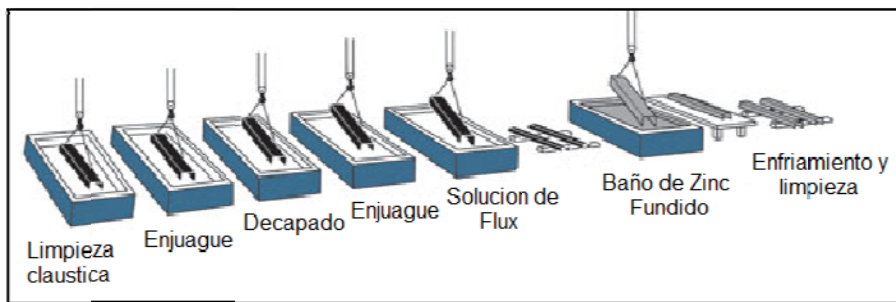


Fig. N° 2.21-1: Proceso de galvanizado.

Fuente: Wikipedia Galvanizado.
Elaborado por: Autores.

La corrosión puede necesitar ser reparada a menudo o incluso pedirá la reconstrucción de las estructuras, ahí la importancia de la galvanización. Es intrínsecamente simple, y esta simplicidad es una ventaja sobre otros métodos de protección contra la corrosión.

2.21.1 Preparación de la superficie.

El primer paso en el galvanizado es el proceso destinado a obtener la más limpia posible superficie de acero mediante la eliminación de todos los óxidos y otros residuos contaminantes. Esto se logra, en tres etapas de limpieza antes de galvanizar.

2.21.1.1 Proceso de desengrase cáustico de limpieza.

En primer lugar, el acero se sumerge en un baño de desengrase ácido o cáustico, solución con el fin de eliminar la suciedad, el aceite y la grasa de la superficie del acero. Después de desengrase del acero, se lavará en agua.

2.21.1.2 Proceso de decapado.

A continuación, el acero se sumerge en un tanque lleno de ácido clorhídrico o ácido sulfúrico, como se ve en la figura 24, que elimina los óxidos que cada elemento trae de fábrica. Una vez que cada superficie se ha eliminado de oxidación, es de nuevo enjuagado con agua.(Ver Fig. N° 2.21 2).



Fig. N° 2.21-2:El tanque de decapado.

Fuente: Wikipedia Galvanizado.
Elaborado por: Autores.

2.21.1.3 Proceso de Galvanizado.

Cuando los elementos están listos totalmente secos, se sumergen a una velocidad muy lenta en un baño de zinc en permanente fusión entre 440- 460 °C. Según el espesor de recubrimiento que la norma requiere (ASTM 123), la geometría y composición de los elementos, se le asignara el tiempo de inmersión correspondiente. Durante este lapso, la superficie del baño es mantenida libre de las impurezas que empiezan a flotar por la acción de galvanización del metal.

Una vez que la inter-difusión, reacción del hierro y del zinc se ha completado, todo el baño por lo general dura menos de diez minutos, dependiendo del grosor del acero, para posteriormente iniciar las operaciones de ascenso de la misma manera con velocidad lenta. En esta fase se toma especial atención en la adherencia y uniformidad de la capa de revestimiento tratando de proporcionar el mejor drenaje posible del fluido.(Ver Fig. N° 2.21 3).



Fig. N° 2.21-3:Cuva de galvanizado.

Fuente: Wikipedia Galvanizado.
Elaborado por: Autores.

2.21.2 Post-tratamiento.

Cuando el acero se retira, puede recibir un tratamiento posterior para mejorar el recubrimiento de galvanizado. Uno de los tratamientos más comúnmente utilizados es el enfriamiento. El tanque de enfriamiento contiene principalmente agua, pero también puede haber añadido productos químicos para crear una capa de pasivación de galvanizado que protege el acero durante el almacenamiento y el transporte.

2.21.3 Otros sistemas de protección de corrosión.

Hay muchos tipos de protección contra la corrosión, como el revestimiento de acero con aceite, grasa, alquitrán, asfalto, pinturas o revestimientos de polímeros o protección contra la corrosión de materiales tales como acero inoxidable y la erosión, los ánodos de sacrificio, sistemas de planchas y sistemas de impresión actuales. La mayoría de estos materiales se basan en la barrera de protección, mientras que

algunos de ellos se basan en propiedades catódicas para evitar la corrosión del acero. El tipo más eficaz de protección contra la corrosión que ofrece la barrera y protección catódica es de galvanizado.

La protección contra la corrosión que ofrece un recubrimiento de zinc es lineal en relación con su espesor del revestimiento.

2.21.4 Especificaciones ASTM en Galvanizado.

Existen ciertas especificaciones que se han desarrollado para la galvanización en caliente a fin de producir revestimientos de alta calidad.

- Las especificaciones de la norma ASTM A 143 / A 143M, ASTM A 384 / A 384M, ASTM A 385 proporcionan directrices para la preparación de productos de galvanización por inmersión caliente.
- La norma ASTM A 123 / A 123M: Standard Specification for zinc (galvanizado) especifica los revestimientos de productos de hierro y acero en piezas estructurales.
- La ASTM A 123 / A 123M cubre piezas de acero estructurales, placas, perfiles, tuberías, y cables.(Ver Fig. N° 2.21 4).



Fig. N° 2.21-4: Estructuras galvanizadas.

Fuente: Wikipedia Galvanizado.
Elaborado por: Autores.

2.21.4.1 Requisitos ASTM A 123 / A 123M

Los requisitos enumerados en la norma ASTM A 123 / A 123M incluyen el espesor de recubrimiento, acabado, apariencia, y la adhesión.

- El espesor de revestimiento, depende del tipo y del espesor del material.
- La apariencia se debe dejar exento de zonas con ampollas, o depósitos de flujo bruto.
- Adhesión - el revestimiento debe tener una firme adhesión a lo largo de la vida de acero galvanizado.

El revestimiento de galvanizado se destina a los productos fabricados en su forma final que van a estar expuestos a condiciones ambientales corrosivas. Una vez que el producto ha sido galvanizado, cualquier nueva fabricación, puede tener efectos negativos en la protección contra la corrosión del recubrimiento. El grado de revestimiento se define como el espesor del recubrimiento y se da en micras. (Ver Tabla N° 2.21 1 y Tabla N° 2.21 2).

Tabla N° 2.21-1: Espesor de revestimiento de material.

TIPO DE PERFIL	Espesor de revestimiento (MICRAS)				
	<1.58mm	1.58<3.2mm	3.2<4.8mm	4.8<6.4mm	6.4 o mas
PLACAS	45	65	75	85	100
VARILLAS	45	65	75	85	100
TUBOS	45	45	75	75	75
ALAMBRES	35	50	60	65	80

Tabla N° 2.21-2: Grado de espesor de revestimiento.

Recubrimiento	milts	oz/h^2	μm	g/m^2
35	1.4	0.8	35	245
45	1.8	1.0	45	320
50	2.0	1.2	50	355
55	2.2	1.3	55	390
60	2.4	1.4	60	425
65	2.6	1.5	65	460
75	3.0	1.7	75	530
80	3.1	1.9	80	565
85	3.3	2.0	85	600
100	3.9	2.3	100	705

Fuente: ASTM A 123

Elaborado por: Autores.

2.21.4.2 Tipos de Inspección.

El tipo de inspecciones realizadas sobre el galvanizado se especifican en la norma ASTM A 123 / A 123M dependiendo del tipo de producto u objeto de inspección.

- Espesor de galvanizado
- Peso de galvanizado.
- Apariencia.
- Flexión.

Una vez que el material ha sido galvanizado, debe ser completamente inspeccionado antes de su envío.

El tiempo antes del primer mantenimiento de galvanizado es directamente proporcional al espesor del revestimiento de galvanizado. Con todas las demás variables se mantiene constante, el más grueso recubrimiento de zinc, dará más larga vida al acero.

2.22 Requerimientos de la torre AR2-C4.

Los requerimientos de diseño en los que se basará esta tesis están dados por los que la empresa pública TRANSELECTRIC, publicó para la licitación de las torres a colocarse en el año 2013 en la línea Pomasqui Santa Rosa II.

En dichos requerimientos publicados por el INCOP (Instituto nacional de compras públicas) se hace referencia a los requerimientos tanto del diseño como de construcción de la línea en lo que en este caso se hará referencia para constatar la temática de la teoría del diseño y parámetros generales propuestos en el capítulo 1 y 2.

2.22.1 Descripción general del requerimiento.

El suministro de la torre tipo AR2-C4, está compuesta de:

Cabeza con crucetas, cuerpo principal y stubs.

- AR2-C4: Torre de Anclaje (70°) y Remate (15°) a 230 kV⁸⁶.

2.22.2 Condiciones generales.

La estructura será diseñada para que pueda resistir las condiciones ambientales señaladas a continuación:

- Altura sobre el nivel del mar: entre 2500 y 3000 msnm.
- Temperatura ambiente: -5° C a 40° C.
- Viento máximo: 90 km/h.

2.22.3 Requerimientos específicos de diseño estructural.

El diseño estructural y de detalle será sobre la base de los datos, cargas y dimensiones básicas indicadas en las especificaciones de carga.

⁸⁶ CELEC EP “Adquisición de Bienes para la Línea de Transmisión Santa Rosa – Pomasqui II” pp. 107-108

Mediante una modelación computacional se realizará una verificación del comportamiento para la condición de sismo y rotura de conductores.

2.22.4 Árbol de cargas torre AR2-C4.

Siempre el diseñador eléctrico de la línea de transmisión pone a disposición del diseñador estructural las cargas externas de diseño que se transmiten directamente a la torre por medio de la cadena de aisladores, debido a las cargas ya tratadas.

Ver Anexo N° 1-5: Árbol de cargas Torre AR2-C4.

El mismo destaca la silueta básica de la torre sin considerar base, cuello, altura definitiva ni cúpula, así como tipo de arriostramiento, dejando al diseñador estructural en toda responsabilidad en dichos parámetros.

2.22.5 Casos de carga propuestos.

Como se habló en el capítulo 1 la torre estará básicamente expuesta a cargas externas longitudinales, transversales, verticales, y de viento, mas estas el diseñador de la línea, las plantea bajo combinaciones de carga en los efectos más extremos a los que en la vida útil de la torre esta podrá estar expuesta, como se habló ya en cuanto a los métodos de diseño, las cargas por el método LRFD, deben llevar factores de sobre carga, más en este caso se explica que los llamados OLF(Ordinal Load Factor), ya están asumidos en las combinaciones propuestas, las mismas que en general tratan pesos máximos, longitudes máximas, ángulos máximos y los llamados roto conductores, que simulan el des equilibrio de la torre en caso de existirlos.

Al ser la torre AR2-C4 por su nomenclatura, la torre de Anclaje y Retención de dos circuitos y cuatro conductores, se entenderá que también se la utilizara por estandarización como la torre terminal así se presentan tanto casos angulares, como terminales.

2.22.5.1 Caso angular 1A.

Este caso propuesto por TRANS ELECTRIC, y basado en el principio de las combinaciones de carga por el método LRFD, trata de simular, lo que se considera el

servicio máximo de la torre, hay que recordar, que todos los vanos de la línea de transmisión son diferentes y se distribuyen las torres por métodos de estandarización, así la propuesta de diseño se basa en las condiciones críticas en diferentes aspectos. En este caso de acuerdo a la línea se encontró bajo el ángulo máximo, las cargas, tanto transversales, como verticales de la torre. Hay que decir que el viento es crucial por lo que se coloca el máximo de presión, en la cara a 90° a la línea para simular el viento más perjudicial en ese sentido. (Ver Fig. N° 2.22 1).

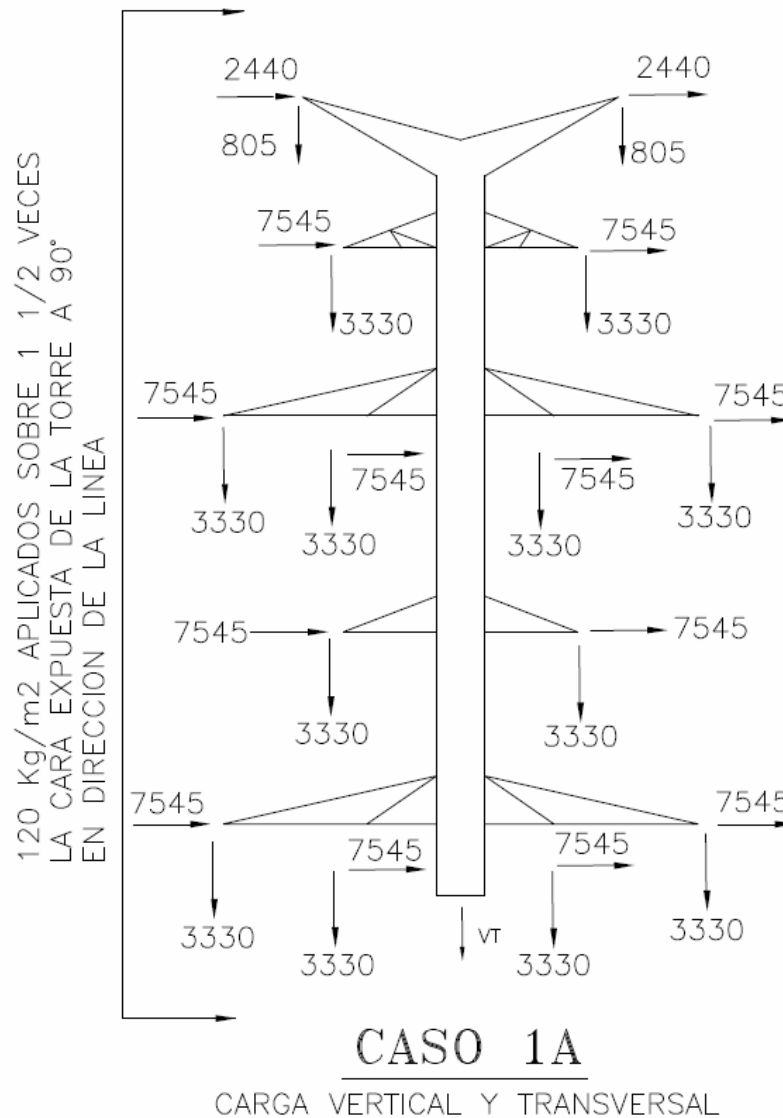


Fig. N° 2.22-1: CASO A1A.

Fuente: CELEC TRANS ELECTRIC.
Elaborado por: Autores

2.22.5.2 Caso angular 1B.

El caso angular 1B simula lo que considera un desequilibrio longitudinal, el mismo que trata de corroborar con un viento cruzado máximo a 45° en el vano máximo y con el ángulo máximo la diferencia de cargas en vanos adyacentes.(Ver Fig. N° 2.22 2).

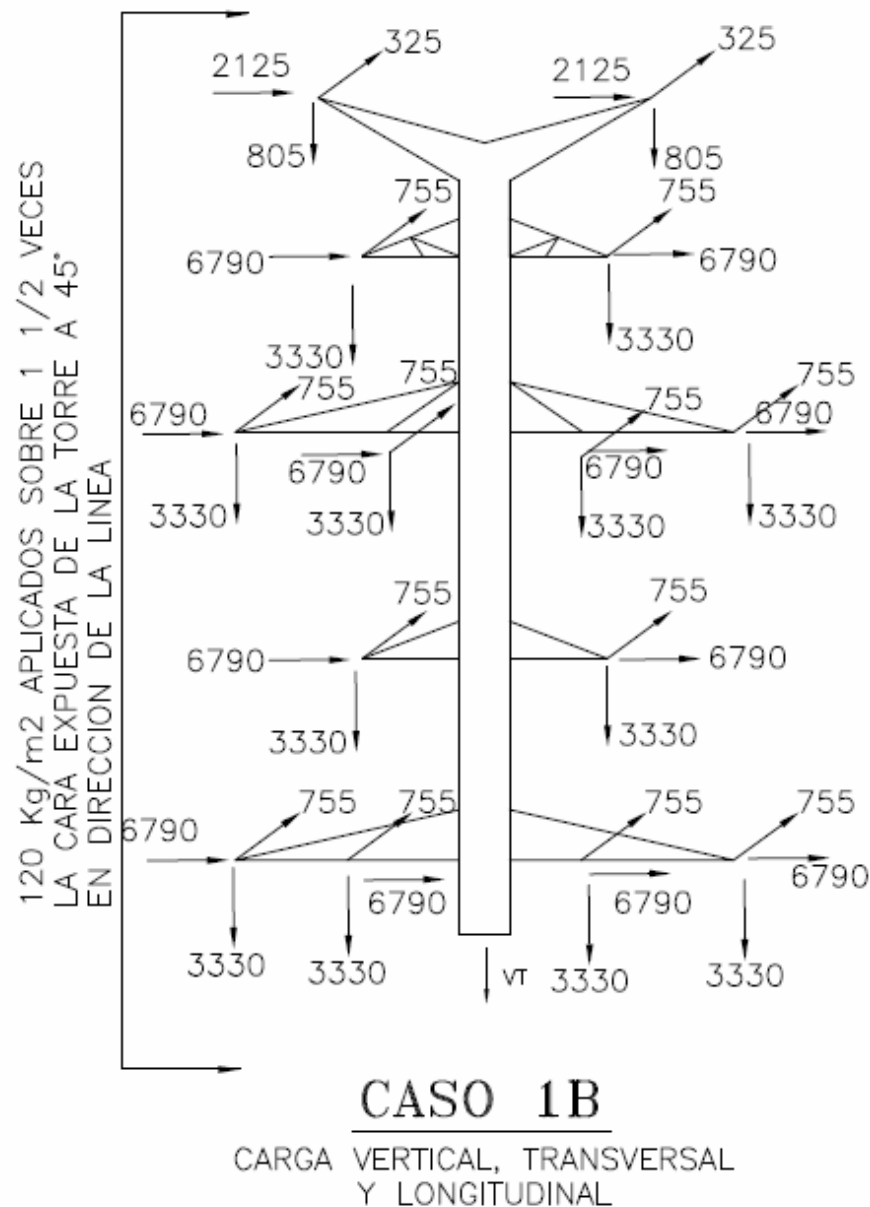


Fig. N° 2.22-2: CASO A1B.

Fuente: CELEC TRANS ELECTRIC.
Elaborado por: Autores

2.22.5.3 Caso angular 1C.

Este caso es el análogo del caso 1B pero intenta constatar a la variación de pendiente máxima de la línea, el des equilibrio longitudinal, lo cual suele darse en tramos consecutivos y por variaciones excesivas en las longitudes de vanos adyacentes. El viento en este caso se coloca directo sobre la línea a fin corroborar que es poco oportuno la fluctuación excesiva de viento.

Hay que entender que posibles roto conductores también pueden producir tal des equilibrio longitudinal.(Ver Fig. N° 2.22 3)

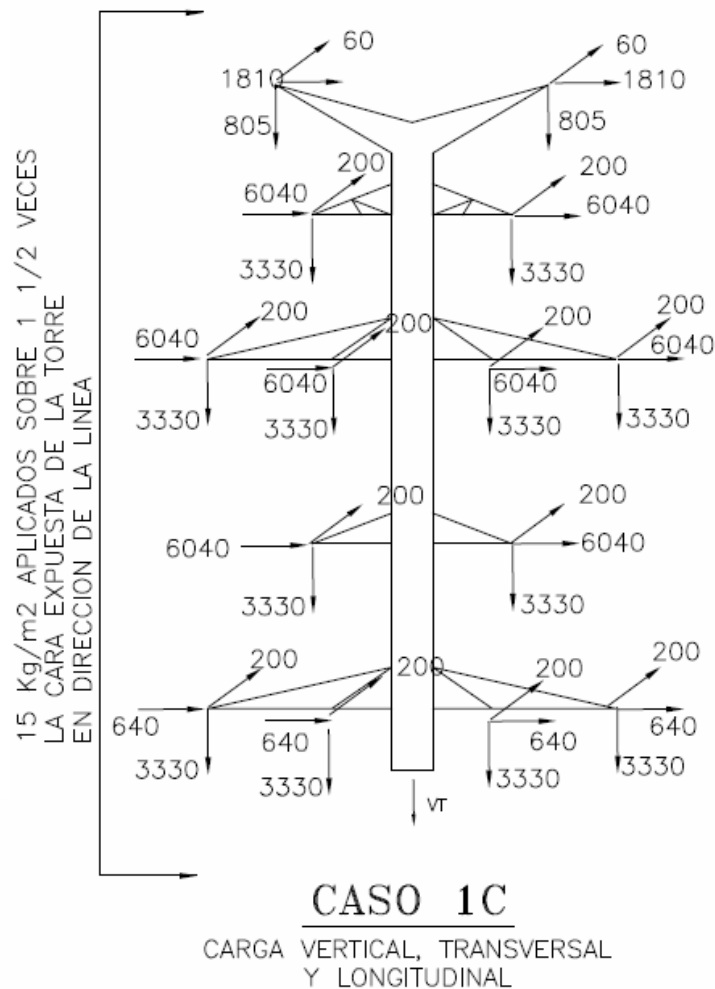


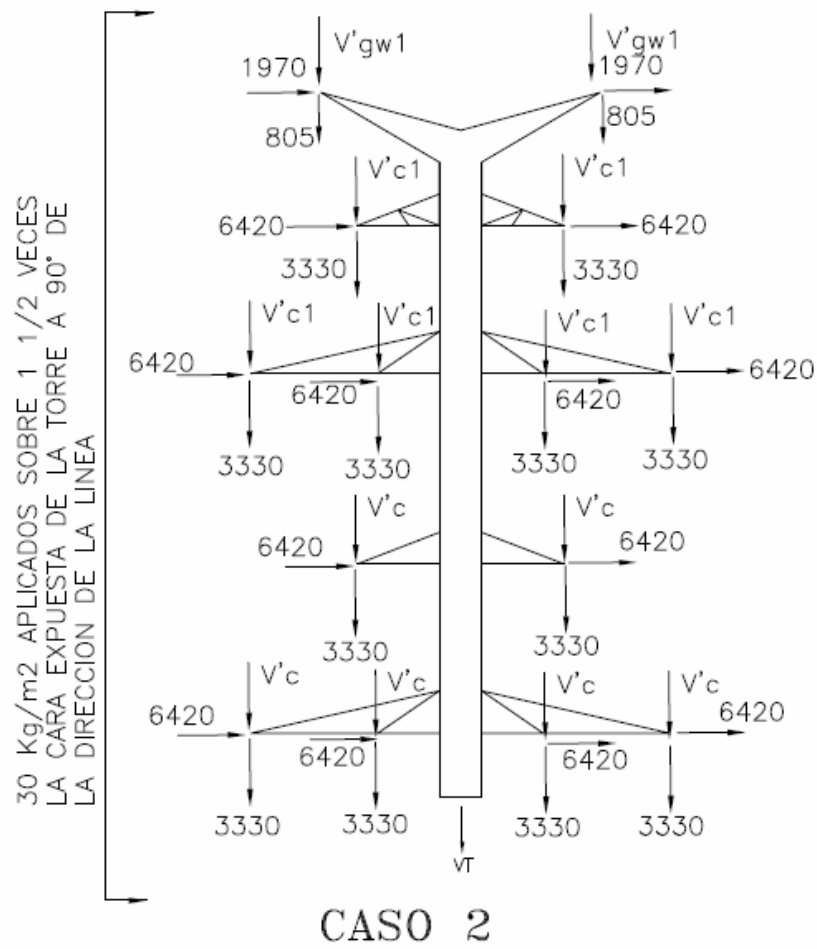
Fig. N° 2.22-3: CASO A1C.

Fuente: CELEC TRANS ELECTRIC.

Elaborado por: Autores

2.22.5.4 Caso angular 2.

El caso angular dos intenta constatar la resistencia de la torre a posibles sobre cargas verticales provenientes de los accesorios de sujeción como pesas y cadenas de aisladores, grilletes etc, además constata un posible aumento en el peso del conductor, por tal a este caso se lo considera como el caso de sobre carga vertical.(Ver Fig. N° 2.22 4).



SOBRECARGA VERTICAL V'_{gw} Y V'_c APLICADOS SOBRE UN CONDUCTOR, Y SOBRE LOS CABLES DE GUARDIA O SOBRE DOS CONDUCTORES CUALQUIERA.
 $V'_{gw1} = 608$; $V'_{c1} = 2805$; $V'_c = 2805$

Fig. N° 2.22-4: CASO A2.

Fuente: CELEC TRANS ELECTRIC.
 Elaborado por: Autores

2.22.5.5 Caso terminal 1A.

El caso terminal 1A habla del caso específico a la colocación de la torre como terminal de línea, la misma que por escancia sufrirá en su servicio máximo un desbalanceamiento longitudinal natural constante. Así es importante al conocer el dato exacto para corroborar dicha resistencia.(Ver Fig. N° 2.22 5).

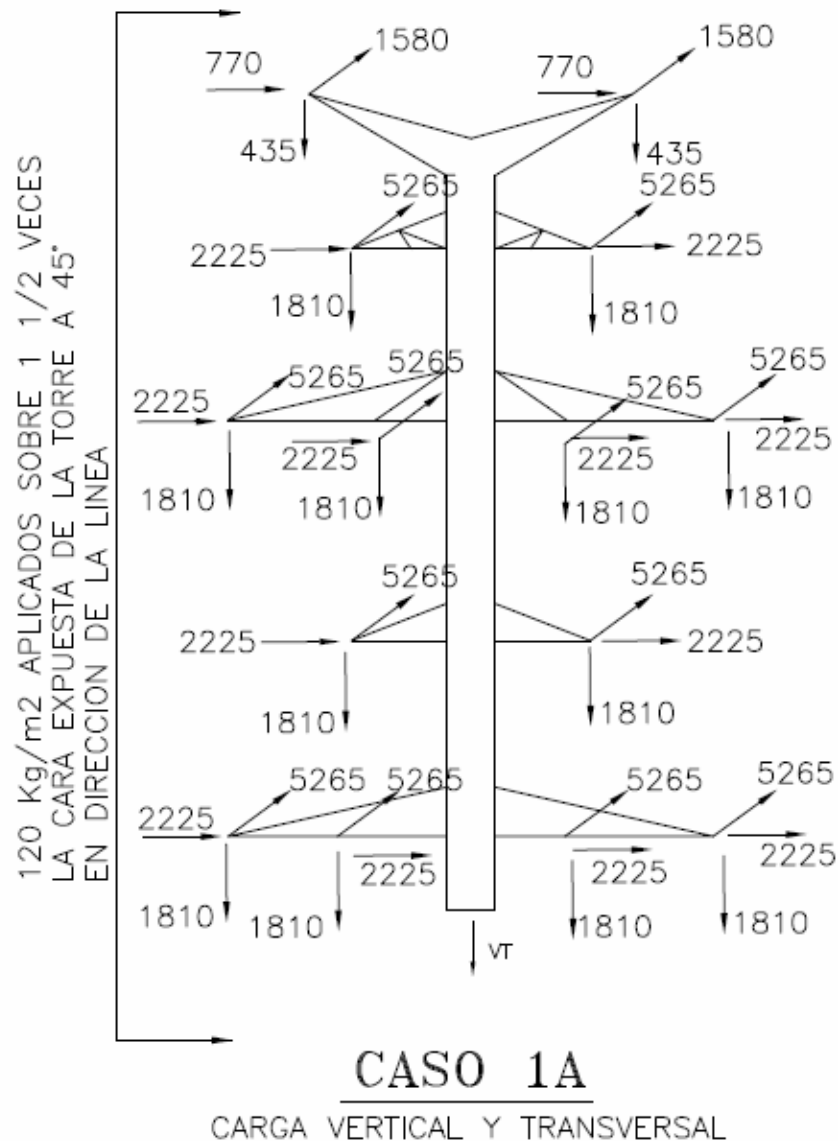


Fig. N° 2.22-5: CASO T1A.

Fuente: CELEC TRANS ELECTRIC.

Elaborado por: Autores

2.22.5.6 Caso terminal 1B.

El caso terminal 1B habla del caso específico a la colocación de la torre como terminal de línea, bajo el efecto de roto conductores donde se presume existirá un desequilibrio tanto longitudinal como transversal, aun cuando este tipo de casos pertenecen a ser muy esporádicos es importante el analizarlos ya que permiten al diseñador el concebir todo lo posible a estar expuesta la estructura. (Ver Fig. N° 2.22 6).

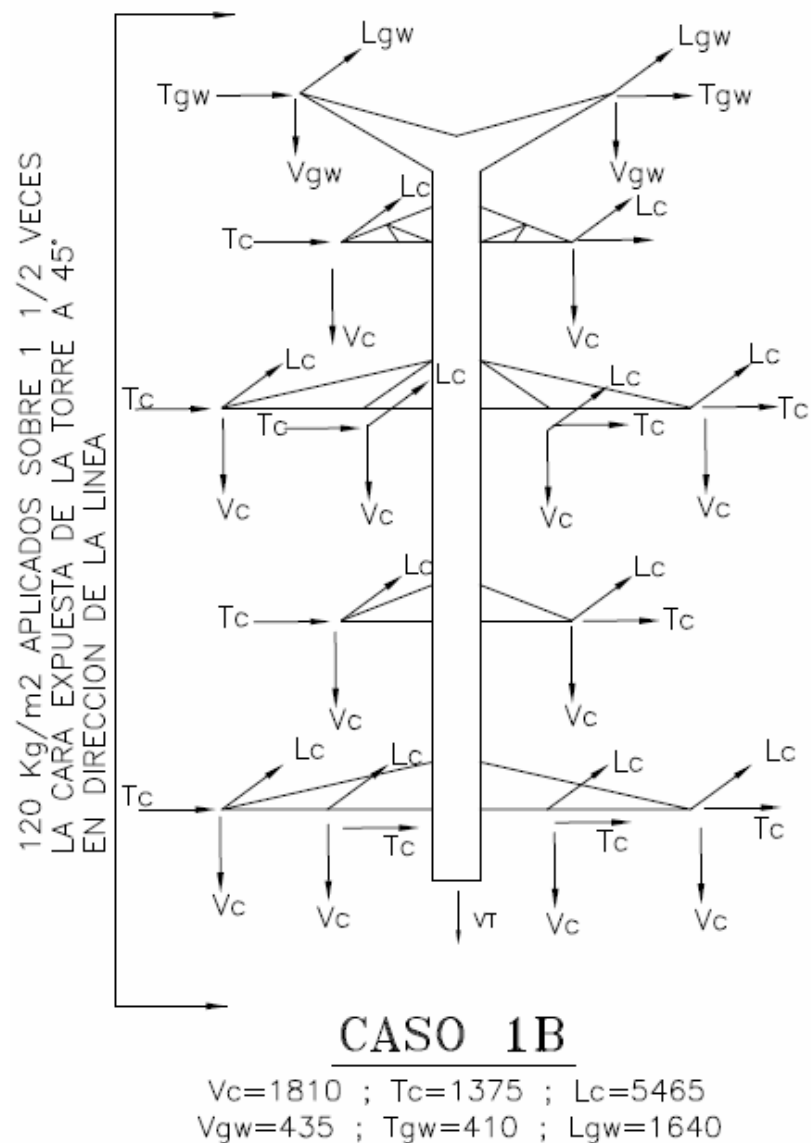


Fig. N° 2.22-6: CASO T1B.

Fuente: CELEC TRANS ELECTRIC.
Elaborado por: Autores

2.22.5.7 Caso terminal 2.

El caso terminal 2 habla sobre un des equilibrio máximo longitudinal como se indica en este caso se intenta constatar el trabajo máximo de la torre a una llegada inoportuna de la línea, lo que puede producirse por diversas situaciones como fallas topográficas, etc.(Ver Fig. N° 2.22 7).

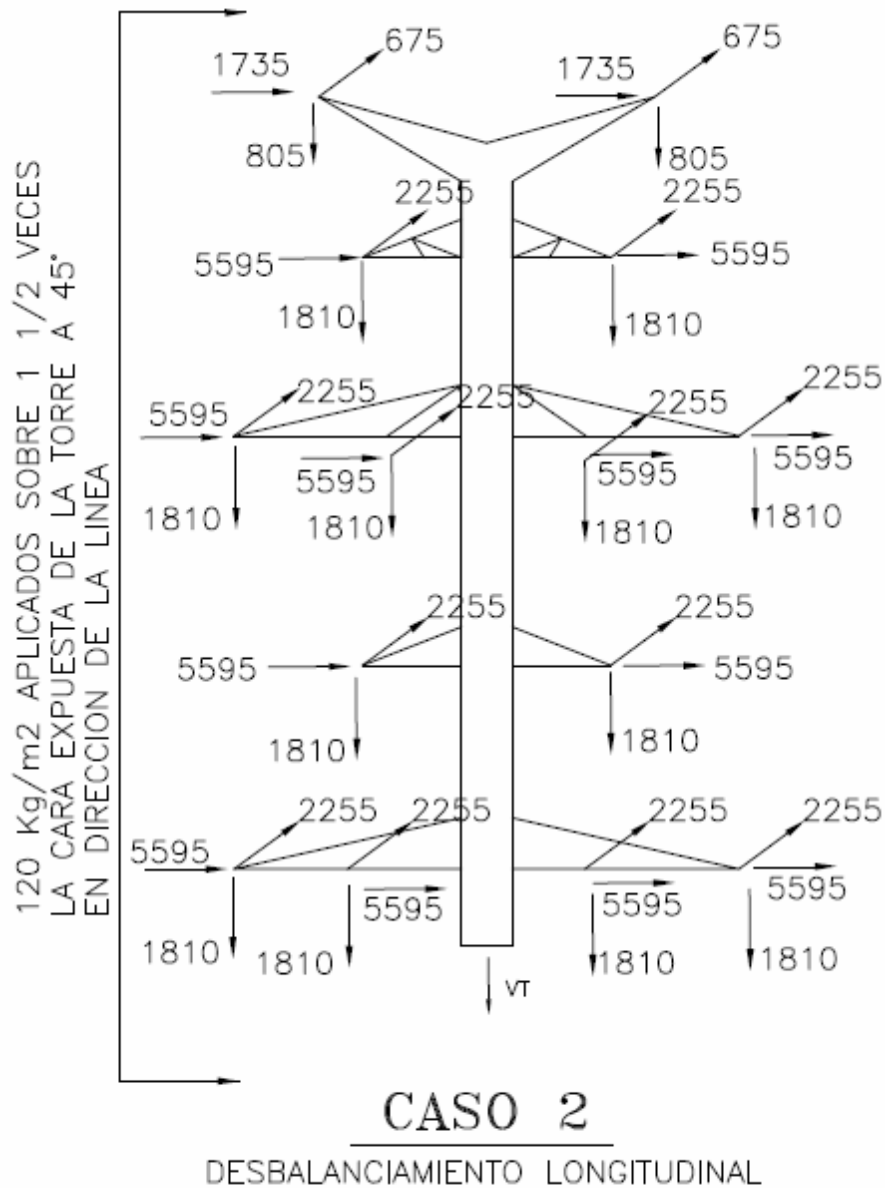


Fig. N° 2.22-7: CASO T2.

Fuente: CELEC TRANS ELECTRIC.
Elaborado por: Autores

2.22.6 Requerimiento de materiales, diseño, detalle y fabricación.⁸⁷

Las torres serán de acero galvanizado en caliente y su acabado deberá ser liso y sin rebabas, escorias o grumos, tipo en celosía auto-soportantes, apropiadas para instalación en fundaciones de concreto tipo zapata, pilotes o grilla.

En las pruebas, una vez que se apliquen las cargas de diseño, se permitirá una deflexión máxima del 3% a la altura desde el nivel de suelo, y luego de liberar al prototipo de toda carga, se aceptará una deflexión de retorno de hasta el 0.5% de la altura libre probada.

Se usarán pernos para todas las conexiones y uniones y se procurará que sean del mismo diámetro. Las cargas mecánicas especificadas en los planos son puntuales y se deberán calcular los esfuerzos y diseñar la estructura de tal forma que soporte sin deformarse.(Ver Tabla N° 2.22 1 y Tabla N° 2.22 2).

Tabla N° 2.22-1: Tabla del acero requerido CELEC TRANSELECTRIC.S.A

ACERO A – 572				
Dato No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	ESPECIFICACIÓN REQUERIDA	ESPECIFICACIÓN OFERTADA
1	<u>CARACTERÍSTICAS GENERALES</u>			
1.2	País de procedencia		País elegible	
1.2	Normas aplicables		ASTM A572	
2	<u>CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS</u>			
2.1	Resistencia mínima a la tracción	MPa	500	
2.2	Límite de fluencia	MPa	353	
2.3	Alargamiento en 200 mm	%	20	
3	<u>GALVANIZACIÓN</u>			
3.1	Normas aplicables		ASTM A123	
3.2	Cantidad de Zinc depositada	gr/m2	600 gr/m2	

Fuente: CELEC EP “Adquisición de Bienes Santa Rosa – Pomasqui II”

Elaborado por: Autores.

⁸⁷ CELEC EP “Adquisición de Bienes para la Línea de Transmisión Santa Rosa – Pomasqui II” pp.110-111

Tabla N° 2.22-2: Tabla de Materiales para pernos.

PERNOS - TUERCAS - ARANDELAS					
Dato No.	DESCRIPCIÓN		UNIDAD	ESPECIFICACIÓN REQUERIDA	ESPECIFICACIÓN OFERTADA
1		<u>CARACTERÍSTICAS GENERALES</u>			
1.1		País de procedencia		País Elegible	
1.2	*	Tipo de acero			
1.3		Normas aplicables		ASTM A325 tipo 3	
3		<u>GALVANIZACIÓN</u>			
3.1		Normas aplicables		ASTM A153	
3.2		Cantidad de Zinc depositada	gr/m2	425 gr/m ²	

Fuente: CELEC EP “Adquisición de Bienes Santa Rosa – Pomasqui II”

Elaborado por: Autores

2.22.7 Límites de longitud de los miembros.

La relación de esbeltez para el diseño de torres de transmisión:

Los miembros de los montantes o cantoneros y los miembros principales en el brazo transversal en compresión 150

Los miembros con esfuerzos secundarios 200

Los miembros redundantes y tensiones bajas 250

Los miembros a tensión 350

2.22.8 Requerimientos límites para los miembros y pernos.

a) Espesor mínimo de los materiales

- Miembros principales de cantoneras: 6 mm
- Miembros angulares de superestructuras: 5 mm
- Miembros angulares secundarios: 3 mm
- Platinas de unión: 4 mm

b) Ancho máximo de los ángulos de acero de alta resistencia:

16 veces el espesor

c) Diámetro mínimo de los pernos: 16 mm ó 5/8" in

2.22.9 Requerimiento General de las conexiones.

Todas las conexiones serán empernadas y los miembros sometidos a esfuerzos que determinen tensiones suplementarias deberán ser conectados por los menos con dos pernos. Si son necesarios dos o más pernos para la unión de los miembros, deberá disponerse de cartela para la conexión, salvo en aquellos casos en que el ancho del miembro permita situar sobre el mismo dos pernos.

La excentricidad de las conexiones será reducida al valor más bajo posible, todos los miembros del cuerpo principal, extensiones de cuerpo o patas, deberán ser en lo posible hechos de una sola pieza. Todas las diagonales dobles del sistema de miembros principales deberán ser conectadas en sus puntos de intersección con por lo menos un perno.

Entre los requisitos mínimos se encuentran:

Espaciamiento mínimo entre pernos

16 mm 25 mm

19 mm 30 mm

22 mm 35 mm

Distancia mínima al filo del Miembro

16 mm 22 mm

19 mm 25 mm

22 mm 28 mm

2.23 Análisis de cuerpo libre y estabilidad de la torre AR2-C4.

El primer paso del diseño de la Torre es el constituir el diagrama de cuerpo libre, que permite el comprender los requerimientos de la misma así como la magnitud de la estructura.

Se realizó una hoja de cálculo para validar que el caso 1A es el caso de servicio crítico de la torre, para realizar solo bajo esté el análisis de cuerpo libre.(Ver Tabla N° 2.23 1 y Fig. N° 2.23 1).

Tabla N° 2.23-1: Tabla casos de cuerpo libre.

Hoja de cálculo de elección del caso crítico.						
# nodos	Altura (m)	Caso	Tc (Kg)	Lc (Kg)	F total (Kg)	M Base (T-m)
					95420.0	4148.3
4	31.25	A1A	7545		30180	943.125
2	39.25	A1A	7545		15090	592.2825
4	48.75	A1A	7545		30180	1471.275
2	56.25	A1A	7545		15090	848.8125
2	60	A1A	2440		4880	292.8
					86281.6	3749.0
4	31.25	A1B	6790	755	27327.38553	853.9807979
2	39.25	A1B	6790	755	13663.69277	536.2999411
4	48.75	A1B	6790	755	27327.38553	1332.210045
2	56.25	A1B	6790	755	13663.69277	768.5827181
2	60	A1B	2125	325	4299.418565	257.9651139
					76141.7	3305.5
4	31.25	A1C	6040	200	24173.2414	755.4137939
2	39.25	A1C	6040	200	12086.6207	474.3998626
4	48.75	A1C	6040	200	24173.2414	1178.445518
2	56.25	A1C	6040	200	12086.6207	679.8724145
2	60	A1C	1810	60	3621.988404	217.3193043

					80980.0	3517.0
4	31.25	A2	6420		25680	802.5
2	39.25	A2	6420		12840	503.97
4	48.75	A2	6420		25680	1251.9
2	56.25	A2	6420		12840	722.25
2	60	A2	1970		3940	236.4
					72105.4	3131.7
4	31.25	T1A	2225	5265	22863.36808	714.4802525
2	39.25	T1A	2225	5265	11431.68404	448.6935986
4	48.75	T1A	2225	5265	22863.36808	1114.589194
2	56.25	T1A	2225	5265	11431.68404	643.0322273
2	60	T1A	770	1580	3515.280928	210.9168557
					71004.8	3082.5
4	31.25	T1B	1375	5465	22541.28656	704.4152052
2	39.25	T1B	1375	5465	11270.64328	442.3727488
4	48.75	T1B	1375	5465	22541.28656	1098.88772
2	56.25	T1B	1375	5465	11270.64328	633.9736846
2	60	T1B	410	1640	3380.946613	202.8567968
					75977.6	3300.2
4	31.25	T2	5595	2225	24084.73375	752.6479298
2	39.25	T2	5595	2225	12042.36688	472.6628999
4	48.75	T2	5595	2225	24084.73375	1174.130771
2	56.25	T2	5595	2225	12042.36688	677.3831368
2	60	T2	1735	675	3723.358699	223.4015219

Elaborado por: Autores

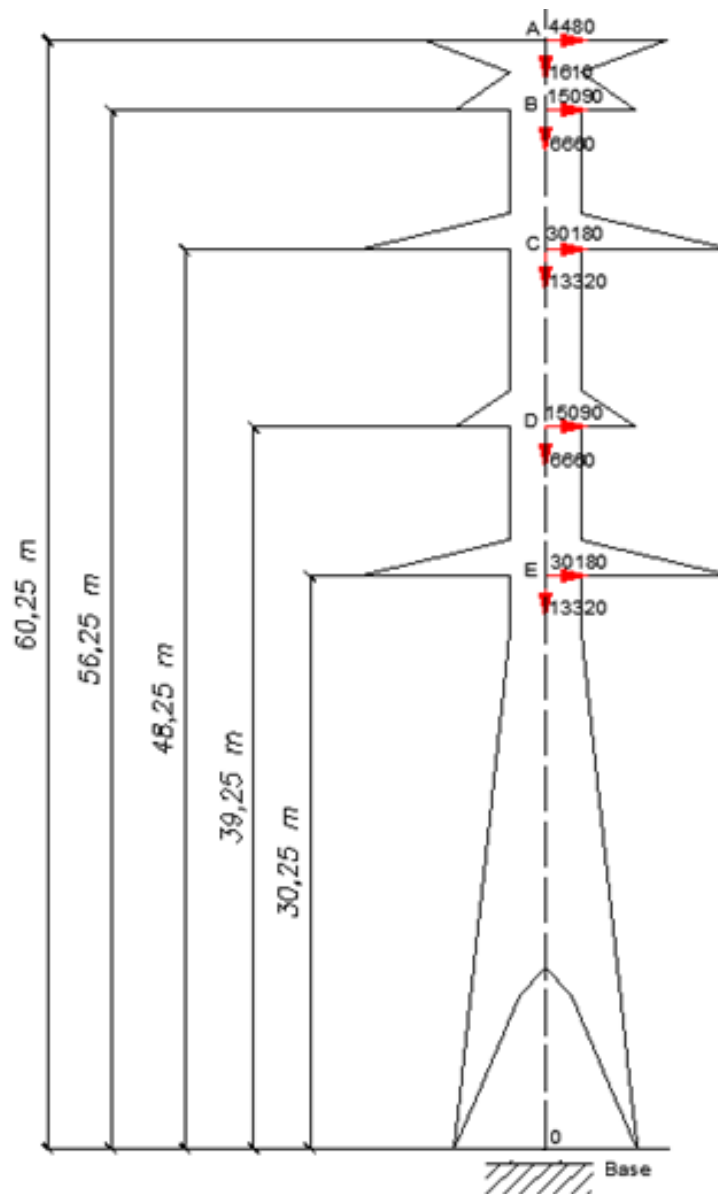


Fig. N° 2.23-1: Diagrama de cuerpo Libre.

Elaborado por: Autores.

Siguiendo las ecuaciones del equilibrio estático la torre.

$$\sum F_x = 0$$

$$4880 + 15090 + 30180 + 15090 + 30180 = \text{Reac } X$$

$$\text{Reac } X = 95420$$

$$\sum F_z = 0$$

$$805x2 + 3330x12 = Reac Z$$

$$Reac Z = 41570$$

$$\sum M_0(BASE) = 0$$

$$60,25 m \times 4880Kg + 56,25 m \times 15090Kg + 48,25 m \times 30180Kg + 39,25 m$$

$$\times 15090Kg + 30,25 m \times 30180Kg = Reac X * O'$$

$$M_0 = 4148295 Kg - m$$

$$M_0 = 4148,295 Ton - m$$

$$\sum M_0(BASE) = Reac X \times H_B$$

$$O' = \frac{M_0}{Reac X}$$

Calculando la Altura al centro de cargas global.

$$O' = \frac{4148295}{95420} = 43,47 m$$

Calculando el Peso estimado de acuerdo al capítulo 1.6 .

$$W = k_R H \sqrt{M_0 B}$$

Se asume de acuerdo al árbol de cargas de la torre una altura final aproximada de 60m y un k de formula de Ryle de 0.011, y el momento encontrado.

$$W = 0.011 \times 60 m \sqrt{4148,295 Ton - m}$$

$$W = 42,5 Ton.$$

Calculando la longitud de la base aproximada para torres de anclaje o ancho de la torre de acuerdo a lo enunciado en 1.5.2.4.

$$B_0 = 0.0782 \sqrt{M_0 B} + 1$$

$$B_0 = 6 \text{ m, Ok}$$

De acuerdo a la longitud de base aproximada encontrada se pretende encontrar la longitud del Cuello aproximada de acuerdo a lo enunciado en 1.5.2.

$$b_0 = \begin{cases} \frac{1}{3} B_0 \\ \frac{2}{5} B_0 \end{cases}$$

Al ser un torre de anclaje y retención directo iremos a los $\frac{2}{5}$ de la base aproximada para darle mayor estabilidad.

$$b_0 = \frac{2}{5} B_0$$

$$b_0 = 2,4 \text{ m, Ok}$$

La estabilidad de la torre es un parámetro muy importante en el diseño, ya que en él se fundamenta la eficiencia de material y de resistencia, por tal es necesario verificar de acuerdo a lo enunciado en 1.5. (Ver Fig. N° 2.23 2)

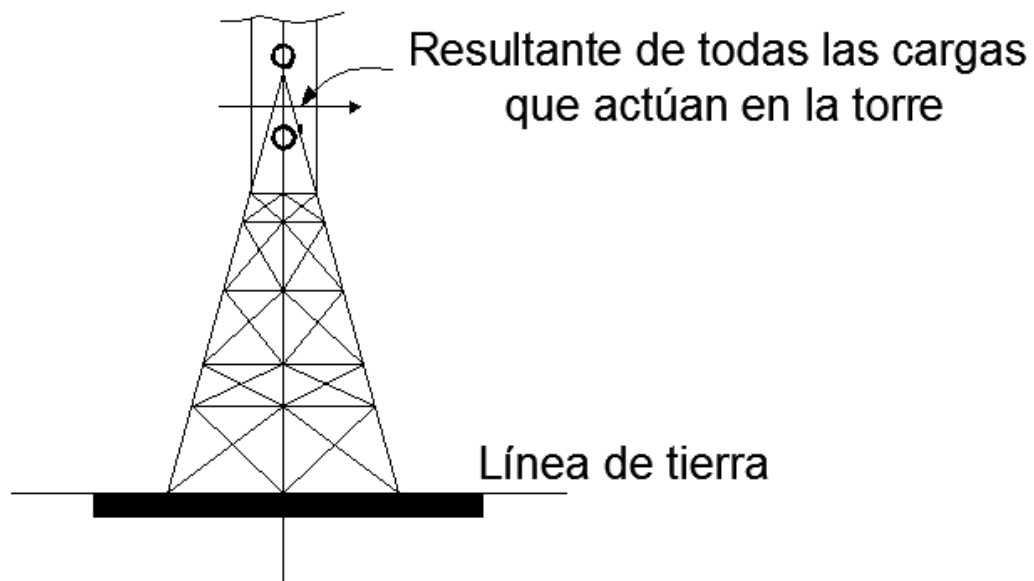


Fig. N° 2.23-2: Puntos de estabilidad AR2-C4.

Elaborado por: Autores.

Por semejanza de triángulos el centro aproximado de la torre piramidal o punto de cono de estabilidad deberá estar por encima del centro de cargas O' , O se determina con los anchos de base y cuello pre establecidos. (Ver Fig. N° 2.23 3)

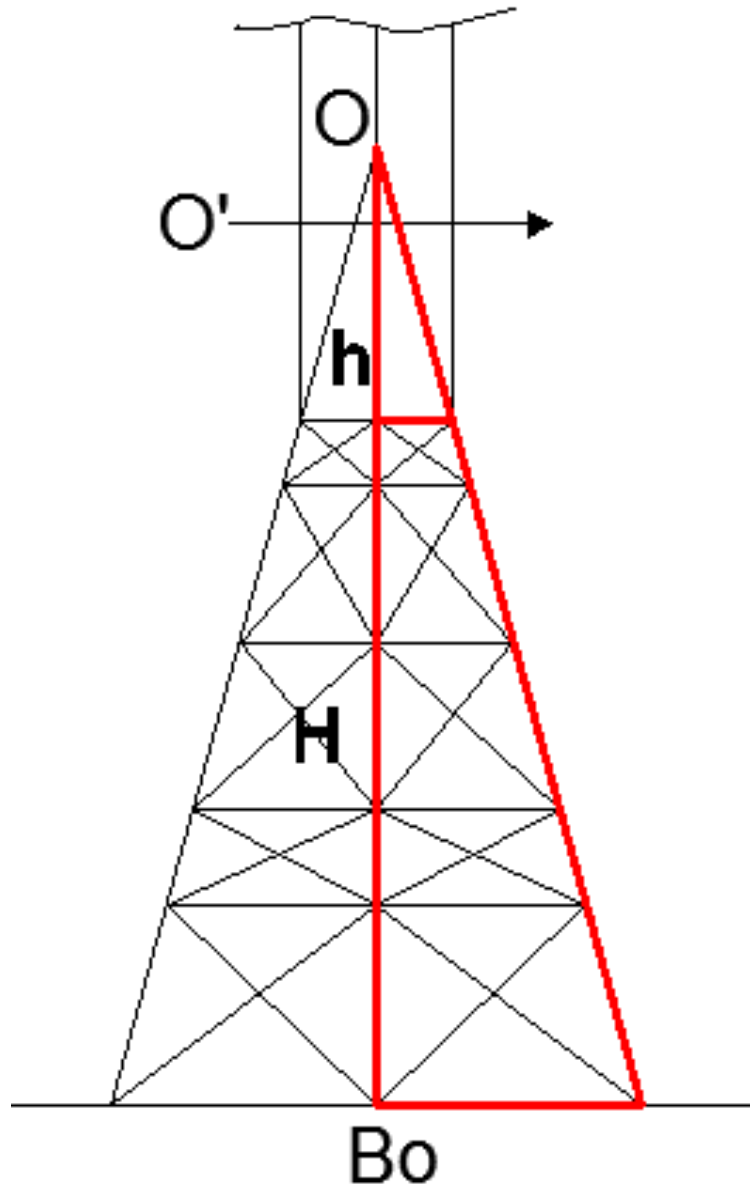


Fig. N° 2.23-3: Centro de estabilidad AR2-C4.

Elaborado por: Autores.

$$\frac{h_0 + H}{\left(B_0/2\right)} = \frac{h_0}{\left(b_0/2\right)}$$

Del árbol de cargas presentado sacamos la distancia al cuello desde la base la misma que corresponde a 28.25m.

$$\frac{h_0 + 28.25}{(3)} = \frac{h_0}{(1.2)}$$

$$1.5h_0 = 28.25$$

$$h_0 = 18,83 \text{ m}$$

$$\therefore \text{El centro de gravedad } O = 18,83 \text{ m} + 28,25 \text{ m}$$

$$O = 47 \text{ m}$$

Por tanto vemos que con la base y cuello aproximado encontramos que si es estable la torre mas, de acuerdo a lo estipulado para que la torre sea estable, más esto se determinara en el análisis de modelos siguientes que toman en cuenta ya el tipo de arriostramiento y la deflexión lateral permisible.

Ahora tomando en cuenta el ancho máximo de la base que permite TRANSELECTRIC de 10 m, la longitud del cuello será:

$$b_0 = \frac{2}{5} B_0$$

$$b_0 = 4 \text{ m}$$

Buscando la simetría de la torre tomamos como longitud del cuello 3,8 m ya que las crucetas de la torre poseen una distancia de punta a punta de 19.8m, así verificamos nuevamente la estabilidad.

$$28,25 \text{ m} = 2,63h_0 - h_0$$

$$h_0 = \frac{28,25 \text{ m}}{1,63}$$

$$h_0 = 17,31 \text{ m}$$

$$\therefore \text{El centro de gravedad } O = 17,33 \text{ m} + 28,25 \text{ m}$$

$$O = 45,56 \text{ m} \quad \text{Si cumple.}$$

Los rangos en los que estará la base final entonces será de 6 a 10 m y el cuello estará entre 2,4 y 3,8 m, la selección más idónea se hará de acuerdo con el análisis de los modelos ya que el diseño a más de ser estable debe ser económico.

Para terminar este análisis de cuerpo libre con los datos ya presuntos encontrados es necesario el entender que pasa en las reacciones de pata de la torre para pre diseñar los elementos montantes de principales.(Ver Fig. N° 2.23 4).

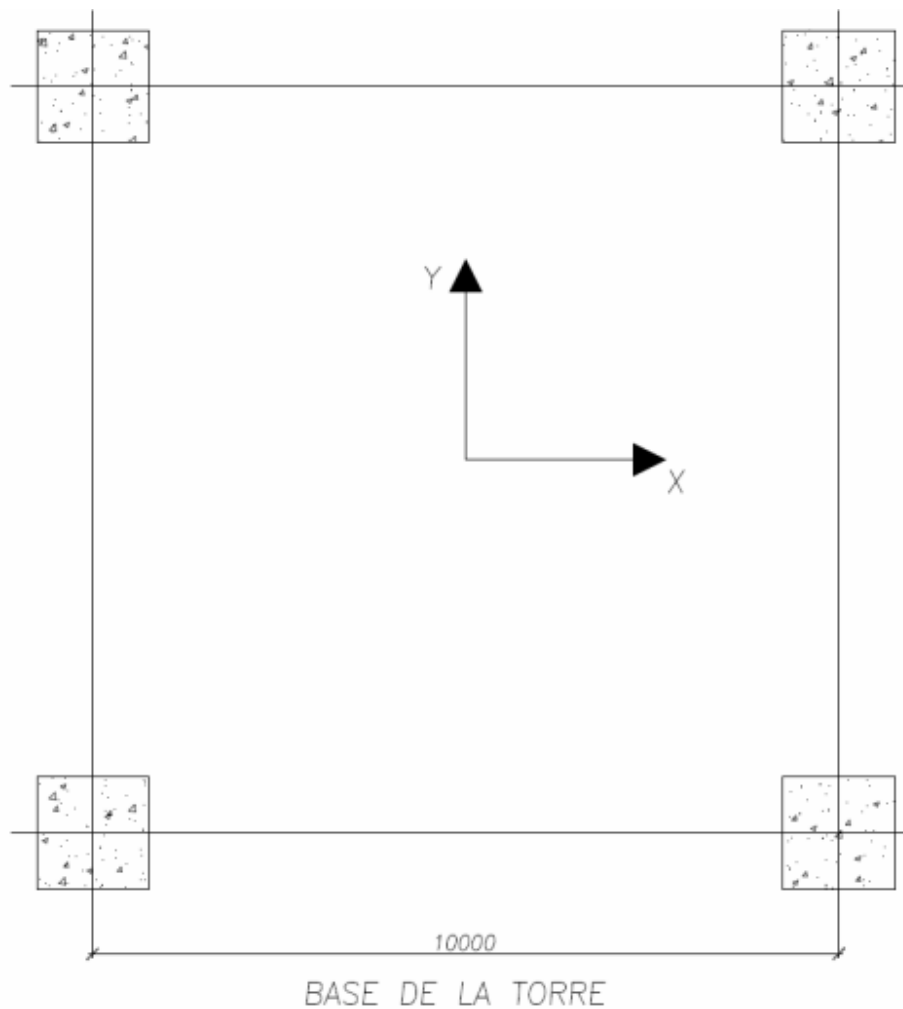


Fig. N° 2.23-4: Base de la torre AR2-C4.

Si tenemos un momento de base de

$$M_0 = 4148,295 \text{ Ton} - m$$

Entonces este distribuido en los 2 ejes de rotación produciría un par en la base de 10 m de :

$$\frac{M_0}{2} = 2074.1475 \text{ Ton} - \text{men cada eje alrededor de Y}$$

Ahora las fuerzas presuntas de arrancamiento y hundimiento entonces serian

$$\frac{M_{0y}}{10m} = 207.41 \text{ Ton por pata}$$

A esto habría que sumarle el peso de la torre, mas la reacción vertical de la torre.

$$Reac Z = \frac{41570}{4} = 10.39 \text{ Ton por pata}$$

$$W = 42,5 \frac{\text{Ton}}{4} = 10.625 \text{ Ton.}$$

Así debemos esperar alrededor de 228.42 Ton por pata de reacción vertical en la parte baja de la torre en promedio entendiendo que dos se encontraran a tracción y dos a compresión.

2.24 Análisis de geometría, arriostramiento y modelos.

Como se habló en el capítulo uno y en cuanto se puede analizar el modelo óptimo para una torre de transmisión en este caso la torre AR2-CR4, bajo los antecedentes del diagrama de cuerpo libre de la torre, la temática de tipos de arriostramiento, los parámetros de estabilidad, y sevicialidad, se realizó un estudio de modelos, los que se resumen y explican a continuación.

2.24.1 Análisis de modelo 1.

En el modelo número uno, se planteó una geometría simple tronco cónica con una base de 8m de lado y cuello de 2.5m de lado, la altura bajo los requerimientos de cúpula fue al final de 62.07 m, por más que se desarrolló el cambio de perfiles en el programa el peso se estabilizo en apenas a 42013kg, lo que no constituía un peso favorable a raíz de que el peso además se constituía bruto, no con porcentajes de accesorios etc., la deflexión además mostro encontrarse sobre los 1.27m a dicha altura lo que manifiesta falta de verticalidad al ser una torre con dicho peso.

Por consiguiente se descartó dicho modelo, en cuanto al arriostramiento se encontró que se encontraba débil y permitía altos momentos por falta de arriostramiento secundario.(Ver Fig. N° 2.24 1).

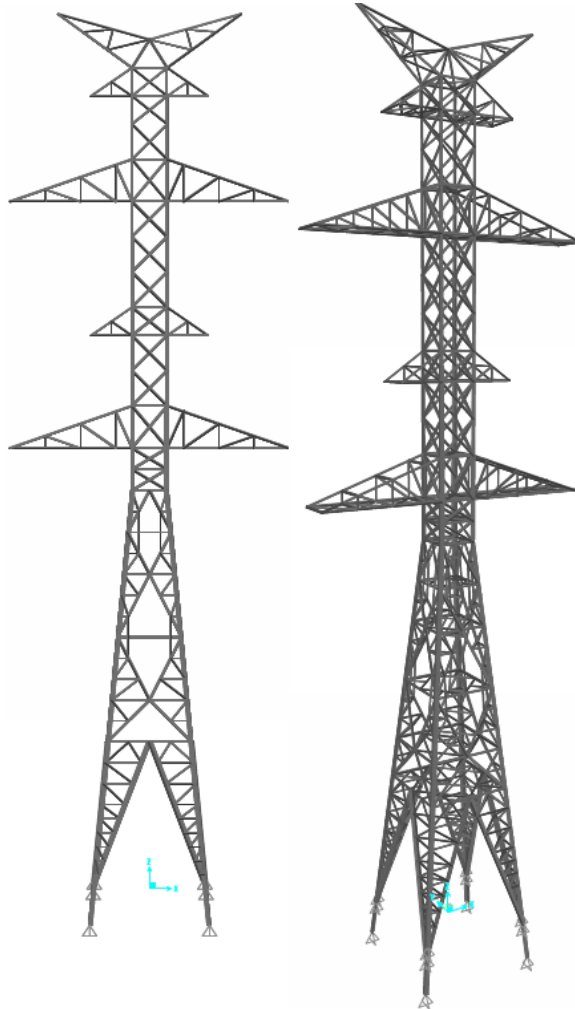


Fig. N° 2.24-1: Modelo uno AR2-C4.

Elaborado por: Autores.

2.24.2 Análisis de modelo 2.

Al encontrar un alto peso en la torre número uno, la primera intuición constituía exceso en las dimensiones de la torre ya que al parecer se encontraba bien arriostrada así el segundo modelo intento llevar a al mínimo sus dimensiones dando una base de 7.5m y 2m en el cuello, más de dicha manera la altura tuvo que elevarse a 0.69m a

fin de manejar los requerimientos de cúpula, se encontró un aumento excesivo de peso y deflexión resultando 46915kg de peso y 1.72m de deflexión a su altura.

Dicho modelo así descarto la presunción de que a menor base y cuello se obtiene menores pesos ya que disminuye las dimensiones de la torre.(Ver Fig. N° 2.24 2).

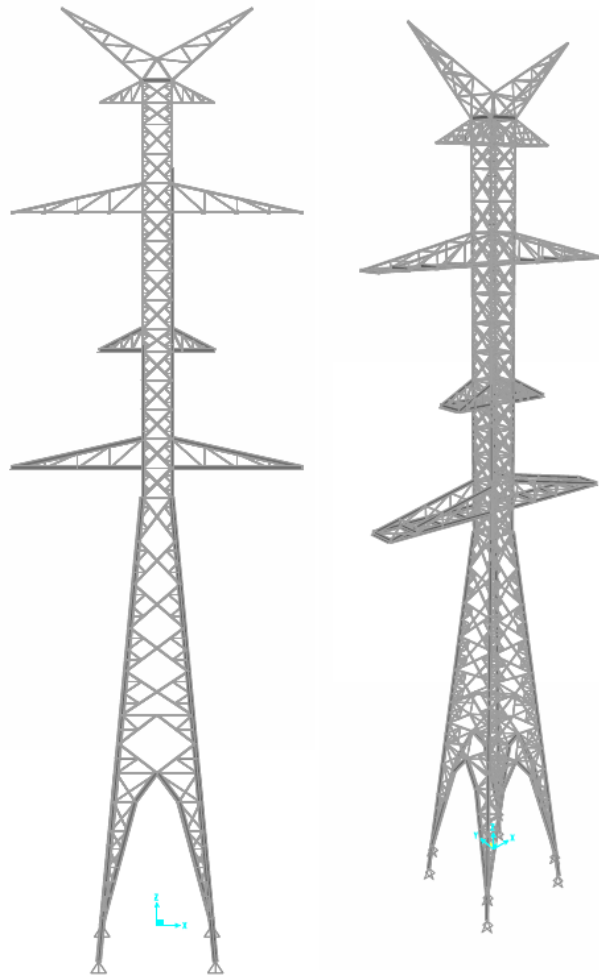


Fig. N° 2.24-2: Modelo dos AR2-C4.

Elaborado por: Autores.

En este modelo se puede apreciar ya un estilo de arriostramiento un poco más cerrado y tratando de disminuir las longitudes de flexión.

2.24.3 Análisis de modelo 3.

En el modelo dos a pesar del gran arriostramiento que posee, no logro satisfacer los requerimientos por lo que en este modelo se plantea un nuevo tipo de arriostramiento

por el método de "k" ,además para afinar el diseño se lleva a la estructura en este caso a la dimensión de base máxima permisible por los requerimientos de "TRANS ELECTRIC" de 10m y tomando en cuenta el cuello de la torre de 4m a fin de corroborar la estabilidad solo de la base, intentando presumir que el cuello fue bien concebido, los resultados obtenidos fueron en parte favorables ya que se encontró mayor solvencia en la celosía y la base de la estructura pero se encontró que su cuello representaba una falla de estabilidad que inducía a requerir mayor cantidad de material elevando el peso de la torre a 47700kg, pero disminuyendo la deflexión en la misma.(Ver Fig. N° 2.24 3).

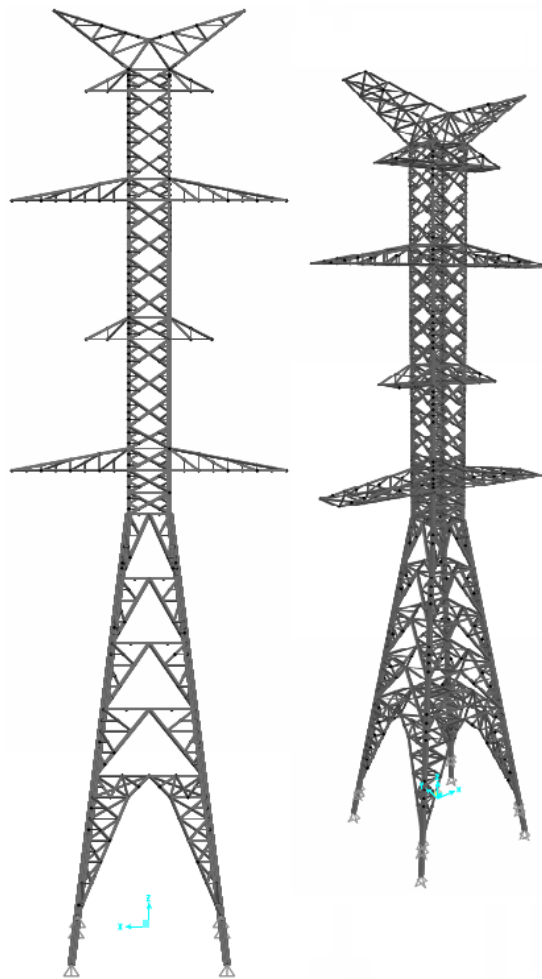


Fig. N° 2.24-3: Modelo tres AR2-C4.

Elaborado por: Autores.

2.24.4 Análisis de modelo 4.

El modelo 4 se basa en la concepción de encontrar el cuello apropiado para la estructura, en este caso se llevó la estructura a un máximo cono en la torre, para corroborar que la conicidad ayuda a la estabilidad de la torre y permite disminuir la deflexión pero suele producir estructuras demasiado complejas por lo que el correcto uso de las mismas es necesario, se encontró entonces que la torre disminuyo alrededor de 10000kg, lo cual afirma el rango de peso estimado para la torre, y mantuvo la deflexión en un metro. Cabe decir que la base utilizada y cuello utilizado fueron el mínimo por estabilidad en la base y el máximo por estabilidad en el cuello así se intenta encontrar los rangos óptimos para base y cuello.(Ver Fig. N° 2.24 4).

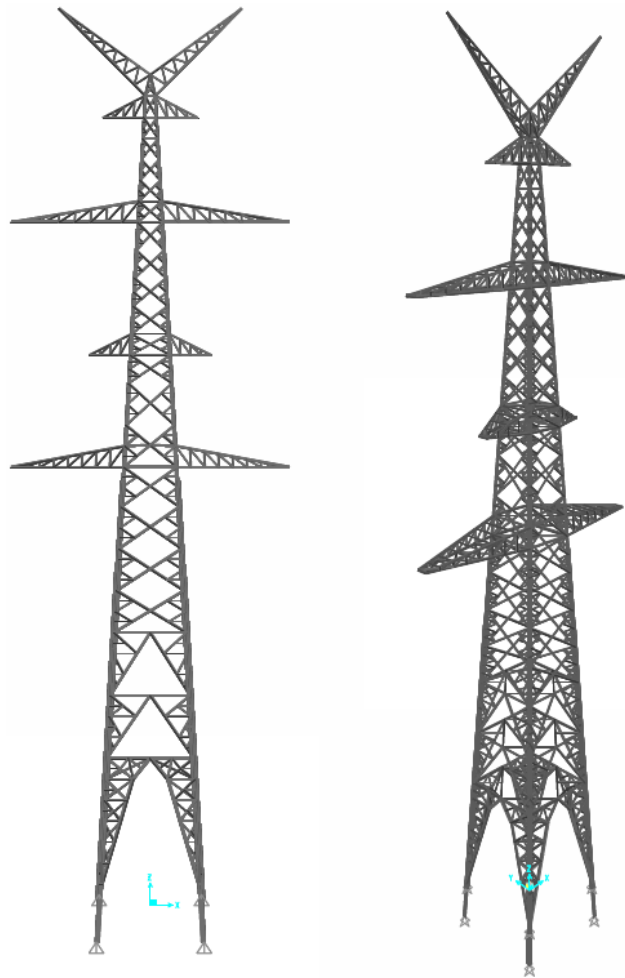


Fig. N° 2.24-4: Modelo cuatro AR2-C4.

Elaborado por: Autores.

2.24.5 Análisis de modelo 5.

El modelo 5 ratifica el modelo número cuatro en el caso de llevar al máximo la estabilidad de la torre dejando de lado la factibilidad de construcción y corroborar los pesos mínimos y deflexiones mínimas a fin de acercarnos a los pesos reales y dimensiones, así se propuso una base de 10m y un cuello de 6.15m así de igual manera disminuyo la altura total a 57.4 m y de tal manera disminuyo el peso a 33567kg y la deflexión se estabilizo en 0.66m. Se pudo corroborar en este modelo el tipo de arriostramiento utilizado ya que aun cuando las dimensiones de la torre son altas permite al arriostramiento equilibrar la distribución de cargas.(Ver Fig. N° 2.24 5).

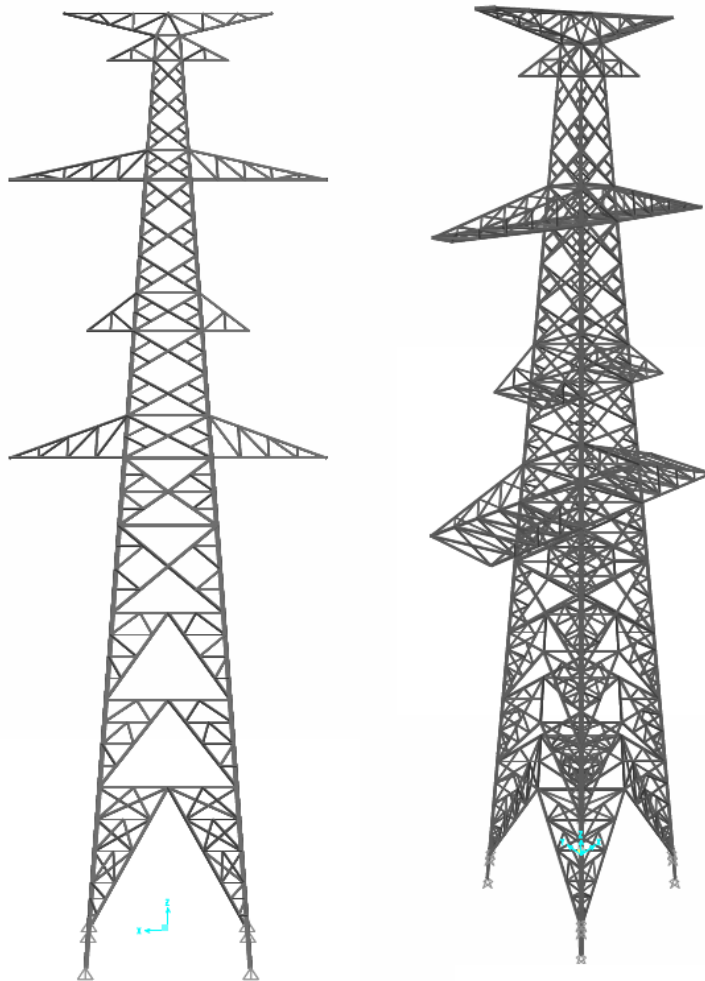


Fig. N° 2.24-5: Modelo cinco AR2-C4.

Elaborado por: Autores.

2.24.6 Análisis de modelo 6.

El modelo 6 ya intenta encontrar el equilibrio de los parámetros propuestos entre lo que se puede destacar por factibilidad se regresa una estructura de cuello estable para dar facilidad de montaje y demás, se ratifica la base máxima que permitió gran estabilidad y disminución de peso en la torre modelo 5, y se promedia un cuello de 4.4m que permitió disminuir la deflexión reduciendo la altura de la torres, se prueba que el peso a primera aproximación de estabilidad se encontró en el rango 37000kg, se pudo comprobar que el arriostro miento ayudo a la torre en distribución de carga y permitió una deflexión promedio de 0.66m, lo que era en un principio de esperarse por sevicialidad.

Con los resultados de esta torre el siguiente paso constituían el afinar el diseño en el cuello que se constituía demasiado grueso, según las formulas y aproximaciones.(Ver Fig. N° 2.24 6)

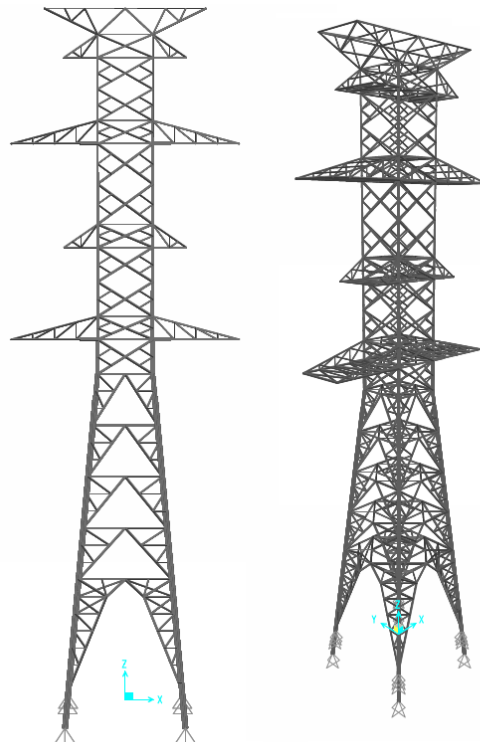


Fig. N° 2.24-6: Modelo seis AR2-C4.

Elaborado por: Autores.

2.24.7 Análisis de modelo 7.

El modelo 7 o modelo de diseño establece a uniformidad de los requerimientos de la torre AR2-C4 a diferencia del modelo 6, este posee un cuello de 3.8m lo que si bien es cierto disminuyo considerablemente peso, mantuvo la altura y por consiguiente manifestó estabilidad en todos los sentidos, a simple vista se puede corroborar la uniformidad de diseño y la gran factibilidad de construcción a bajo peso y alto rendimiento a las cargas previstas.(Ver Fig. N° 2.24 7).

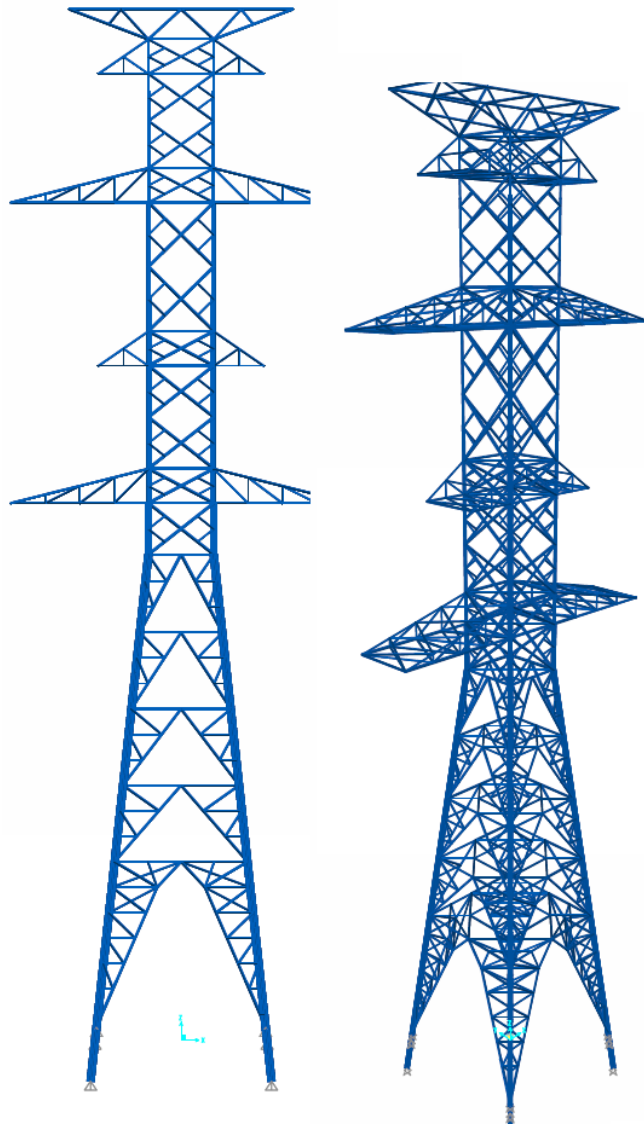


Fig. N° 2.24-7: Modelo siete AR2-C4.

Elaborado por: Autores.

La tabla N° 2.24 1 muestra el desarrollo de los modelos que se analizaron bajo el programa de simulación analizado en el siguiente capítulo dando los resultados pertinentes.

Tabla N° 2.24-1: Tabla de resumen de modelos tipo AR2-C4.

#M	Base (m)	Geometría	Cuello (m)	Altura (m)	Peso (kg)	Deflexión (m)
1	8	T CONICA	2.5	62.07	42013	1.27
2	7.5	T CONICA	2	62.69	46915	1.72
3	10	T CONICA	2.4	62.75	47700	1.01
4	7.4	CONICA	4.1	63.95	37750	0.95
5	10	CONICA	6.15	57.4	33567	0.55
6	10	T CONICA	4.4	60	37211	0.66
7	10	T CONICA	3.8	60	35645	0.68

Elaborado por: Autores

Cabe decir que el buen juicio del diseñador permite estructuras más estables con menores pruebas de modelo y de alto rendimiento.

2.25 Análisis de fuerza global de viento sobre la torre.

Análisis de la presión dinámica del viento q_z

Coefficiente de presión dinámica K_z :

$$K_z = 2.01 \left(\frac{z_v}{Z_g} \right)^{\frac{2}{\alpha}}$$

$Z_v = 60m$ altura de la torre

$Z_g = 274m$

$\alpha = 9.5$

$$K_z = 1.4599$$

Ahora para la categoría topográfica 1, la misma que la norma ANSI/TIA 222G nombra como por defecto toma .

$$K_{zt} = 1.0$$

Para el factor de probabilidad de la dirección del viento en relación a ser una torre auto soportada la norma y de acuerdo a lo enunciado se toma como.

$$K_d = 0.85$$

La velocidad de viento máxima con la que trabajaremos a fin de comprobar la presión estipulada por TRANS ELECTRIC como valida sera un 50% mayor a la presión determinada por El INAMHI , en relación al factor de seguridad OLF ya asumido por TRANS ELECTRIC.

Si la máxima velocidad de diseño según TRANS ELECTRIC es 90Km/h por un factor de 1.5 tendremos una velocidad de 135km/h por tal con esta se verificara la presión establecida por los requerimientos de la torre.

$$V_d = 135 \frac{km}{h} = 37.5 \frac{m}{s}$$

El factor de seguridad por ocupabilidad según la norma se tomara como 1.15 de acuerdo a lo ya enunciado.

$$I_v = 1.15$$

Así calculando la presión dinámica bajo los factores pre establecidos obtenemos que a una altura de 60m se tendrá:

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d (V_d)^2 I_v \left(\frac{N}{m^2} \right)$$

$$q_z = 125.5 \frac{kg}{m^2}$$

Así queda comprobado que la velocidad de diseño con 90km/h con factor de 1.5 y que la presión pre establecida es correcta alrededor de un promedio de 120kg/m2.

2.26 Análisis de sismo en la torre.

Lo primero que se debe encontrar para encontrar en una estructura en cuanto al sismo es su periodo de vibración ya que de acuerdo a él se obtendrá el factor de altura por estructura.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Se toma a la torre como estructura de acero con arriostramiento.

$$C_t = 0.073 \text{ y } \alpha = 0.75$$

$$h_n = 60m$$

$$T = 1.5737s$$

Entonces el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura

$$0.5s < T \leq 2.5s$$

$$\text{Entonces } k = 0.75 + 0.50T$$

$$k = 1.5368$$

Ahora determinando el Cortante basal o fuerza lateral que tratara por su reacción en la base producir el corte de la estructura de acuerdo a lo enunciado.

$$V = \frac{1.14ZF_{as} I_s}{R} W$$

Donde:

Por el tipo de uso, su factor de importancia es de .

$$I_s = 1.5$$

Analizando la Zona sísmica en relación a Pichincha.

$$Z = 0.40$$

Considerando un Suelo promedio tipo C, el factor de efecto de amplificación.

$$F_{as} = 1.3$$

El factor de reducción para Torres de armadura, según Tabla enunciada.

$$R = 3$$

Con un peso bastante aproximado de 42.5Ton, Reemplazando tenemos un cortante de

$$V = 0.29 * W$$

$$V = 0.29 * 42500kg$$

$$V = 12325 kg$$

Hay que decir que esta fuerza en comparación con la carga lateral que produce el viento y los propios conductores es demasiado pequeña por lo que casi es despreciable, más se la analizará en la simulación para verificar que todo trabaje de acuerdo a lo establecido.

2.27 Análisis de material y preliminares de diseño AR2-C4.

Se utilizara según lo ya reconocido el ASTM A-572 Grado 50 con las siguientes propiedades.

Norma Técnica	Grado B			
	C %	Mn %	P %	S %
ASTM A-572 Grado 50	0.23	1.35 mín.	0.04 máx.	0.05 máx.

Elaborado por: Autores

2.28 Análisis de cálculo de perfiles de la torre AR2-C4.

Se ha realizado el análisis del perfil principal de la cúpula para de tal manera comprobar bajo los datos encontrados el análisis de la teoría de diseño, además se ha realizado una muestra en de los principales y más esforzados perfiles en toda altura

de la torre de acuerdo al modelo de simulación, los mismos que fueron diseñados de manera manual gracias a una hoja de cálculo.

Ver Anexo N° 2-1: Programa de comprobación de cálculo.

2.28.1 Análisis de la armadura parte cúpula.

Previo al análisis estático de la cúpula es necesario el comprobar un requerimiento de TRANS ELECTRIC por el movimiento de los conductores el cual ya hablado en el capítulo uno impone un ángulo entre la vertical del nodo del conductor superior y el de la cúpula así según lo solicitado se requería un ángulo mínimo de 22° , mas por simetría de la torre este se alcanzo con 24° con una distancia entre puntas de 13m y a los 60m exactos de altura en la torre.(Ver Fig. N° 2.28 1).

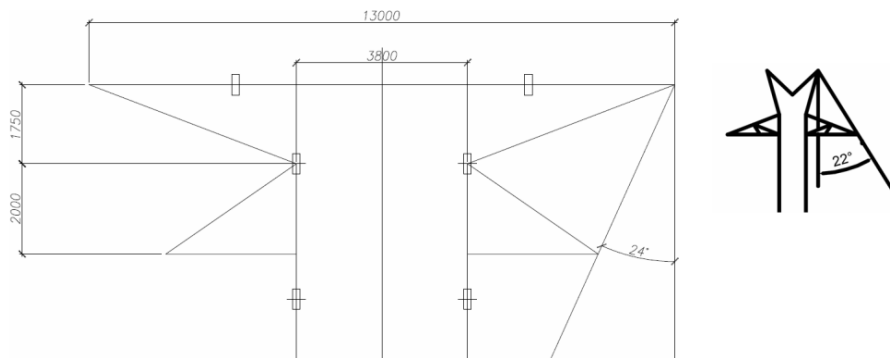


Fig. N° 2.28-1: Ángulo de Cúpula- AR2-C4.

Elaborado por: Autores.

Se comprueba en este caso en cuanto al combo angular 2 ya que el mismo presenta la mayor carga en el nodo individual sobre la cúpula, a raíz del sobre peso planteado, caso que diseña perfiles como estos.(Ver Fig. N° 2.28 2).

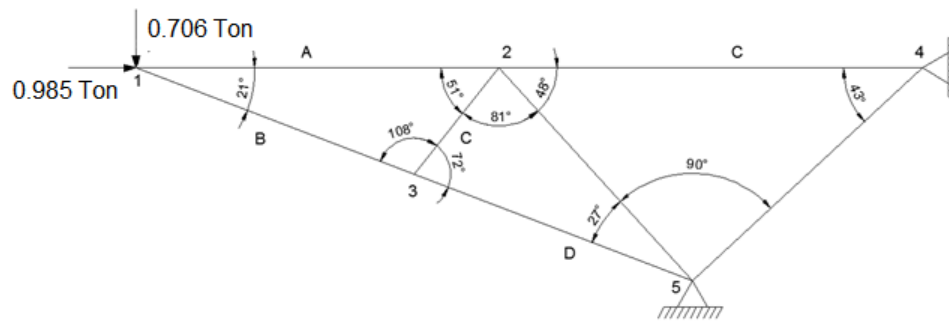
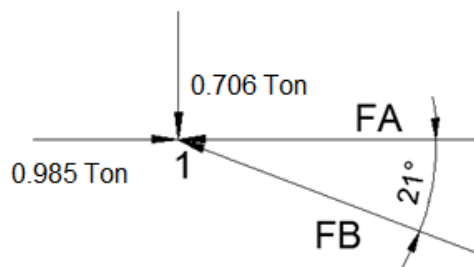


Fig. N° 2.28-2: Armadura Cúpula- AR2-C4.

Elaborado por: Autores.

Resolución por el método de los nudos.

Análisis en el nodo "uno".



$$\sum F_X = 0$$

$$0.985 \text{ Ton} - F_A - F_B \cos 21^\circ = 0$$

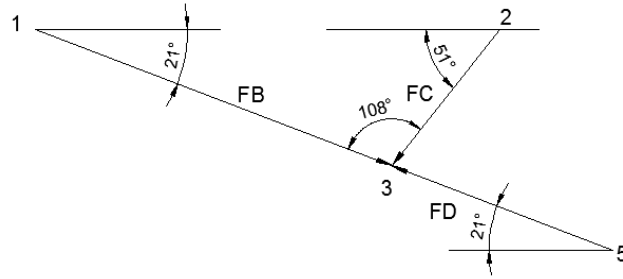
$$\sum F_Y = 0$$

$$-0.706 \text{ Ton} + F_B \sin 21^\circ = 0$$

Resolviendo:

$$F_B = 2.08 \text{ Ton}$$

Análisis en el nodo "tres".



$$\sum F_X = 0$$

$$F_B \cos 21^\circ - F_D \cos 21^\circ - F_C \cos 51^\circ = 0$$

$$F_C = \frac{F_B \cos 21^\circ - F_D \cos 21^\circ}{\cos 51^\circ}$$

$$\sum F_Y = 0$$

$$-F_B \sin 21^\circ - F_C \sin 51^\circ + F_D \sin 21^\circ = 0$$

$$F_C = \frac{-F_B \sin 21^\circ + F_D \sin 21^\circ}{\sin 51^\circ}$$

Igualando las ecuaciones.

$$\frac{-F_B \sin 21^\circ + F_D \sin 21^\circ}{\sin 51^\circ} = \frac{F_B \cos 21^\circ - F_D \cos 21^\circ}{\cos 51^\circ}$$

$$FD = 2.08 \text{ Ton}$$

De tal manera se ha encontrado que la carga axial del elemento diagonal principal de la cúpula en análisis es de alrededor de 2.08 Ton despreciando fuerza del viento y el peso propio que es despreciable, de aquí en adelante se utilizara en relación al objetivo de la tesis los datos de carga externa encontrados de igual manera por el programa SAP-2000, el cual en su procedimiento mecánico se analizará en el capítulo III.

El perfil en cuestión o también llamado FD -FB es el correa pendiente al

Marca: ARZ-153

Nº-SAP: 1143

Material

Mat: A572Gr50
fy: 3515,35 kg/cm²
E: 2,04E+6 kg/cm²
Fu: 4569,95 kg/cm²

Datos de entrada perfil.

Perfil: L76X7,9 Longitud: 2,46m
Área: 11,50 cm² Ixx-yy: 62,40 cm⁴
Ala: 7,62 cm Iww: 98,78 cm⁴
Espesor: 0,79 cm Izz: 25,36 cm⁴
Rxx-yy: 2,33 cm Sxx-yy: 11,47 cm³
Rww: 2,94 cm Sww: 18,38 cm³
Rzz: 1,49 cm Szz: 8,18 cm³
X-Y: 2,21 cm Z-Z: 3,10 cm

Solicitaciones de carga requerida

Pu: 2229,150 kg.
Mu w: 10,508 kg m. Mu x: 13,433 kg m. Vu x: 19,134 kg
Mu z: 8,488 kg m. Mu y: 1,429 kg m. Vu y: 0,709 kg

TRACCIÓN EN EL ELEMENTO.

Para miembros diseñados básicamente en tracción, la razón de esbeltez no debe ser mayor a 300 según capítulo 2.11.2.

$$\text{Límite de esbeltez } l/r = 165,17$$

$$\text{Demanda} = 0,55$$

(a) Fluencia por tracción en la sección bruta, ecuación [2.28 1]:

$$P_n = F_y A_g$$

$$P_n = 40426,525 \text{ kg}$$

$$\text{Fluencia por tracción en la sección bruta} = 36383,87 \text{ kg}$$

$$\text{Demanda} = 0,06$$

Dónde:

A_g : Área bruta del miembro, cm^2 .

F_y : Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm^2 .

ϕ_t : Factor de resistencia a la fluencia por tracción en la sección bruta.

$\phi_t = 0,90$ (LRFD)

(b) Fractura en la sección neta efectiva, ecuación [2.11 2]:

$$P_n = F_u A_e$$

$$\phi_t = 0,75$$

Resistencia a la fractura en la sección neta efectiva = 21945,41 kg

Demanda = 0,10

Donde:

A_e : Área neta efectiva, cm^2 .

F_u : Tensión última especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm^2 .

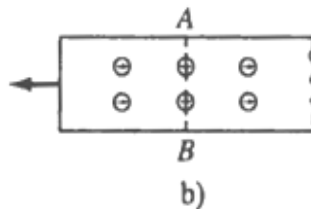
ϕ_t : Factor de resistencia para fractura en tracción en la sección neta efectiva.

$\phi_t = 0,75$ (LRFD)

b: Ala del perfil. cm.

t: Espesor del perfil. cm.

Para determinar el área neta efectiva suponemos la línea de falla que tendría el perfil.



$$\text{Área total neta transversal} = \left[2(b) - \# \text{Hileras} \left(\frac{d}{10} + 0,2 \text{ cm} \right) \right] \times t \times U$$

U : Factor de corte diferido, definido por la tabla N° 2.11. 1

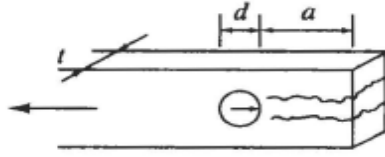
$$\text{Área total neta transversal} = 6,40 \text{ cm}^2$$

(c) Tracción en el pasador.

Rotura a corte en la sección neta efectiva, ecuación [2.11 5]:

$$P_n = 0,6F_u A_{sf}$$

$$\phi_{fs} = 0,75$$



$$A_{sf} = 2t(a + d/2), cm^2, \text{ ecuación [2.11 6]}$$

Donde:

a : Distancia más corta desde el borde de la perforación del pasador hasta el borde del miembro medido paralelamente a la dirección de la fuerza, cm

d : Diámetro del pasador, cm.

t : Espesor del perfil, cm.

ϕ_{fs} : Factor de resistencia para rotura a corte en la sección neta efectiva.

$$\phi_{fs} = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

Se tomara a como una distancia mínima a la que puede existir otro miembro con pasador

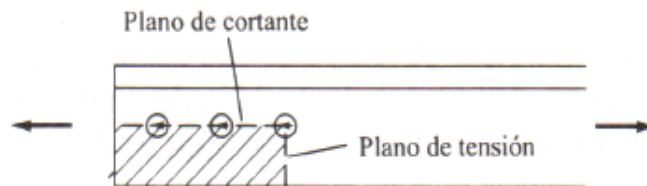
$$a = 0,20 \text{ m}$$

$$A_{sf} = 33,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Resistencia a la rotura a corte en la sección neta efectiva} = 67926,27 \text{ kg}$$

$$\text{Demanda} = 0,03$$

(d) Resistencia a bloque de corte, ecuación [2.11 7]:



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

Donde:

A_{gv} : Área bruta solicitada a corte, cm^2

A_{nt} : Área neta solicitada a tracción, cm^2

A_{nv} : Área neta solicitada a corte, cm^2

db : Distancia al borde, cm

Cuando la tensión de tracción es uniforme, $U_{bs} = 1$.

Seleccionamos de la figura 2.11-4 el gramil recomendado de acuerdo al perfil.

$$A_{gt} = (b - g1)t$$

$$A_{gt} = 2,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = [(b - g1) - 1,5d]t$$

$$A_{nt} = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = [db + (\#Conectores - 1)s]t$$

$$A_{gv} = 5,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \left[db + (\#Conectores - 1)s - (\#Conectores - 1)d - \frac{d}{2} \right] t$$

$$A_{nv} = 3,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Resistencia a bloque de corte} = 13286,75 \text{ kg}$$

$$\text{Demanda} = 0,16$$

COMPRESIÓN EN EL ELEMENTO.

Razon ancho espesor = b/t , especificado en la Tabla N° 2.12 1:

$$\text{Razon ancho espesor} = 9,6$$

$$\frac{b}{t} < 0,54 \sqrt{E/F_y}$$

$$9,6 < 13 \therefore \text{Compacto}$$

Esbeltez efectiva, especificado en la Tabla N° 2.12 4:

$$kl/r = 50 + 0.5L/r$$

$$\frac{KL}{r} = 102,825$$

Donde:

L : Longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm.

r : Radio de giro, cm.

K : Factor de longitud efectiva.

P : Carga de Euler a compresión.

E : Módulo de elasticidad del acero.

I : Inercia del sección del elemento.

r : Radio de giro mínimo de la sección del elemento.

A : Área bruta de la sección del elemento.

F_e : Esfuerzo de Euler.

ϕ_c : Factor de resistencia de resistencia de compresión nominal.

$\phi_c = 0,9$ (LRFD)

Resistencia de compresión nominal, ecuación [2.12 6]:

$$P_n = F_{cr}A_g$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}, \text{ ecuación [2.12 4]:}$$

$$F_e = 1903,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Si } F_e \geq 0,44f_y \therefore F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y, \text{ ecuación [2.12 7]}$$

$$F_{cr} = 1622,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Resistencia de compresión nominal} = 16794,67 \text{ kg}$$

$$\text{Demanda} = 0,13$$

FLEXIÓN EN EL ELEMENTO

(a) Por fluencia en flexión de acuerdo a la ecuación [2.13 1]:

$$\phi_b M_n$$
$$M_n = 1,5 M_y$$

Dónde:

M_y : Momento de primera fluencia en torno al eje de flexión, T-m.

S_c : Módulo de la sección respecto a centro de gravedad en cualquier dirección.

$$M_y = S_{xx} \cdot f_y$$

$$M_y = 40321,06 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\text{Resistencia de flexión a fluencia} = 54433,44 \text{ kg} - \text{cm}$$

Demanda = 0,02

$$M_y = S_{yy} \cdot f_y$$

$$M_y = 40321,06 \text{ kg} - \text{cm}$$

Demanda = 0,0003

$$M_y = S_{ww} \cdot f_y$$

$$M_y = 64612,13 \text{ kg} - \text{cm}$$

Demanda = 0,01

$$M_y = S_{zz} \cdot f_y$$

$$M_y = 28755,56 \text{ kg} - \text{cm}$$

Demanda = 0,02

(b) Resistencia al pandeo lateral-torsional a w-w, ecuación [2.13 5]:

M_e Es el momento de pandeo elástico lateral-torsional.

C_b : 1 Para miembros con simple simetría solicitados a flexión con curvatura simple.

L : Longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm

ϕ_b : Factor de resistencia al pandeo lateral-torsional a w-w.

$\phi_b = 0,9$ (LRFD)

$$\text{Si } M_e > M_y \therefore M_n = \left(1,92 - 1,17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \right) M_y \leq 1,5 M_y$$

$$M_e = \frac{0,46 E b^2 t^2 C_b}{L}, \text{ ecuación [2.13 6]:}$$

$$M_e = 139506,20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_y = S_{ww} \cdot f_y$$

$$M_y = 64612,13 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_n = 72608,27 \text{ kg} - \text{cm}$$

Resistencia al pandeo lateral – torsional = 65347,45 kg – cm

Demanda = 0,02

(c) Resistencia al pandeo local de Ala, ecuación [2.13 7]:

El elemento es compacto

$\therefore$ No aplica

CORTE EN EL ELEMENTO

De acuerdo a la ecuación [2.14 1]:

$$\phi_v V_n$$

Dónde:

b: Ancho del ala que resiste la fuerza de corte, cm.

F_y: Esfuerzo de fluencia del material.

ϕ_v : Factor de resistencia al pandeo lateral-torsional a w-w.

$$\phi_v = 0,9 \text{ (LRFD)}$$

$$V_n = 0,6 f_y A_w C_v, \text{ ecuación [2.14 2]:}$$

$$A_w = b \times t$$

$$A_w = 6,05 \text{ cm}^2$$

$$C_v = 1$$

$$V_n = 12760,72 \text{ kg}$$

Resistencia al corte del Ala = 11485,18 kg

Demanda en x = 0,16

Demanda en y = 0,006

DISEÑO A COMBINACIÓN FLEXIÓN Y CARGA AXIAL.

De acuerdo a la ecuación [2.15 1]:

$$\text{Determinando el radio de Demanda/Capacidad} = \left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1$$

Encontrando los valores críticos principales.

f_a = tensión o Compresión Axial requerida

$$f_a = P_u = 2229,150 \text{ kg}$$

F_a = tensión o Compresión Axial de diseño.

$$F_a = 16794,67 \text{ kg}$$

f_{bw} = tensión de flexión requerida mayor.

$$f_{bw} = M_{uw} = 10,51 \text{ kg} - m$$

F_{bw} = tensión de flexión de diseño mayor.

$$F_{bw} = M_y = S_{ww} \cdot f_y = 87226,38 \text{ kg} - cm$$

f_{bz} = tensión de flexión requerida menor.

$$f_{bz} = M_{uz} = 8,49 \text{ kg} - m$$

F_{bz} = tensión de flexión de diseño menor.

$$F_{bz} = \phi_b \times M_n = 38820,01 \text{ kg} - cm$$

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1$$

$$0,1666 \leq 1$$

2.29 Análisis de perfiles principales por Excel 2010.

En vista de la complejidad que se genera al momento de diseñar los perfiles en relación a la gran cantidad de los mismos y formulas existentes se realizo un programa en hoja de cálculo de Excel tal como se muestra en Fig. N° 2.29- 2,3,4.

Se escogieron diferentes perfiles de la torre en toda su altura para de tal manera sacar una muestra de veracidad al diseño por el método empleado.

Los elementos que se escogieron se muestran en la figura Fig. N° 2.29 1.

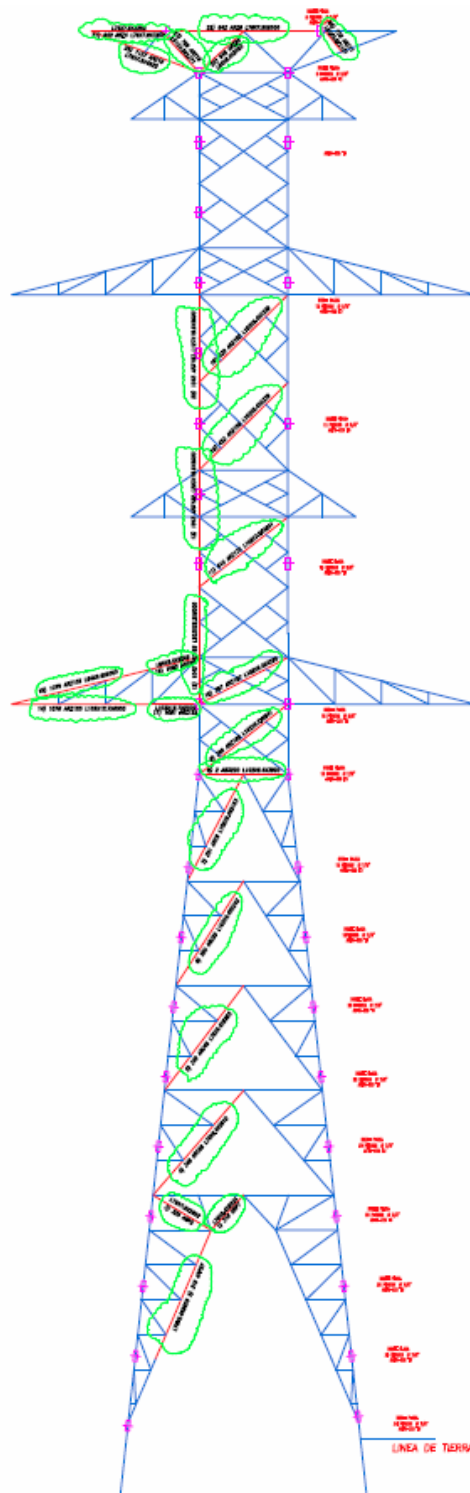


Fig. N° 2.29-1: Mapa de perfiles- AR2-C4.

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización:	Cupula	David Almeida -Carlos López.
Marca: ARZ-19	N°-SAP 1143	2013/13/01.
		Revisado: Ing.Fernando Larco.
DATOS DE ENTRADA PERFIL.		MATERIAL
Perfil:	L76X7.9	Longitud: 2.46 m
Mat:	A572Gr50	
Área:	11.50 cm²	Ixx-yy: 62.40 cm⁴
fy:	3515.35 kg/cm²	
Ala:	7.62 cm	Iww: 98.78 cm⁴
E:	2.04E+6 kg/cm²	
Espesor:	0.79 cm	Izz: 25.36 cm⁴
Fu:	4569.95 kg/cm²	
Rxx-yy:	2.33 cm	Sxx-yy: 11.47 cm³
		PERNOS
Rww:	2.94 cm	Sww: 18.38 cm³
Rzz:	1.49 cm	Szz: 8.18 cm³
X-Y:	2.21 cm	Z-Z: 3.10 cm

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu:	2229.15 kg.		
Mu w:	10.51 kg m.	Mu x:	13.43 kg m.
		Vu x:	19.13 kg.
Mu z:	8.49 kg m.	Mu y:	1.43 kg m.
		Vu y:	0.71 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

				D/C	Status
1.Límite de esbeltez	1/r<300.	165.17		0.551	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta.				0.061	ok
	ϕ_t 0.90	Pn=fy.Ag	ϕ_t *Pn	36383.87 kg	
3.Fractura en la sección neta efectiva.				0.102	ok
	ϕ_t 0.75	Pn=fu.Ae	ϕ_t *Pn	21945.41 kg	
Si Ae=An.U	U= 0.6	d=	16.00 mm		
#Hileras:	1	#Conectores/hilera:	2		
Paso s:	4.27 cm	Gramil g:	N/A	Ae/Ag:	N/A
Ae total neta transversal:		6.40 cm²	21945.41 kg	0.102	ok
Ae total neta Escalonada:		N/A	N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva.				0.033	ok
	ϕ_{fs} 0.75	Pn=0.6Fu.Asf.	ϕ_{fs} *Pn	67926.27 kg	
t:	0.79 cm	Si Asf=2t(a+d/2)	3.188	t:	0.79 cm
Si L:	2.46 m	d=	16.00 mm		
a)a=L/2	1.23 m	Asf:	196.67 cm²	404455.24 kg	0.006
b)a=L/3	0.82 m	Asf:	131.54 cm²	270507.68 kg	0.008
c)a=L/4	0.62 m	Asf:	98.97 cm²	203533.90 kg	0.011
d)a=!!!	0.20 m	Asf:	33.03 cm²	67926.27 kg	0.033

Resistencia a bloque de corte.

ϕ_t 0.75	Rn:	17715.67 kg	ϕ_t *Rn	13286.75 kg	0.168	ok
Según formula J4-5.						
#Conectores a corte:	2	#Hileras en ala:	1			
Tipo de corte:	TERMICO					
t:	0.79 cm	s:	4.27 cm	db:	2.20 cm	

Fig. N° 2.29-2: Programa- AR2-C4 p1.

Compresión en el elemento.

5.Resistencia a la compresión.

b= 7.62 cm t: 0.79 cm L= 2.46 m rx= 2.33 cm
E: 2.04E+6 kg/cm² fy: 3515.35 kg/cm² Ag= 11.50 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 9.60 λp 13.00 λr 21.92

b) Esbeltez efectiva según: ;E5-2 para: L/rx>80<200!
L/rx= 105.6 kL/r= 102.825 kL/r<200 0.514 ok
;L/r <=120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!
;ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0.133 ok
φc 0.90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 16794.67 kg

Si (Fe) por E3-4: Fe=π².E/(Kl/r)² 1903.27 kg/cm²

;Fe=>0.44 fy, Fcr según E3-2! 1622.67 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 11.47 cm³ Swx: 18.38 cm³ Szz: 8.18 cm³
fy: 3515.35 kg/cm² b= 7.62 cm t: 0.79 cm
E: 2.04E+6 kg/cm² L= 2.46 m

6.Resistencia de flexión a fluencia. φb 0.90 Mn=1.5 My

a)My=Sxx.fy. 40321.06 kg-cm. φb*Mn 54433.44 kg-cm. 0.025 ok

b)My=Sy.fy. 40321.06 kg-cm. φb*Mn 54433.44 kg-cm. 0.003 ok

c)My=Swx.fy. 64612.13 kg-cm. φb*Mn 87226.38 kg-cm. 0.012 ok

d)My=Szz.fy. 28755.56 kg-cm. φb*Mn 38820.01 kg-cm. 0.022 ok

7.Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W. φb 0.90 φb*Mn 65347.45 kg-cm. 0.021 ok

;Si Me>My Mn según-F10-3!
Me=0.46E.b².t²/L 139506.20 kg-cm.
My=Swx.fy. 64612.13 kg-cm. Mn=72608.27 kg-cm.

8.Resistencia al pandeo local de Ala. φb 0.90 φb*Mn N/A N/A ok

;Compacto No Aplica el estado!
a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 9.60 λp 13.00 λr 21.92
Sxx-yy: 11.47 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515.35 kg/cm² b= 7.62 cm t: 0.79 cm

9.Resistencia al corte del Ala. φv 0.90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 11485.18 kg. X 0.002 ok Aw=b*t 6.05 cm² Cv=1 Y 0.000 ok

Fig. N° 2.29-3: Programa- AR2-C4 p2.

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{fa}{Fa} + \frac{fbw}{Fbw} + \frac{fbz}{Fbz} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0.1666 \quad OK$$

Encontrando los valores criticos principales.

- a) fa=tensión o Compresión Axial requerida. 2229.15 kg.
- b) Fa=tensión o Compresión Axial de diseño. 16794.67 kg
- c) fbw=tensión de flexión requerida mayor. 10.51 kg m.
- d) Fbw=tensión de flexión de diseño mayor. 87226.38 kg m.
- e) fbz=tensión de flexión requerida menor. 8.49 kg m.
- f) Fbz=tensión de flexión de diseño menor. 38820.01 kg m.

Fig. N° 2.29-4: Programa- AR2-C4 p3.

Elaborado por: Autores.

En la tabla Tabla N° 2.29 1, muestra los resultados de diseño de los perfiles adjuntados en los anexos de la cual se puede decir se encontró gran a proximidad en relación a los resultados de diseño analizados por SAP2000.

Tabla N° 2.29-1: Tabla de resumen de modelos tipo AR2-C4.

Tabla de resultados				
	N° SAP	ITEM	SAP 2000	EXCEL
1	318	ARP7	0.869	0.8757
2	319	ARP27	0.816	0.7692
3	325	ARP5	0.756	0.3131
4	348	ARC68	0.868	0.6125
5	349	ARC48	0.878	0.5059
6	350	ARC29	0.931	0.5989
7	351	ARC9	0.659	0.6154
8	2	ARZ200	0.236	0.315
9	390	ARZ198	0.9	1.07
10	397	ARZ187	0.856	0.8723
11	410	ARZ175	0.743	0.8587
12	1042	ARZ182	0.815	0.91
13	1043	ARZ168	0.855	0.8769
14	1078	ARZ120	0.565	0.464
15	1079	ARZ105	0.707	0.988
16	1080	ARZ84	0.809	0.9781
17	1081	ARZ122	0.619	0.4875
18	423	ARZ156	0.832	0.8397

19	430	ARZ150	0.844	0.769
20	1045	ARZ153	0.951	0.9523
21	640	ARZ 4	0.723	0.7827
22	642	ARZ 6	0.499	0.5849
23	769	ARZ16	0.098	0.0521
24	778	ARZ 11	0.009	0.01
25	948	ARZ 20	0.387	0.1507
26	1137	ARZ19	0.414	0.1743

Elaborado por: Autores.

la Fig. N° 2.29 6, muestra la fiabilidad del diseño donde podemos ver que en los elementos de muestra a través de toda altura de la torre, se encuentra gran similitud en relación al diseño por el programa de simulación.

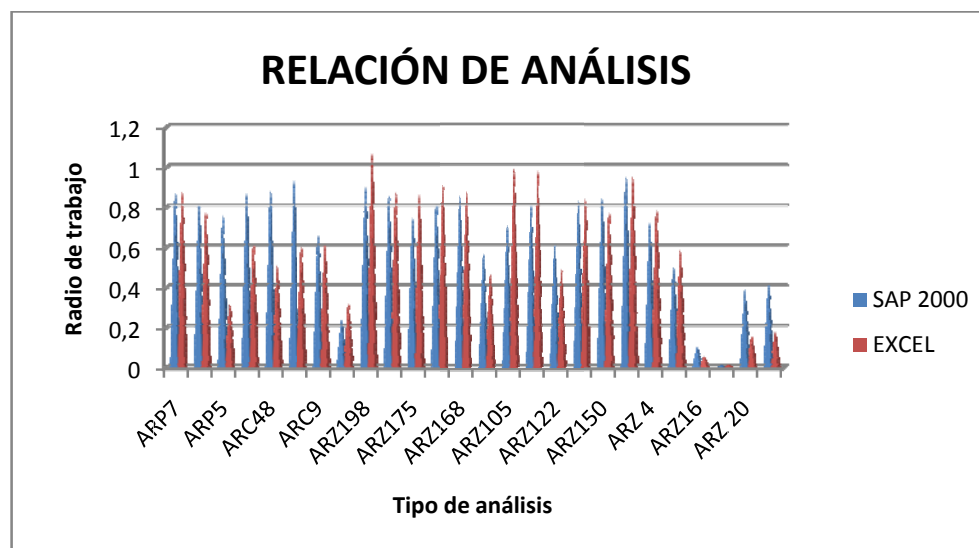


Fig. N° 2.29-5: Resultado de perfiles- AR2-C4.

Elaborado por: Autores.

2.30 Análisis de juntas principales.

Para el análisis de juntas se utilizó una tabla de Excel donde se analizaron las juntas principales de los montantes, ya que las juntas menores solo requieren un número reducido de pernos, por tal se ha realizado una jerarquización por tipo de perfil.

En la tabla N° 2.30 1 se muestra el diseño de las juntas, donde se comprueba que los pernos pasen a cortante doble y aplastamiento.

Tabla N° 2.30-1: Tabla cálculo de pernos AR2-C4.

TORRE AR2-C4															
UBICACIÓN: POMASQUI SANTA ROSA II															
ALTURA DE TORRE: 60															
		[mm]	[in]												
Distancia entre borde y centro		25,4	1												
Doble Placa		SI													
Simple Placa		NO													
		Tipo	Fy [Ksi]	Fu [Ksi]											
Tipo de Acero Pernos		A325-T3	-	120											
Tipo de Acero Perfiles 1		A572-Gr50	50	65,3											
Tipo de Acero Perfiles 2		A572-Gr50	50	65,3											
Tipo de Acero PL conexión 1		A-36	36	58											
Tipo de Acero PL conexión 2		A-36	36	58											
F PD		0,5245													
DISEÑO DE PERNOS CONEXIÓN DE MONTANTES															
H Torre	Pu	φ perno	e perfil	Fu, perfil	Fu, perno	No. pernos	Grado	Pu / V adm.	Validez						
[m]	[kips]	[in]	[in]	[ksi]	[ksi]	True									
0,58	530,00	7/8	7/8	65,3	120	24	A325-T3	0,573	OK						
3,55	528,00	7/8	7/8	65,3	120	24	A325-T3	0,570	OK						
6,51	527,00	7/8	5/8	65,3	120	20	A325-T3	0,956	OK						
9,47	525,00	7/8	5/8	65,3	120	20	A325-T3	0,953	OK						
12,44	522,00	7/8	5/8	65,3	120	20	A325-T3	0,947	OK						
15,40	512,00	7/8	5/8	65,3	120	20	A325-T3	0,929	OK						
18,37	508,00	7/8	5/8	65,3	120	20	A325-T3	0,922	OK						
21,33	495,00	7/8	5/8	65,3	120	18	A325-T3	0,998	OK						
24,30	460,00	7/8	5/8	65,3	120	18	A325-T3	0,928	OK						
26,27	482,00	7/8	5/8	65,3	120	18	A325-T3	0,972	OK						
28,25	412,00	7/8	5/8	65,3	120	16	A325-T3	0,935	OK						
31,25	370,00	5/8	5/8	65,3	120	14	A325-T3	0,785	OK						
37,25	247,00	5/8	7/8	65,3	120	12	A325-T3	0,601	OK						
43,25	154,00	5/8	5/8	65,3	120	8	A325-T3	0,572	OK						
49,25	60,00	5/8	5/8	65,3	120	8	A325-T3	0,223	OK						
55,25	20,00	5/8	1/3	65,3	120	6	A325-T3	0,186	OK						
58,25	18,00	5/8	1/3	65,3	120	4	A325-T3	0,251	OK						

Elaborado por: Autores.

2.31 Análisis del Ángulo de anclaje.

Datos del material del Stub

$Ala\ Stub = 20,3\ cm$

$Espesor\ Stub = 2,22\ cm$

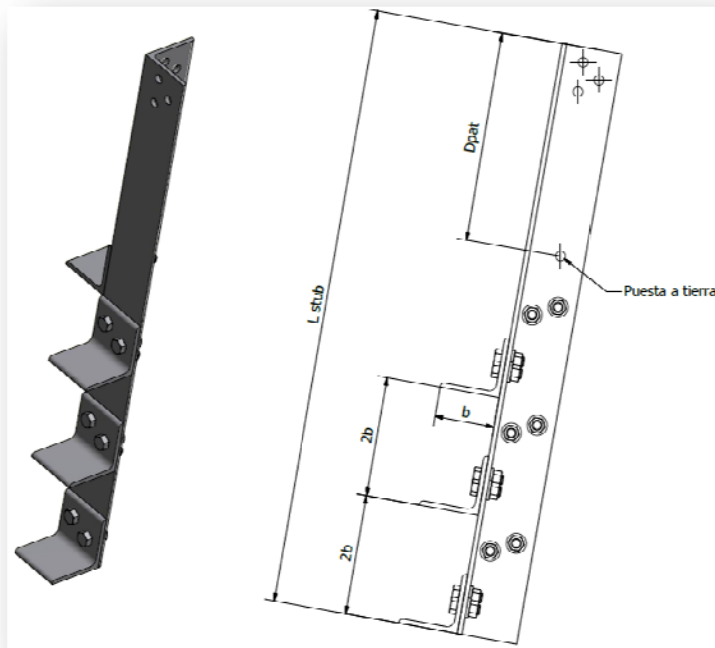
$Radio\ Stub = 2\ cm$

$F_y = 3515,35\ kg/cm^2$

$F_u = 4569,95\ kg/cm^2$

$F'_c = 210\ kg/cm^2$

Longitud del cleat = Ala Stub = 20,3 cm



Datos del perno ASTM 325

$C_s = 10133,27 \text{ Kg}$

Diametro del perno = 16 mm

Numero de pernos = 2 unidades

Datos SAP 2000

Compresión

$P_u = 248583 \text{ Kg}$

$V_x = 26045 \text{ Kg}$

$V_y = 19014 \text{ Kg}$

Tracción

$P_u = 203565 \text{ Kg}$

$V_x = 22747 \text{ Kg}$

$V_y = 15716 \text{ Kg}$

DISEÑO A COMPRESIÓN

Área Transversal

$$At = (20,3 \times 20,3) - (20,3 - 2,22)^2 \times 1,0118$$

$$At = 86,21 \text{ cm}^2$$

Longitud desde el borde

$$Ldb = \frac{\left(0,075 \times 2,22 \text{ cm} \times 3515,35 \text{ Kg/cm}^2\right)}{\sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$At = 40,39 \text{ cm}$$

Área del stub minima

$$A_r = \frac{P}{F_y} + \frac{V}{0,75 F_y}$$

$$A_r = \frac{248583 \text{ kg}}{3515,35 \text{ Kg/cm}^2} + \frac{\sqrt{(26045 \times 26045) + (19014 \times 19014)}}{0,75 \times 3515,35 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$A_r = 82,94 \text{ cm}^2$$

Excentricidad

$$x = t \left[\frac{F_y}{1,19 \times F'_c} \right]^{\frac{1}{2}} \leq b - R_s - t$$

$$x = 2,22 \times \sqrt{\frac{3515,35 \text{ Kg/cm}^2}{\left(1,19 \times 210 \text{ Kg/cm}^2\right)}}$$

$$x = 8,33 \text{ cm}$$

Cortante resistente por los conectores

$$Pv = 1,19 \times F'_c \times bc \times \left(t + R_s + \frac{x}{2}\right)$$

$$Pv = 1,19 \times 210 \text{ Kg/cm}^2 \times 20,3 \text{ cm} \times \left(2,22 \text{ cm} + 2 \text{ cm} + \frac{8,33 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$Pv = 42527,57 \text{ Kg}$$

Diseño a tracción

Longitud desde el borde

$$Ldb = \frac{(318 \times 2,22cm)}{\sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2}} \times \frac{3515,35 \text{ Kg/cm}^2}{4200}$$

Área del stub minima

$$At = 40,77 \text{ cm}$$

$$A_r = \frac{P}{F_y} + \frac{V}{0,75F_y}$$

$$A_r = \frac{203565 \text{ kg}}{3515,35 \text{ Kg/cm}^2} + \frac{\sqrt{(22747 \times 22747) + (15716 \times 15716)}}{0,75 \times 3515,35 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$A_r = 68,39 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 86,21 - (2 \times 1,6 \text{ cm} \times 2,22\text{cm})$$

$$A_n = 79,11 \text{ cm}$$

Número de Cleats

$$N^\circ \text{ Cleats} = \frac{248583 \text{ Kg}}{0,75 \times 42527,57 \text{ Kg}}$$

$$N^\circ \text{ Cleats} = 7,79 \approx 8 \text{ unidades}$$

Porcentaje de trabajo

$$\% = \frac{\frac{248583 \text{ Kg}}{42527,57 \text{ Kg}}}{8 \text{ unidades}} \times 100\%$$

73% Ok

Longitud del Stub

$$L \text{ stub} = (2 \times 20,3 \text{ cm} \times 8 \text{ unidades}) + 50 \text{ cm}$$

$$L \text{ stub} = 375 \text{ cm} = 3,75 \text{ m}$$

Revisión de pernos

Cortante simple

$$\text{Numero de pernos} = \frac{248583}{10133,27 \times 8} \approx 4 \text{ unidades}$$

$$\% \text{ Trabajo} = \frac{42527,57}{3 \times 10133,27 \times 8} \times 100\% = 17\%$$

Cortante doble

$$\text{Numero de pernos} = \frac{248583}{2 \times 10133,27 \times 8} \approx 2 \text{ unidades}$$

$$\% \text{ Trabajo} = \frac{42527,57}{3 \times 10133,27 \times 0,5} \times 100\% = 70\%$$

Aplastamiento

Área de aplastamiento

$$Ap = 2,22 \times 1,6 \times 2$$

$$Ap = 7,04 \text{ cm}^2$$

$$Ra = 1,5 \times 7,04 \text{ cm}^2 \times 4569,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Ra = 48697,39 \text{ Kg}$$

$$\% \text{ Trabajo} = \frac{42527,57}{48697,39} \times 100\%$$

$$\% \text{ Trabajo} = 87 \%$$

2.32 Análisis de placas.

En cuanto al análisis de placas se puede decir que por la gran cantidad de elementos se tomo en consideración en el diseño, los siguientes parámetros.

- Se respeta las distancias entre centros de penos.
- Se respeta la distancia mínima al borde para evitar desgarres.
- Se utiliza el mismo espesor del perfil más esforzado de la unión.
- Se minimiza al máximo las excentricidades , notando el punto de junta como un nodo de articulación.
- Se verifica que por lo menos exista el área bruta necesaria para la junta como el área neta, tomando en cuenta que la frecuencia de falla se concentra en esfuerzos de tracción de los elementos.
- Se diseñan las placas tomando la más alta simetría para dar uniformidad de distribución de esfuerzos.

CAPÍTULO III

PARÁMETROS DE SIMULACIÓN.

La disponibilidad de computadoras, ha cambiado drásticamente la manera en que se realizan y diseñan las estructuras de acero. Hoy los programas de elementos finitos, son la herramienta típica en el análisis de torres y demás estructuras a partir de cargas concebidas, gracias a ello se puede reducir considerablemente el tiempo requerido y enfatizar el desarrollo de varias alternativas basadas en los conceptos técnicos básicos.

Si bien los programas permiten eficiencia y producen estructuras más económicas, esta metodología ofrece un procedimiento de alta confiabilidad, siempre que, el buen juicio de diseño sea la base fundamental de la experiencia profesional y de los conocimientos de ingeniería.

Dentro de este capítulo, se notará como se desarrolla la geometría de la torre, la misma que se dividirá en un número discreto, articulaciones y miembros, se indicará la entrada de las diferentes propiedades de materiales, perfiles, y cargas de la torre, además, de un enfoque realista de la carga del viento y sismo, lo que es prácticamente imposible con cálculos manuales, se ilustrará a breve el procedimiento de detallado estructural bajo el programa Tekla Structures, el mismo se utilizó para el desarrollo de los planos en el anexo.⁸⁸

3.1 Métodos de análisis.

Dos métodos de diseño por computador son los más utilizados, dependiendo de las necesidades. El primero, utiliza una geometría fija, mientras que el segundo supone, la geometría como desconocido, en este caso se utilizará el primer método en relación al tamaño y las diversas variables que existen, tratando de acercarnos al peso económico de la torre AR2-C4.(Ver Fig. N° 3.1 1).⁸⁹

⁸⁸ FANG, S.J.; ROY, S. AND KRAMER J “Transmission Structures Structural Engineering Handbook”

⁸⁹ SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; “Design of Steel Structures”; cap. 7.

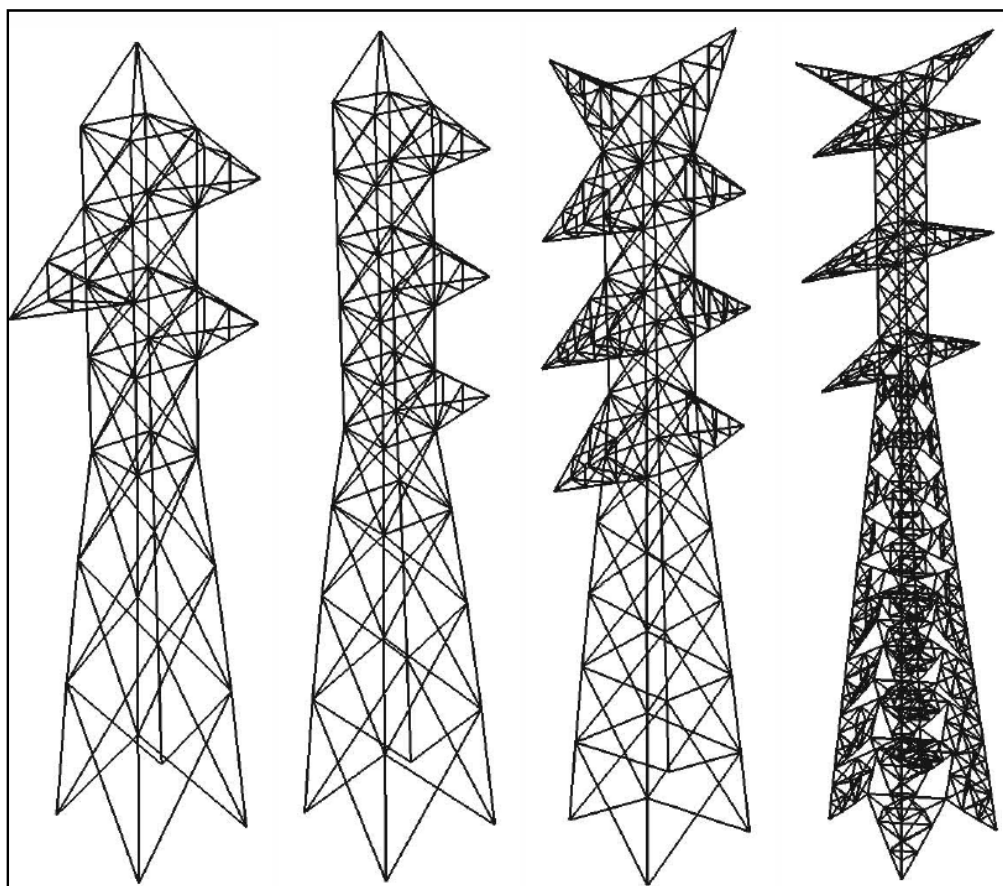


Fig. N° 3.1-1: Métodos de simulación.

Fuente: Transmission Towers.

Elaborado por: Autores

3.1.1 Método de geometría fija.

El diseño con geometría fija, se aplica en torres de transmisión; ya que son estructuras complejas y se someten a una variedad de condiciones de carga, de tal manera se optimiza la elección de los tamaños de los miembros, que están influenciados por su posición en relación con sus adyacentes y las condiciones de conexión.

En la selección de los elementos estructurales, el diseñador debe guiarse por el comportamiento de la torre realmente en servicio. En ciertos lugares críticos, los elementos estructurales son proporcionados con un mayor margen de seguridad, siendo un ejemplo el perfil horizontal, donde se produce el cambio de la pendiente de

la torre y los elementos del enrejado, que están inmediatamente por debajo del cuello.

La selección de la mejor geometría de una torre y de los tamaños de los miembros, es ejemplo de procedimientos óptimos de diseño. El diseñador debe encontrar la más adecuada solución, teniendo en cuenta criterios y limitaciones de ingeniería.⁹⁰

3.2 Antecedentes de SAP 2000.

Desde que SAP 2000, Structural and Analysis Programs (Programas de análisis y estructuras), apareció en los años 70 bajo la investigación del Ing. Ashraf Habibullah, por la dirección del Dr. Edward L. Wilson en la Universidad de California, Berkeley, el programa se ha constituido como el líder en simulación estructural, en los 40 años de su existencia, ha pasado por una serie de modificaciones, que han dado como resultado de un programa didáctico y en lo posible completo, SAP 2000 entre sus tantas bondades es capaz de simular tanto cargas estáticas, como dinámicas, así como, en elementos tipo perfil o placa, en diferentes materiales entre los que se encuentra el acero estructural.

3.3 Aplicación de simulación en SAP 2000.

El programa SAP 2000 es un programa, que se maneja dentro de dos estados principales, a los que se conoce como estado de pre simulación y post simulación.

En ello es necesario el introducir y verificar una serie de parámetros, para de tal manera, realizar la simulación en forma eficiente.

3.4 Estado de pre simulación.

3.4.1 Definición de Modelo.

Cuando se ingresa al programa, lo primero que se debe hacer, es el escoger el tipo de modelo a realizar, ya que en base a ello se generan algunas variantes dentro del programa, como la aplicación de restricciones en los nodos, además, en este punto es

⁹⁰ SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; “Design of Steel Structures”; cap. 7.

necesario definir las unidades de diseño, las mismas que en este caso se tomarán en el sistema internacional.(Ver Fig. N° 3.4 1)

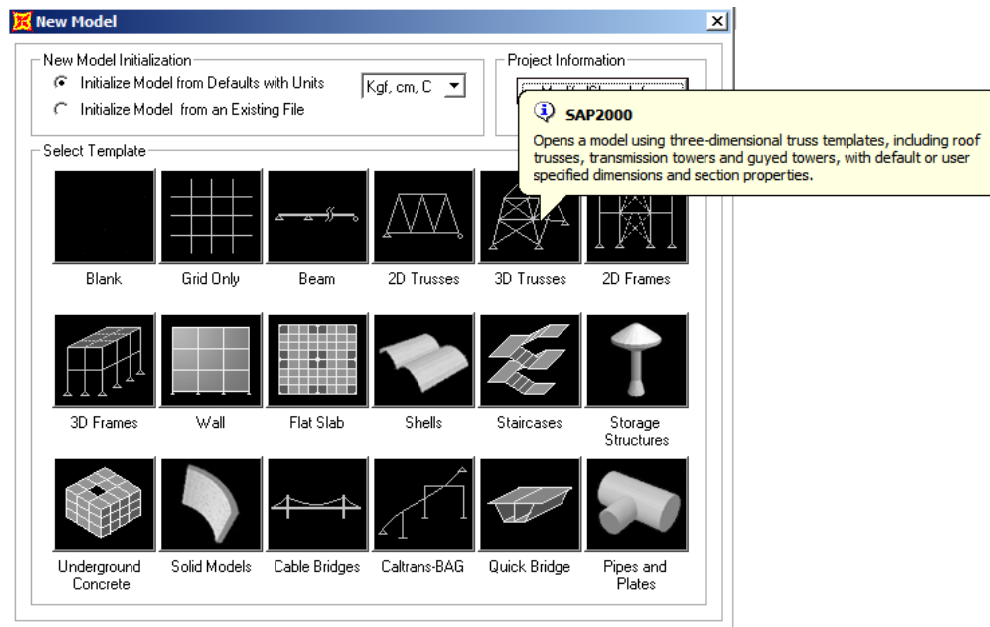


Fig. N° 3.4-1: Modelos de SAP 2000

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

3.4.2 Definición de materiales.

Ingresadas las unidades en el programa, es necesario determinar todos los parámetros previos a la simulación, entre los que se encuentran, el aplicar el material a poseer los perfiles angulares de la torre, así como el acero ASTM A572 gr 50, el mismo que ha sido introducido bajo las librerías propias del programa para de tal manera garantizar su correcta utilización. (Ver Fig. N° 3.4 2 y Fig. N° 3.4 3)

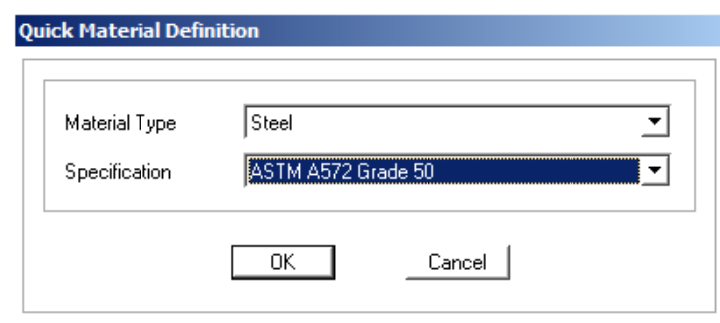


Fig. N° 3.4-2: Definición de material por SAP 2000

Fuente: SAP 2000 V14.
Elaborado por: Autores

Fig. N° 3.4-3: Propiedades del A572 gr 50 por SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.
Elaborado por: Autores

3.4.3 Definición de perfiles.

Determinado el material a poseer el modelo de simulación, el siguiente paso es definir una gama de perfiles a ser asignados al mallado estructural, a fin de proveer una base bajo los perfiles más usuales en el mercado, y de tal manera garantizar la puesta en marcha del proceso.

Lamentablemente los perfiles angulares A572 gr 50 determinados como los más apropiados para este propósito, no son muy comerciales en el Ecuador, las empresas dedicadas a la fabricación de torres los importan de otros países, así nos hemos referido al catálogo de importación, de perfiles americanos en equivalencia internacional, bajo la norma AISC-360-05 de perfiles angulares, que viene a ser la más usada por su aplicabilidad y su comercialización. (Ver Fig. N° 3.4 4)

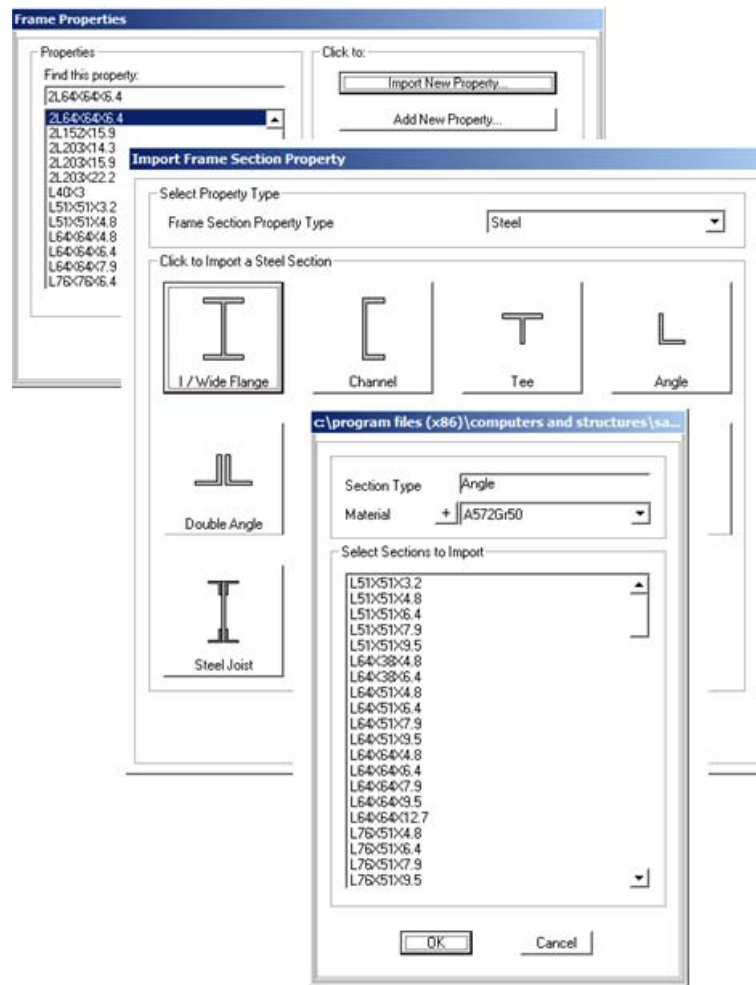


Fig. N° 3.4-4: Importación de perfiles angulares por SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

3.4.3.1 Definición de perfiles armados.

En muchas ocasiones es necesario armar perfiles, para mejorar las propiedades de las secciones, en el caso de la torre AR2-C4 fue necesario armar una sección tipo cruz a fin de generar simetría en inercia en los dos sentidos, y por tal el suplir la falta de resistencia a la compresión de los elementos inferiores en los montantes tronco cónicos, para tales efectos se diseñó las secciones armadas bajo la utilización del diseñador de perfiles.(Ver Fig. N° 3.4 5).

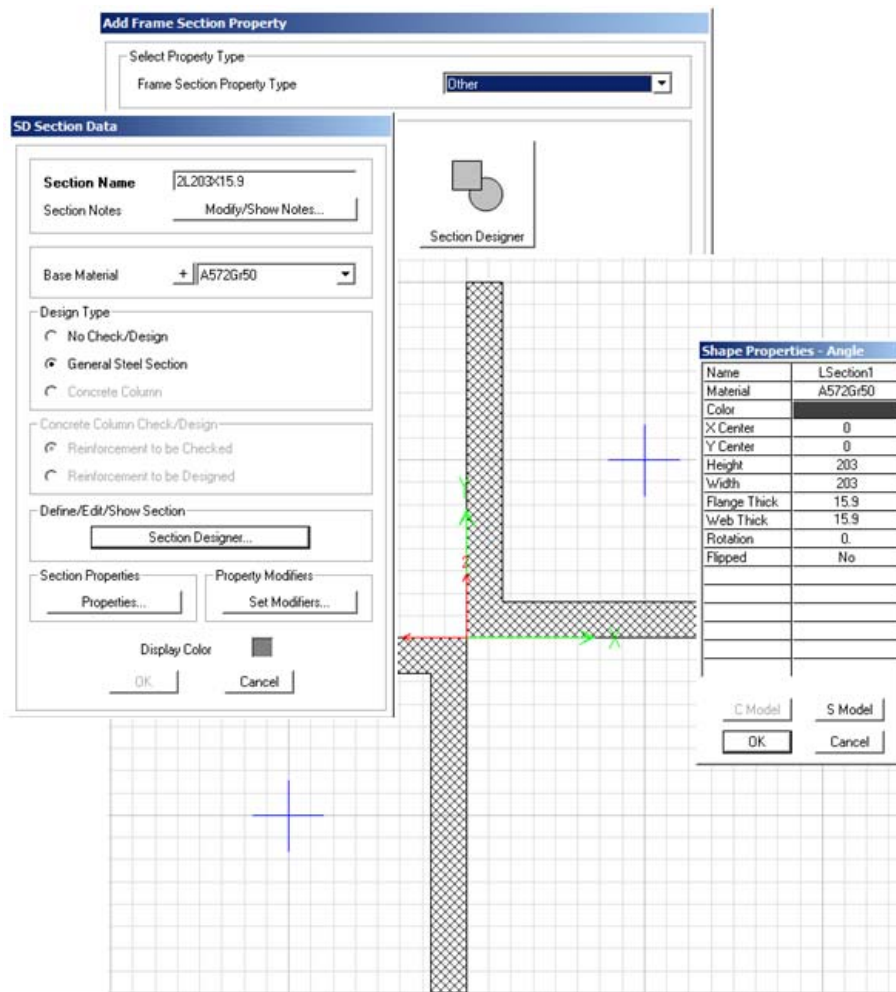


Fig. N° 3.4-5: Generación de secciones armadas por SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.
Elaborado por: Autores

3.4.4 Definición de patrones de carga.

Es necesario el definir los patrones de carga a ser evaluados, entre ellos se encuentran todos los requerimientos de carga, a los que alguna vez en la vida útil de la estructura pudieran estar presentes. En este parámetro se evalúa el peso propio de la estructura, éste es calculado directamente por el programa en base a los pesos unitarios de los elementos, las características de la fuerza de viento, como de sismo de la misma manera en relación a la norma correspondiente, donde se permite el ingresar los datos pertinentes, como dirección, factor de importancia, etc. Los mismos que igual al peso propio serán evaluados directamente por el programa.(Ver Fig. N° 3.4 6 y Fig. N° 3.4 7)

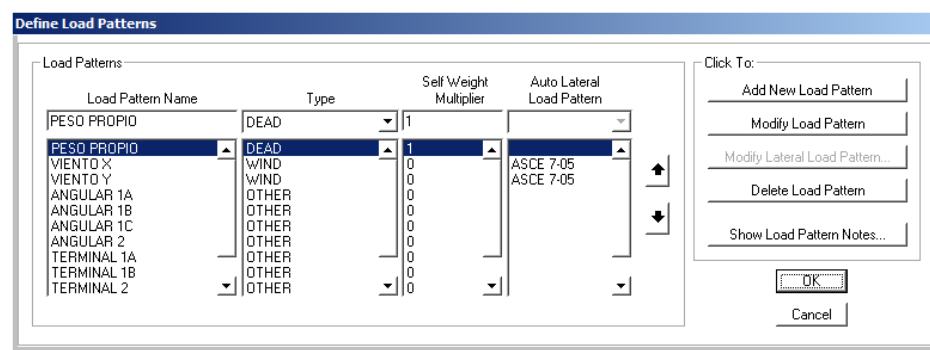


Fig. N° 3.4-6: Patrones de carga según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

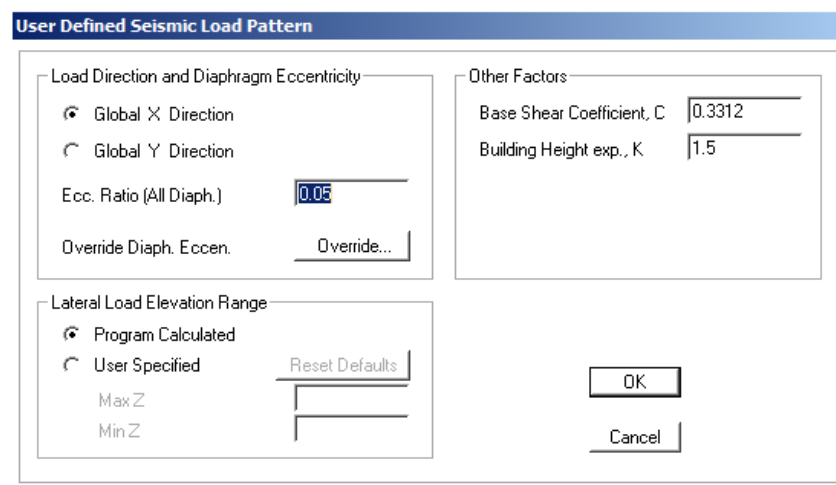


Fig. N° 3.4-7: Patrón lateral de carga de sismo según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

ASCE 7-05 Wind Load Pattern

Exposure and Pressure Coefficients

☐ Exposure from Extents of Rigid Diaphragms
☒ Exposure from Frame and Area Objects
☐ Include Area Objects
☒ Include Frame Objects (Open Structure)

Wind Exposure Parameters

Wind Direction Angle: 0.
 Windward Coeff, Cp:
 Leeward Coeff, Cp:
 Case (ASCE 7-05 Fig. 6-9):
 e1 Ratio (ASCE 7-05 Fig. 6-9):
 e2 Ratio (ASCE 7-05 Fig. 6-9):
 Modify/Show Exposure Widths...

Exposure Height

☒ Program Calculated
☐ User Specified
 Maximum Global Z:
 Minimum Global Z:
 Reset Defaults

Wind Coefficients

Wind Speed (mph): 50.
 Exposure Type: C
 Importance Factor: 1.15
 Topographical Factor, Kzt: 1.
 Gust Factor: 0.85
 Directionality Factor, Kd: 0.85
 Solid / Gross Area Ratio: 0.2

OK Cancel

Fig. N° 3.4-8: Patrón lateral de carga de viento según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

3.4.5 Definición de casos de carga.

Luego de haber definido los patrones de carga, es necesario definir el comportamiento de éstos, como factores de maximización o reducción permanente, en el caso particular de la torre, es aquí donde se debe introducir el factor OLF (Ordinal Load Factor) de 1.4 para el peso propio o carga muerta, el mismo que simula bajo la ampliación de la carga, el comportamiento de la estructura con su peso real en relación a los pesos propios no considerados, como peso de pernos, galvanizado, accesorios, entre otros. Hay que decir que al momento de evaluar la estructura éstos factores se tomarán como casos estáticos. (Ver Fig. N° 3.4 9 y Fig. N° 3.4 10).

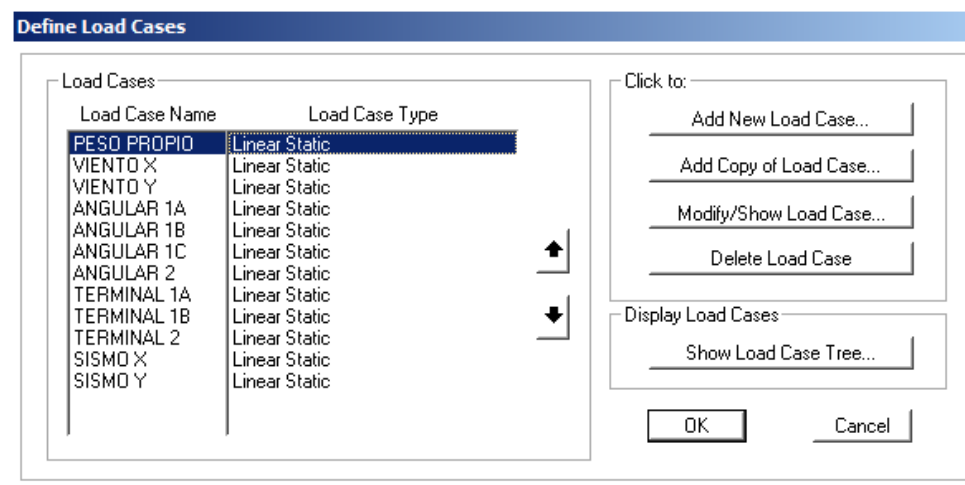


Fig. N° 3.4-9: Definición de casos de carga según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

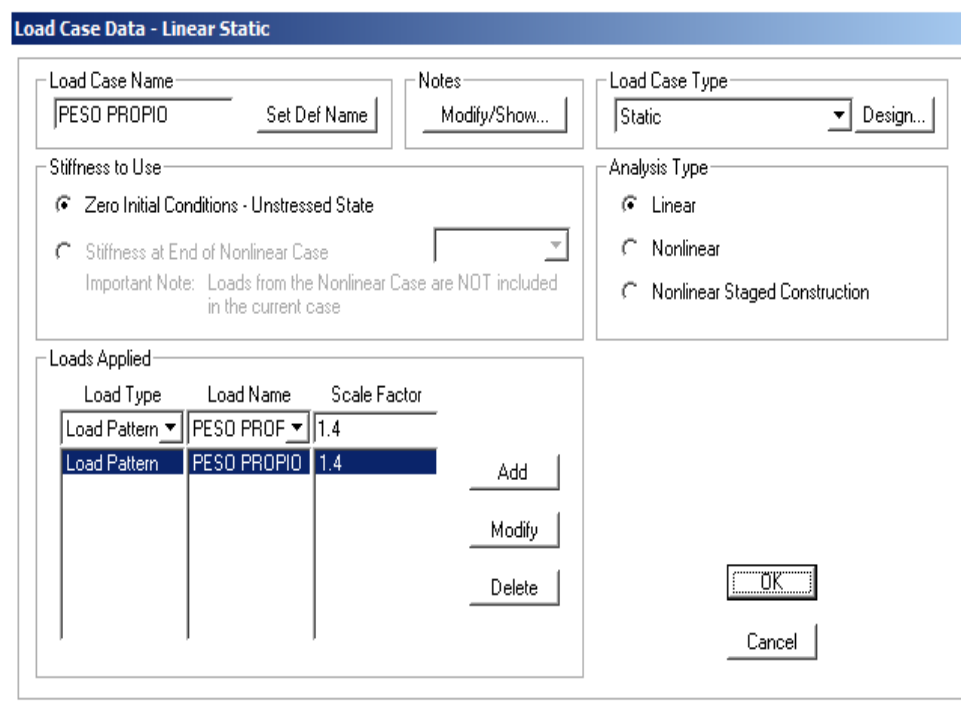


Fig. N° 3.4-10: Aplicación de casos de carga según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

3.4.6 Definición de combinaciones de carga.

Es necesario definir el comportamiento de las diferentes combinaciones de carga, en el caso particular de la torre, es aquí donde se debe ingresar los diferentes casos estipulados (casos combinatorios) en el diseño, hay que comprender que al hacer el análisis por el método LRFD se deben asignar los valores de factor de carga dependiendo el patrón, más la información del árbol de cargas entregada, comprende valores de carga última ya aplicado dichos factores, por tal motivo introducimos simplemente la combinación requerida. (Ver Fig. N° 3.4 11)

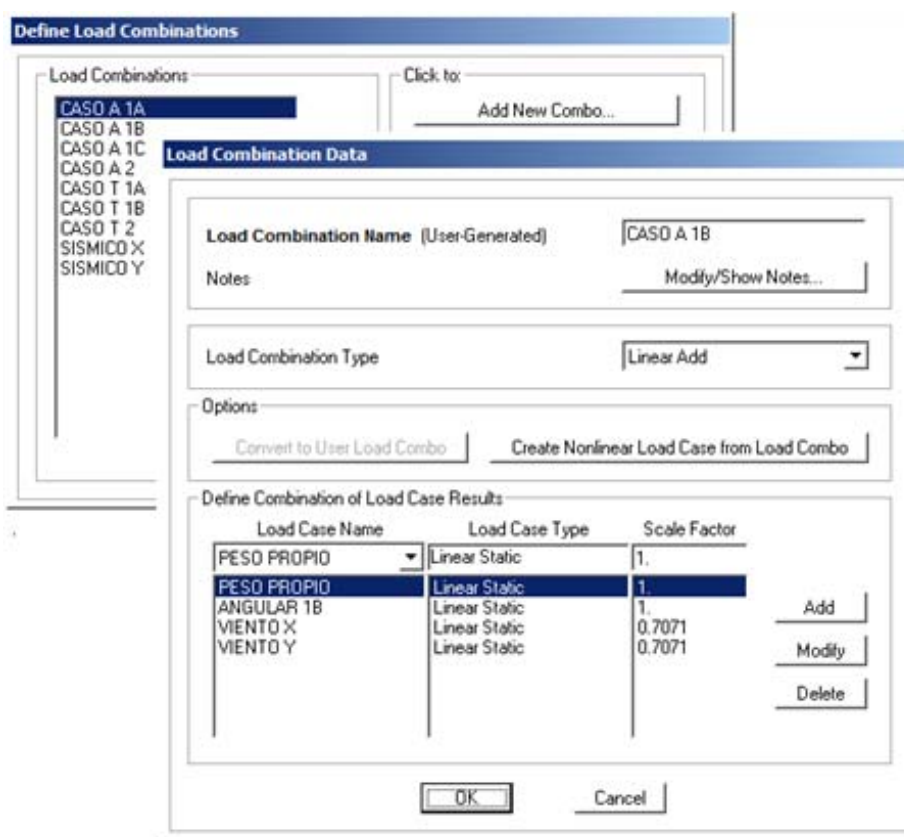


Fig. N° 3.4-11: Definición de combinaciones según SAP 2000

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

3.4.7 Definición de parámetros de juntas.

Los parámetros por los que son evaluados las juntas, dependen del tipo de restricción aplicada, comprendiendo la liberación o no tanto de los desplazamientos relativos

como de las restricciones de giro que puedan tener los puntos de conexión, en el caso de las torres de transmisión, es este el momento de liberar las juntas de las rotaciones y por tal el delimitar el cálculo al de una armadura ideal, donde los elementos trabajan sujetos a compresión y tracción pura indistintamente. (Ver Fig. N° 3.4 12).

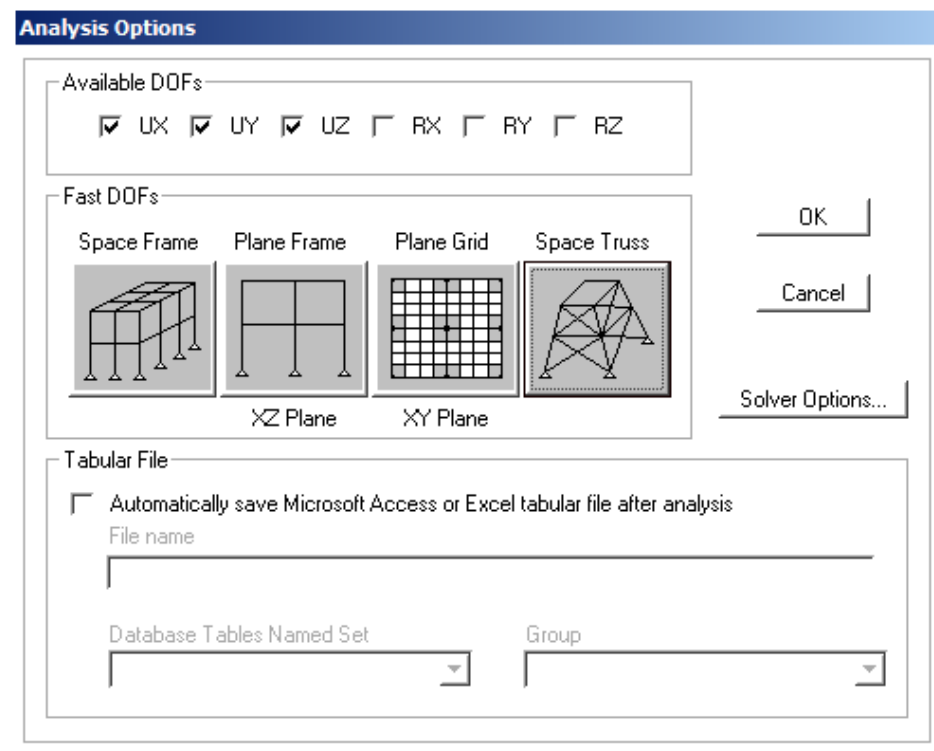


Fig. N° 3.4-12: Definición de parámetros de junta según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.
Elaborado por: Autores

3.4.8 Definición de parámetros de diseño.

Los parámetros por los cuales la estructura estará diseñada, depende de las diferentes normas que garantizan la confiabilidad de los diferentes métodos, en este caso se tomará la norma AISC-360-05, la misma que actualmente se encuentra en vigencia internacional, dentro de este parámetro es necesario el comprender los tipos de diseño de perfil existentes, donde se limitan por su provisión en: de ordinario, medio o especial momento, en el caso de las torres de línea de transmisión, se debe tomar como perfiles de momento ordinario, ya que la estructura estará en lo previsto no

sujeta a cargas extremas de momento, en el que el análisis de juntas no está determinado por el empotramiento absoluto o ideal.

Otra particularidad del diseño, es el verificar los factores de resistencia en el método LRFD, los cuales ya han sido determinados internamente por el programa, aquí debemos reconocer que sean los mismos utilizados en el diseño por la norma, lo cual asegura la aplicación de las reducciones por resistencia de los diferentes esfuerzos.(Ver Fig. N° 3.4 13)

	Item	Value
1	Design Code	AISC360-05/IBC2006
2	Multi-Response Case Design	Envelopes
3	Framing Type	OMF
4	Seismic Design Category	D
5	Importance Factor	1.
6	Design System Rho	1.
7	Design System Sds	0.5
8	Design System R	8.
9	Design System Omega0	3.
10	Design System Cd	5.5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
15	Phi(Bending)	0.9
16	Phi(Compression)	0.9
17	Phi(Tension-Yielding)	0.9
18	Phi(Tension-Fracture)	0.75
19	Phi(Shear)	0.9
20	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1.
21	Phi(Torsion)	0.9
22	Ignore Seismic Code?	Yes
23	Ignore Special Seismic Load?	Yes
24	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes

Item Description

Explanation of Color Coding for Values

Blue: Default Value

Black: Not a Default Value

Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items Selected Items

Reset To Previous Values: All Items Selected Items

OK Cancel

Fig. N° 3.4-13: Definición de parámetros de diseño según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

3.4.9 Selección de combinaciones de carga de diseño.

En cuanto ya se ha terminado de configurar los parámetros iniciales, es necesario, el seleccionar las combinaciones de diseño previstas para que sean analizadas, ya que el programa trae consigo por medio del método de diseño una serie de combinaciones

ya prescritas, las mismas que en este caso, no son necesarias porque poseemos combinaciones propias con factores pre establecidos, así debemos agregar nuestros combos personalizados, y desactivar los combos automáticos.(Ver Fig. N° 3.4 14)

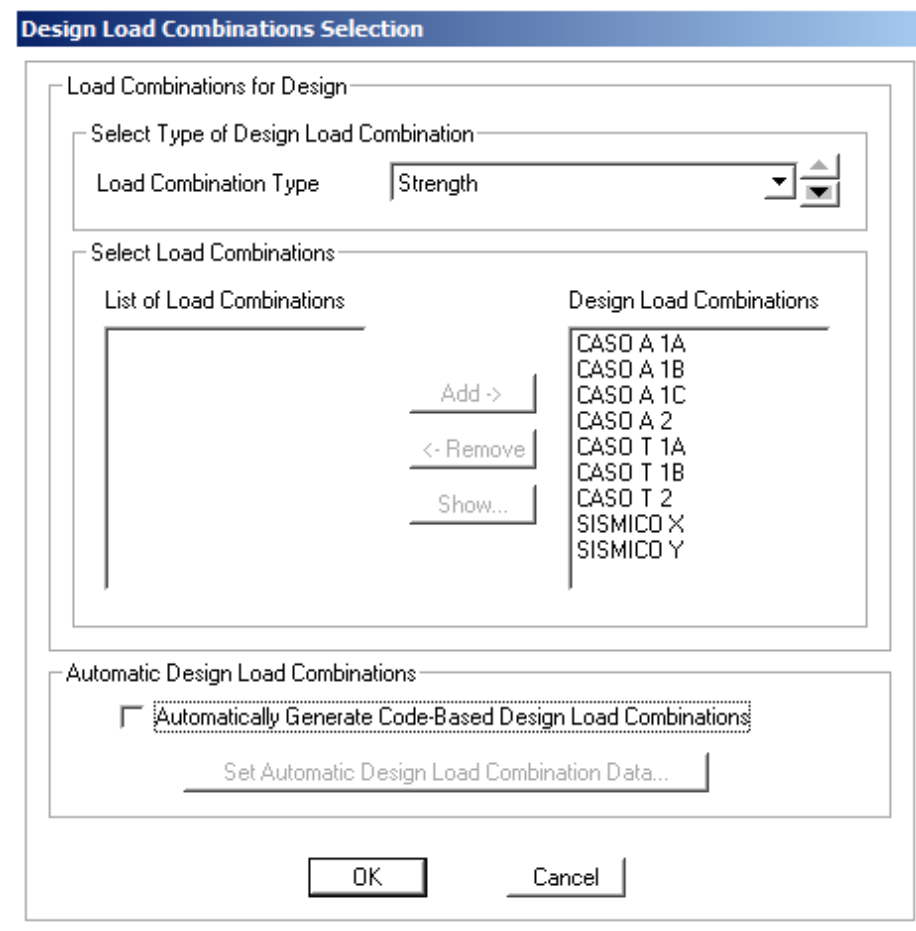


Fig. N° 3.4-14: Selección de combos de diseño según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.
Elaborado por: Autores

3.4.10 Determinación del modelo de simulación.

Aplicado todo parámetro, es necesario introducir el modelo, el mismo que en vista de su complejidad fue determinado bajo la importación de AUTO CAD 2010 en mallado simple.(Ver Fig. N° 3.4 15 y Fig. N° 3.4 16).

Ver Anexo N° 3-1: Disposiciones generales geométricas.

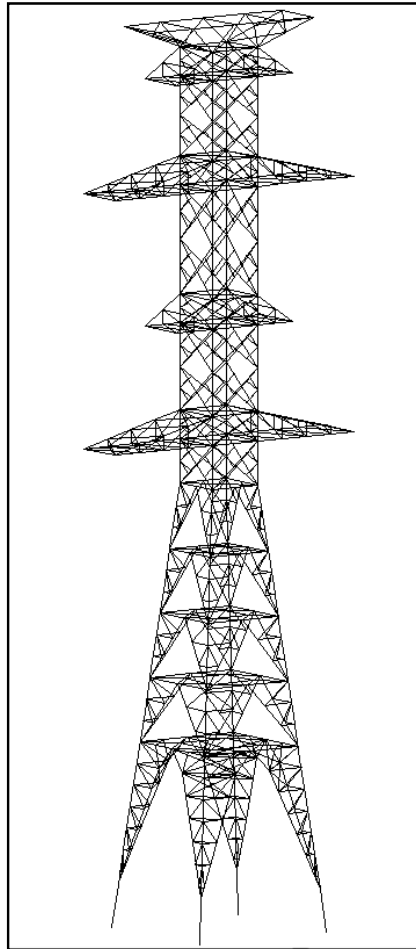


Fig. N° 3.4-15: Determinación de modelo por A-CAD 2010.

Fuente: SAP 2000 V14.
Elaborado por: Autores

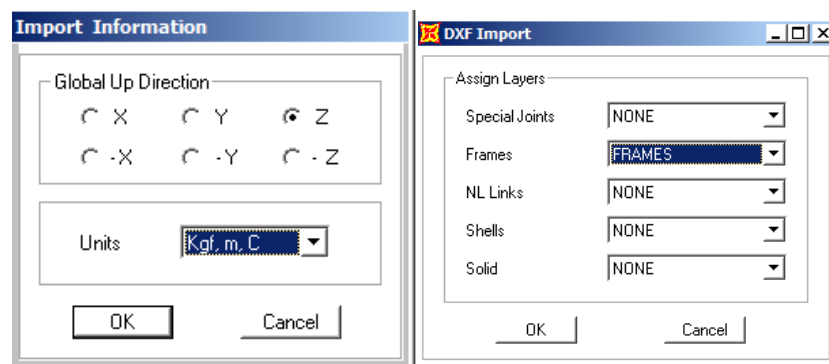


Fig. N° 3.4-16: Importación de modelo según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.
Elaborado por: Autores

3.4.11 Asignación de perfiles en el modelo de simulación.

Una vez importado el modelo con los determinados “frames” o perfiles, el siguiente paso es aplicar el perfil presunto de acuerdo a los requerimientos de diseño, por lo que, los diseñadores utilizan varios métodos para lo mismo, siendo el caso particular, se ha conseja el imponer a toda la torre un perfil mediano, el mismo que partirá del L102X6.4, ya que de tal manera podemos ver en gran magnitud que perfiles colapsan en el diseño por falta de sección y sobre diseñan por exceso de sección.(Ver Fig. N° 3.4 17)

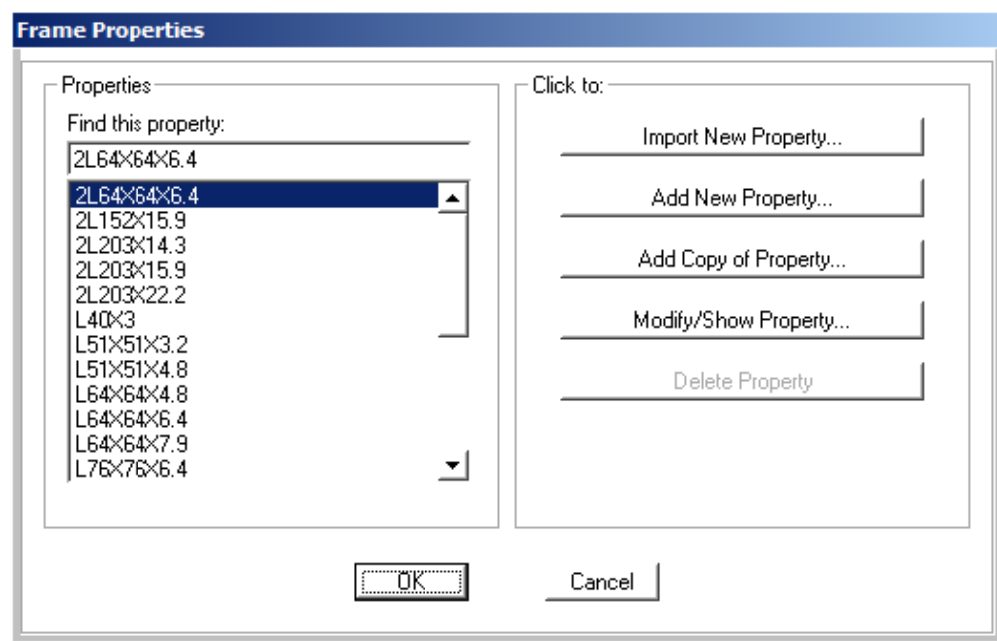


Fig. N° 3.4-17: Asignación de perfiles en el modelo de simulación.

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

3.4.12 Asignación de restricciones y de liberación de momentos.

Ya el modelo en SAP 2000, es necesario aplicar las restricciones en los nodos inferiores donde estará la cimentación, por tal, descargarán todo esfuerzo al terreno, se aplicó en todo punto inferior a la última sección de la pata, una restricción tipo articulación, para de tal manera se garantice el empotramiento de los llamados ángulos de anclaje “stubs”. Además, se debe verificar la discreción de los perfiles en

sus puntos de junta, por lo que es necesario el asignar los “releases” o liberaciones de momento en los perfiles. (Ver Fig. N° 3.4 18).

Joint Restraints

Restraints in Joint Local Directions

☒ Translation 1 ☐ Rotation about 1

☒ Translation 2 ☐ Rotation about 2

☒ Translation 3 ☐ Rotation about 3

Fast Restraints

☐ ☐ ☐ ☐

OK Cancel

Assign Frame Releases

Frame Releases

	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	☐	☐		
Shear Force 2 (Major)	☐	☐		
Shear Force 3 (Minor)	☐	☐		
Torsion	☒	☐	0	
Moment 22 (Minor)	☒	☒	0	0
Moment 33 (Major)	☒	☒	0	0

☐ No Releases Units: Kgf, m, C

OK Cancel

Fig. N° 3.4-18: Asignación restricciones y liberación de momentos.

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

3.4.13 Asignación de fuerzas externas en los nodos de aplicación.

Asignado todos los requerimientos del modelo, es necesario aplicar las cargas externas de acuerdo al patrón asignado, donde se debe escoger los puntos de

aplicación y aplicar cargas puntuales, tal como se indica en los requerimientos de la torre, las mismas que idealizan el comportamiento de los conductores.(Ver Fig. N° 3.4 19 y Fig. N° 3.4 20)

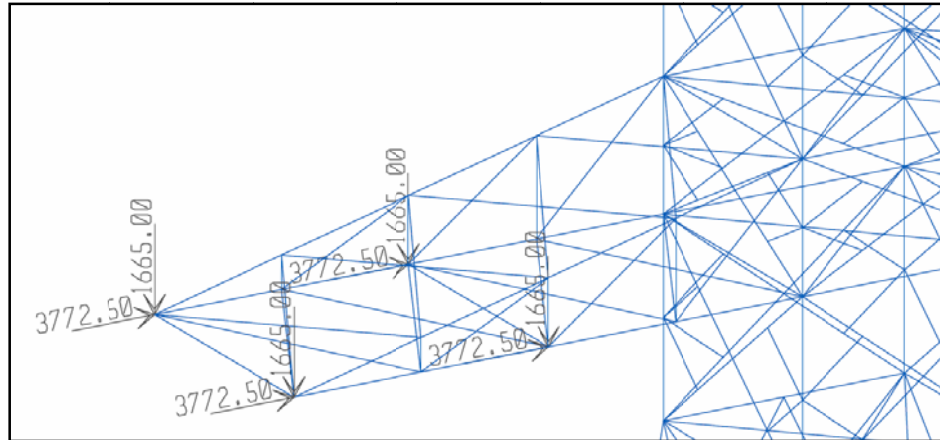


Fig. N° 3.4-19: Asignación cargas externas en los nodos.

Fuente: SAP 2000 V14.
Elaborado por: Autores

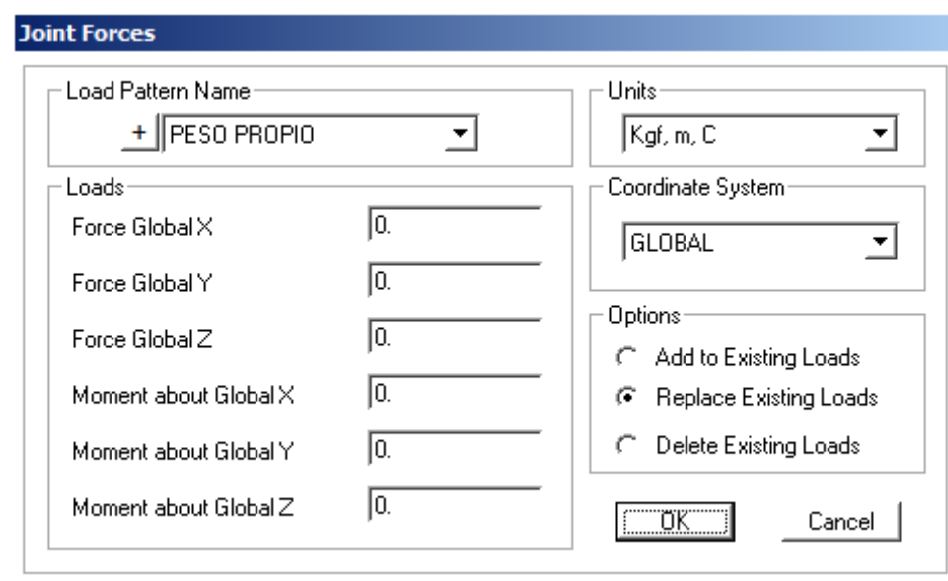


Fig. N° 3.4-20: Aplicación de cargas según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.
Elaborado por: Autores

Ver Anexo N° 3-2: Cargas de diseño aplicadas.

3.4.14 Detalles de corrida del programa.

Colocado todos los parámetros pre simulación, es necesario correr el programa para visualizar los resultados y grabar el proceso de pre simulación, en este punto se ha corrido el primer proceso de falla-corrección, es importante notar que todos los casos sean evaluados y el análisis sea completado . (Ver Fig. N° 3.4 21)

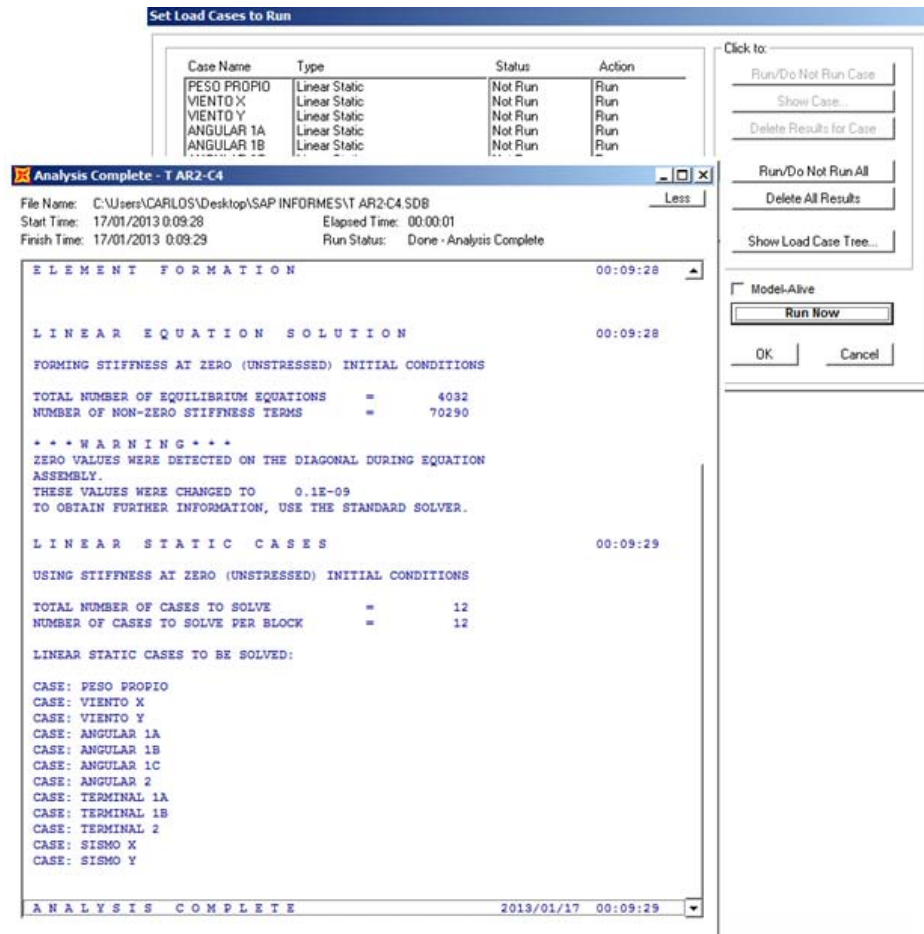


Fig. N° 3.4-21: Corrida del programa según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

3.5 Estado de post simulación.

3.5.1 Verificación del radio de los perfiles.

Corrido el programa, pasamos al estado de post simulación, donde el diseñador debe verificar el comportamiento de la torre a los parámetros previstos, se debe comenzar verificando el radio de trabajo de los elementos, para en un futuro cambiar las

secciones, y de tal manera proveer resistencia a toda la estructura. (Ver Fig. N° 3.5 1)

Ver Anexo N° 3-6: Resultados del diseño.

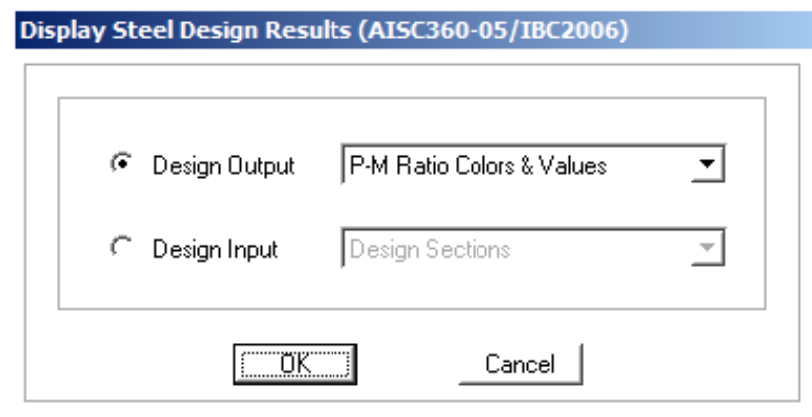


Fig. N° 3.5-1: Visualización de radios de trabajo según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

3.5.2 Verificación del comportamiento del elemento.

Identificado el radio de trabajo, se tendrá idea de que está sucediendo en la resistencia mecánica del elemento. Luego de realizar una verificación visual de todo el modelo en contexto, se debe reconocer el estado de acuerdo a sus capacidades, para lo cual es necesario identificar, si es coherente la falla o en un supuesto están demasiados sub dimensionados los elementos o a su defecto sobre dimensionados.

La recomendación más adecuada sería calibrar los elementos por tramos de arriba hacia abajo, para de tal manera proveer la resistencia necesaria equilibradamente.

En ciertos elementos donde se constituya crítica la falla, es necesario ingresar al detalle de esfuerzos, para conocer al estado expuesto del elemento y entender si su esfuerzo es axial, de compresión o de tensión.(Ver Fig. N° 3.5 2).

3.5.3 Verificación de comportamientos diversos.

Cuando ya se ha realizado el proceso de interacción falla-corrección de esfuerzos, es necesario que todos los elementos diseñados sean comprobados a diversas fallas que se pueden presentar en el modelo y no verificables en el proceso de interacción, como longitudes excesivas causantes de problemas de esbeltez.(Ver Fig. N° 3.5 3)

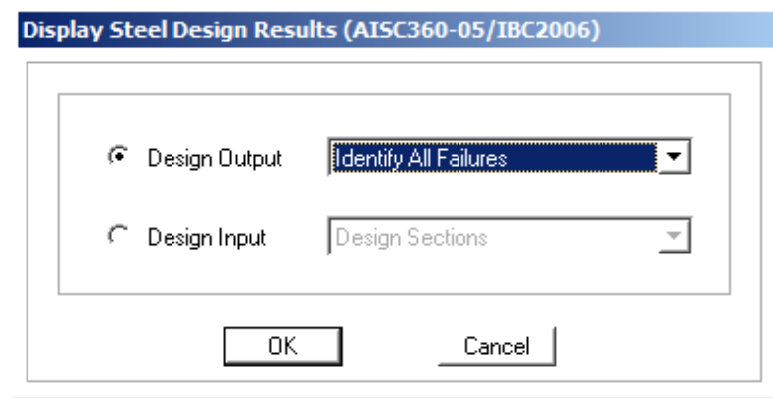


Fig. N° 3.5-3: Visualización de fallas según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

3.5.4 Verificación de deformaciones.

Corrido el programa y revisado tanto fallas como sobre esfuerzos, es bueno entender el comportamiento de la torre a su deflexión, la misma que es una alta limitante para el correcto diseño de la torre, debido a esto se evaluó más de 8 modelos, en vista a fallas conceptuales geométricas del diseño, en primera instancia es importante verificar la silueta de la estructura, lo que comprende ancho de base, cuello y configuración de enrejados, se debe entender los requerimientos para poder obtener una silueta adecuada resistente, liviana y esbelta de cualquier estructura.(Ver Fig. N° 3.5 4)

Ver Anexo N° 3-8: Resultado de deflexiones.

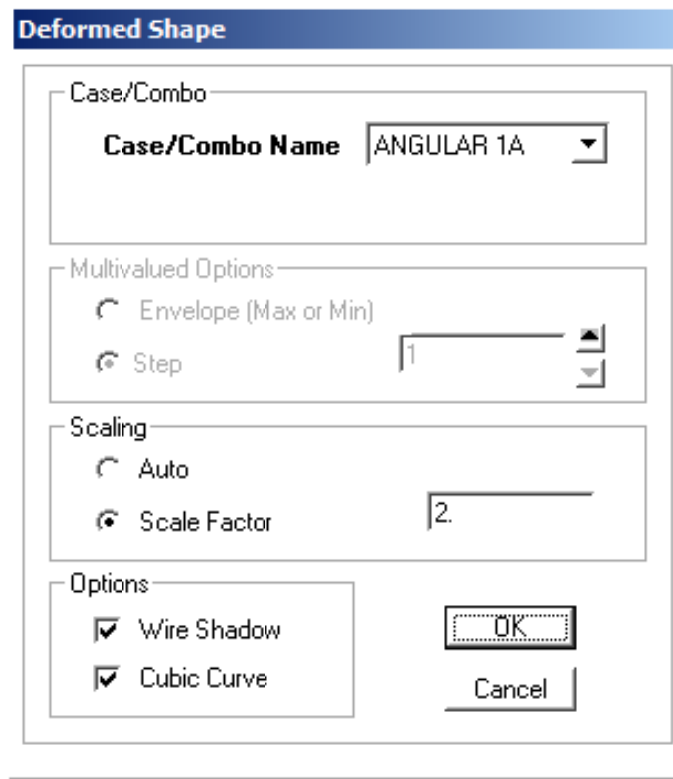


Fig. N° 3.5-4: Visualización de deformaciones según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.
Elaborado por: Autores

3.5.5 Verificación del comportamiento de axiales, momentos y cortantes.

Es importante el reconocer el comportamiento global de la torre, tanto a axiales para determinar que el desarrollo de los perfiles han distribuido las cargas de la manera adecuada, lo que se visualizará en el anexo, así como el comportamiento de momentos y cortantes resultantes en los perfiles.

El comportamiento conceptual en el diagrama de momentos, debe corresponder a la idealización de restricciones aplicadas al modelo, en este caso es fundamental el corroborar la simplicidad y discreción de los mismos, en vista a los principios de enrejado de prioridad de perfil como limitantes de excesivos momentos.(Ver Fig. N° 3.5 5).

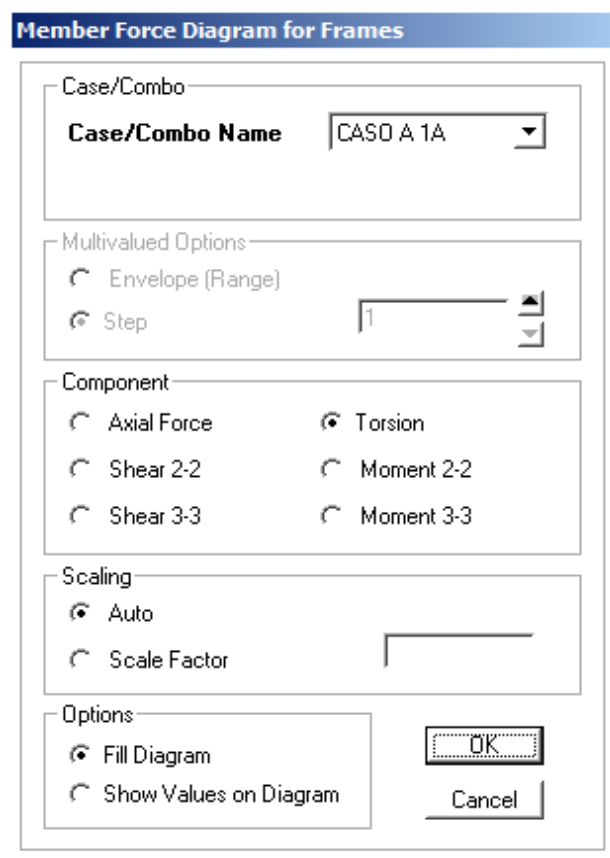


Fig. N° 3.5-5: Visualización axiales y cortantes según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.
Elaborado por: Autores

Ver Anexo N° 3-3: Resultados carga Axial , Anexo N° 3-4: Resultados cargas de corte y Anexo N° 3-5: Resultados de momentos.

3.5.6 Verificación de reacciones en la base.

Se debe verificar los resultados en las reacciones en la base, las cuales deben ser de análisis para la cimentación de la estructura y como por tal también deben ser evaluadas en el análisis de cálculo de los “stubs” o ángulos de anclaje.(Ver Fig. N° 3.5 6).

Ver Anexo N° 3-7: Resultado de cargas en la base.

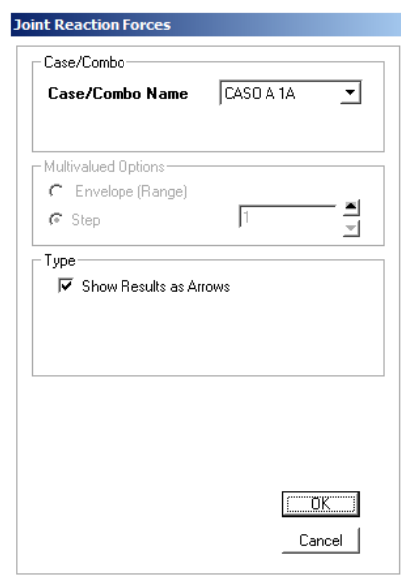


Fig. N° 3.5-6: Visualización de reacciones en la base según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.

Elaborado por: Autores

3.5.7 Verificación de fuerzas axiales en el caso más crítico.

Se debe verificar el comportamiento de fuerzas axiales internas de los elementos globalmente a raíz, en lo posible contextualizar los requerimientos de juntas, al caso más desfavorable. Si bien es cierto, dichos datos no pertenecen al comportamiento final de la estructura por su variabilidad de casos en cuestión, permiten al diseñador conocer el rango de trabajo axial de la torre.(Ver Fig. N° 3.5 7)

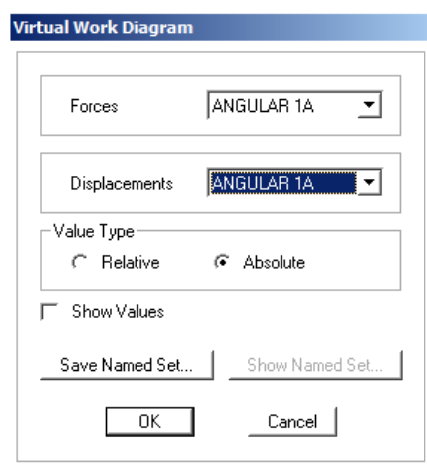


Fig. N° 3.5-7: Visualización fuerzas axiales según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.
Elaborado por: Autores

Ver Anexo N° 3-9: Resultado virtual.

3.5.8 Verificación de tablas de resultados.

Además, es importante verificar los diferentes resultados de manera tabulada, con el fin de no incurrir en errores de percepción visual, para lo que es importante exportar el libro madre de diseño desde SAP 2000 hacia Excel 2010.(Ver Fig. N° 3.5 8).

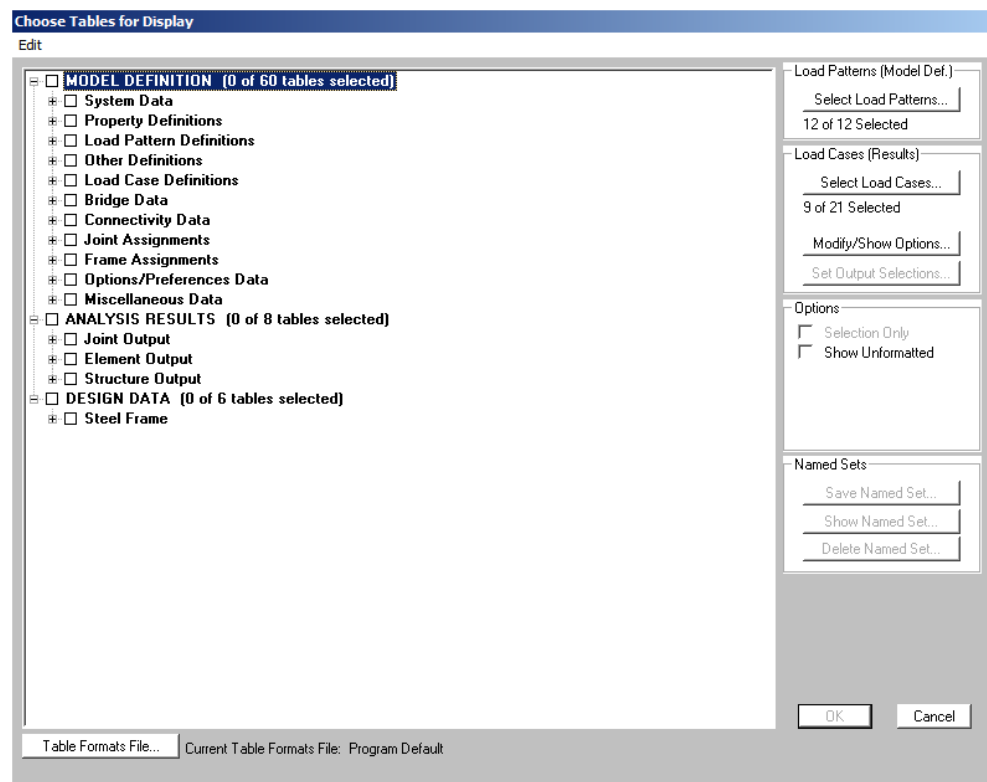


Fig. N° 3.5-8: Visualización análisis de resultados según SAP 2000.

Fuente: SAP 2000 V14.
Elaborado por: Autores

Ver Anexo N° 3-10: Reporte SAP 2000.

3.6 Antecedentes de TEKLA STRUCTURES.

TEKLA STRUCTURES, hoy se constituye en uno de los grandes softwares desarrollados para la industria de la construcción, el mismo que a más de poseer una herramienta eficaz del modelado en tres dimensiones, posee grandes herramientas en

planeación y administración de proyectos. En la actualidad, las más influyentes estructuras en acero, se están diseñando bajo estos parámetros.

El desarrollo de la tecnología ha permitido elaborar planos de manera rápida y confiable, a través de los llamados softwares CAD (Diseño Asistido por Computador), mas no han permitido al diseñador el conceptualizar de manera virtual tridimensional la magnitud de las estructuras.

Cuando se habla de estructuras en acero, se entiende un sin número de parámetros a tomar en cuenta, a raíz de sus sistemas de sujeción, más programas como TEKLA Structures, RHINO Structural, REVIT, ROBOT 3D, entre otros, han dado solución a dichas visitudes, en cuanto han permitido tanto el visualizar de manera casi real los conflictos que se pueden llegar a formar y a su vez, el elaborar planos de mayor precisión.

Dentro de las estructuras más complejas se encuentran las de tipo armadura, como es el caso de la torre AR2-C4; que presenta una gama extensa de perfiles, más de 1000 elementos angulares, aproximadamente 600 placas de unión y alrededor de 6000 accesorios como: pernos, tuercas y arandelas, lo que representa un problema de detalle de ingeniería.

Hay que tomar en cuenta que a pesar de la alta simetría lograda en el diseño conceptual, es complejo limitar dichas variables bajo estándares. Así TEKLA Structures ofrece la posibilidad de manejarlas de la manera más didáctica posible.

3.7 Aplicación de modelación en TEKLA Structures.

La idea de modelar en TEKLA Structures la torre AR2-C4, va más allá de generar los llamados planos de montaje y de taller, es el comprender y corroborar el desarrollo de la temática del diseño de detalle en estructuras metálicas. (Ver Fig. N° 3.7 1).

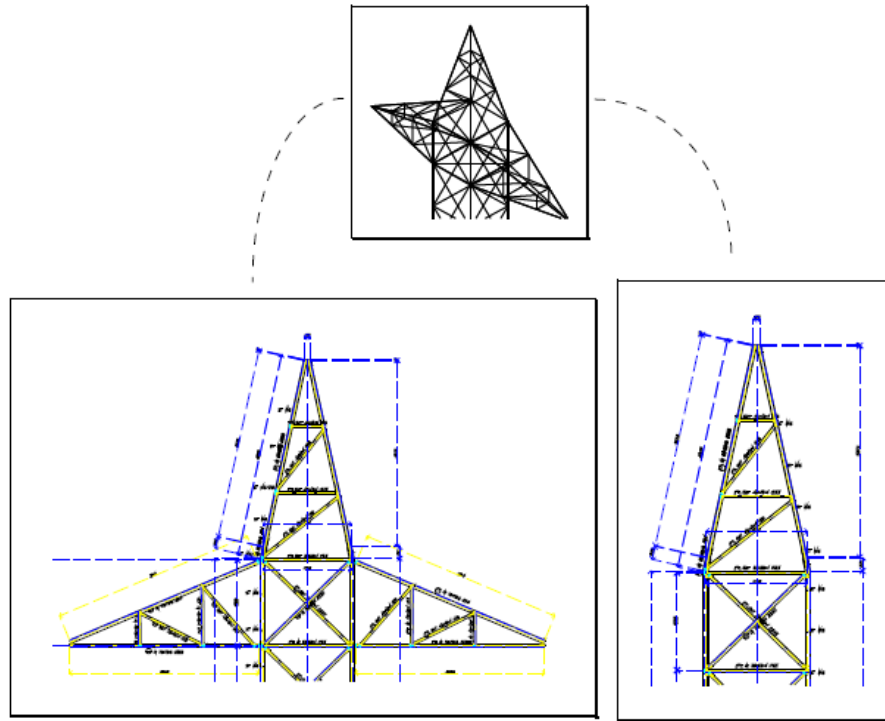


Fig. N° 3.7-1: Visualización de detalles de estructuras metálicas.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.
Elaborado por: Autores

3.7.1 Generación del entorno.

Una vez simulada la estructura en SAP 2000, es necesario realizar el diseño de detalle, a fin de facilitar la fabricación de la estructura y comprobar la posible realización del proyecto, para lo que se debe generar un modelo de detallado estructural, en este caso hemos aplicado el sistema internacional con los perfiles predeterminados.(Ver Fig. N° 3.7 2).



Fig. N° 3.7-2: Generación de modelo en TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.
Elaborado por: Autores

3.7.2 Generación de vistas de trabajo.

Una vez generado un entorno de trabajo, es necesario dar a notar, en que vista se realizará el modelo, a fin de manejar de la mejor manera el detallado de la estructura.(Ver Fig. N° 3.7 3)

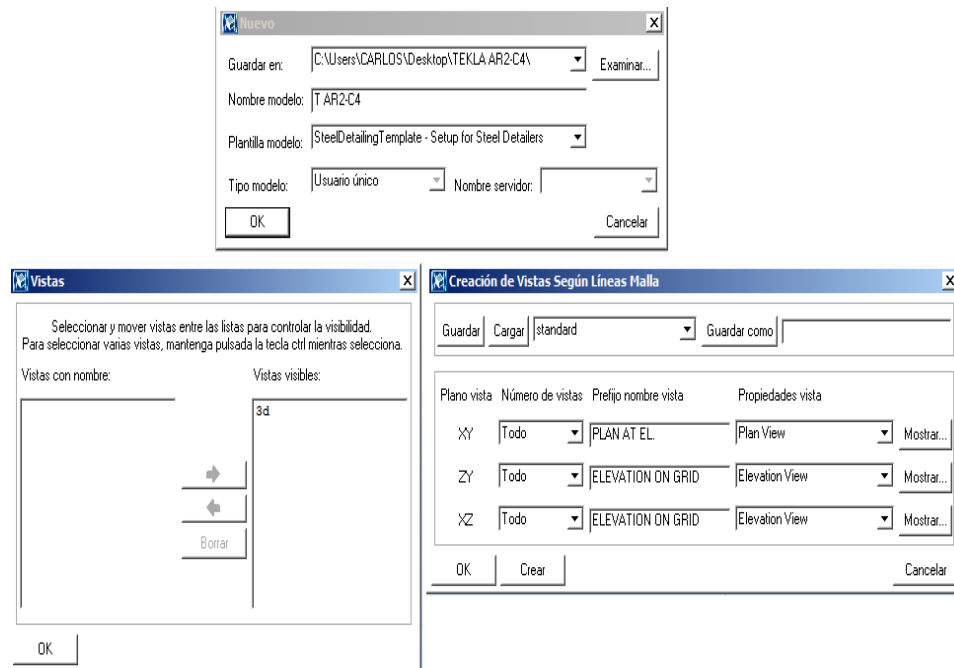


Fig. N° 3.7-3: Generación de vistas de trabajo según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.

Elaborado por: Autores

3.7.3 Importación del modelo de trabajo.

En vista de la complejidad de la torre AR2-C4, es necesario generar líneas auxiliares que permitan la modelación, puesto que es demasiado extenso un sistema cartesiano de mallas de trabajo, por lo que se importa como líneas de referencia, de Auto Cad a TEKLA Structures el mallado de la torre. Además, al momento de importar se procurará ya tener como partes al sistema de mallado, si bien es cierto, no pertenecerán al perfil final del diseño, nos ayudaran a visualizar la posición de los perfiles dentro del sistema estructural.(Ver Fig. N° 3.7 4 y Fig. N° 3.7 5)

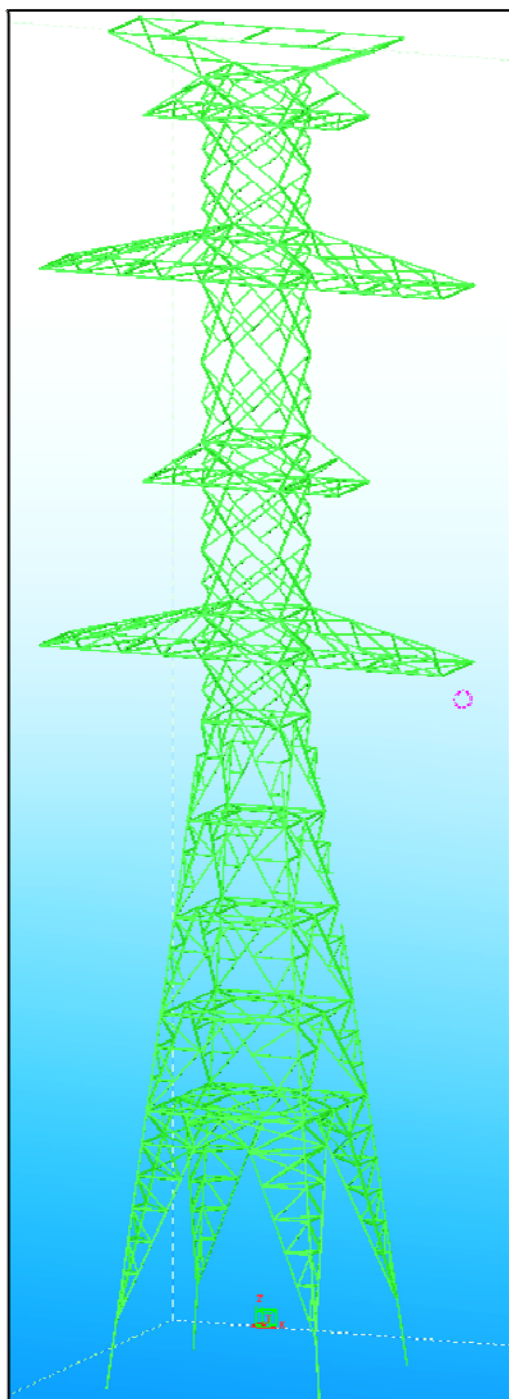


Fig. N° 3.7-4: Importación del mallado a TEKLA Structures

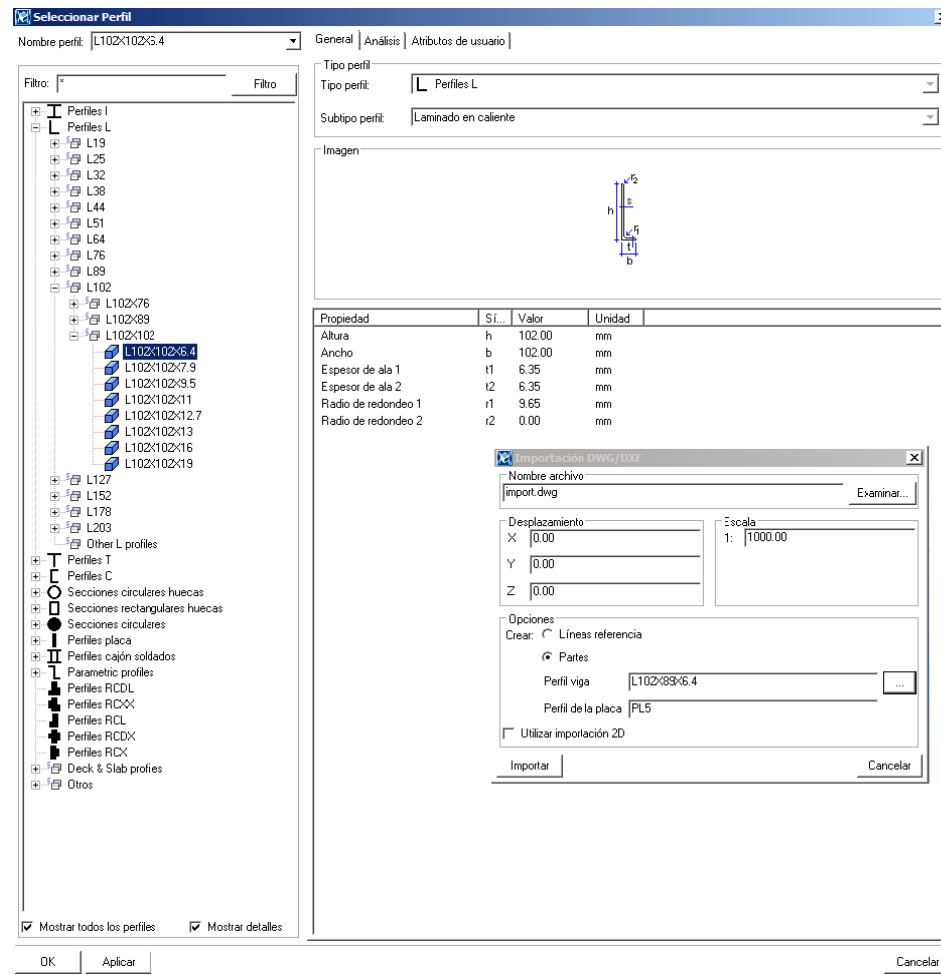


Fig. N° 3.7-5: Designación de perfiles según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.

Elaborado por: Autores

3.7.4 Principios de sistemas de sujeción y perfiles.

En vista de la complejidad del programa, es el interés, el presentar en esta tesis a breves rasgos, el método aplicado para la generación de las sujeciones previstas en el modelo tridimensional.

TEKLA Structures comprende una serie de perfiles en sus librerías, los mismos que al ser aplicados poseen un plano de inserción, en base a ello se permite dar el posicionamiento correcto a los mismos, cabe notar que se refiere a sus coordenadas relativas.

Una vez posicionados los elementos de la manera más adecuada, procurando no llevar en si altas excentricidades, se procede a aplicar la sujeción requerida para los mismos, en donde es necesario, el comprender su forma más adecuada.

Entre los diversos criterios de diseño, se debe comprender todos los parámetros de los sistemas de conexión adecuados, es necesario no olvidar, distancias al borde, distancias entre centros, espesores de placa, diámetros de perforación, tolerancias generales, tolerancias específicas y en gran medida no incurrir en las diversas fallas a ser permisibles en dichos métodos y recordar sus atenuantes, como escalonamiento de pernos.

3.7.5 Aplicación de diversos tipos de macros.

TEKLA Structures trae consigo una base de datos de componentes o macros de aplicación de sujeción, además que en un nivel ya profesional, se puede generar diversas macros como las ya provistas por el programa, en este caso se hará énfasis en las por defecto. (Fig. N° 3.7 6)

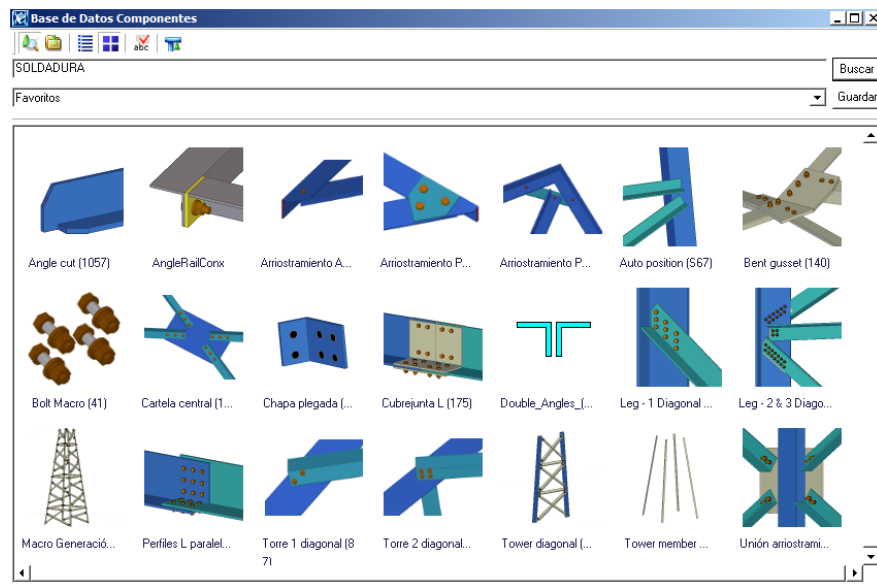


Fig. N° 3.7-6: Base de datos de macros según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.
Elaborado por: Autores

3.7.6 Metodología de aplicación de macros.

Una macro está concebida para facilitar el trabajo de modelación, en vista de la parametrización de los diversos sistemas de conexión, el concepto paramétrico hace que la creación y modificación de elementos sea una tarea rápida y sencilla. Por ejemplo al crear una unión que depende del ancho de un perfil, los elementos de unión tendrán un tamaño en concordancia con los tamaños del perfil. Igualmente al modificar sus dimensiones, las uniones afectadas adaptan su forma y tamaño a este cambio automáticamente.

Para ilustrar de mejor manera a lo que se refiere, se planteará el caso simple del despunte de un ángulo. (Ver Fig. N° 3.7 7).

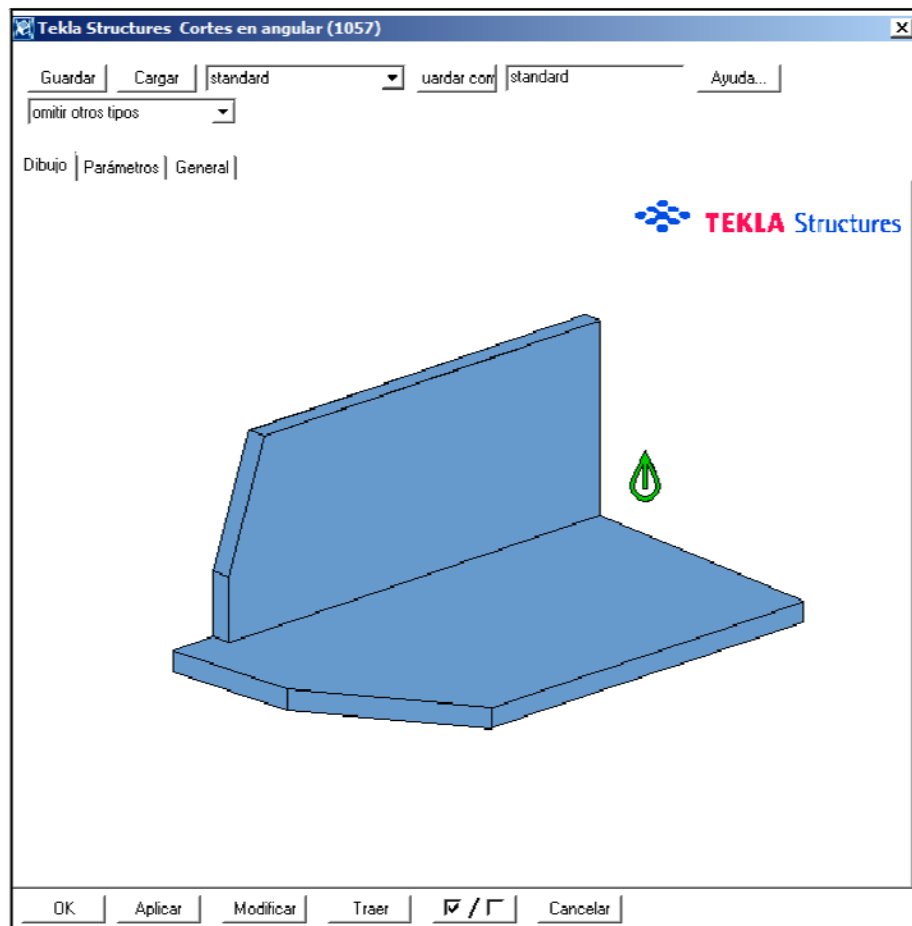


Fig. N° 3.7-7: Despunte de ángulos según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.

Elaborado por: Autores

Como se observa la macro 1057 o denominada cortes en angular, muestra el despunte necesario de los perfiles angulares al llegar a su inmediato perfil principal. En ello se observa la relevancia del ángulo de despunte de la distancia de inserción y del chaflán necesario.(Ver Fig. N° 3.7 8).

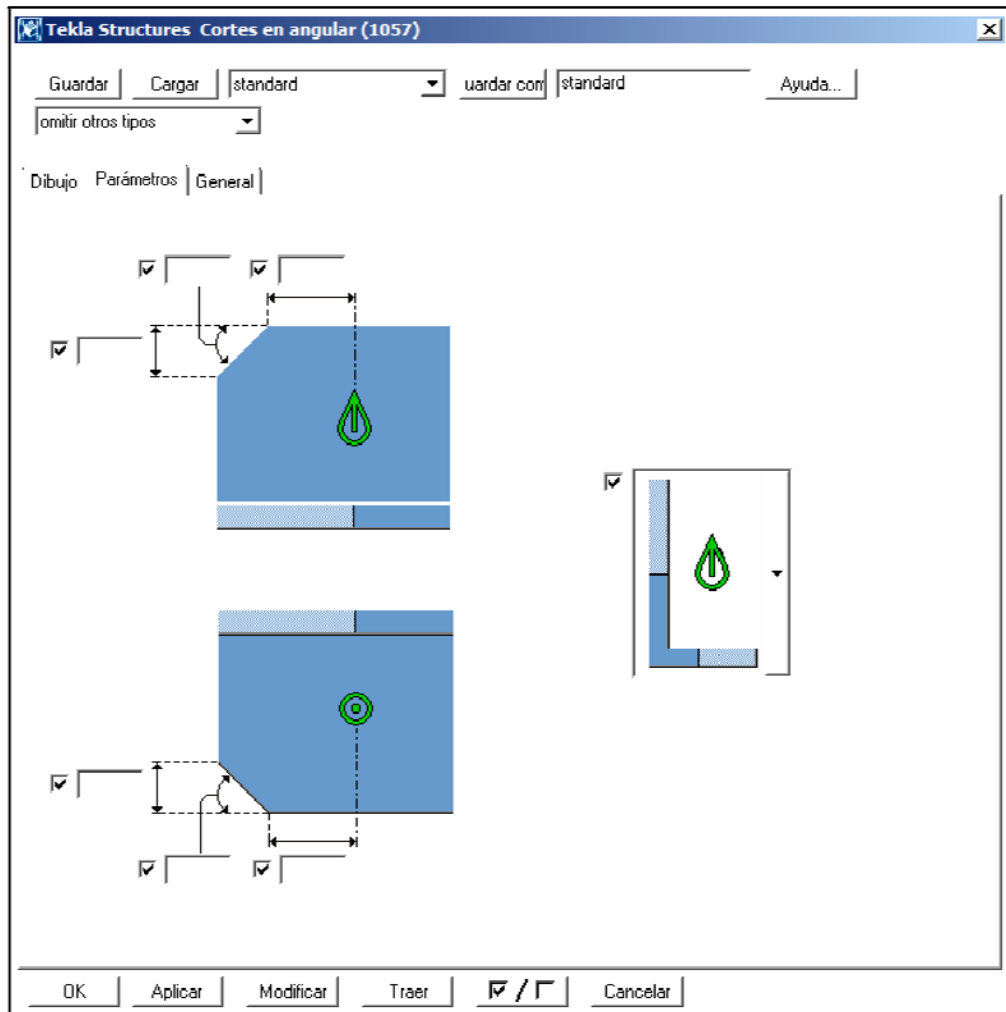


Fig. N° 3.7-8: Parámetros de despunte de ángulos según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.
Elaborado por: Autores

El procedimiento de aplicación consiste, en designar dichos parámetros en base a la experiencia, la técnica y la ingeniería del diseñador.

3.7.7 Principios de juntas apernadas mediante macros.

TEKLA Structures ha tratado en lo posible simplificar la problemática de juntas apernadas por medio de macros, donde el usuario simplemente debe ingresar los datos básicos de la junta, entre los que se pueden destacar, el diámetro del perno, diámetro del agujero, longitud del perno, tipo de agujero y demás parámetros particulares a una macro.(Ver Fig. N° 3.7 8)

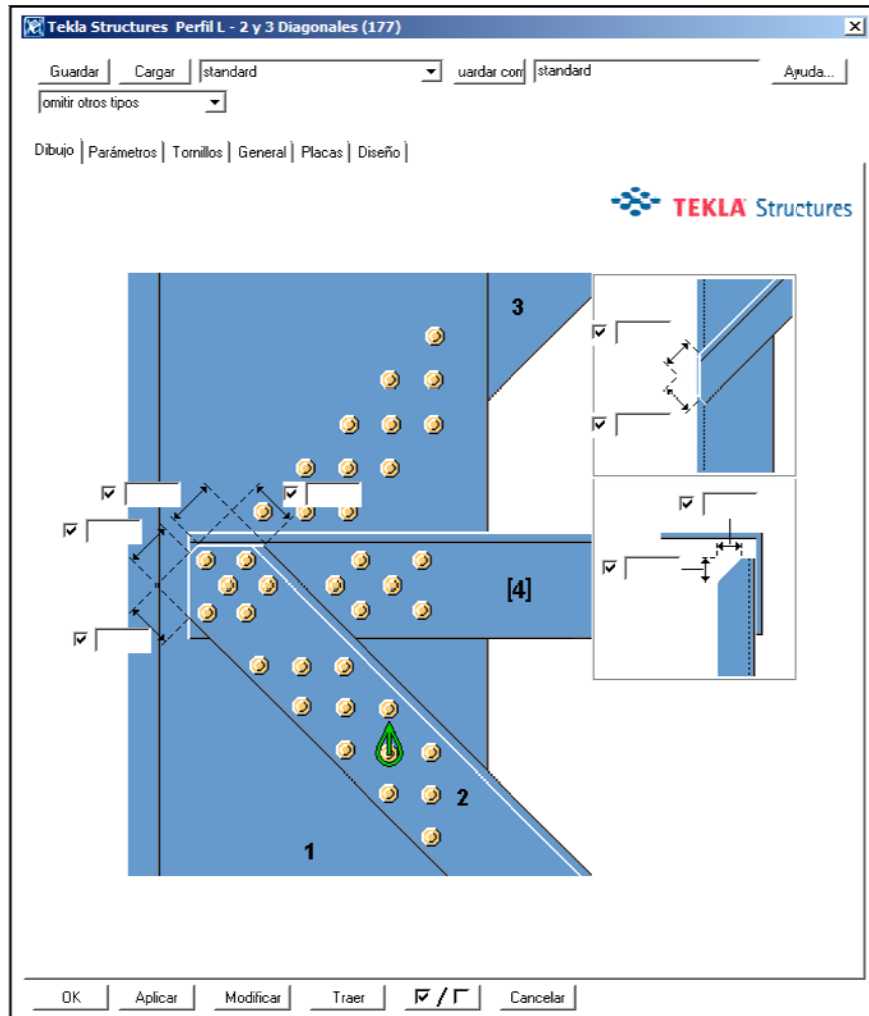


Fig. N° 3.7-9: Parámetros de unión de ángulos según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.
Elaborado por: Autores

En este caso se hará alusión a la macro 177 o denominada macro de unión entre un perfil angular principal y dos o tres perfiles angulares consecuentes. En vista de ser una de las más utilizadas en el desarrollo del proyecto.(Ver Fig. N° 3.7 10).

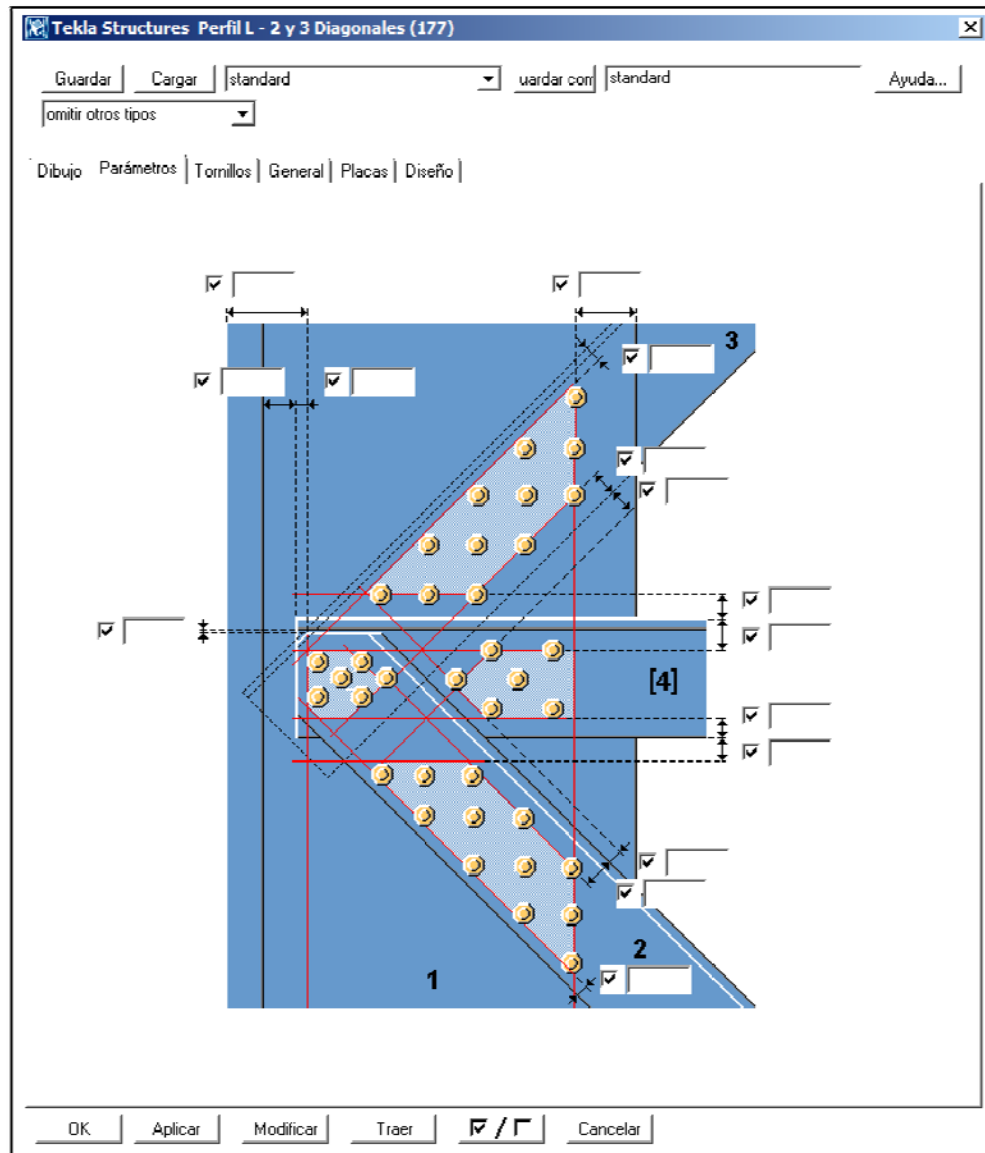


Fig. N° 3.7-10: Distancias de unión según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.

Elaborado por: Autores

Como se puede observar llegan varios perfiles secundarios al perfil principal y es necesario por tal, indicar las distancias pertinentes para la conexión. Cabe notar que

todo perfil secundario es opcional, si en caso se dejase en blanco dichas casillas, se entenderá la nulidad de cualquiera de los mismos.(Fig. N° 3.7 11)

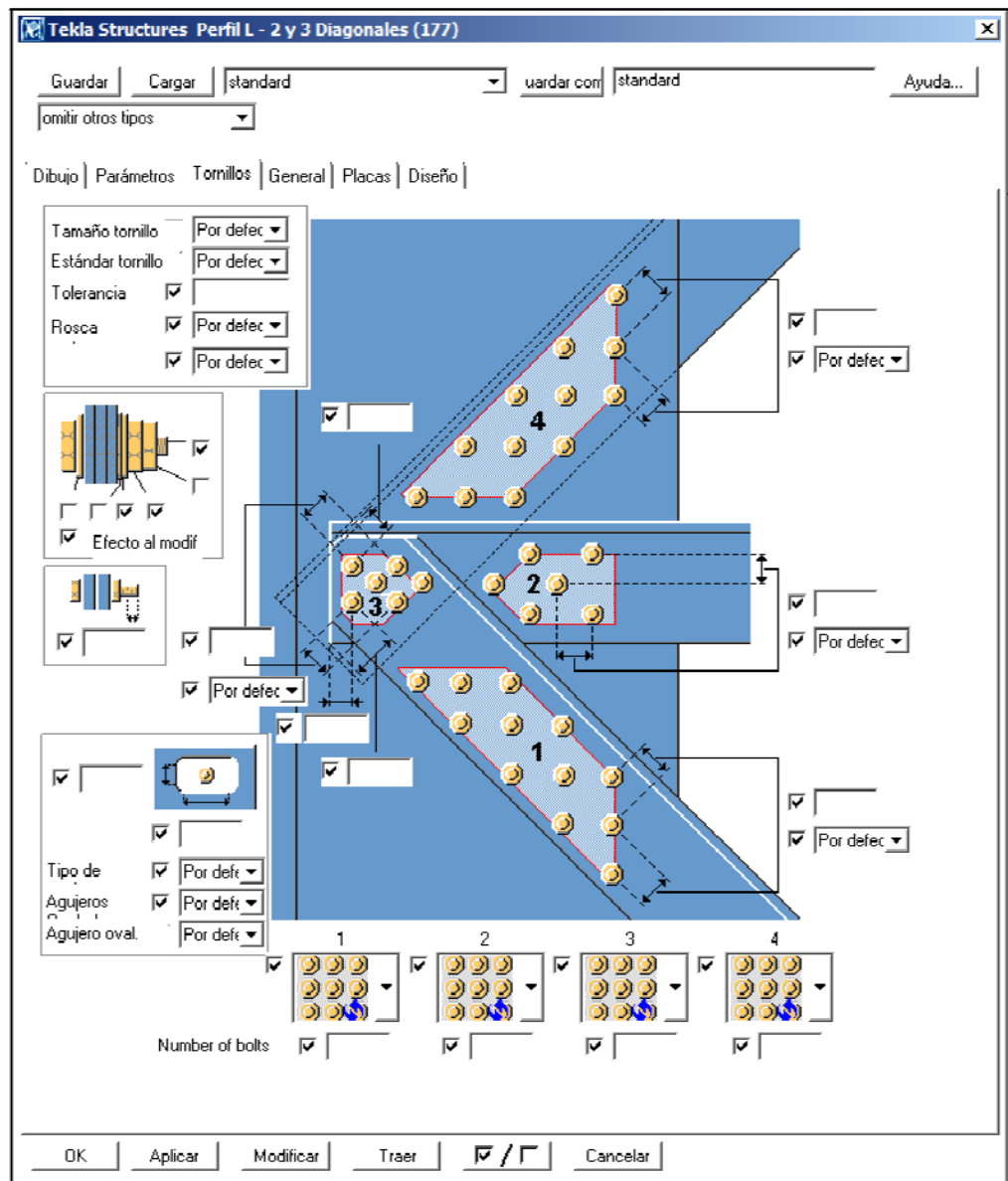


Fig. N° 3.7-11: Parámetros de pernos según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.
Elaborado por: Autores

Una vez realizado el procedimiento de parámetros iniciales o distancias mínimas, es necesario determinar los requerimientos específicos de pernos, que serán aplicados como, gramiles, espacios entre centros, aplicabilidad o no de tuercas y contra tuercas,

etc. Algo que es importante recalcar es la posibilidad de los escalonamientos permisibles.(Ver Fig. N° 3.7 12)

Tekla Structures Perfil L - 2 y 3 Diagonales (177)

Guardar | Cargar | standard | Guardar con | standard | Ayuda...

omitir otros tipos

Dibujo | Parámetros | Tornillos | General | Placas | Diseño

	t	b	h	Pos	Núm	Material	Nombre
1	☒			☒			
2	☒			☒			
3	☒			☒			
4	☒			☒			

☒ Efecto al modif

3 ☒ 2 ☒ 1 ☒

4 ☒

b h

OK | Aplicar | Modificar | Traer | ☒ / ☐ | Cancelar

Fig. N° 3.7-12: Parámetros de placas de unión según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.
Elaborado por: Autores

Finalizado los parámetros de pernos, la macro solicita alusión a los detalles de conectividad, como galletas o placas, accesorios para la completa aplicación de la superficie en la sujeción, por lo tanto, hay que determinar dichos parámetros.

Se debe entender que este procedimiento se reduce a un determinado número de veces, ya que se puede guardar dentro de una base de datos la misma macro con diferentes parámetros, a fin de agilizar el proceso de modelado, así por decirlo se podría almacenar la llegada de perfiles L50 x 50 x 4 a L102 x 102 x 6.4, como la llegada de perfiles L64 x 64 x 6.4 a L102 x 102 x 7.9.

3.7.8 Principio de aplicación de placas de conexión.

Es importante también, notar el desarrollo de la aplicación de placas por los métodos de macros, ya que en gran medida se requiere este tipo de conexiones, a raíz de eliminar excentricidades al nodo. (Ver Fig. N° 3.7 13).

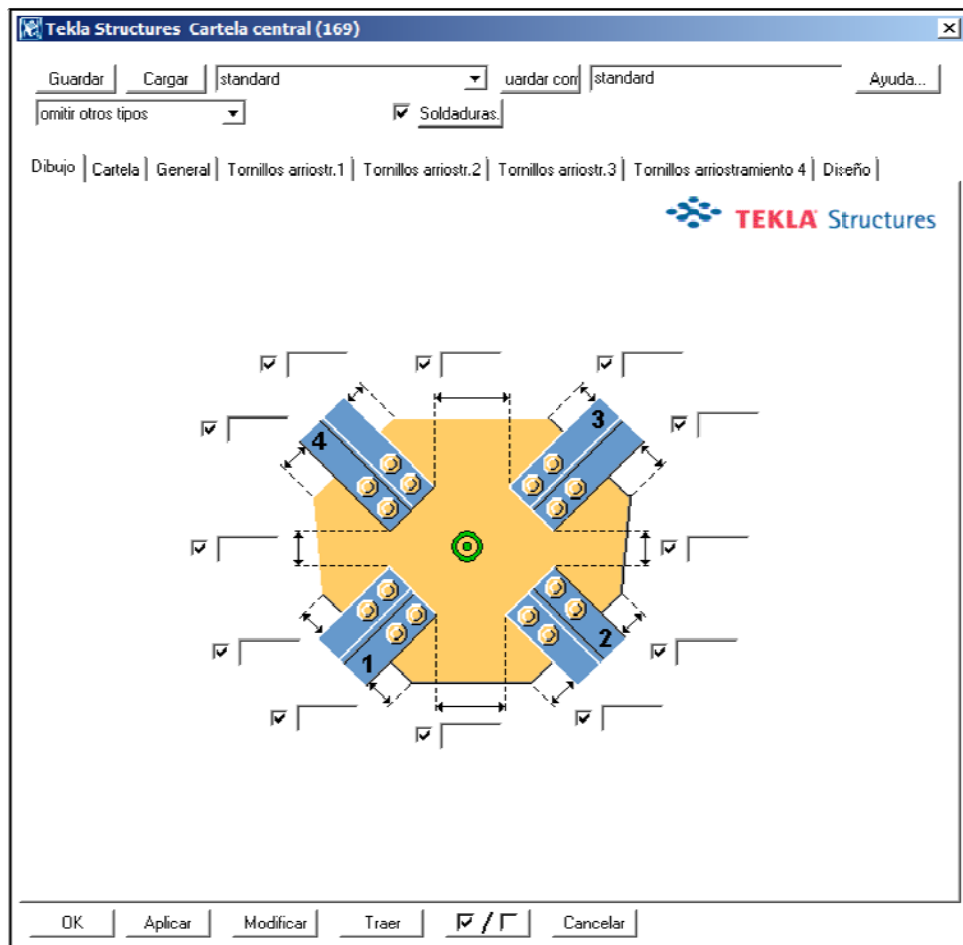


Fig. N° 3.7-13: Distancias de perfiles a la placa según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.
Elaborado por: Autores

En este caso se hará alusión a la macro 169 o denominada cartela central, la que sintetiza la llegada de varios perfiles diagonalmente a una placa tipo nodo.

Como se puede notar el primer requerimiento es el ingresar las distancias de entrada de perfiles a la placa, cabe notar que de igual manera no necesariamente todos los perfiles completaran el campo.(Ver Fig. N° 3.7 14).

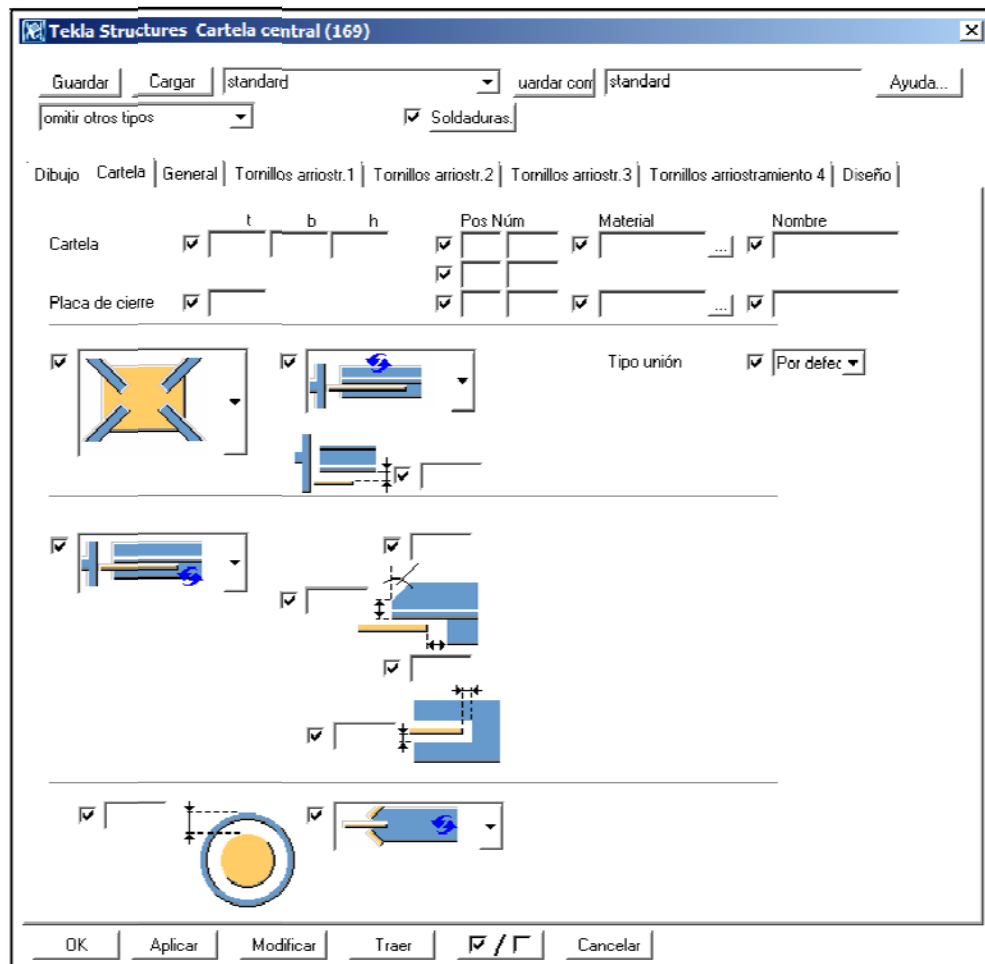


Fig. N° 3.7-14: Despuntos de perfiles según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.
Elaborado por: Autores

Luego de ello, es importante determinar los despuntes de los perfiles y las características de la placa tipo nodo, para de tal manera, no producir conflictos de constructibilidad.(Ver Fig. N° 3.7 15).

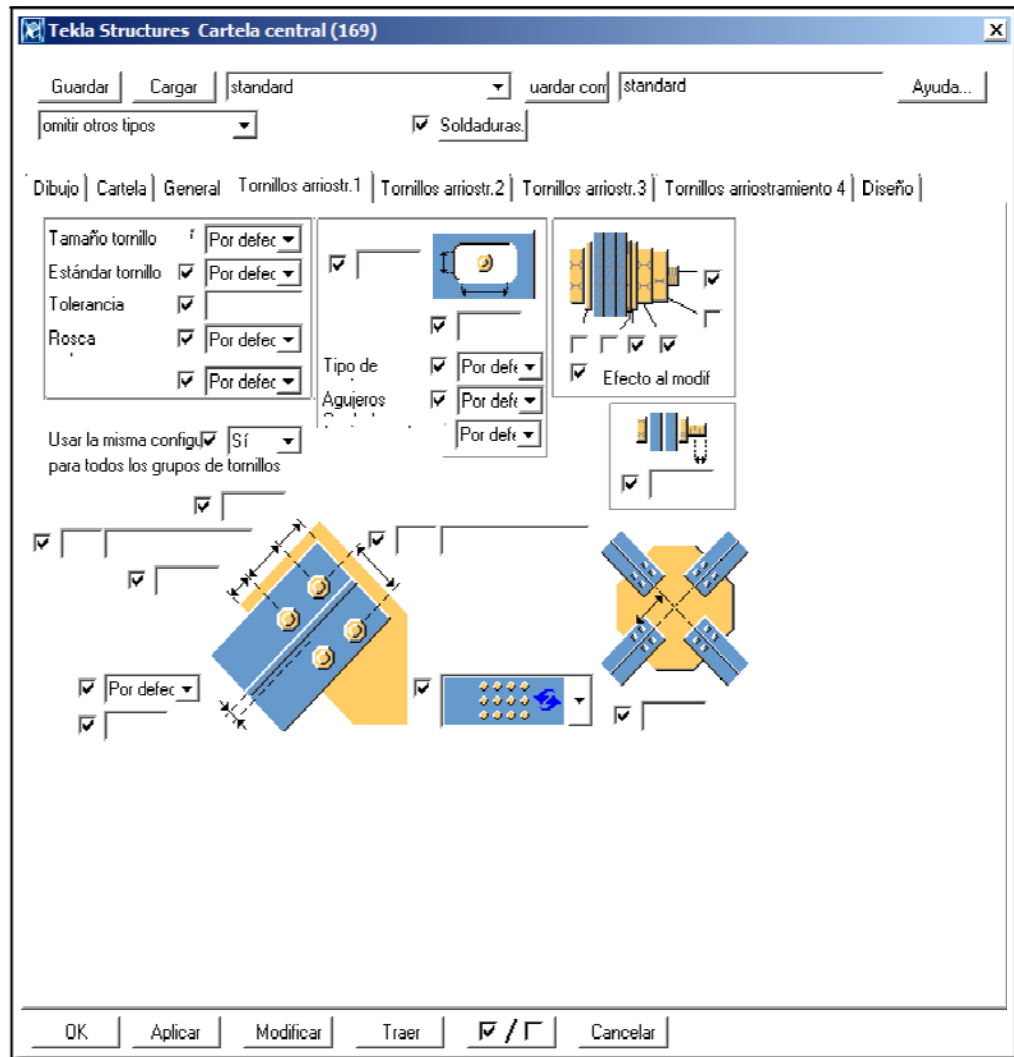


Fig. N° 3.7-15: Parámetros de pernos para placas según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.
Elaborado por: Autores

Previsto la disposición de perfiles en la placa, es necesario ingresar los parámetros de pernos ya indicados anteriormente.

3.7.9 Principio de unión de perfiles consecutivos.

Otro grupo extenso de macros, pertenece a la unión de elementos consecutivos, y es de gran importancia, ya que debido a estos depende la transmisión de cargas por los montantes al terreno. Cabe notar que representan altos esfuerzos de tensión o compresión en su defecto, lo mismo que produce un interés especial en sus parámetros. (Ver Fig. N° 3.7 16)

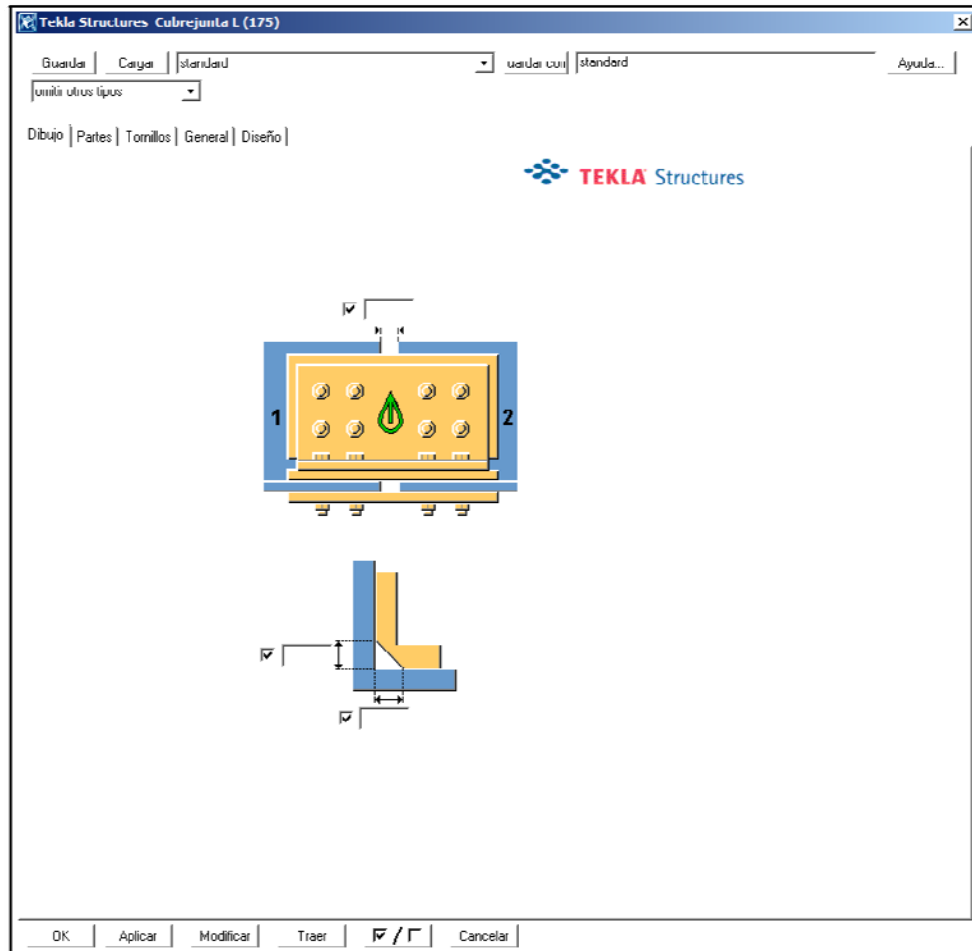


Fig. N° 3.7-16: Unión de perfiles consecutivos según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.

Elaborado por: Autores

Para este caso, se aplicará la macro 175 o denominada cubrejunta L, que determina la unión de dos perfiles consecutivos.(Ver Fig. N° 3.7 17)

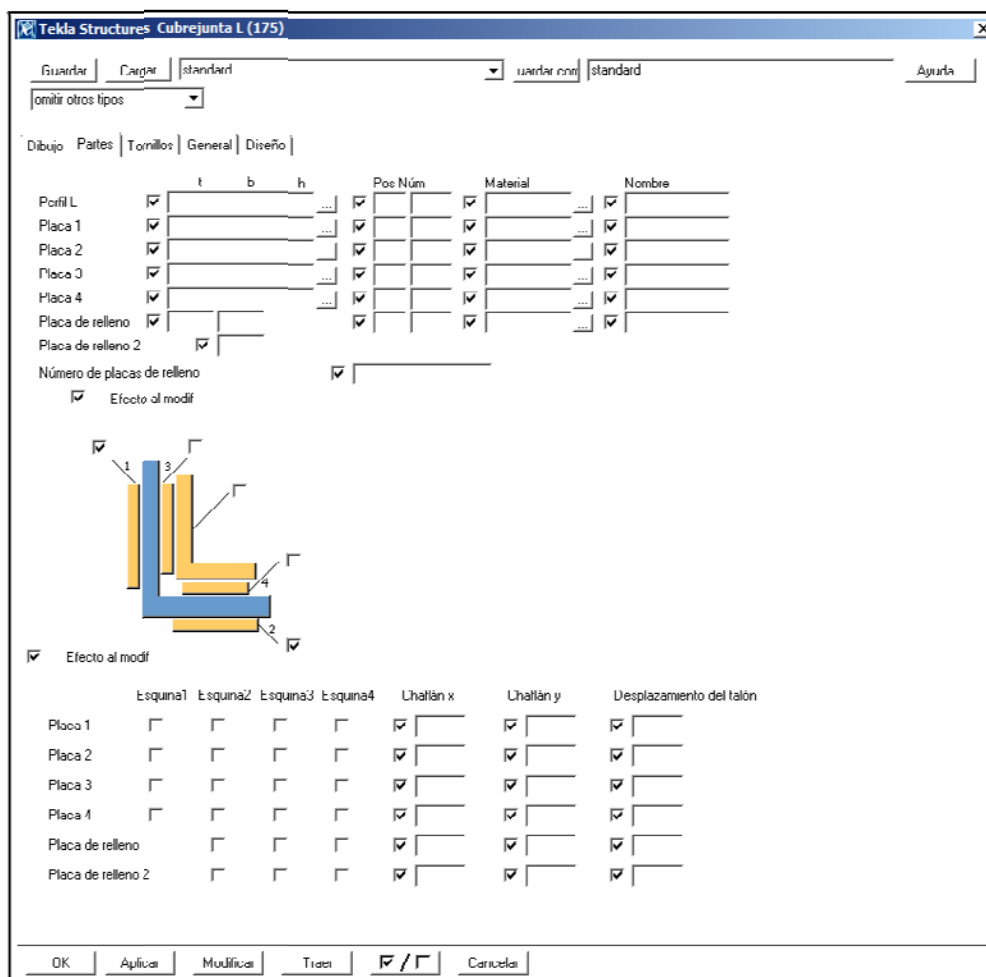


Fig. N° 3.7-17: Aplicación de partes según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.

Elaborado por: Autores

Como se puede notar la macro pertenece al sistema completo riguroso de sujeción, que representa, junta, cubre junta, palca de aproximación, etc. Más es importante notar que allí se aplica las tolerancias de junta consecutiva muy importantes en el desarrollo de la fabricación de una torre de transmisión eléctrica, puesto que, las mismas permiten el correcto montaje y la holgura necesaria para constituir la armadura, ésta suele ser de tres a cuatro milímetros entre perfiles, además, se nota el caso de chaflanado de ángulo de cubre junta que permite el correcto apego de los planos de sujeción.(Ver Fig. N° 3.7 18).

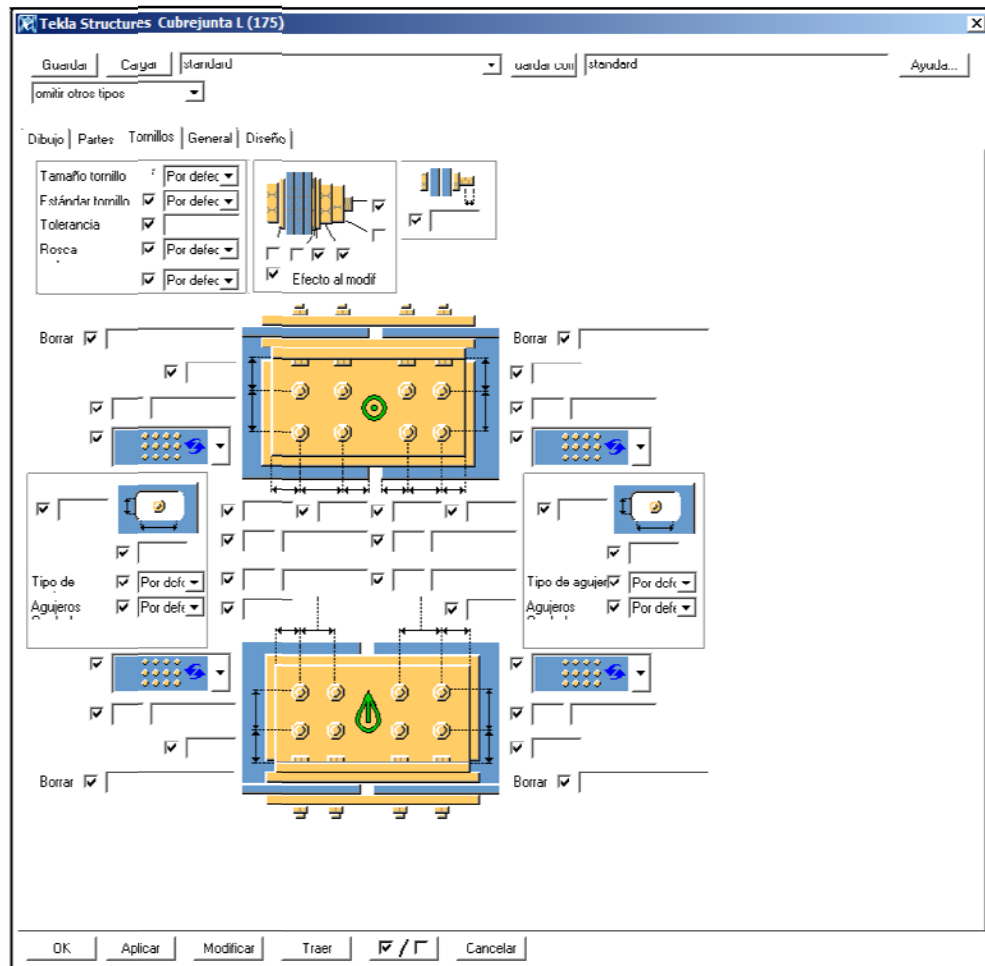


Fig. N° 3.7-18: Aplicación de partes según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.

Elaborado por: Autores

Luego de haber determinado las tolerancias, es necesario conocer las partes donde se ingresan los parámetros geométricos de los mismos. Y por último, los parámetros de pernos.

3.7.10 Generación de planos.

Una vez modelada la estructura a construir, el programa es capaz de generar todo tipo de planos generales, de despiece y de fabricación, así como listados de materiales y de piezas. Toda esta información, en todo momento es dependiente del

modelo y por ello, ante cualquier modificación que se lleve a cabo en el modelo, todos los planos deben ser actualizados para reflejar la realidad. (Ver Fig. N° 3.7 19)

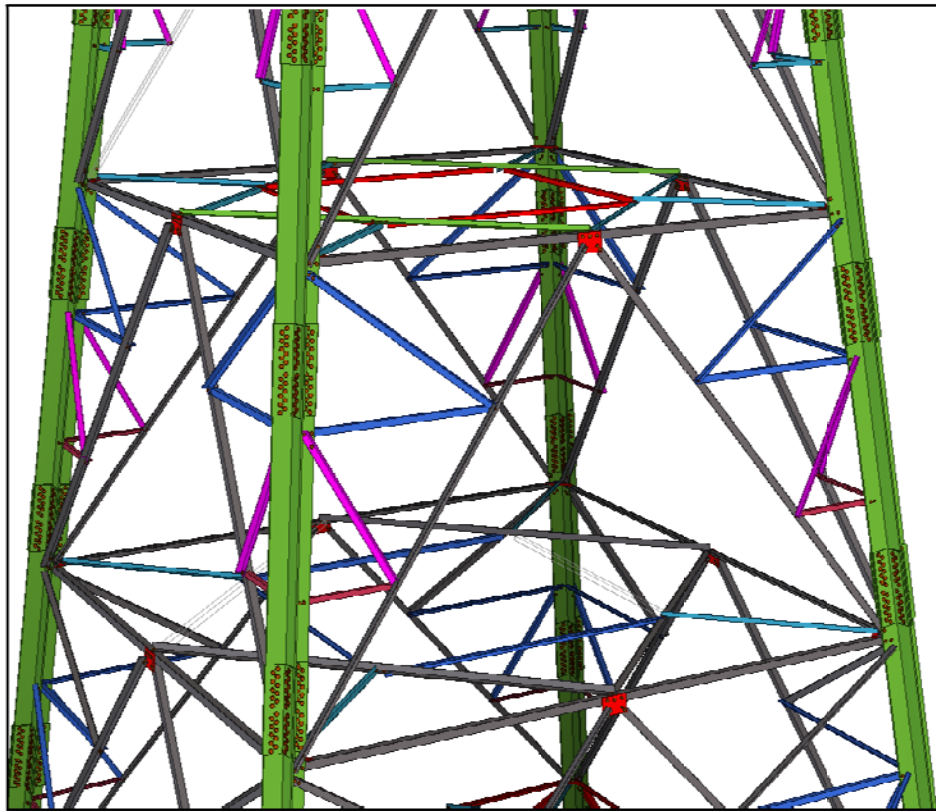


Fig. N° 3.7-19: Torre AR2-C4 modelada según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.
Elaborado por: Autores

Cabe decir que todo plano debe ser generado después de que el sistema de control de colisiones sea superado, el mismo que consiste en los fundamentos y restricciones de las macros ya aplicadas, por así decirlo, si al aplicarse una macro, ésta detecta que algo es inconsistente dentro de sus parámetros, tendrá tres opciones de indicar de acuerdo al color, verde para la aceptabilidad, amarillo en riesgo leve en la conexión y rojo en el caso de poseer una falla no permisible en la conexión.(Ver Fig. N° 3.7 20).

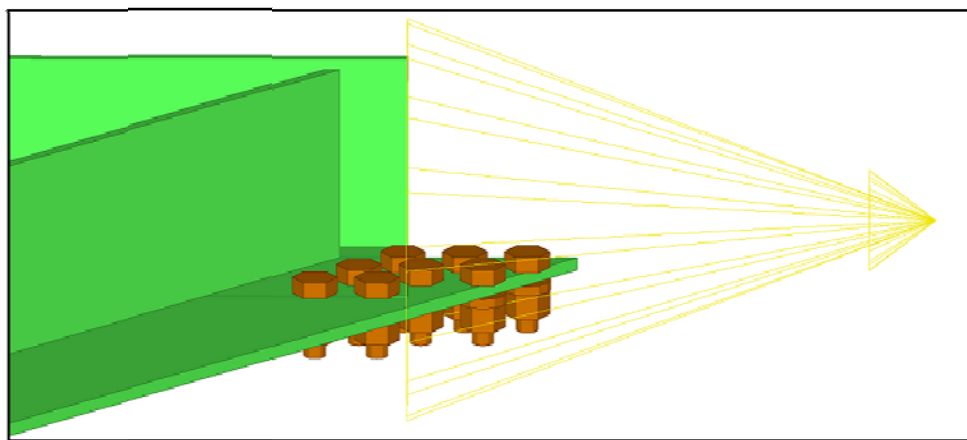


Fig. N° 3.7-20: Alerta leve de conexión según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.

Elaborado por: Autores

Pasado el requisito de sistema de colisión, TEKLA Structures debe generar una base de datos de partes, dependiendo de los requerimientos del diseñador en cuanto al conjunto y sub conjunto de elementos.(Ver Fig. N° 3.7 21)

Fig. N° 3.7-21: Designación de nombres del perfil según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.

Elaborado por: Autores

Una vez corrida la numeración y determinando el orden ascendente o descendente, dependiendo la coordenada en el eje que se desea generar como primordial la numeración, se determina en este caso el eje Z como principal, continuando con el eje X y para finalizar el eje Y. Puesto que así nos permite encontrar con gran facilidad en los planos, la ubicación adecuada del perfil, además, es necesario describir las tolerancias de comparación de perfiles automático para determinar si dos perfiles o más, son idénticos y por tal manejarlos en un solo plano de fabricación.(Ver Fig. N° 3.7 22).

Ver Anexo N° 3-11: Lista de perfiles y Anexo N° 3-12: Lista de pernos, arandelas y tuercas.

Fig. N° 3.7-22: Configuración de numeración según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.
Elaborado por: Autores

El siguiente paso sería el generar los planos de fabricación y montaje, donde TEKLA Structures recompensa el tiempo de modelación de la estructura, generando casi automáticamente dichos planos, con solo ingresar los parámetros técnicos de acotación en los planos de fabricación, y la vista más óptima para los planos de montaje, además reconoce las escalas normalizadas, las mismas que por defecto se manejan en planos A1 para montaje y A4 para fabricación. (Ver Fig. N° 3.7 23)

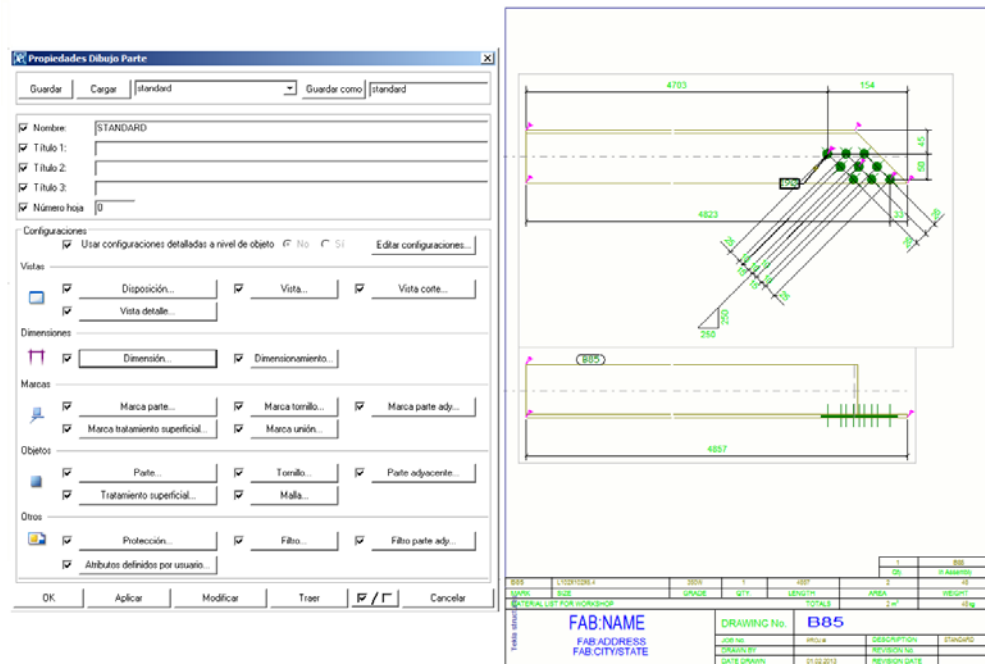


Fig. N° 3.7-23: Generación de plano de montaje según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.
Elaborado por: Autores

Como último proceso, en el menú lista de parte se puede verificar los planos, a fin de constatar problemas en acotación, para así poder imprimir las listas de perfiles, pernos y demás accesorios.(Ver Fig. N° 3.7 24).

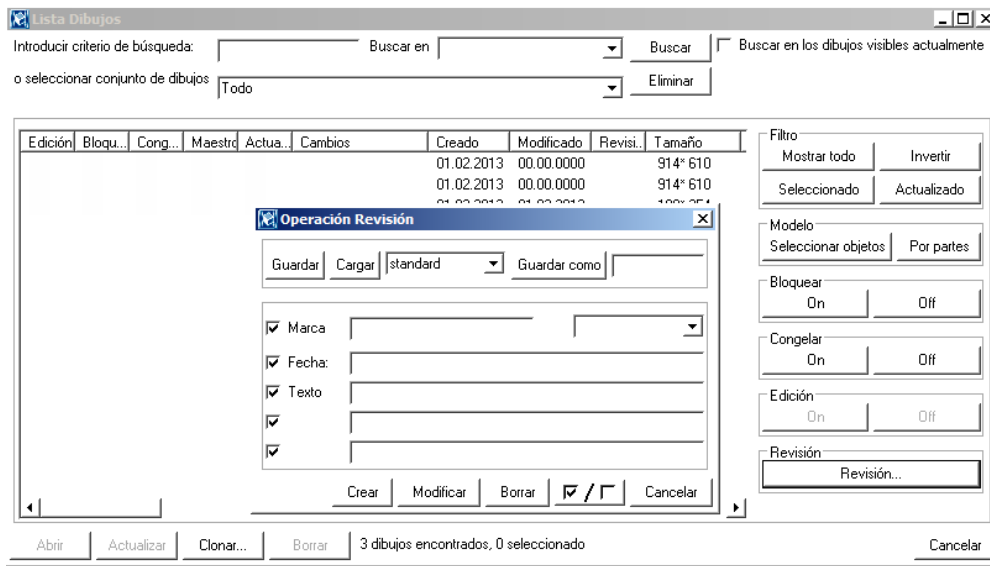


Fig. N° 3.7-24: Revisión de planos según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.

Elaborado por: Autores

3.7.11 Generación de viewer HTML TEKLA.

TEKLA Structures permite crear visualizadores de imagen 3D, los mismos que son de gran ayuda cuando no se posee contacto directo entre los diferentes entes de diseño, planificación, producción y montaje. A fin de consolidar el desarrollo óptimo de todo proceso. Una ventaja de generar un archivo viewer es no tener la necesidad de poseer el software, para poder visualizar y viajar dentro de la estructura. (Ver Fig. N° 3.7 25).

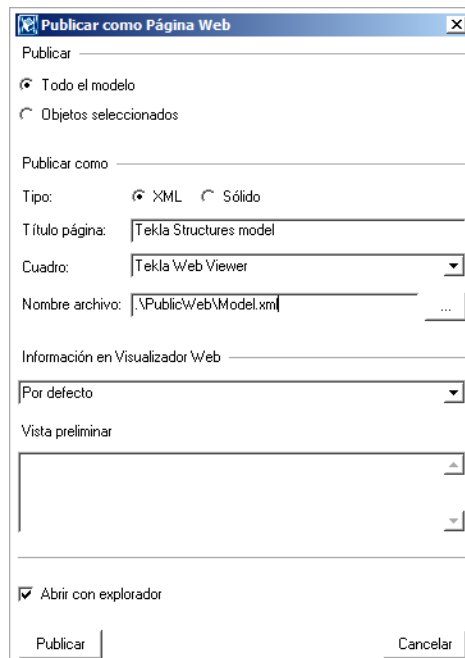


Fig. N° 3.7-25: Generación de archivo http según TEKLA Structures.

Fuente: TEKLA STRUCTURES V 16.

Elaborado por: Autores

CAPÍTULO IV

COSTOS DE LA TORRE AR2 - C4

4.1 Importancia del análisis de costos de fabricación.

Se debe realizar un estudio de costos, que tiene como objetivo determinar los recursos a emplear en la producción de la torre AR2-C4, a fin de reconocer la importancia en la planificación y desarrollo de este tipo de proyectos, a raíz de identificar los costos directos e indirectos, que determinan el costo total de la estructura.

4.2 Antecedentes de costos de fabricación.

Se entiende a los costos de fabricación como la inversión de recursos que son recuperables, los mismos que representan materias primas, mano de obra y demás variables inmersas en los diferentes procesos, para realizar actividades relacionadas directamente con la producción del bien.⁹¹

4.2.1 Parámetros de los costos de fabricación.

Los costos de producción son rubros necesarios para emprender un proyecto, varían de acuerdo a los cambios en el volumen de producción. Los costos con respecto al volumen se clasifican como fijos y variables, los mismos que podrán ser directos e indirectos.⁹²

4.2.1.1 Características de los costos fijos.

- Tienden a permanecer constantes a ciertos márgenes de capacidad de volúmenes de producción.
- Se determinan en función del tiempo.
- Representan la sostenibilidad de la empresa.

⁹¹ CHAVES VILLALOBOS Álvaro “Estimación de Costos 2da. Edición” pág. 16

⁹² Costos Fijos (disponible en: <http://www.promonegocios.net/costos/costos-fijos.html>. Consultado: el 23 de diciembre del 2012)

4.2.1.2 Características de los costos variables.

- Varían de acuerdo a la proporción de producción.
- El costo variable es independiente del tiempo de producción.

4.3 Costos directos.

Se deberá considerar costos directos a los elementos necesarios que intervienen en la producción de un proyecto.

Estos elementos a tomar en cuenta dentro de los costos directos son:

- Materiales directos de producción.
- Mano de obra directa de producción.
- Equipos de producción.

4.3.1 Materiales directos de producción.

Son los elementos que pueden transformarse y agruparse en conjunto para el desarrollo del producto, por lo que es necesario determinar la cantidad y el costo unitario de los mismos. En la fabricación de un producto entran diversos materiales, algunos formando parte integral del producto, como las materias primas y demás materiales que integran físicamente el producto, en el caso particular de la estructura hablaríamos del acero necesario y de elementos adherentes como el galvanizado, pernos entre otros, los mismos que constituyen el primer elemento integral del costo total del producto terminado.

4.3.2 Mano de obra directa de producción.

Se conoce como mano de obra al esfuerzo tanto físico como intelectual que se pone al servicio de la fabricación de un bien, en el que se determinará el valor a ser pagado y la cantidad de personas necesarias para llevar a cabo el desarrollo del proyecto.

Algunos trabajadores intervienen con su acción de manera directa en la fabricación del producto, bien sea manualmente o accionando las máquinas que transforman las materias primas en productos acabados. La remuneración de estos trabajadores,

cuando se desempeñan como tales, es lo que constituye el costo de mano de obra directa, segundo elemento integral del costo total del producto terminado.

4.3.3 Mano de obra directa de montaje.

El montaje de una estructura comprende el ensamblaje final del proyecto, para aquello se necesitará trabajadores que tengan amplia experiencia en relación a la complejidad, riesgos y especificaciones requeridas.

Dichos rubros si bien no forman parte de la producción individual de los componentes, trascienden en el conjunto.

4.3.4 Costo directo de equipos o maquinaria.

En la fabricación de la estructura es necesario la aplicación de maquinaria, a fin de reducir tiempos y mejorar la calidad del proceso de manufactura, la misma que determinará el costo por hora de fabricación que se empleará en producción de la torre AR2 - C4, en ella se deberá tomar en cuenta los costos de mantenimiento y reparaciones.

El costo directo por maquinaria o equipo de construcción, es aquel que se deriva del uso correcto de las máquinas o equipos para la fabricación, de acuerdo con lo que dictaminan las normas de calidad, las especificaciones generales que determine el diseñador y conforme al programa de ejecución elaborado.

Es así que el costo por maquinaria o equipo de construcción, resultará de multiplicar el costo de la hora efectiva de trabajo por el rendimiento de la maquinaria o equipo.

Además en el montaje se requerirá de equipos con características específicas para poder armar la estructura, esto sucede cuando el peso de los perfiles es considerable y la intervención del personal no llegará a ser suficiente para completar el proceso.

4.4 Costos indirectos.

Además de los materiales directos y la mano de obra directa, es necesario para la fabricación de la estructura otra serie de costos, como servicios públicos (agua, luz y

teléfonos), arriendos, equipos y seguros, que no dependen del volumen de producción, junto con los materiales indirectos y la mano de obra indirecta, constituyen el tercer elemento integral del costo total del producto terminado.⁹³

4.4.1 Costos de materiales indirectos.

El material indirecto se define básicamente, como aquél que se usa en el proceso de manufactura pero cuyos costos no son directamente proporcionales al producto. En ellos se encuentran los suministros de fábrica, aquellos materiales que se emplean en forma general, como grasas, aceites, lubricantes y otros suministros para mantenimiento de las máquinas y el equipo.

4.4.2 Mano de obra indirecta de producción.

Son aquellos costos que representan los trabajadores de labores indirectas de aseo, vigilancia, mantenimiento, supervisión, oficinas de fábrica, dirección de fábrica, etc.⁹⁴

4.4.2.1 Costos del diseño.

Este costo corresponde al valor del diseño e ingeniería donde se debe tomar en cuenta la orientación técnica y la elaboración de los planos, también es importante el tiempo empleado por los profesionales que intervinieron en el desarrollo del diseño previo a la construcción del proyecto.

4.5 Gastos indirectos.

Comprenden los gastos que se incurren en las actividades asociadas a la producción, no identificables con un producto o servicio determinado.

Incluyen gastos de las actividades de mantenimiento, reparaciones, depreciación de activos fijos tangibles de producción y servicios auxiliares a ésta, entre otros.

⁹³ HORNGREN CHARLET T., DATAR SRIKANT M., “Contabilidad de Costos” (Disponible en: books.google.com.ec pág. 37. Consultado: el 26 de diciembre del 2012)

⁹⁴ Contabilidad de Costos (disponible en: www.uniquindio.edu.com/GUIA_ACADEMICA_CONTABILIDAD_COSTOS. Consultado: el 26 de diciembre del 2012)

4.6 Costo unitario.

El estimar el costo total unitario es muy importante, ya que consiste en el costo previo para establecer el valor total del proyecto.

Los costos totales unitarios o estándar son los que deben efectuarse en condiciones normales de fabricación del producto. Tienen una importancia destacada en el proceso de planeación de la producción y en el proceso de control.⁹⁵

4.7 Costo total del proyecto.

Para obtener el costo total se deberá realizar un análisis de costos unitarios tomando en cuenta lo anteriormente detallado, una vez obtenido este rubro el siguiente paso será calcular con el peso total de la torre AR2 - C4 el costo total de la estructura.

4.8 Determinación del tiempo de fabricación y montaje.

Se tendrá en cuenta, los factores que habrán de combinarse para obtener un aproximado del tiempo que se va a necesitar para la producción de la torre AR2-C4 terminada en su totalidad, en consideración del tipo de maquinaria, la mano de obra, se determinara el tiempo necesario a emplearse en la construcción ya sea del personal como el de la maquinaria a lo que se le llama hora hombre y hora máquina, considerando los tiempos que se descontarán por imprevistos u obligaciones que surjan en el proceso de la fabricación.

4.8.1 Hora Hombre.

Es una unidad de estimación del esfuerzo necesario para realizar una tarea cuya unidad equivale a una hora de trabajo ininterrumpido de un trabajador medio. Es importante observar que las horas-persona no tienen en cuenta las interrupciones lógicas del trabajo y que, por otra parte, son necesarias para realizarlo.⁹⁶

⁹⁵ Herramientas de Gestión Empresarial (disponible en: <http://www.infomipyme.com Docs/GT/Offline/ Empresarios/ejerCost.htm>. Consultado el: 26 de diciembre del 2012)

⁹⁶ Hora-persona (disponible en: <http://es.wikipedia.org/wiki/Hora-persona> Consultado el 26 de diciembre del 2012)

4.8.2 Hora máquina.

El costo horario directo por maquinaria o equipo de construcción es el que se deriva del uso correcto de las máquinas o equipos adecuados y necesarios para la ejecución del concepto de trabajo, de acuerdo con lo estipulado en las normas de calidad y especificaciones generales y particulares que determine la entidad y conforme al programa de ejecución convenido.⁹⁷

4.8.3 Tipo de máquina.

Con el desarrollo de la tecnología se han ido modificando los equipos en el campo de la producción, con el objetivo principal de reducir los tiempos, obteniendo productos de mejor calidad y realizando varias operaciones sin necesidad de tener varios operarios para manejar la maquinaria.

Por tal razón, se fabricará la estructura en una máquina CNC, hoy en día las empresas en el Ecuador que se dedican a la producción de torres de transmisión eléctrica y torres de telecomunicaciones, poseen una máquina CNC que tiene como objetivo realizar las operaciones de cizallado, punzonado y marcado, que comprende el procesamiento de perfiles angulares y placas, GEKA ALFA 500, sus responsables y registros, con el fin de lograr los objetivos de producción, tanto en volumen como en calidad.

El tiempo que se utilizará en la GEKA para producir la torre AR2-C4 se lo determinará con un promedio de 5 minutos que se necesita para los procesos mencionados anteriormente en la tabla 4.8-1, se puede ver el tiempo total.

Todas las capacidades mínimas y máximas de la GEKA se pueden ver en la Tabla N° 4.8 1 , Tabla N° 4.8 2 ,Fig. N° 4.8 1 .

⁹⁷ Costos de Manufactura (disponible en : http://www.sct.gob.mx/obrapublica/DesgloceRLOPSRM/RLOPSRM_194_a_210.pdf Consultado el 26 de diciembre del 2012)



Fig. N° 4.8-1: PRO GEKA CNC ALFA 500 SEDEMI SCC.

Tabla N° 4.8-1: Tiempos de producción torre AR2-C4 en GEKA.

Descripción	Cantidad	Tiempo (h)
Perfiles	1266	105.5
Placas	407	33.9
Total	1673	140

Fuente: SEDEMI SCC.

Elaborado por: Autores

Tabla N° 4.8-2: Características generales GEKA ALFA 500/250.

CARACTERÍSTICAS	DIMENSIONES
Fleje mínimo	50x5 mm
Fleje máximo	500x20 mm
Punzones ala horizontal	3
Máximo diámetro	40 mm
Fuerza de punzonado	1100 kn
Marcado	Roldana
Número de caracteres	40
Punzones ala vertical	1
Diámetro máximo	31 mm
Fuerza de punzonado vertical	600 kn
Tamaño mín. ángulo	40x40x4 mm
Tamaño máx. ángulo	250x250x25 mm

Fuente: GEKA CNC.

Elaborado por: Autores.

4.9 Cálculo de horas hombre/máquina

Se estimará el tiempo necesario para la construcción de la Torre AR2-C4, en función del personal y maquinaria necesarios para la ejecución del proyecto esto también dependerá del uso correcto de las máquinas optimizando el tiempo asignado para esta obra.(Ver Tabla N° 4.9 1 , Tabla N° 4.9 2 y Tabla N° 4.9 3).

Tabla N° 4.9-1: Cálculo de horas máquina

HORAS MÁQUINA				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	HORAS DIARIAS	DÍAS LABORABLES O TRABAJADOS	HORAS TOTALES
Geka	1	8,00	17,50	140
Plasma	1	5,25	1,00	5,25
Herramienta Menor	1	8,00	5,00	40
Montacarga	1	8,00	4,00	32
TOTAL HORAS MÁQUINA				217,25

Fuente: Análisis autores

Elaborado por: Autores

Tabla N° 4.9-2: Cálculo de horas hombre

HORAS HOMBRE				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	HORAS DIARIAS	DÍAS LABORABLES O TRABAJADOS	HORAS TOTALES
Operario GEKA	1	8,00	17,50	140
Cortador	1	5,25	1,00	5,25
Ayudante de maquinaria	2	8,00	17,50	140
Ayudante de corte	2	5,25	1,00	5,25
Chofer de montacarga	1	8,00	4,00	32
Ayudante de limpieza	1	8,00	7,50	60
TOTAL HORAS HOMBRE				382,50

Fuente: Análisis autores

Elaborado por: Autores

Tabla N° 4.9-3: Horas totales de construcción

TOTAL HORAS DE TRABAJO	
HORAS MÁQUINA	217,25
HORAS HOMBRE	382,50
TOTAL	599,75

Fuente: Análisis autores

Elaborado por: Autores

4.10 Rendimiento.

Es una razón porcentual que sirve para evaluar la eficiencia y rendimiento productivo de la maquinaria industrial y la mano de obra empleada, compuesta por uno o varios operarios de diferente especialidad por unidad de recurso humano, considerando el tiempo total a emplearse en la construcción del proyecto.

$$Rendimiento = \frac{Peso\ Total}{Horas\ hombre}$$

Ec. [4.10-1]: Rendimiento Constante

$$Rendimiento\ constante = \frac{43000\ kg}{599,75\ HH} = 71.94$$

4.11 Costos unitarios.

A continuación se va a analizar mediante tablas, los rubros que por cada kilogramo de acero estructural ASTM A572 gr50 van a ser necesarios, teniendo en cuenta los parámetros mencionados anteriormente.

Para lograr un óptimo aprovechamiento en el análisis de costos unitarios, es necesario desglosar el costo por sus integrantes los cuales se dan en el diagrama general de balance de un proyecto.

4.11.1 Costo unitario de materia prima directa.

En la Tabla N°4.12-1 se logra determinar el costo total directo por cada kilogramo de la materia prima a ser procesada, el acero estructural ASTM A572 gr50 que se requiere para la producción de la torre, no es de fácil comercialización dentro del Ecuador, por tal motivo, los distribuidores se ven en la necesidad de importarlo, así el precio de venta es más elevado en comparación al acero ASTM A36, de la misma manera el tratamiento superficial a recibir los elementos será el galvanizado⁹⁸.

⁹⁸ Galvanizado en Caliente (disponible en: <http://www.sedemi.com/ES/index.php/es/lineas-de-negocio/galvanizado> Consultado el 3 de enero del 2012)

4.11.2 Costo unitario de materia prima indirecta.

En la Tabla N°4.12-2 se puede ver el costo por unidad de kilogramo de los elementos para la sujeción de la estructura, pernos, tuercas y arandelas, han sido cotizados y en función a su peso en relación con la estructura se ha obtenido el valor

4.11.3 Costo unitario de maquinaria.

En la Tabla N° 4.12-3 se analiza las máquinas que ayudaran a la producción de la torre AR2-C4, se puede ver el costo de maquinado tomando en cuenta los procesos por los cuales tiene que pasar el material para su producción, de la misma manera, se ha reducido a las herramientas que se van a utilizar en la descripción "herramienta menor".

4.11.4 Costos unitarios mano de obra directa.

En la Tabla N° 4.12-4 para completar el análisis, la mano de obra se basa en las planillas tabuladas a enero del 2013 por el Ministerio de Relaciones Laborales⁹⁹.

4.11.5 Costo unitario mano de obra indirecta.

En la Tabla N° 4.12-5 se determina el costo correspondiente al valor del diseño, la elaboración de planos de montaje y de taller y la supervisión de la producción.

4.11.6 Costo de transporte.

En la Tabla N° 4.12-6 se obtiene el rubro por kilómetro, para poder transportar la estructura ya procesada en su totalidad hacia el destino final, es decir, donde se va a armar la torre AR2-C4.

⁹⁹ Tablas de Incremento para la Remuneración Mínima Sectorial y Tarifas 2013 (disponible en: <http://www.relacioneslaborales.gob.ec/tablas-de-incremento-para-la-remuneracion-minima-sectorial-y-tarifas/> Consultado el: 3 de enero del 2012)

4.11.7 Costo total unitario.

En la Tabla N° 4.12-7 se obtiene el costo final necesario para el desarrollo y culminación del proyecto por cada kilogramo.

4.11.8 Costo Total Torre AR2-C4.

En la Tabla N° 4.12-8 se encuentra el costo total que será necesario en función al peso final de la estructura.

4.12 Resultados de Costos de la torre AR2-C4.

Se ha realizado en las siguientes tablas cálculos de cada uno de los costos necesarios para el proyecto, donde se indica detalladamente los rubros requeridos para finalmente determinar el valor unitario total. (Ver de la Tabla Tabla N° 4.12 1 a Tabla N° 4.12 8).

Ver Anexo N° 4-2: Cotizaciones de materiales. y Anexo N° 4-3: Cotizaciones varias empresas.

Tabla N° 4.12-1: Costos unitarios de materia prima directa.

MATERIA PRIMA				
MATERIA PRIMA DIRECTA				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Acero estructural ASTM A572 GR50	kg.	1 kg	\$ 1,20	\$ 1,20
Galvanizado en caliente ASTM A123	kg.	1 kg	\$ 0,48	\$ 0,48
Fuente: Proveedores varios Elaborado por: Autores				TOTAL \$ 1,68

Tabla N° 4.12-2: Costos unitarios de materia prima indirecta.

MATERIA PRIMA				
MATERIA PRIMA INDIRECTA				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Pernos, Tuercas, Arandelas	kg.	1	\$ 0,28	\$ 0,28
Fuente: Proveedores varios Elaborado por: Autores				TOTAL \$ 0,28

Tabla N° 4.12-3: Costos unitarios de maquinaria.

MAQUINARIA				
DESCRIPCION	CANTIDAD	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Geka	1	\$ 20,00	0,0139	\$ 0,28
Plasma	1	\$ 10,00	0,0139	\$ 0,14
Herramienta Menor	1	\$ 1,00	0,0139	\$ 0,01
Montacargas	1	\$ 3,00	0,0139	\$ 0,04
Fuente: Proveedores varios Elaborado por: Autores				TOTAL \$ 0,47

Tabla N° 4.12-4: Costos unitarios mano de obra directa.

MANO DE OBRA				
MANO DE OBRA DIRECTA				
DESCRIPCION	CANTIDAD	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Operario GEKA	1	\$ 2,05	0,0139	\$ 0,03
Cortador	1	\$ 2,05	0,0139	\$ 0,03
Ayudante de maquinaria	2	\$ 2,05	0,0139	\$ 0,06
Ayudante de corte	2	\$ 2,05	0,0139	\$ 0,06
Chofer de montacargas	1	\$ 2,05	0,0139	\$ 0,03
Ayudante de limpieza	1	\$ 2,04	0,0139	\$ 0,03
Fuente: Tabla salarial 2013. Elaborado por: Autores.				TOTAL \$ 0,24

Tabla N° 4.12-5: Costos unitarios mano de obra indirecta.

MANO DE OBRA INDIRECTA				
DESCRIPCION	CANTIDAD	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Diseñador	1	\$ 2,33	0,0139	\$ 0,03
Coordinador	1	\$ 2,33	0,0139	\$ 0,03
Dibujante	1	\$ 2,33	0,0139	\$ 0,03
Supervisor de producción	1	\$ 2,33	0,0139	\$ 0,03
Fuente: Tabla salarial 2013.				TOTAL \$ 0,12

Tabla N° 4.12-6: Costo de transporte.

TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Plataforma cama baja		kg.	1 kg	\$ 0,03	\$ 0,03
TOTAL					\$ 0,03

Fuente: Tabla salarial 2013.

Elaborado por: Autores

Tabla N° 4.12-7: Costo Directo Total Unitario.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	P. UNITARIO
Materia prima directa	kg.	\$ 1.68
Materia prima indirecta	kg.	\$ 0.28
Maquinaria	kg.	\$ 0.47
Mano de obra directa	kg.	\$ 0.24
Mano de obra indirecta	kg.	\$ 0.12
Transporte	Kg.	\$ 0.03
TOTAL VALOR UNITARIO		\$ 2.82

Fuente: Análisis autores.

Elaborado por: Autores.

Tabla N° 4.12-8: Costo Directo Total Torre AR2-C4.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIOv	TOTAL
Materia prima directa	kg.	43000	\$ 1.68	\$ 72,240.00
Materia prima indirecta	kg.	43000	\$ 0.28	\$ 12,040.00
Maquinaria	kg.	43000	\$ 0.47	\$ 20,210.00
Mano de obra directa	kg.	43000	\$ 0.24	\$ 10,320.00
Mano de obra indirecta	kg.	43000	\$ 0.12	\$ 5,160.00
Transporte	Kg.	43000	\$ 0.03	\$ 1,290.00
TOTAL VALOR			\$2.82	\$ 121,260.00

Fuente: Análisis autores.

Elaborado por: Autores.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- Las fórmulas de aproximación de estabilidad y peso corresponden al rango de trabajo de la torre.
- La deflexión de la torre esta en alrededor de 1.2% de su altura máxima, es favorable para el correcto desempeño de resistencia.
- Los tipos de arriostramiento planteados, corresponden de una manera equilibrada al sistema estructural.
- Se pudo corroborar en la simulación la importancia tanto del viento sobre la estructura, así como el sismo sobre la misma.
- En cuanto al diseño se encontró que es factible por constructibilidad, gracias a la elaboración de planos por el sistema TEKLA.
- La fiabilidad de simulación se encuentra bajo los parámetros analizados, y el peso se estabilizó de acuerdo a lo estipulado en el diseño.
- A pesar de la gran cantidad de elementos, se aprovechó al máximo la simetría de la torre tratando de estabilizar el diseño.
- El análisis del modelo optimo fue de gran importancia, ya que el mismo tuvo la filosofía en los escenarios máximos y mínimos de estabilidad, a fin de comprobar la fiabilidad del diseño.
- En cuanto a las juntas apernadas de acuerdo al análisis realizado, y la correcta utilización de pernos de alta resistencia, se comprobó bajo los diagramas de

fuerza virtual en la torre que en la mayor cantidad de elementos basta con una conexión simple.

- Se utilizó todas las recomendaciones pertinentes de la norma AISC-360-05/, en cuanto se puede verificar el diseño.
- Se entendió la importancia de los casos de carga previstos para el diseño y su trabajo sobre la torre.
- El método LRFD-2005 corresponde a un estable método en relación a la estandarización con el método ASD. por cuanto el diseño corresponde a la vida útil de la estructura.
- En cuanto a los costos, se ha determinado que la inversión total para fabricar la torre AR2-C4 será de USD 121,260.00.
- Se ha establecido que el tiempo necesario para la construcción de la torre AR2-C4, tendrá una duración de 599.75 horas-hombre-máquina.

5.2 Recomendaciones

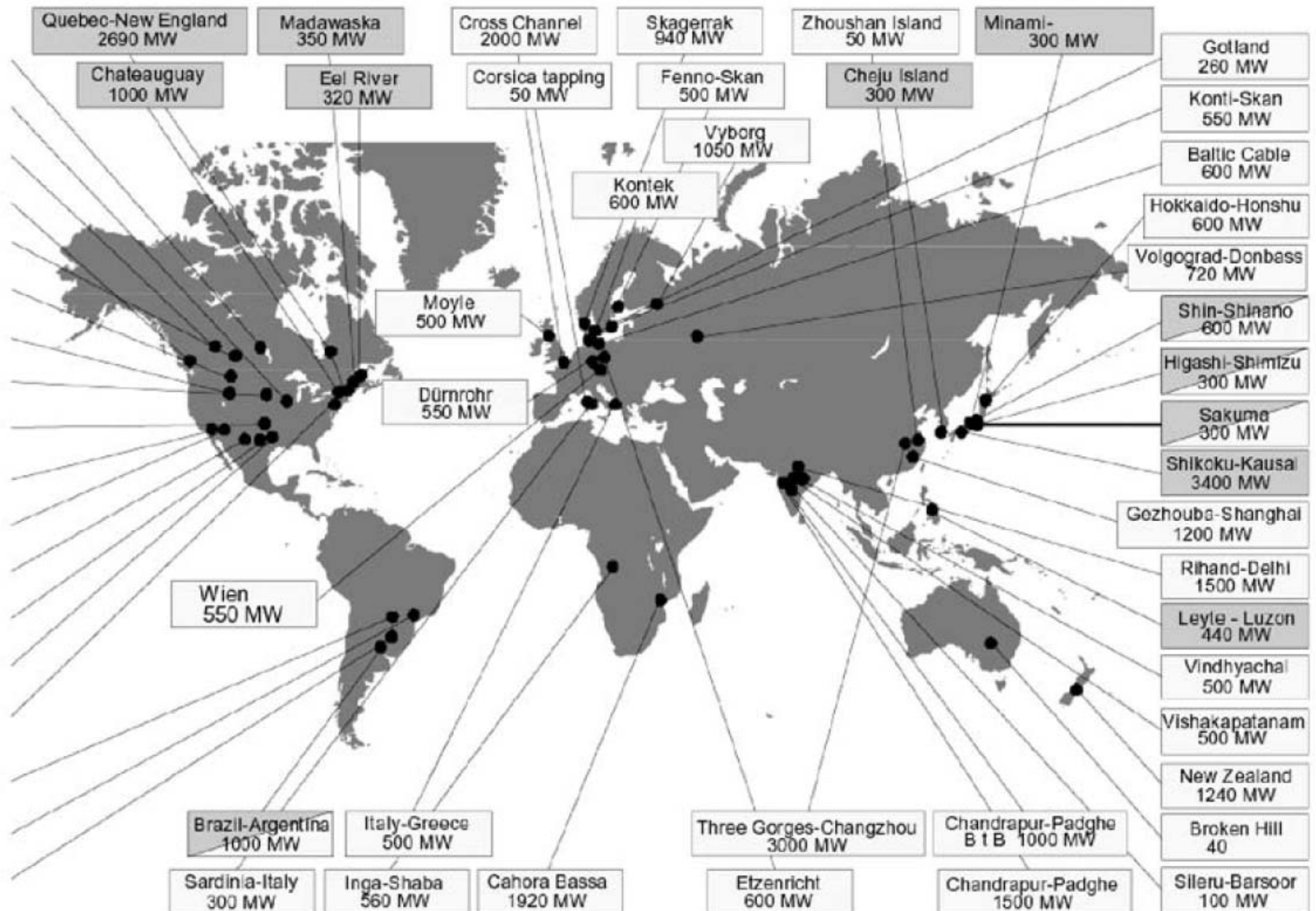
- Se recomienda en el diseño de estructuras tipo armadura, tales como torres de transmisión eléctrica, se realice un análisis de estabilidad previo al diseño ya que ayuda en gran medida a encontrar eficiencia estructural.
- Se aconseja el análisis de viento correspondiente ya que el mismo descarta fallas que son propensas a fallar estructuras ligeras como estas.
- Se considera que el manejo de las normativas internacionales, como sus boletines de actualización, ya que son de gran ayuda en el comprender los sistemas estructurales y demás.

BIBLIOGRAFÍA

- AISC, "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Buildings, AISC LRFD-2005, 13° ed., American Institute of Steel Construction, 2001.
- ASCE, "Design of Latticed Steel Transmission Structures" ASCE 10-97, American Society of Civil Engineers, 1997.
- ASCE, SEI/ASCE 7-02, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers, New York, NY, 2003.
- CASTRO Miguel; "Hacia una matriz energética diversificada en Ecuador", Cámara de la construcción, Quito, Boletín #46, Noviembre 2011 .
- FANG. S.J., ROY. S. and KRAMER. J.; Transmission Structures; Boca Raton; USA, 1999.
- HORNGREN CHARLET T., DATAR SRIKANT M., "Contabilidad de Costos".
- MC,CORMAC "Diseño de Estructuras de Acero Método "LRFD" ,Clemson University, Segunda Edición, Alfa Omega, M exico D.F,2001.
- MOLBURG. J.C., KAVICKY. J.A., and Picel. K.C.; The Design, Construction, and Operation of Long-Distance, High-Voltage Electricity Transmission Technologies; Argonne National Laboratory; 2007.
- NORMA ANSI/TIA-222-F-G, Telecommunications Industry Association "Norma estructural para antenas y estructuras que soportan antenas" Análisis de viento en torres auto soportadas.
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC - 11 Cap. 2 Riesgo Sísmico).
- PROYECTO "APOYO AL PROGRAMA DE TRANSMISIÓN",Licitación Pública Internacional "ADQUISICIÓN DE BIENES PARA LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN SANTA ROSA – POMASQUI II" ,LPI No. BID-TRANS-001-2011.
- SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; "Design of Steel Structures II", Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Madras, (Web Course), Chennai – 600036, 2005.
- STEEL TOWER ECONOMICS* By P. J. RYLE, B.Sc.(Eng.), Member.t (The paper was first received 25th May, and in revised form Uth September, 1945. // was read before the TRANSMISSION SECTION 9th January, 1946, and before the NORTH-EASTERN CENTRE 22nd October, 1945.

ANEXOS

HVDC projects worldwide. Lighter boxes are 50 Hz power systems, darker boxes are 60 Hz power systems



Anexo N° 1-2:
Tablas INHAMI.

BASE DE DATOS RECOPIADO DE LOS (ANUARIOS 1995- 2006) INAMHI

NOMBRE (Estación Meteorológica)	LATITUD	LONGITUD	X UTM (WGS84)	Y UTM (WGS84)	Velocidad máxima de viento (m/s)	Velocidad media de viento (m/s)	Velocidad mínima de viento (m/s)	DIRECCIÓN	ALTITUD (M.S.N.M.)	TEMPERATURA (MÁXIMA) (°C)	TEMPERATURA (MÍNIMA) (°C)
AMALUZA INAMHI	04°35' 05" S	79°25' 50" W	674108,1815	9496512,479	16	7,41	4	W	1672	24	15
ANCÓN	01°31' 05" S	79°32' 30" W	516862,9289	9743076,73	14	8,29	6	SW	4	32	27
ARENILLAS	03°33' 37" S	80°03' 22" W	605083,7001	9611251,249	10	6	2	N	60	32	23
BABAHOYO-UTB	01°47' 49" S	79°32' 00" W	663140,0892	9802678,613	12	3,11	1	SW	7	32	25
BAÑOS	01°23' 29" S	78°25' 05" W	787317,0848	9847106,26	20	17,7	10	E	1846	24	11
BIBLIAN	02°42' 32" S	78°53' 30" W	734396,5436	9702430,865	16	8,83	6	S	2640	24	11
BOLÍVAR CARCHI	00°30' 19" N	77°54' 13" W	844773,9675	10055920,66	18	12,3	8	N	2800	20	9
BUCAY	02°11' 44" S	79°08' 00" W	707598,667	9757194,362	8	5,17	2	NW	480	28	23
CAMPOSANO 2	01°35' 34" S	80°24' 04" W	566616,3324	9825146,649	12	5,09	3	NW	220	34	27
CAÑAR	02°33' 05" S	78°56' 15" W	729327,3119	9719740,815	20	9,16	6	S	3083	20	11
CARIAMANGA	04°20' 00" S	79°33' 16" W	660415,5414	9524149,091	12	5,12	2	SE	1950	26	17
CAYAPAS	00°51' 18" N	78°57' 54" W	726774,1898	10094220,71	9	3,7	1	SW	75	28	23
CÉLICA	04°06' 17" S	79°57' 05" W	616393,9413	9549323,672	20	13,1	4	E	1984	32	19
CHACRAS	03°32' 37" S	80°11' 53" W	589069,8294	9610961,36	8	5,1	4	N	60	32	25
CHALPATAN	00°44' 17" N	77°48' 50" W	854786,5457	10081117,22	10	6,43	4	S	3360	18	9
CHIRIYACU	00°26' 35" N	78°12' 02" W	811623,659	10049029,86	20	12	8	NE	2262	28	11
CHONE	00°42' 18" S	80°06' 31" W	599184,6727	9922601,008	12	5,68	2	NW	20	32	25
COTOPILALÓ CONVENIO	00°41' 00" S	78°42' 00" W	755980,9375	9924927,607	20	15	8	SE	3250	24	11
EL ÁNGEL	00°37' 35" N	77°56' 38" W	840296,124	10068852,26	18	9,49	6	SE	3055	24	15
EL CARMEN	00°19' 04" S	79°16' 47" W	691449,8803	9964860,06	12	4,21	3	S	250	36	25
EL LABRADO	02°43' 58" S	79°00' 29" W	714218,1837	9699840,501	16	11,1	6	SE	3260	22	11
EL PROGRESO- GUAYAS	02°24' 00" S	80°22' 00" W	570413,7263	9736527,243	8	5,57	4	W	80	34	27
ESMERALDAS LAS PALMAS	00°59' 07" N	79°38' 07" W	651851,5596	10108934,01	18	11,2	8	W	6	34	27
ESTANCILLA	00°49' 00" S	80°13' 00" W	587159,3252	9909725,242	16	12,8	10	NW		32	23
GONZANAMA	04°13' 49" S	79°25' 52" W	674128,4716	9535440,041	20	13,1	4	NE	2042	32	19

GRANJA STA.	03°17' 16" S	79°54' 05" W	622055,5235	9636530,653	8	4,82	2	N	5	32	25
GUALACEO	02°52' 55" S	78°46' 35" W	747183,0166	9683395,894	8	5,06	3	SE	2360	22	11
GUAYAQUIL RADIO SONDA	02°12' 00" S	79°53' 00" W	624173,9576	9756786,245	12	4,63	2	SW	6	34	27
ÑAQUITO	00°10' 00" S	78°29' 00" W	780128,6413	9981686,723	20	6,72	4	NE	2812	26	9
INGENIO AZTRA	02°22' 27" S	79°22' 27" W	680783,5911	9739273,146	12	6,04	3	SW	50	28	21
INGENIO SAN CARLOS	02°12' 00" S	79°26' 35" W	673143,4808	9756742,377	14	6,6	2	SW	35	34	25
INGUINCHO	00°15' 30" N	78°44' 03" W	789316,2586	10028387,43	18	10,4	4	E	3185	24	9
INSTITUTO TÉCNICO 3 DE MARZO	01°41' 50" S	79°03' 00" W	716931,938	9813581,669	14	9,53	6	NW	2	28	19
JAMA	00°12' 25" S	80°16' 26" W	580798,649	9977281,396	20	7,94	4	SE	5	36	27
JULCUY	01°28' 48" S	80°37' 56" W	540910,7632	9837532,983	10	6,42	4	NE	240	34	27
LA ARGELIA	04°02' 11" S	79°12' 04" W	699711,8889	9556681,048	20	7,87	4	N	2160	26	17
LA CONCORDIA	00°01' 36" N	79°22' 17" W	681246,0975	9997071,542	8	6,53	4	S	360	32	23
LA TEODOMIRA	01°09' 51" S	80°23' 24" W	567864,3553	9872199,138	10	5,18	3	N	60	34	27
LA TOLA	00°13' 46" S	78°22' 00" W	793122,766	9975091,63	20	11,9	4	SE	2480	24	9
LA VICTORIA INERHI	00°03' 36" S	78°12' 02" W	793122,7101	9974786,381	12	7,85	6	W	2200	28	13
LAS PALMAS	02°42' 58" S	78°37' 47" W	763532,8314	9701583,495	16	10,2	6	E	1640	24	17
MALACATOS	04°12' 58" S	79°16' 16" W	691895,2301	9536958,309	12	8,09	0	S	1453	24	17
MALCHINGUI INAMHI	00°03' 20" N	78°19' 56" W	796964,7795	10006147,27	20	15,1	8	SE	2880	24	9
MANTA INOCAR	00°56' 03" S	80°44' 02" W	529607,7018	9896745,303	14	9,02	2	W	3	32	25
MILAGRO(INGENIO VALDEZ)	02°06' 56" S	79°35' 57" W	655786,6071	9767698,309	8	4,43	2	SW	13	36	25
MIRA-FAO GRANJA	00°32' 00" N	78°02' 00" W	830250,085	10059029,01	20	11,2	2	NW	2270	20	9
MUISNE	00°37' 13" N	80°00' 50" W	609728,5429	10068569,58	12	6,84	4	SW	6	36	25
NARANJAL	02°39' 44" S	79°39' 23" W	656775,5368	9707668,054	8	5	4	NW	30	34	27
NOBOL	00°54' 00" S	80°01' 20" W	608747,1538	9900508,295	8	7	4	SW	9	28	11
NUEVO ROCAFUERTE	00°55' 00" S	75°25' 00" W	1121641,45	9899372,589	6	3,95	2	NE	205	32	25
OLMEDO-MANABÍ	01°23' 44" S	80°12' 39" W	587790,5082	9846791,422	8	6,79	6	SE	50	36	27
OLMEDO-PICHINCHA	00°08' 53" N	78°02' 52" W	828653,7652	10016386,48	20	17	11	E	3120	26	11
OTAVALO	00°14' 16" N	78°15' 35" W	805035,8043	10026131,69	12	6,56	3	NE	2556	24	11
PALMORIENTE	00°19' 00" S	77°04' 06" W	937799,4393	9964975,844	16	10,5	4	NE	30	32	23
PAPALLACTA	00°21' 54" S	78°08' 41" W	817843,9694	9959882,643	16	7,31	5	E	3150	28	15
PAUTE	02°46' 39" S	78°45' 32" W	749151,5334	9694866,597	10	5,59	4	E	2289	22	11

PORTOVIEJO UTM	01°02' 26" S	80°27' 54" W	559522,5521	9885770,599	12	3,84	1,5	SW	60	32	25
PUEBLO VIEJO	01°31' 05" S	79°32' 30" W	662235,5052	9833304,167	8	3,87	2	S	32	32	25
PUERTO ILA	00°28' 34" S	79°20' 20" W	684857,7192	9947713,927	8	6,01	4	S	260	32	23
PUERTO BOLÍVAR	03°15' 24" S	80°00' 00" W	611102,1036	9639981,512	11	5,54	4	NW	24	32	25
PUNA	02°44' 03" S	79°54' 05" W	622117,1738	9697734,278	14	5,87	4	W	45	34	27
PUNGALES	01°35' 00" S	78°32' 45" W	773067,6828	9824831,982	16	11,2	8	N	2550	26	13
PUYO	01°30' 27" S	77°56' 38" W	840388,8698	9834296,03	13	4,56	3	E	960	32	21
ROCAFUERTE	00°55' 21" S	80°26' 55" W	561348,1252	9898730,192	10	8,17	4	NW	20	28	23
SAN CRISTÓBAL	00°54' 00" S	89°36' 00" W	210623,2835	9901101,648	20	8,84	4	SE	6	32	25
SAN GABRIEL	00°36' 15" N	77°49' 10" W	854159,1635	10066402,24	12	6,08	3	SE	2860	24	15
SAN LORENZO	01°16' 06" N	78°50' 30" W	740167,1476	10140289,33	6	4,24	4	NW	20	28	17
SAN VICENTE DE PUSIR	00°29' 39" N	78°02' 29" W	829354,5434	10054693,67	20	10,8	4	NE	1870	20	9
SANGAY (P. SANTA ANA)	01°41' 35" S	77°57' 00" W	839737,5399	9813898,584	8	5,2	2	W	880	28	21
SANTA ELENA	02°19' 28" S	80°50' 54" W	510192,4384	9754839,199	9	7,15	3	SW	9	32	27
SARAGURO	03°37' 14" S	79°13' 56" W	696105,8904	9603307,801	18	11,5	6	SE	2525	22	11
TENA	00°59' 57" S	77°49' 30" W	853567,5009	9889426,696	12	6,91	4	S	665	32	23
TOMALON- TABACUNDO	00°02' 00" N	78°14' 00" W	807981,1948	10003688,66	20	13,9	6	SE	2790	28	11
TUMBACO	00°14' 00" S	78°24' 50" W	787865,4636	9974183,184	12	7,39	3	SE	2348	24	9
UCUBAMBA	02°52' 13" S	78°52' 29" W	736249,7776	9682525,918	12	6,48	3	N	2510	26	11
URBINA	01°28' 59" S	78°42' 37" W	754772,1671	9835945,626	20	18	16	N	3619	24	11
VILCABAMBA	04°15' 46" S	79°13' 04" W	697803,513	9528597,53	16	7,88	4	SW	1563	24	17
YANGANA	04°22' 05" S	79°10' 29" W	702557,4878	9520244,239	20	17,4	6	SE	1835	24	15
ZAPOTILLO	04°22' 57" S	80°14' 11" W	584727,1462	9518861,107	8	6,47	4	SW	223	26	21
ZARUMA	03°41' 49" S	79°36' 58" W	654213,3475	9593832,749	14	4,86	2	W	1100	32	21

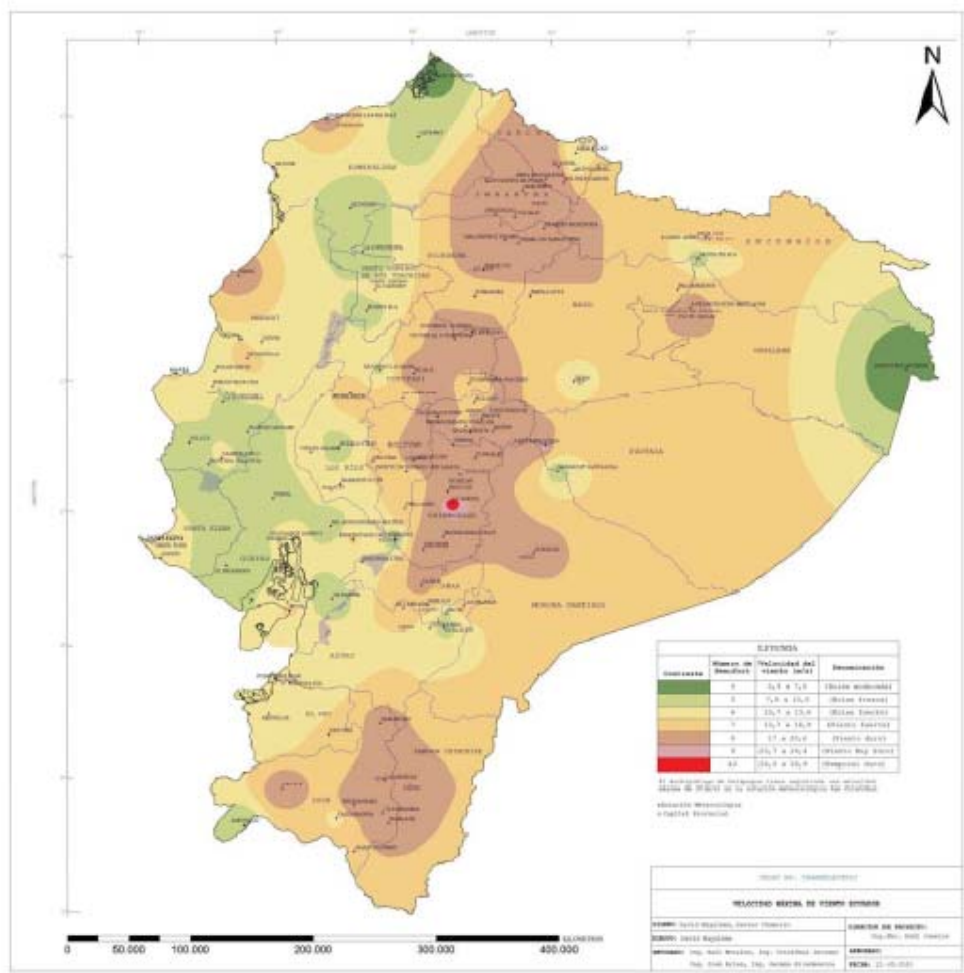
BASE DE DATOS HOJAS RESÚMENES INAMHI (1983-2008)

NOMBRE (Estación Meteorológica)	LATITUD	LONGITUD	X UTM (WGS84)	Y UTM (WGS84)	Velocidad máxima de viento (m/s)	Velocidad media de viento (m/s)	Velocidad mínima de viento (m/s)	DIRECCIÓN	ALTITUD (M.S.N.M.)	TEMPERATURA (MÁXIMA) (°C)	TEMPERATURA (MÍNIMA) (°C)
CALAMACA CONVENIO IN	01°16' 50" S	78°49' 15" W	742483,1231	9859327,002	20	16,5	10	S	3437	24	11
CALUMA	01°37' 12" S	79°17' 35" W	689891,3421	9822088,051	14	7,6	3	SE	350	28	17
CHILLANES	01°58' 32" S	79°03' 48" W	715414,9413	9783011,589	16	6,2	3	W	2330	28	17
CHUNCHI	02°16' 31" S	78°55' 25" W	730918,5894	9750068,865	20	10,3	4	SW	2245	24	9
COTOPAXI- CLIRSEN	00°37' 09" S	78°34' 19" W	770247,548	9931501,546	20	14	6	S	3560	24	7
EL CORAZÓN	01°08' 02" S	79°04' 32" W	714139,2256	9875458,978	15	6,5	4	E	1560	28	21
EL REFUGIO	00°39' 33" S	78°34' 12" W	769593,115	9927576,154	16	14,6	12	E	4800	24	7
GUAMOTE	01°56' 00" S	78°43' 00" W	753999,98	9787601,251	29	10,2	3	N	3020	24	15
GUASLÁN	01°43' 15" S	78°39' 40" W	760213,8643	9810939,586	16	6,8	2	N	2750	24	15
IZOBAMBA	00°22' 00" S	78°33' 00" W	772698,9891	9959712,844	14	4,85	2,5	E	3058	24	9
LAGUACOTO	01°36' 52" S	78°59' 54" W	722691,2266	9822668,263	20	14,9	8	N	2622	28	17
PACHACAMA- TIXAN	02°11' 42" S	78°46' 54" W	746725,5053	9758864,575	20	12,8	4	E	3690	24	15
PATATE	01°18' 01" S	78°30' 00" W	778202,6681	9857127,322	20	12,8	6	SE	2360	24	15
PEDRO FERMÍN CEVALLOS	01°21' 09" S	78°36' 54" W	765392,1437	9851402,073	14	7,9	6	E	2910	24	11
PICHILINGUE	01°06' 00" S	79°27' 42" W	671165,5557	9879206,131	15	4	1	SW	120	32	25
PILALÓ	00°56' 37" S	78°59' 42" W	723119,8033	9896353,207	20	5,7	1	W	2520	28	21
PÍLLARO	01°01' 10" S	78°33' 10" W	772339,0833	9871508,362	14	7	2	S	2805	24	15
QUEROCHACA	01°24' 00" S	78°35' 00" W	768912,6818	9846179,642	20	13,1	6	E	2940	24	11
QUINARA INAMHI	04°18' 50" S	79°14' 36" W	694954,8453	9526211,864	20	11,3	5	SE	1560	26	17
QUININDÉ	00°18' 19" N	79°27' 45" W	671101,5361	10033523,26	8	3,67	1	NE	120	32	27
RUMIPAMBA- SALCEDO	01°01' 05" S	78°35' 32" W	767960,2196	9888145,456	16	8,3	5	S	2628	28	17
SAN JUAN LA MANA	00°54' 59" S	79°14' 44" W	695229,5797	9899357,962	10	3,5	2	SW	223	32	23
SANTA CÉLICA	00°04' 34" S	76°55' 33" W	954281,064 7	9991582,677	9	3,7	3	SW	298	32	21
SHIRY XII	01°51' 00" S	78°45' 00" W	750301,882	9796761,231	8	7	6	SE	3028	24	15
VINCES INAMHI	01°32' 57" S	79°45' 00" W	639052,97 66	9829902,676	12	6,1	3	S	41	34	25

BASE DE DATOS AEROPUERTOS DE LA DAC (Dirección de Aviación Civil)

NOMBRE (Estación Meteorológica)	LATITUD	LONGITUD	X UTM (WGS84)	Y UTM (WGS84)	Velocidad máxima de viento (m/s)	Velocidad media de viento (m/s)	Velocidad mínima de viento (m/s)	DIRECCIÓN	ALTITUD (M.S.N.M.)	TEMPERATURA (MÁXIMA) (°C)	TEMPERATURA (MÍNIMA) (°C)
A-LAGO AGRIO	00°05' 01" N	76°52' 01" W	960219,026 6	10009246,48	15	3	3	W	299	32	23
A-FRANCISCO DE ORELLANA	00°27' 08" S	76°59' 01" W	947205,252	9949985,667	19	3	3	E	299,9	34	25
A-MACAS	00°27' 08" S	76°59' 01" W	820663,2477	9747023,44	18	4	3	N	1000	28	21
A-RIO AMAZONAS	01°29' 08" S	78°02' 07" W	829937,2 742	9835579,658	23	4	3	N	1043	28	21

Anexo N° 1-3:
Mapa de velocidades de viento
en el ecuador.



Anexo N° 1-4:
Zona sísmica de acuerdo al sitio
del ecuador.

CIUDAD	PROVINCIA	CANTON	PARROQUIA	ZONA
CHORDELEG	AZUAY	CHORDELEG	CHORDELEG	II
UENCA	AZUAY	CUENCA	CUENCA	II
EL GIRON	AZUAY	GIRON	GIRON	II
EL PAN	AZUAY	EL PAN	EL PAN	II
GUACHAPALA	AZUAY	GUACHAPALA	GUACHAPALA	II
GUALACEO	AZUAY	GUALACEO	GUALACEO	II
NABON	AZUAY	NABON	NABON	II
OÑA	AZUAY	OÑA	OÑA	II
PAUTE	AZUAY	PAUTE	PAUTE	II
PUCARA	AZUAY	PUCARA	PUCARA	II
SAN FERNANDO	AZUAY	SAN FERNANDO	SAN FERNANDO	II
SANTA ISABEL	AZUAY	SANTA ISABEL	SANTA ISABEL(CHAGUARURCO)	II
SEVILLA DE ORO	AZUAY	SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	II
SIGSIG	AZUAY	SIGSIG	SIGSIG	II
CALUMA	BOLIVAR	CALUMA	CALUMA	III
ECHANDIA	BOLIVAR	ECHEANDIA	ECHEANDIA	III
LAS NAVES	BOLIVAR	LAS NAVES	LAS NAVES	III
CHILANES	BOLIVAR	CHILLANES	CHILLANES	IV
GUARANDA	BOLIVAR	GUARANDA	GUARANDA	IV
SAN JOSE DE CHIMBO	BOLIVAR	CHIMBO	SAN JOSE DE CHIMBO	IV
SAN MIGUEL	BOLIVAR	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	IV
AZOQUES	CAÑAR	AZOGUES	AZOGUES	II
BIBLIAN	CAÑAR	BIBLIAN	NAZON (PAMPA DE DOMINGUEZ)	II
DELEG	CAÑAR	DELEG	DELEG	II
CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	III
EL TAMBO	CAÑAR	EL TAMBO	EL TAMBO	III
LA TRONCAL	CAÑAR	LA TRONCAL	LA TRONCAL	III
BOLIVAR	CARCHI			IV
EL ANGEL	CARCHI	ESPEJO	EL ANGEL	IV
HUACA	CARCHI	SAN PEDRO DE HUACA	HUACA	IV
MIRA	CARCHI			IV
SAN GABRIEL	CARCHI			IV
TULCAN	CARCHI	TULCAN	TULCAN	IV
ALAUSI	CHIMBORAZO	ALAUSI	ALAUSI	III
CHUNCHI	CHIMBORAZO	CHUNCHI	CHUNCHI	III
CUMANDA	CHIMBORAZO	CUMANDA	CUMANDA	III
CHAMBO	CHIMBORAZO	CHAMBO	CHAMBO	IV
GUAMOTE	CHIMBORAZO	GUAMOTE	GUAMOTE	IV
GUANO	CHIMBORAZO	GUANO	GUANO	IV
LA UNION	CHIMBORAZO	COLTA	CAJABAMBA	IV
PALLATANGA	CHIMBORAZO	PALLATANGA	PALLATANGA	IV
PENIPE	CHIMBORAZO	PENIPE	PENIPE	IV
RIOBAMBA	CHIMBORAZO	RIOBAMBA	RIOBAMBA	IV
EL CORAZON	COTOPAXI	PANGUA	EL CORAZON	III
LA MANA	COTOPAXI	LA MANA	LA_MANA	III
SIGCHOS	COTOPAXI	SIGCHOS	SIGCHOS	III
LATACUNGA	COTOPAXI	LATACUNGA	LATACUNGA	IV
PUJILI	COTOPAXI	PUJILI	PUJILI	IV
SAN MIGUEL	COTOPAXI	SALCEDO	SAN MIGUEL	IV
SAQUISILI	COTOPAXI	SAQUISILI	SAQUISILI	IV
CHILLA	EL ORO	CHILLA	CHILLA	II
PACCHA	EL ORO	ATAHUALPA	PACCHA	II
PIÑAS	EL ORO	PIÑAS	PIÑAS	II
PORTOVELO	EL ORO	PORTOVELO	PORTOVELO	II
ZARUMA	EL ORO	ZARUMA	SALVIAS	II
ARENILLAS	EL ORO	ARENILLAS	ARENILLAS	III
BALSAS	EL ORO	BALSAS	BALSAS	III
EL GUABO	EL ORO	EL GUABO	EL GUABO	III

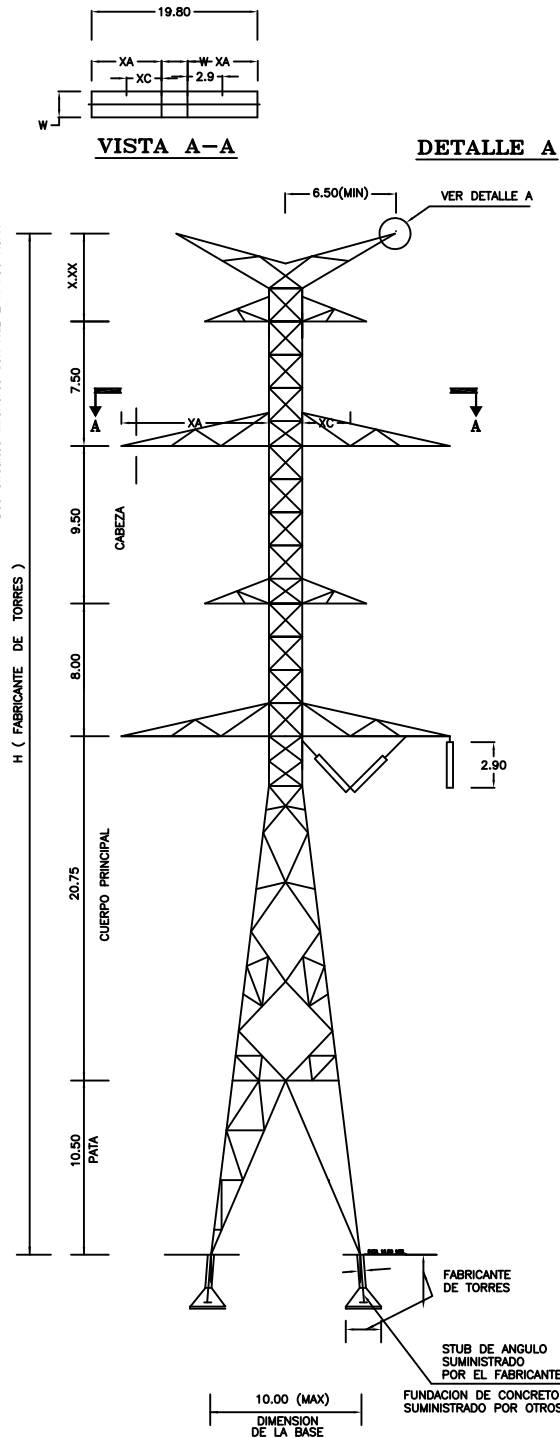
LA VICTORIA	EL ORO	LAS LAJAS	LA VICTORIA	III
MACHALA	EL ORO	MACHALA	MACHALA	III
MARCABELI	EL ORO	MARCABELI	MARCABELI	III
PASAJE	EL ORO	PASAJE	PASAJE	III
SANTA ROSA	EL ORO	SANTA ROSA	SANTA ROSA	III
HUAQUILLAS	EL ORO	HUAQUILLAS	HUAQUILLAS	IV
LA UNION	ESMERALDAS	QUININDE	LA UNION	III
ROSA ZARATE	ESMERALDAS	QUININDE	ROSA ZARATE (QUININDE)	III
SAN LORENZO	ESMERALDAS	SAN LORENZO	SAN LORENZO	III
ATACAMES	ESMERALDAS	ATACAMES	ATACAMES	IV
ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	IV
MUISNE	ESMERALDAS	MUISNE	MUISNE	IV
VALDEZ (LIMONES)	ESMERALDAS	ELOY ALFARO	VALDEZ (LIMONES)	IV
ALFREDO BAQUERIZO	GUAYAS	ALF. BAQUE. MORENO	ALF. BAQUE. MORENO(JUAN)	III
BALAO	GUAYAS	BALAO	BALAO	III
BALZAR	GUAYAS	BALZAR	BALZAR	III
COLIMES	GUAYAS	COLIMES	COLIMES	III
CRNL MARCELINO (NN)	GUAYAS	CRNL MARCELINO	CRNL MARCELINO	III
DAULE	GUAYAS	DAULE	DAULE	III
EL SALITRE	GUAYAS	URBINA JADO	EL SALITRE (LAS RAMAS)	III
EL TRIUNFO	GUAYAS	EL TRIUNFO	EL TRIUNFO	III
ELOY ALFARO	GUAYAS	DURAN	ELOY ALFARO(DURAN)	III
GRAL ANTONIO	GUAYAS	GENERAL ANTONIO	GENERAL ANTONIO ELIZALDE	III
GENERAL VILLAMIL	GUAYAS	GENERAL VILLAMIL	GENERAL VILLAMIL (PLAYAS)	III
GUAYAQUIL	GUAYAS	GUAYAQUIL	CHONGON	III
LOMAS DE	GUAYAS	LOMAS DE	LOMAS DE SARGENTILLO	III
MILAGRO	GUAYAS	MILAGRO	MILAGRO	III
NARANJAL	GUAYAS	NARANJAL	NARANJAL	III
NARANJITO	GUAYAS	NARANJITO	NARANJITO	III
NARCISA DE JESUS	GUAYAS	NOBOL	NARCISA DE JESUS	III
PALESTINA	GUAYAS	PALESTINA	PALESTINA	III
PEDRO CARBO	GUAYAS	PEDRO CARBO	SALINAS	III
SAN BORONDON	GUAYAS	SAMBORONDON	SAMBORONDON	III
SANTA LUCIA	GUAYAS	SANTA LUCIA	SANTA LUCIA	III
SIMON BOLIVAR	GUAYAS	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	III
VELASCO IBARRA	GUAYAS	EL EMPALME	VELASCO IBARRA(EL EMPALME)	III
YAGUACHI NUEVO	GUAYAS	YAGUACHI	YAGUACHI NUEVO	III
LA LIBERTAD	GUAYAS	LA LIBERTAD	LA LIBERTAD	IV
SALINAS	GUAYAS	SALINAS	SALINAS	IV
SANTA ELENA	GUAYAS	SANTA ELENA	SANTA ELENA	IV
ATUNTAQUI	IMBABURA	ANTONIO ANTE	ATUNTAQUI	IV
COTACACHI	IMBABURA	COTACACHI	COTACACHI	IV
IBARRA	IMBABURA	IBARRA	IBARRA	IV
OTAVALO	IMBABURA	OTAVALO	OTAVALO	IV
PIMAMPIRO	IMBABURA	PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	IV
URCUQUI	IMBABURA	URCUQUI	URCUQUI	IV
AMALUZA	LOJA	ESPINDOLA	AMALUZA	II
CARIAMANGA	LOJA	CALVAS	CARIAMANGA	II
CATACOA	LOJA	PALTAS	CATACOA	II
CATAMAYO	LOJA	CATAMAYO	CATAMAYO (LA TOMA)	II
GONZANAMA	LOJA	GONZANAMA	GONZANAMA	II
GUAGUARPAMBA	LOJA	CHAGUARPAMBA	CHAGUARPAMBA	II
LOJA	LOJA	LOJA	LOJA	II
QUILANGA	LOJA	QUILANGA	QUILANGA	II
SARAGURO	LOJA	SARAGURO	SAN ANTONIO DE CUMBE	II
SOZORANGA	LOJA	SOZORANGA	SOZORANGA	II
ALAMOR	LOJA	PUYANGO	ALAMOR	III
CELICA	LOJA	CELICA	CELICA	III
MACARA	LOJA	MACARA	MACARA	III

PINDAL	LOJA	PINDAL	PINDAL	III
ZAPOTILLO	LOJA	ZAPOTILLO	ZAPOTILLO	IV
BABA	LOS RIOS	BABA	BABA	III
BABAHOYO	LOS RIOS	BABAHOYO	PIMOCHA	III
CATARAMA	LOS RIOS	URDANETA	CATARAMA	III
MONTALVO	LOS RIOS	MONTALVO	MONTALVO	III
PALENQUE	LOS RIOS	PALENQUE	PALENQUE	III
PUEBLO VIEJO	LOS RIOS	PUEBLOVIEJO	PUEBLOVIEJO	III
QUEVEDO	LOS RIOS	QUEVEDO	QUEVEDO	III
SAN JACINTO DE BUENA FE	LOS RIOS	BUENA FE	SAN JACINTO DE BUENA FE	III
VALENCIA	LOS RIOS	VALENCIA	VALENCIA	III
VENTANAS	LOS RIOS	VENTANAS	VENTANAS	III
VINCES	LOS RIOS	VINCES	VINCES	III
EL CARMEN	MANABI	EL CARMEN	EL CARMEN	III
OLMEDO	MANABI	OLMEDO	OLMEDO	III
PICHINCHA	MANABI	PICHINCHA	PICHINCHA	III
BAHIA DE CARAQUEZ	MANABI	SUCRE	BAHIA DE CARAQUEZ	IV
CALCETA	MANABI	BOLIVAR	CALCETA	IV
CHONE	MANABI	CHONE	CHONE	IV
FLAVIO ALFARO	MANABI	FLAVIO ALFARO	FLAVIO ALFARO	IV
JIPIJAPA	MANABI	JIPIJAPA	JIPIJAPA	IV
JUNIN	MANABI	JUNIN	JUNIN	IV
MANTA	MANABI	MANTA	MANTA	IV
MONTECRISTI	MANABI	MONTECRISTI	MONTECRISTI	IV
PAJAN	MANABI	PAJAN	PAJAN	IV
PEDERNALES	MANABI	PEDERNALES	PEDERNALES	IV
PORTOVIEJO	MANABI	PORTOVIEJO	PORTOVIEJO	IV
PUERTO LOPEZ	MANABI	PUERTO LOPEZ	PUERTO LOPEZ	IV
ROCAFUERTE	MANABI	ROCAFUERTE	ROCAFUERTE	IV
SANTA ANA	MANABI	SANTA ANA	SANTA ANA	IV
SUCRE	MANABI	24 DE MAYO	SUCRE	IV
TOSAGUA	MANABI	TOSAGUA	TOSAGUA	IV
AL LEONIDAS P. GUTIERREZ	MORONA SANTIAGO	LIMON INDANZA	GRAL LEONIDAS P. GUTIERREZ	II
UALAQUIZA	MORONA SANTIAGO	GUALAQUIZA	GUALAQUIZA	II
MACAS	MORONA SANTIAGO	MORONA	GENERAL PROAÑO	II
PABLO SEXTO	MORONA SANTIAGO	HUAMBOYA	HUAMBOYA	II
SAN JUAN BOSCO	MORONA SANTIAGO	SAN JUAN BOSCO	SAN JUAN BOSCO	II
SANTIAGO DE MENDEZ	MORONA SANTIAGO	SANTIAGO	SANTIAGO DE MENDEZ	II
SUCUA	MORONA SANTIAGO	SUCUA	SANTA MARIANITA DE JESUS	II
PALORA	MORONA SANTIAGO	PALORA	PALORA (METZERA)	III
ARCHIDONA	NAPO	ARCHIDONA	ARCHIDONA	III
NUEVO ROCAFUERTE	NAPO	AGUARICO	NUEVO ROCAFUERTE	III
TENA	NAPO	TENA	TENA	III
BAEZA	NAPO	QUIJOS	BAEZA	IV
EL CHACO	NAPO	EL CHACO	EL CHACO	IV
LA JOYA DE LOS SACHAS	ORELLANA	LA JOYA DE LOS SACHAS	LA JOYA DE LOS SACHAS	II
LORETO	ORELLANA	LORETO	AVILA (CAB. EN HUIRUNO)	II
FRANCISCO ORELLANA (COCA)	ORELLANA	ORELLANA	FRANCISCO DE ORELLANA (COCA)	II
NERA	PASTAZA	NERA	NERA	III
PUYO	PASTAZA	PASTAZA	VERACRUZ (INDILLAMA)	III
SANTA CLARA	PASTAZA			III
PEDRO VICENTE MALDONADO	PICHINCHA	PEDRO VICENTE MALDONADO	PEDRO VICENTE MALDONADO	III
PUERTO QUITO	PICHINCHA	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	III
SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	PICHINCHA	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	III
STO DOMINGO DE COLORADOS	PICHINCHA	SANTO DOMINGO	ZARACAY	III
CAYAMBE	PICHINCHA	CAYAMBE	CAYAMBE	IV
MACHACHI	PICHINCHA	MEJIA	MACHACHI	IV
QUITO	PICHINCHA	QUITO	QUITO	IV
SANGOLQUI	PICHINCHA	RUMIÑAHUI	RUMIPAMBA	IV

TABACUNDO	PICHINCHA	PEDRO MONCAYO	TABACUNDO	IV
EL CARMEN DEL PUTUMAYO	SUCUMBIOS	PUTUMAYO	EL CARMEN DEL PUTUMAYO	I
SHUSHUFINDI	SUCUMBIOS	SHUSHUFINDI	SHUSHUFINDI	I
NUEVA LOJA	SUCUMBIOS	LAGO AGRIO	NUEVA LOJA	II
EL DORADO DE CASCALES	SUCUMBIOS	CASCALES	EL DORADO DE CASCALES	III
LUMBAQUI	SUCUMBIOS	PIZARRO	LUMBAQUI	III
LA BONITA	SUCUMBIOS	SUCUMBIOS	LA BONITA	IV
AMBATO	TUNGURAHUA	AMBATO	AMBATO	IV
BAÑOS	TUNGURAHUA	BAÑOS	BAÑOS	IV
CEVALLOS	TUNGURAHUA	CEVALLOS	CEVALLOS	IV
MOCHA	TUNGURAHUA	MOCHA	MOCHA	IV
PATATE	TUNGURAHUA	PATATE	PATATE	IV
PELILEO	TUNGURAHUA	PELILEO	PELILEO	IV
PILLARO	TUNGURAHUA	PILLARO	PILLARO	IV
QUERO	TUNGURAHUA	QUERO	QUERO	IV
TISALEO	TUNGURAHUA	TISALEO	TISALEO	IV
28 DE MAYO	ZAMORA CHINCHIPE	YACUAMBI	28 DE MAYO (SN JOSE DE YACUAM)	II
EL PANGUI	ZAMORA CHINCHIPE	EL PANGUI	EL PANGUI	II
GUAYZIMI	ZAMORA CHINCHIPE	NANGARITZA	GUAYZIMI	II
YANTZAZA	ZAMORA CHINCHIPE	YANTZAZA	YANTZAZA	II
ZAMORA	ZAMORA CHINCHIPE	ZAMORA	ZAMORA	II
ZUMBA	ZAMORA CHINCHIPE	CHINCHIPE	ZUMBA	II
ZUMBI	ZAMORA CHINCHIPE	CENTINELA DEL CONDOR	ZUMBI	II
EL PIEDRERO	Zona No Delimitada			III
LAS GOLONDRINAS	Zona No Delimitada			III
MANGA DE CURA	Zona No Delimitada			III

Anexo N° 1-5:
Árbol de cargas Torre AR2-C4.

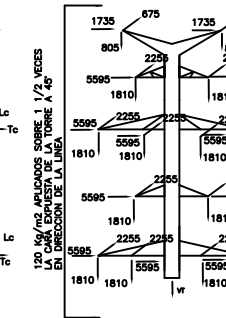
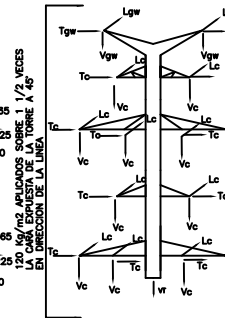
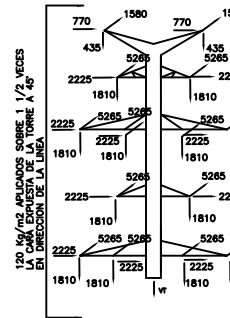
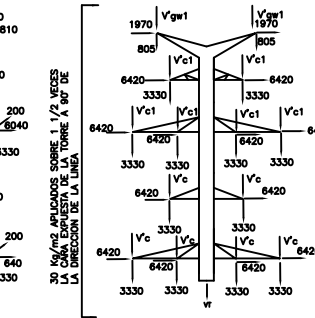
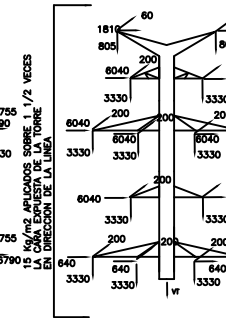
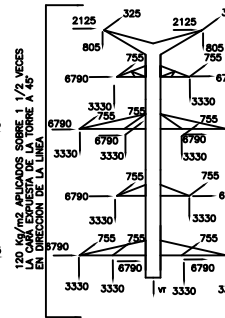
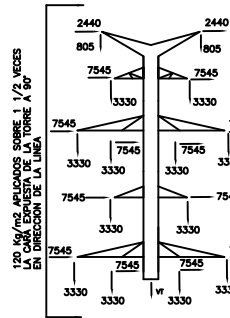
Configuración: Dos Circuitos Superiores con 1200 ACAR
Dos Circuitos Inferiores con Haz 2 x 750 ACAR



DISTANCIAS LIBRES EN LA TORRE
LAS DISTANCIAS LIBRES EN EL CONDUCTOR DEBERAN SER MANTENIDAS AUN CUANDO SE APLIQUE UN ANGULO DE LINEA DE 0° A 15°

NOTAS:

- LAS DIMENSIONES "D", "W", "XA" "Y" SERAN DADAS POR EL CONSTRUCTOR DE LA TORRE
- LA ESTRUCTURA SERA ADECUADA PARA FUNDACION EN GRILLA, CONCRETO



NOTAS SOBRE LAS CARGAS:

- LAS TORRES SERAN DISEÑADAS, CONSIDERANDO TODOS LOS CASOS DE CARGA AQUI INDICADOS Y CON UN CIRCUITO Y UN CABLE DE GUARDIA INSTALADOS
- LAS CARGAS LONGITUDINALES DEBERAN SER APLICADAS EN DIRECCION PERPENDICULAR AL EJE CENTRAL DE LA CRUCETA
- LAS CARGAS TRANSVERSALES DEBERAN SER APLICADAS EN DIRECCION PARALELA AL EJE CENTRAL DE LA CRUCETA
- TODAS LAS CARGAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES SERAN APLICADAS COMO SE PRESENTAN O EN DIRECCION OPUESTA
- TODAS LAS CARGAS SON ULTIMAS E INCLUYEN LOS FACTORES DE SEGURIDAD (O.L.F.)
- $V_t = (\text{PESO MUERTO DE LA TORRE} + 150 \text{ Kg}) \times (\text{O.L.F.})$, SIENDO O.L.F. = 1.4

NOTAS GENERALES:

- LOS DETALLES DE LAS TORRES DEBERAN SER ADECUADOS PARA MANTENIMIENTO Y PROPOSITOS DE ERECCION
- TODAS LAS CARGAS SON EN Kg, TODAS LAS DIMENSIONES EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA

NOTA PARA MONTAJE Y TENDIDO:

- EL CONTRATISTA PREPARARA LAS INSTRUCCIONES DE INSTALACION CONSIDERANDO POR LO MENOS UN PESO ADICIONAL DE 250 kg EN LAS CRUCETAS Y DE 150 kg EN CUALQUIER OTRO PUNTO, EXCEPTO PARA AQUELLOS MIEMBROS QUE FORMEN UN ANGULO CON LA HORIZONTAL DE 45°

NOTA PARA ARRANCAMIENTO:

- LAS CRUCETAS Y EL PUNTO DE ANCLAJE DE LOS CABLES DE GUARDIA DE LAS ESTRUCTURAS DE RETENCION DEBERAN RESISTIR UN ARRANCAMIENTO, TIRO HACIA ARRIBA, DE 500 kg.

TORRE DE ANCLAJE Y REMATE ESPECIAL "AR2-4C"

DOS CIRCUITOS SUPERIORES - ACAR 1200

CONDUCTOR 1200 KCMIL ACAR - 18/19
ANGULO DE LINEA 0° A 70° CASO ANGULAR
ANGULO DE LINEA 0° A 15° CASO REMATE
MAXIMA TENSION DE TRABAJO 3780 Kg
VANO DE DISEÑO 350 m
TENSION DE CADA DIA 3013 Kg FINAL
VANO PESO 1400 m
VANO VIENTO 800 m A 70°
VANO MAXIMO 1200 m
PARA ESTRUCTURA TERMINAL:
VANO PESO 700 m
VANO VIENTO 450 m A 15°
VANO MAXIMO 900 m

DOS CIRCUITOS SUPERIORES - ACAR 1200

CONDUCTOR HAZ 2 x 750 KCMIL ACAR - 18/19
ANGULO DE LINEA 0° A 70° CASO ANGULAR
ANGULO DE LINEA 0° A 15° CASO REMATE
MAXIMA TENSION DE TRABAJO 3781 Kg
VANO DE DISEÑO 350 m
TENSION DE CADA DIA 2585 Kg FINAL
VANO PESO 1400 m
VANO VIENTO 800 m A 70°
VANO MAXIMO 1200 m
PARA ESTRUCTURA TERMINAL:
VANO PESO 700 m
VANO VIENTO 450 m A 15°
VANO MAXIMO 900 m

HILO DE GUARDIA 3/8 H.S. STEEL

MAXIMA TENSION DE TRABAJO 1127 Kg
TENSION DE CADA DIA 882 Kg

0	Nov/11	APROBADO PARA CONCURSO							
Rev.N°	Fecha	Naturaleza de la Revision	Por	Verif.	Aprob.	FECHA:	NOV/2011		

CELEC EP UNIDAD DE NEGOCIO TRANSELECTRIC	
LINEA DE TRANSMISION PASTO QUITO I SANTA ROSA POMASQUI II A 230KV ESTRUCTURA TERMINAL 4 CIRCUITOS TIPO "AR2-C4" - ANGULO DE 0° Y 70°	
DISEÑADO: EHQP	RECOMENDADO:
DIBUJADO: RMC	APROBADO:
REVISADO:	
FECHA: NOV/2011	

Anexo N° 2-1:
Programa de comprobación de
cálculo.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 640	X Mid: 4,875	Combo: SISMICO Y	Design Type: Beam
Length: 3,250	Y Mid: 1,900	Shape: L76X76X7.9	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 0,000	Z Mid: 60,000	Class: Compact	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		
D/C Limit=1,000	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,050	AlphaPr/Pe=0,340	Tau_b=1,000	EA factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ	Load? Yes	EI factor=0,800
			D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,000	Rho=1,000	Sds=0,500
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500	
PhiB=0,900	PhiC=0,900	PhiTY=0,900	PhiTF=0,750
PhiS=0,900	PhiS-RI=1,000	PhiST=0,900	

A=0,001	I33=0,000	r33=0,023	S33=1,147E-05	Av3=6,050E-04
J=0,000	I22=0,000	r22=0,023	S22=1,147E-05	Av2=6,050E-04
alpha=45,000				
E=2,039E+10	fy=35153481,3	Ry=1,100	z33=2,060E-05	
RLLF=1,000	Fu=45699525,7		z22=2,050E-05	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo SISMICO Y)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0,000	2017,168	-2,720	223,215	-14,248	87,143	-8,023E-05

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,723 = 0,055 + 0,254 + 0,414
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,900	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,900	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,900	1,000	1,000

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	2017,168	4682,929	36383,853

	Mu	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB
Major Moment	155,913	613,665	651,746
Minor Moment	159,760	386,242	

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	14,248	11485,174	0,001	OK
Minor Shear	87,143	11485,174	0,008	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	14,338	21,516

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cúpula David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-4 N°-SAP 640 2013/13/01.
 Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL	
Perfil:	L76X7.9	Longitud:	3,25 m	Mat: A572Gr50
Área:	11,50 cm ²	Ixx-yy:	62,40 cm ⁴	fy: 3515,35 kg/cm ²
Ala:	7,62 cm	Iww:	98,78 cm ⁴	E: 2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,79 cm	Izz:	25,36 cm ⁴	Fu: 4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	2,33 cm	Sxx-yy:	11,47 cm ³	PERNOS
Rww:	2,94 cm	Sww:	18,38 cm ³	
Rzz:	1,49 cm	Szz:	8,18 cm ³	
X-Y:	2,21 cm	Z-Z:	3,10 cm	

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 2017,17 kg.
 Mu w: 155,91 kg m. Mu x: 2,72 kg m. Vu x: 14,25 kg.
 Mu z: 159,76 kg m. Mu y: 223,22 kg m. Vu y: 87,14 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 218,12	0,727	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 36383,87 kg	0,055	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 27570,83 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,8$ $d = 16,00$ mm	0,073	ok
#Hileras: 2 #Conectores/hilera: 3		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: 4,45 cm Ae/Ag: 0,70		
Ae total neta transversal: 7,39 cm ² 25341,73 kg	0,080	ok
Ae total neta Escalonada: 8,04 cm ² 27570,83 kg	0,073	ok

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 12409,61 kg	0,163	ok
t: 0,79 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 3,188 t: 0,79 cm		
Si L: 3,25 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 1,63 m Asf: 259,32 cm ² 533286,57 kg	0,004	
b) $a = L/3$ 1,08 m Asf: 173,30 cm ² 356395,23 kg	0,006	
c) $a = L/4$ 0,81 m Asf: 130,30 cm ² 267949,56 kg	0,008	
d) $a = !!!$ 0,03 m Asf: 6,03 cm ² 12409,61 kg	0,163	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 28484,08 kg $\phi_t R_n$ 21363,06 kg 0,094 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 3 #Hileras en ala: 2
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,79 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 7,62 cm g: 2,67 cm
 Agt: 3,93 cm² Agv: 8,52 cm²
 Ant: 2,03 cm² Anv: 5,35 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 7,62 cm t= 0,79 cm L= 3,25 m rx= 2,33 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 11,50 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 9,60 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-2 para: L/rx>80<200!

L/rx= 139,5 kL/r= 132,005 kL/r<200

0,660 ok

¡L/r >120 kL/r Restricción parcial en ambos extremos!

¡ASCE 10-97 kL/r=46.2+0.615L/r !

c) Resistencia de compresión nominal.

0,192 ok

φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 10482,21 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 1154,82 kg/cm²

¡Fe<0.44 fy, Fcr según E3-3!

1012,77 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 11,47 cm³ Sww: 18,38 cm³ Szz: 8,18 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,79 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 3,25 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.

φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 40321,06 kg-cm. φb*Mn 54433,44 kg-cm. 0,005 ok

a) My=Syy.fy. 40321,06 kg-cm. φb*Mn 54433,44 kg-cm. 0,410 ok

b) My=Sww.fy. 64612,13 kg-cm. φb*Mn 87226,38 kg-cm. 0,179 ok

c) My=Szz.fy. 28755,56 kg-cm. φb*Mn 38820,01 kg-cm. 0,412 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.

φb 0,90 φb*Mn 58440,34 kg-cm. 0,005 ok

¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 105638,38 kg-cm.

My=Sww.fy. 64612,13 kg-cm. Mn= 64933,71 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.

φb 0,90 φb*Mn N/A

N/A ok

¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 9,60 λp 13,00 λr 21,92

Sxx-yy: 11,47 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,79 cm

9. Resistencia al corte del Ala.

φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 11485,18 kg. X

0,001 ok

Aw=b*t 6,05 cm² Cv=1

Y 0,008 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,7827 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	2017,17 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	10482,21 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	155,91 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	87226,38 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	159,76 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	38820,01 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 642	X Mid: 0,000	Combo: SISMICO Y	Design Type: Beam
Length: 6,500	Y Mid: 1,900	Shape: L76X76X7.9	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 3,250	Z Mid: 60,000	Class: Compact	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		
D/C Limit=1,000	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,055	AlphaPr/Pe=0,460	Tau_b=1,000	EA factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ	Load? Yes	EI factor=0,800
			D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,000	Rho=1,000	Sds=0,500
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500	
PhiB=0,900	PhiC=0,900	PhiTY=0,900	PhiTF=0,750
PhiS=0,900	PhiS-RI=1,000	PhiST=0,900	

A=0,001	I33=0,000	r33=0,023	S33=1,147E-05	Av3=6,050E-04
J=0,000	I22=0,000	r22=0,023	S22=1,147E-05	Av2=6,050E-04
alpha=45,000				
E=2,039E+10	fy=35153481,3	Ry=1,100	z33=2,060E-05	
RLLF=1,000	Fu=45699525,7		z22=2,050E-05	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo SISMICO Y)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
3,250	2209,151	-11,940	-146,726	20,714	29,948	-8,023E-05

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,499 = 0,061 + 0,191 + 0,247
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,500	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,500	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,500	1,000	1,000

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	2209,151	3793,173	36383,853

	Mu	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB
Major Moment	-112,194	586,135	651,746
Minor Moment	-95,308	386,242	

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	20,714	11485,174	0,002	OK
Minor Shear	29,948	11485,174	0,003	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	21,516	20,755

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cúpula David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-6 N°-SAP 642 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L76X7.9	Longitud:	3,25 m	Mat:	A572Gr50
Área:	11,50 cm ²	Ixx-yy:	62,40 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	7,62 cm	Iww:	98,78 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,79 cm	Izz:	25,36 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	2,33 cm	Sxx-yy:	11,47 cm ³	PERNOS	
Rww:	2,94 cm	Sww:	18,38 cm ³		
Rzz:	1,49 cm	Szz:	8,18 cm ³		
X-Y:	2,21 cm	Z-Z:	3,10 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 2209,15 kg.
 Mu w: 112,19 kg m. Mu x: 11,94 kg m. Vu x: 20,71 kg.
 Mu z: 95,31 kg m. Mu y: 146,73 kg m. Vu y: 29,95 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 218,12	0,727	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 36383,87 kg	0,061	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 27570,83 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,8$ $d = 16,00$ mm	0,080	ok
#Hileras: 2 #Conectores/hilera: 3		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: 4,45 cm Ae/Ag: 0,70		
Ae total neta transversal: 7,39 cm ² 25341,73 kg	0,087	ok
Ae total neta Escalonada: 8,04 cm ² 27570,83 kg	0,080	ok

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 12409,61 kg	0,178	ok
t: 0,79 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 3,188 t: 0,79 cm		
Si L: 3,25 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 1,63 m Asf: 259,32 cm ² 533286,57 kg	0,004	
b) $a = L/3$ 1,08 m Asf: 173,30 cm ² 356395,23 kg	0,006	
c) $a = L/4$ 0,81 m Asf: 130,30 cm ² 267949,56 kg	0,008	
d) $a = !!!$ 0,03 m Asf: 6,03 cm ² 12409,61 kg	0,178	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 28484,08 kg $\phi_t R_n$ 21363,06 kg 0,103 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 3 #Hileras en ala: 2
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,79 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 7,62 cm g: 2,67 cm
 Agt: 3,93 cm² Agv: 8,52 cm²
 Ant: 2,03 cm² Anv: 5,35 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 7,62 cm t= 0,79 cm L= 3,25 m rx= 2,33 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 11,50 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 9,60 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-2 para: L/rx>80<200!

L/rx= 139,5 kL/r= 132,005 kL/r<200

0,660 ok

¡L/r >120 kL/r Restricción parcial en ambos extremos!

¡ASCE 10-97 kL/r=46.2+0.615L/r !

c) Resistencia de compresion nominal.

0,211 ok

φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 10482,21 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 1154,82 kg/cm²

¡Fe<0.44 fy, Fcr según E3-3!

1012,77 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 11,47 cm³ Sww: 18,38 cm³ Szz: 8,18 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,79 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 3,25 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.

φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 40321,06 kg-cm. φb*Mn 54433,44 kg-cm. 0,022 ok

a) My=Syy.fy. 40321,06 kg-cm. φb*Mn 54433,44 kg-cm. 0,270 ok

b) My=Sww.fy. 64612,13 kg-cm. φb*Mn 87226,38 kg-cm. 0,129 ok

c) My=Szz.fy. 28755,56 kg-cm. φb*Mn 38820,01 kg-cm. 0,246 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.

φb 0,90 φb*Mn 58440,34 kg-cm. 0,020 ok

¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 105638,38 kg-cm.

My=Sww.fy. 64612,13 kg-cm. Mn= 64933,71 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.

φb 0,90 φb*Mn N/A

N/A ok

¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 9,60 λp 13,00 λr 21,92

Sxx-yy: 11,47 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,79 cm

9. Resistencia al corte del Ala.

φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 11485,18 kg. X 0,002 ok

Aw=b*t 6,05 cm² Cv=1 Y 0,003 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,5849 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	2209,15 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	10482,21 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	112,19 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	87226,38 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	95,31 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	38820,01 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 769	X Mid: 2,700	Combo: CASO A 1A	Design Type: Brace
Length: 2,371	Y Mid: 1,900	Shape: L64X64X6.4	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 1,186	Z Mid: 59,125	Class: Compact	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		
D/C Limit=1,000	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,008	AlphaPr/Pe=0,053	Tau_b=1,000	EA factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ	Load? Yes	EI factor=0,800
			D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,000	Rho=1,000	Sds=0,500
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500	
PhiB=0,900	PhiC=0,900	PhiTY=0,900	PhiTF=0,750
PhiS=0,900	PhiS-RI=1,000	PhiST=0,900	

A=7,680E-04	I33=0,000	r33=0,019	S33=6,344E-06	Av3=4,032E-04
J=0,000	I22=0,000	r22=0,019	S22=6,344E-06	Av2=4,032E-04
alpha=45,000				
E=2,039E+10	fy=35153481,3	Ry=1,100	z33=1,140E-05	
RLLF=1,000	Fu=45699525,7		z22=1,140E-05	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1A)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,186	-217,862	5,655	0,000	-0,001	0,000	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,098 = 0,067 + 0,012 + 0,019
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,000	1,000	1,000

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-217,862	3240,608	24298,086

	Mu	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB
Major Moment	3,999	339,081	360,675
Minor Moment	-3,999	211,860	

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	0,001	7654,372	0,000	OK
Minor Shear	0,000	7654,372	0,000	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cúpula David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-16 N°-SAP 769 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L64X6.4	Longitud:	2,37 m	Mat:	A572Gr50
Área:	7,68 cm ²	Ixx-yy:	28,80 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	6,35 cm	Iww:	48,08 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,64 cm	Izz:	12,31 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	1,94 cm	Sxx-yy:	6,34 cm ³	PERNOS	
Rww:	2,48 cm	Sww:	10,62 cm ³		
Rzz:	1,25 cm	Szz:	4,74 cm ³		
X-Y:	1,83 cm	Z-Z:	2,60 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 217,86 kg.
 Mu w: 4,00 kg m. Mu x: 5,66 kg m. Vu x: 0,00 kg.
 Mu z: 4,00 kg m. Mu y: 0,00 kg m. Vu y: 0,00 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 189,60 0,632 ok
 2.Fluencia por tracción en la sección bruta. 0,009 ok
 $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 24298,10 kg
 3.Fractura en la sección neta efectiva. 0,015 ok
 $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 14233,91 kg
 Si $A_e = A_n U$ $U = 0,6$ $d = 16,00$ mm
 #Hileras: 1 #Conectores/hilera: 2
 Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A
 Ae total neta transversal: 4,15 cm² 14233,91 kg 0,015 ok
 Ae total neta Escalonada: N/A N/A N/A N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. 0,022 ok
 $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 9924,56 kg
 $t: 0,64$ cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 2,87 $t: 0,64$ cm
 Si L: 2,37 m $d = 16,00$ mm
 a) $a = L/2$ 1,19 m $A_{sf}: 151,51$ cm² 311578,96 kg 0,001
 b) $a = L/3$ 0,79 m $A_{sf}: 101,35$ cm² 208415,77 kg 0,001
 c) $a = L/4$ 0,59 m $A_{sf}: 76,26$ cm² 156834,17 kg 0,001
 d) $a = !!!$ 0,03 m $A_{sf}: 4,83$ cm² 9924,56 kg 0,022

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ $R_n: 10918,50$ kg $\phi_t R_n$ 8188,87 kg 0,027 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 1 #Hileras en ala: 1
 Tipo de corte: TERMICO
 $t: 0,64$ cm $s: 4,27$ cm $db: 2,20$ cm
 $d: 16,00$ mm Ala: 6,35 cm $g: 3,48$ cm
 $A_{gt}: 1,82$ cm² $A_{gv}: 1,40$ cm²
 $A_{nt}: 1,31$ cm² $A_{nv}: 0,89$ cm²
 $f_y: 3515,35$ kg/cm² $F_u: 4569,95$ kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 6,35 cm t= 0,64 cm L= 2,37 m rx= 1,94 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 7,68 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 10,00 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-2 para: L/rx>80<200!

L/rx= 122,4 kL/r= 121,467 kL/r<200

0,607 ok

¡L/r >120 kL/r Restricción parcial en ambos extremos!

¡ASCE 10-97 kL/r=46.2+0.615L/r !

c) Resistencia de compresión nominal.

0,026 ok

φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 8267,63 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 1363,89 kg/cm²

¡Fe<0.44 fy, Fcr según E3-3!

1196,13 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 6,34 cm³ Sw: 10,62 cm³ Szz: 4,74 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 6,35 cm t= 0,64 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 2,37 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.

φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 22287,32 kg-cm. φb*Mn 30087,88 kg-cm. 0,019 ok

a) My=Syy.fy. 22287,32 kg-cm. φb*Mn 30087,88 kg-cm. 0,000 ok

b) My=Sw.fy. 37333,02 kg-cm. φb*Mn 50399,57 kg-cm. 0,008 ok

c) My=Szz.fy. 16662,76 kg-cm. φb*Mn 22494,72 kg-cm. 0,018 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.

φb 0,90 φb*Mn 34566,91 kg-cm. 0,016 ok

¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 64342,91 kg-cm.

My=Sw.fy. 37333,02 kg-cm. Mn= 38407,68 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.

φb 0,90 φb*Mn N/A

N/A ok

¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 10,00 λp 13,00 λr 21,92

Sxx-yy: 6,34 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 6,35 cm t= 0,64 cm

9. Resistencia al corte del Ala.

φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 7654,38 kg. X

0,000 ok

Aw=b*t 4,03 cm² Cv=1

Y 0,000 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,0521 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) fa=tensión o Compresión Axial requerida.	217,86 kg.
b) Fa=tensión o Compresión Axial de diseño.	8267,63 kg
c) fbw=tensión de flexión requerida mayor.	4,00 kg m.
d) Fbw=tensión de flexión de diseño mayor.	50399,57 kg m.
e) fbz=tensión de flexión requerida menor.	4,00 kg m.
f) Fbz=tensión de flexión de diseño menor.	22494,72 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 778 X Mid: 3,850 Combo: SISMICO X Design Type: Brace
Length: 1,121 Y Mid: 1,900 Shape: L64X64X6.4 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 0,560 Z Mid: 59,563 Class: Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,004 AlphaPr/Pe=0,006 Tau_b=1,000 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=7,680E-04 I33=0,000 r33=0,019 S33=6,344E-06 Av3=4,032E-04
J=0,000 I22=0,000 r22=0,019 S22=6,344E-06 Av2=4,032E-04
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=1,140E-05
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=1,140E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo SISMICO X)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0,560	102,390	0,827	0,000	0,000	0,000	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,009 = 0,004 + 0,002 + 0,003
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,000	1,000	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	102,390	13141,223	24298,086

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	0,585	360,675	360,675
Minor Moment	-0,585	211,860	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	0,000	7654,372	0,000	OK
Minor Shear	0,000	7654,372	0,000	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cúpula David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-11 N°-SAP 778 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L64X6.4	Longitud:	1,12 m	Mat:	A572Gr50
Área:	7,68 cm ²	Ixx-yy:	28,80 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	6,35 cm	Iww:	48,08 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,64 cm	Izz:	12,31 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	1,94 cm	Sxx-yy:	6,34 cm ³	PERNOS	
Rww:	2,48 cm	Sww:	10,62 cm ³		
Rzz:	1,25 cm	Szz:	4,74 cm ³		
X-Y:	1,83 cm	Z-Z:	2,60 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 102,39 kg.
 Mu w: 0,59 kg m. Mu x: 0,83 kg m. Vu x: 0,00 kg.
 Mu z: 0,59 kg m. Mu y: 0,00 kg m. Vu y: 0,00 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 89,60	0,299	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 24298,10 kg	0,004	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 14233,91 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,6$ $d = 16,00$ mm	0,007	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 2		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 4,15 cm ² 14233,91 kg	0,007	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 9924,56 kg	0,010	ok
t: 0,64 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 2,87 t: 0,64 cm		
Si L: 1,12 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 0,56 m Asf: 72,14 cm ² 148346,06 kg	0,001	
b) $a = L/3$ 0,37 m Asf: 48,43 cm ² 99593,83 kg	0,001	
c) $a = L/4$ 0,28 m Asf: 36,58 cm ² 75217,72 kg	0,001	
d) $a = !!!$ 0,03 m Asf: 4,83 cm ² 9924,56 kg	0,010	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 10918,50 kg $\phi_t R_n$ 8188,87 kg 0,013 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 1 #Hileras en ala: 1
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,64 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 6,35 cm g: 3,48 cm
 Agt: 1,82 cm² Agv: 1,40 cm²
 Ant: 1,31 cm² Anv: 0,89 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 6,35 cm t= 0,64 cm L= 1,12 m rx= 1,94 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 7,68 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 10,00 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!

L/rx= 57,84 kL/r= 78,9182 kL/r<200

0,395 ok

¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!

¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal.

0,007 ok

φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 15410,02 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 3231,04 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2!

2229,46 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 6,34 cm³ Sww: 10,62 cm³ Szz: 4,74 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 6,35 cm t= 0,64 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 1,12 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.

φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 22287,32 kg-cm. φb*Mn 30087,88 kg-cm. 0,003 ok

a) My=Syy.fy. 22287,32 kg-cm. φb*Mn 30087,88 kg-cm. 0,000 ok

b) My=Sww.fy. 37333,02 kg-cm. φb*Mn 50399,57 kg-cm. 0,001 ok

c) My=Szz.fy. 16662,76 kg-cm. φb*Mn 22494,72 kg-cm. 0,003 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.

φb 0,90 φb*Mn 43926,38 kg-cm. 0,002 ok

¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 136154,20 kg-cm.

My=Sww.fy. 37333,02 kg-cm. Mn= 48807,09 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.

φb 0,90 φb*Mn N/A

N/A ok

¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 10,00 λp 13,00 λr 21,92

Sxx-yy: 6,34 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 6,35 cm t= 0,64 cm

9. Resistencia al corte del Ala.

φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 7654,38 kg.

X 0,000 ok

Aw=b*t 4,03 cm² Cv=1

Y 0,000 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,0110 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f_a =tensión o Compresión Axial requerida.	102,39 kg.
b) F_a =tensión o Compresión Axial de diseño.	14233,91 kg
c) f_{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	0,59 kg m.
d) F_{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	50399,57 kg m.
e) f_{bz} =tensión de flexión requerida menor.	0,59 kg m.
f) F_{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	22494,72 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 948	X Mid: 0,950	Combo: CASO A 1A	Design Type: Brace
Length: 2,583	Y Mid: 1,900	Shape: L76X76X6.4	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 1,292	Z Mid: 59,125	Class: Compact	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		
D/C Limit=1,000	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,055	AlphaPr/Pe=0,293	Tau_b=1,000	EA factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ	Load? Yes	EI factor=0,800
			D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,000	Rho=1,000	Sds=0,500
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500	
PhiB=0,900	PhiC=0,900	PhiTY=0,900	PhiTF=0,750
PhiS=0,900	PhiS-RI=1,000	PhiST=0,900	

A=9,290E-04	I33=0,000	r33=0,023	S33=9,309E-06	Av3=4,839E-04
J=0,000	I22=0,000	r22=0,023	S22=9,309E-06	Av2=4,839E-04
alpha=45,000				
E=2,039E+10	fy=35153481,3	Ry=1,100	z33=1,670E-05	
RLLF=1,000	Fu=45699525,7		z22=1,670E-05	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1A)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,292	-1804,528	4,279	0,000	0,002	0,000	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,387 = 0,371 + 0,006 + 0,009
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,000	1,000	1,000

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-1804,528	4857,659	29391,826

	Mu	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB
Major Moment	3,026	477,536	528,357
Minor Moment	-3,026	320,596	

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	0,002	9185,246	0,000	OK
Minor Shear	0,000	9185,246	0,000	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cúpula David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-20 N°-SAP 948 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L76X6.4	Longitud:	2,58 m	Mat:	A572Gr50
Área:	9,29 cm ²	Ixx-yy:	51,20 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	7,62 cm	Iww:	82,46 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,64 cm	Izz:	20,97 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	2,35 cm	Sxx-yy:	9,31 cm ³	PERNOS	
Rww:	2,97 cm	Sww:	15,34 cm ³		
Rzz:	1,50 cm	Szz:	6,94 cm ³		
X-Y:	2,13 cm	Z-Z:	3,02 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 1804,53 kg.
 Mu w: 3,03 kg m. Mu x: 4,28 kg m. Vu x: 0,00 kg.
 Mu z: 3,03 kg m. Mu y: 0,00 kg m. Vu y: 0,00 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 172,00	0,573	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 29391,84 kg	0,061	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 17550,80 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,6$ $d = 16,00$ mm	0,103	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 2		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 5,12 cm ² 17550,80 kg	0,103	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 9924,56 kg	0,182	ok
t: 0,64 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 2,87 t: 0,64 cm		
Si L: 2,58 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 1,29 m Asf: 164,85 cm ² 339002,09 kg	0,005	
b) $a = L/3$ 0,86 m Asf: 110,24 cm ² 226697,85 kg	0,008	
c) $a = L/4$ 0,65 m Asf: 82,93 cm ² 170545,74 kg	0,011	
d) $a = !!!$ 0,03 m Asf: 4,83 cm ² 9924,56 kg	0,182	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 14168,07 kg $\phi_t R_n$ 10626,06 kg 0,170 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 2 #Hileras en ala: 1
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,64 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 7,62 cm g: 4,45 cm
 Agt: 2,02 cm² Agv: 4,11 cm²
 Ant: 1,51 cm² Anv: 2,58 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 7,62 cm t= 0,64 cm L= 2,58 m rx= 2,35 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 9,29 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 12,00 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-2 para: L/rx>80<200!
L/rx= 109,9 kL/r= 104,95 kL/r<200 0,525 ok
¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!
¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,137 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 13136,18 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 1826,98 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2! 1571,13 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 9,31 cm³ Sww: 15,34 cm³ Szz: 6,94 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,64 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 2,58 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.
φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 32727,91 kg-cm. φb*Mn 44182,68 kg-cm. 0,010 ok

a) My=Syy.fy. 32727,91 kg-cm. φb*Mn 44182,68 kg-cm. 0,000 ok

b) My=Sww.fy. 53925,47 kg-cm. φb*Mn 72799,38 kg-cm. 0,004 ok

c) My=Szz.fy. 24396,53 kg-cm. φb*Mn 32935,31 kg-cm. 0,009 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.
φb 0,90 φb*Mn 47984,78 kg-cm. 0,009 ok
¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 85112,21 kg-cm.
My=Sww.fy. 53925,47 kg-cm. Mn= 53316,42 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.
φb 0,90 φb*Mn N/A N/A ok
¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 12,00 λp 13,00 λr 21,92
Sxx-yy: 9,31 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,64 cm

9. Resistencia al corte del Ala.
φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 9185,25 kg. X 0,000 ok
Aw=b*t 4,84 cm² Cv=1 Y 0,000 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,1507 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f_a =tensión o Compresión Axial requerida.	1804,53 kg.
b) F_a =tensión o Compresión Axial de diseño.	13136,18 kg
c) f_{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	3,03 kg m.
d) F_{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	72799,38 kg m.
e) f_{bz} =tensión de flexión requerida menor.	3,03 kg m.
f) F_{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	32935,31 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 1137 X Mid: 4,200 Combo: CASO T 1B Design Type: Brace
Length: 4,922 Y Mid: 1,900 Shape: L76X76X7.9 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 2,461 Z Mid: 59,125 Class: Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,063 AlphaPr/Pe=0,303 Tau_b=1,000 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=0,001 I33=0,000 r33=0,023 S33=1,147E-05 Av3=6,050E-04
J=0,000 I22=0,000 r22=0,023 S22=1,147E-05 Av2=6,050E-04
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=2,060E-05
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=2,050E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO T 1B)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
2,461	-2542,779	-13,430	-12,302	20,146	11,534	0,053

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,414 = 0,384 + 0,028 + 0,002
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,500	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,500	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,500	1,000	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-2542,779	6616,226	36383,853

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	-18,195	651,746	651,746
Minor Moment	0,798	386,242	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	20,146	11485,174	0,002	OK
Minor Shear	11,534	11485,174	0,001	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cúpula David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-19 N°-SAP 1137 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L76X7.9	Longitud:	2,46 m	Mat:	A572Gr50
Área:	11,50 cm ²	Ixx-yy:	62,40 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	7,62 cm	Iww:	98,78 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,79 cm	Izz:	25,36 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	2,33 cm	Sxx-yy:	11,47 cm ³	PERNOS	
Rww:	2,94 cm	Sww:	18,38 cm ³		
Rzz:	1,49 cm	Szz:	8,18 cm ³		
X-Y:	2,21 cm	Z-Z:	3,10 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 2542,78 kg.
 Mu w: 18,20 kg m. Mu x: 13,43 kg m. Vu x: 20,15 kg.
 Mu z: 0,80 kg m. Mu y: 12,30 kg m. Vu y: 11,53 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 165,10	0,550	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 36383,87 kg	0,070	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 21945,41 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,6$ $d = 16,00$ mm	0,116	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 2		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 6,40 cm ² 21945,41 kg	0,116	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 12409,61 kg	0,205	ok
t: 0,79 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 3,188 t: 0,79 cm		
Si L: 2,46 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 1,23 m Asf: 196,59 cm ² 404291,96 kg	0,006	
b) $a = L/3$ 0,82 m Asf: 131,49 cm ² 270398,82 kg	0,009	
c) $a = L/4$ 0,62 m Asf: 98,93 cm ² 203452,25 kg	0,012	
d) $a = !!!$ 0,03 m Asf: 6,03 cm ² 12409,61 kg	0,205	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 17715,67 kg $\phi_t R_n$ 13286,75 kg 0,191 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 2 #Hileras en ala: 1
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,79 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 7,62 cm g: 4,45 cm
 Agt: 2,52 cm² Agv: 5,13 cm²
 Ant: 1,89 cm² Anv: 3,23 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 7,62 cm t= 0,79 cm L= 2,46 m rx= 2,33 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 11,50 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 9,60 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-2 para: L/rx>80<200!
L/rx= 105,6 kL/r= 102,803 kL/r<200 0,514 ok
¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!
¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,151 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 16800,09 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 1904,07 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2! 1623,20 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 11,47 cm³ Sww: 18,38 cm³ Szz: 8,18 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,79 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 2,46 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.
φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 40321,06 kg-cm. φb*Mn 54433,44 kg-cm. 0,025 ok

a) My=Syy.fy. 40321,06 kg-cm. φb*Mn 54433,44 kg-cm. 0,023 ok

b) My=Sww.fy. 64612,13 kg-cm. φb*Mn 87226,38 kg-cm. 0,021 ok

c) My=Szz.fy. 28755,56 kg-cm. φb*Mn 38820,01 kg-cm. 0,002 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.
φb 0,90 φb*Mn 65356,86 kg-cm. 0,021 ok
¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 139562,91 kg-cm.
My=Sww.fy. 64612,13 kg-cm. Mn= 72618,73 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.
φb 0,90 φb*Mn N/A N/A ok
¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 9,60 λp 13,00 λr 21,92
Sxx-yy: 11,47 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,79 cm

9. Resistencia al corte del Ala.
φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 11485,18 kg. X 0,002 ok
Aw=b*t 6,05 cm² Cv=1 Y 0,001 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,1743 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	2542,78 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	16800,09 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	18,20 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	87226,38 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	0,80 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	38820,01 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 423 X Mid: 0,000 Combo: CASO A 1A Design Type: Brace
Length: 5,339 Y Mid: 1,900 Shape: L102X102X6.4 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 4,004 Z Mid: 43,125 Class: Non-Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,406 AlphaPr/Pe=0,326 Tau_b=1,000 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=0,001 I33=1,250E-06 r33=0,032 S33=1,676E-05 Av3=6,477E-04
J=0,000 I22=1,250E-06 r22=0,032 S22=1,676E-05 Av2=6,477E-04
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=2,980E-05
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=2,980E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1A)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
4,004	-17851,933	63,388	0,000	-31,657	0,000	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,832 = 0,707 + 0,048 + 0,077
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,250	1,000	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-17851,933	25239,999	39547,666

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	44,822	942,816	942,816
Minor Moment	-44,822	582,506	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	31,657	12295,212	0,003	OK
Minor Shear	0,000	12295,212	0,000	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cabeza Tramo 1 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-156 N°-SAP 423 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L102X6.4	Longitud:	1,30 m	Mat:	A572Gr50
Área:	12,50 cm ²	Ixx-yy:	125,00 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	10,20 cm	Iww:	205,96 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,64 cm	Izz:	51,97 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	3,16 cm	Sxx-yy:	16,76 cm ³	PERNOS	
Rww:	4,03 cm	Sww:	28,55 cm ³		
Rzz:	2,02 cm	Szz:	13,18 cm ³		
X-Y:	2,77 cm	Z-Z:	3,94 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 17851,93 kg.
 Mu w: 44,82 kg m. Mu x: 63,39 kg m. Vu x: 31,66 kg.
 Mu z: 44,82 kg m. Mu y: 0,00 kg m. Vu y: 0,00 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 64,36	0,215	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 39547,69 kg	0,451	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 24289,06 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,6$ $d = 16,00$ mm	0,735	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 2		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 7,09 cm ² 24289,06 kg	0,735	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 54323,91 kg	0,329	ok
t: 0,64 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 2,87 t: 0,64 cm		
Si L: 1,30 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 0,65 m Asf: 83,57 cm ² 171851,60 kg	0,104	
b) $a = L/3$ 0,43 m Asf: 56,05 cm ² 115264,19 kg	0,155	
c) $a = L/4$ 0,33 m Asf: 42,29 cm ² 86970,49 kg	0,205	
d) $a = !!!$ 0,20 m Asf: 26,42 cm ² 54323,91 kg	0,329	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 26013,86 kg $\phi_t R_n$ 19510,40 kg 0,915 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 2 #Hileras en ala: 2
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,64 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 10,20 cm g: 3,81 cm
 Agt: 4,06 cm² Agv: 4,11 cm²
 Ant: 2,53 cm² Anv: 2,58 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 10,20 cm t: 0,64 cm L= 1,30 m rx= 3,16 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 12,50 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: No Compacto.
b/t= 16,06 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!
L/rx= 41,11 kL/r= 70,5547 kL/r<200 0,353 ok
¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!
¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,650 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 27482,03 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 4042,45 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2! 2442,85 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 16,76 cm³ Sww: 28,55 cm³ Szz: 13,18 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t: 0,64 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 1,30 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.
φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 58917,27 kg-cm. φb*Mn 79538,31 kg-cm. 0,080 ok

a) My=Syy.fy. 58917,27 kg-cm. φb*Mn 79538,31 kg-cm. 0,000 ok

b) My=Sww.fy. 100363,24 kg-cm. φb*Mn 135490,38 kg-cm. 0,033 ok

c) My=Szz.fy. 46332,31 kg-cm. φb*Mn 62548,62 kg-cm. 0,072 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.
φb 0,90 φb*Mn 112570,61 kg-cm. 0,056 ok
¡Si Me>My Mn según F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 302662,50 kg-cm.

My=Sww.fy. 100363,24 kg-cm. Mn=125078,45 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.
φb 0,90 φb*Mn 54416,72 kg-cm. 0,12 ok
¡No compacto Mn según F10-7!

a) Clase según Tabla B4.1: No Compacto.

b/t= 16,06 λp 13,00 λr 21,92

Sxx-yy: 16,76 cm³ Mn= 60463,02 kg-cm.

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t: 0,64 cm

9. Resistencia al corte del Ala.

φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 12295,22 kg. X 0,003 ok
Aw=b*t 6,48 cm² Cv=1 Y 0,000 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,8397 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	17851,93 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	24289,06 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	44,82 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	135490,38 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	44,82 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	62548,62 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 430 X Mid: 0,000 Combo: CASO A 1A Design Type: Brace
Length: 5,339 Y Mid: 1,900 Shape: L102X102X6.4 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 4,004 Z Mid: 46,875 Class: Non-Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,439 AlphaPr/Pe=0,352 Tau_b=1,000 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=0,001 I33=1,250E-06 r33=0,032 S33=1,676E-05 Av3=6,477E-04
J=0,000 I22=1,250E-06 r22=0,032 S22=1,676E-05 Av2=6,477E-04
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=2,980E-05
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=2,980E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1A)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
4,004	-19300,297	40,378	0,000	-15,464	0,000	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,844 = 0,765 + 0,030 + 0,049
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,250	1,000	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-19300,297	25239,999	39547,666

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	28,552	942,816	942,816
Minor Moment	-28,552	582,506	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	15,464	12295,212	0,001	OK
Minor Shear	0,000	12295,212	0,000	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cabeza Tramo 1 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-150 N°-SAP 430 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L102X6.4	Longitud:	1,30 m	Mat:	A572Gr50
Área:	12,50 cm ²	Ixx-yy:	125,00 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	10,20 cm	Iww:	205,96 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,64 cm	Izz:	51,97 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	3,16 cm	Sxx-yy:	16,76 cm ³	PERNOS	
Rww:	4,03 cm	Sww:	28,55 cm ³		
Rzz:	2,02 cm	Szz:	13,18 cm ³		
X-Y:	2,77 cm	Z-Z:	3,94 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 19300,30 kg.
 Mu w: 28,55 kg m. Mu x: 40,38 kg m. Vu x: 15,46 kg.
 Mu z: 28,55 kg m. Mu y: 0,00 kg m. Vu y: 0,00 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 64,36	0,215	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 39547,69 kg	0,488	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 34311,65 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,9$ $d = 16,00$ mm	0,562	ok
#Hileras: 2 #Conectores/hilera: 4		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: 6,35 cm Ae/Ag: 0,80		
Ae total neta transversal: 9,60 cm ² 32907,75 kg	0,586	ok
Ae total neta Escalonada: 10,01 cm ² 34311,65 kg	0,562	ok

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 54323,91 kg	0,355	ok
t: 0,64 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 2,87 t: 0,64 cm		
Si L: 1,30 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 0,65 m Asf: 83,57 cm ² 171851,60 kg	0,112	
b) $a = L/3$ 0,43 m Asf: 56,05 cm ² 115264,19 kg	0,167	
c) $a = L/4$ 0,33 m Asf: 42,29 cm ² 86970,49 kg	0,222	
d) $a = !!!$ 0,20 m Asf: 26,42 cm ² 54323,91 kg	0,355	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 39917,06 kg $\phi_t R_n$ 29937,80 kg 0,645 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 6 #Hileras en ala: 2
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,64 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 10,20 cm g: 3,81 cm
 Agt: 4,06 cm² Agv: 14,94 cm²
 Ant: 2,53 cm² Anv: 9,36 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 10,20 cm t: 0,64 cm L= 1,30 m rx= 3,16 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 12,50 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: No Compacto.
b/t= 16,06 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!
L/rx= 41,11 kL/r= 70,5547 kL/r<200 0,353 ok
¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!
¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,702 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 27482,03 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 4042,45 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2! 2442,85 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 16,76 cm³ Sww: 28,55 cm³ Szz: 13,18 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t: 0,64 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 1,30 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.
φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 58917,27 kg-cm. φb*Mn 79538,31 kg-cm. 0,051 ok

a) My=Syy.fy. 58917,27 kg-cm. φb*Mn 79538,31 kg-cm. 0,000 ok

b) My=Sww.fy. 100363,24 kg-cm. φb*Mn 135490,38 kg-cm. 0,021 ok

c) My=Szz.fy. 46332,31 kg-cm. φb*Mn 62548,62 kg-cm. 0,046 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.
φb 0,90 φb*Mn 112570,61 kg-cm. 0,036 ok
¡Si Me>My Mn según F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 302662,50 kg-cm.
My=Sww.fy. 100363,24 kg-cm. Mn= 125078,45 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.
φb 0,90 φb*Mn 54416,72 kg-cm. 0,07 ok
¡No compacto Mn según F10-7!

a) Clase según Tabla B4.1: No Compacto.
b/t= 16,06 λp 13,00 λr 21,92
Sxx-yy: 16,76 cm³ Mn= 60463,02 kg-cm.

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t: 0,64 cm

9. Resistencia al corte del Ala.
φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 12295,22 kg. X 0,001 ok
Aw=b*t 6,48 cm² Cv=1 Y 0,000 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,7690 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	19300,30 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	27482,03 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	28,55 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	135490,38 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	28,55 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	62548,62 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 1045 X Mid: 1,900 Combo: CASO A 1B Design Type: Column
Length: 6,000 Y Mid: 1,900 Shape: L127X127X15.9 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 1,750 Z Mid: 46,250 Class: Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,542 AlphaPr/Pe=0,538 Tau_b=0,993 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=0,004 I33=5,660E-06 r33=0,039 S33=6,310E-05 Av3=0,002
J=0,000 I22=5,660E-06 r22=0,039 S22=6,310E-05 Av2=0,002
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=1,140E-04
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=1,130E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1B)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,750	-72011,917	69,506	-7,277	-44,181	31,831	-0,328

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,951 = 0,913 + 0,012 + 0,026
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,313	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,313	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,313	4,799	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-72011,917	78901,803	119592,143

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	44,003	3606,747	3606,747
Minor Moment	-54,294	2083,106	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	44,181	38332,130	0,001	OK
Minor Shear	31,831	38332,130	0,001	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cabeza Tramo 1 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-153 N°-SAP 1045 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L127X15.8	Longitud: 2,00 m	Mat:	A572Gr50	
Área:	37,80 cm ²	Ixx-yy: 566,00 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²	
Ala:	12,70 cm	Iww:	E:	2,04E+6 kg/cm ²	
Espesor:	1,59 cm	Izz:	Fu:	4569,95 kg/cm ²	
Rxx-yy:	3,87 cm	Sxx-yy: 63,10 cm ³	PERNOS		
Rww:	4,87 cm	Sww:			
Rzz:	2,48 cm	Szz:			
X-Y:	3,76 cm	Z-Z:			

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 72011,92 kg.
 Mu w: 44,00 kg m. Mu x: 69,51 kg m. Vu x: 44,18 kg.
 Mu z: 54,29 kg m. Mu y: 7,28 kg m. Vu y: 31,83 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 80,65	0,269	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 119592,21 kg	0,602	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 109851,82 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,9$ $d = 16,00$ mm	0,656	ok
#Hileras: 2 #Conectores/hilera: 4		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: 7,62 cm Ae/Ag: 0,85		
Ae total neta transversal: 31,20 cm ² 106922,43 kg	0,673	ok
Ae total neta Escalonada: 32,05 cm ² 109851,82 kg	0,656	ok

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 136023,65 kg	0,529	ok
t: 1,59 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 4,78 t: 1,59 cm		
Si L: 2,00 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 1,00 m A_{sf} : 320,54 cm ² 659191,52 kg	0,109	
b) $a = L/3$ 0,67 m A_{sf} : 214,54 cm ² 441204,91 kg	0,163	
c) $a = L/4$ 0,50 m A_{sf} : 161,54 cm ² 332211,60 kg	0,217	
d) $a = !!!$ 0,20 m A_{sf} : 66,14 cm ² 136023,65 kg	0,529	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 106824,78 kg $\phi_t R_n$ 80118,59 kg 0,899 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 6 #Hileras en ala: 2
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 1,59 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 12,70 cm g: 5,08 cm
 Agt: 12,12 cm² Agv: 37,42 cm²
 Ant: 8,30 cm² Anv: 23,43 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 12,70 cm t= 1,59 cm L= 2,00 m rx= 3,87 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 37,80 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 7,99 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!
L/rx= 51,68 kL/r= 75,8425 kL/r<200 0,379 ok
¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!
¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,917 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 78532,39 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 3498,41 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2! 2308,42 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 63,10 cm³ Sw: 100,02 cm³ Szz: 43,93 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 12,70 cm t= 1,59 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 2,00 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.
φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 221818,59 kg-cm. φb*Mn 299455,09 kg-cm. 0,023 ok
b) My=Syy.fy. 221818,59 kg-cm. φb*Mn 299455,09 kg-cm. 0,002 ok
c) My=Sw.fy. 351605,31 kg-cm. φb*Mn 474667,16 kg-cm. 0,009 ok
d) My=Szz.fy. 154429,33 kg-cm. φb*Mn 208479,59 kg-cm. 0,026 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.
φb 0,90 φb*Mn 448811,24 kg-cm. 0,015 ok
¡Si Me>My Mn según-F10-3!
Me=0.46E.b².t²/L 1912167,19 kg-cm.
My=Sw.fy. 351605,31 kg-cm. Mn= 498679,15 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.
φb 0,90 φb*Mn N/A N/A ok
¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 7,99 λp 13,00 λr 21,92
Sxx-yy: 63,10 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 12,70 cm t= 1,59 cm

9. Resistencia al corte del Ala.
φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 38332,15 kg. X 0,001 ok
Aw=b*t 20,19 cm² Cv=1 Y 0,001 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,9523 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) fa=tensión o Compresión Axial requerida.	72011,92 kg.
b) Fa=tensión o Compresión Axial de diseño.	78532,39 kg
c) fbw=tensión de flexión requerida mayor.	44,00 kg m.
d) Fbw=tensión de flexión de diseño mayor.	474667,16 kg m.
e) fbz=tensión de flexión requerida menor.	54,29 kg m.
f) Fbz=tensión de flexión de diseño menor.	208479,59 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 1078 X Mid: 6,900 Combo: CASO A 2 Design Type: Beam
Length: 6,000 Y Mid: 1,900 Shape: L102X102X12.7 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 4,000 Z Mid: 31,250 Class: Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,115 AlphaPr/Pe=0,210 Tau_b=1,000 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=0,002 I33=2,300E-06 r33=0,031 S33=3,194E-05 Av3=0,001
J=0,000 I22=2,300E-06 r22=0,031 S22=3,194E-05 Av2=0,001
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=5,740E-05
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=5,740E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 2)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
4,000	-9773,605	-266,636	7,471	181,284	-6,072	0,066

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,565 = 0,275 + 0,101 + 0,189
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,333	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,333	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,333	1,000	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-9773,605	35564,351	76564,282

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	-183,258	1816,029	1816,029
Minor Moment	193,823	1023,092	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	181,284	24590,423	0,007	OK
Minor Shear	6,072	24590,423	0,000	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	64,837	108,303

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cabeza Tramo 2 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-120 N°-SAP 1078 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L102X12.7	Longitud:	1,98 m	Mat:	A572Gr50
Área:	24,20 cm ²	Ixx-yy:	230,00 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	10,20 cm	Iww:	372,08 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	1,27 cm	Izz:	96,69 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	3,08 cm	Sxx-yy:	31,94 cm ³	PERNOS	
Rww:	3,91 cm	Sww:	51,58 cm ³		
Rzz:	1,99 cm	Szz:	22,67 cm ³		
X-Y:	2,99 cm	Z-Z:	4,27 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 9773,61 kg.
 Mu w: 183,26 kg m. Mu x: 266,64 kg m. Vu x: 181,28 kg.
 Mu z: 193,82 kg m. Mu y: 7,47 kg m. Vu y: 6,07 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 99,50	0,332	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 76564,32 kg	0,128	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 68623,29 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,9$ $d = 16,00$ mm	0,142	ok
#Hileras: 2 #Conectores/hilera: 4		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: 6,35 cm Ae/Ag: 0,83		
Ae total neta transversal: 19,20 cm ² 65815,51 kg	0,149	ok
Ae total neta Escalonada: 20,02 cm ² 68623,29 kg	0,142	ok

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. 0,090 ok
 $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 108647,82 kg

t: 1,27 cm	Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$	4,14	t: 1,27 cm
Si L: 1,98 m	d= 16,00 mm		
a) a=L/2 0,99 m	Asf: 253,49 cm ²	521300,59 kg	0,019
b) a=L/3 0,66 m	Asf: 169,67 cm ²	348926,65 kg	0,028
c) a=L/4 0,50 m	Asf: 127,76 cm ²	262739,68 kg	0,037
d) a=!!! 0,20 m	Asf: 52,83 cm ²	108647,82 kg	0,090

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 61261,81 kg $\phi_t R_n$ 45946,36 kg 0,213 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 4 #Hileras en ala: 2
 Tipo de corte: TERMICO

t: 1,27 cm	s: 4,27 cm	db: 2,20 cm
d: 16,00 mm	Ala: 10,20 cm	g: 3,81 cm
Agt: 8,12 cm ²	Agv: 19,05 cm ²	
Ant: 5,07 cm ²	Anv: 11,94 cm ²	
fy: 3515,35 kg/cm ²	Fu: 4569,95 kg/cm ²	

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 10,20 cm t= 1,27 cm L= 1,98 m rx= 3,08 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 24,20 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 8,03 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!
L/rx= 64,23 kL/r= 82,1126 kL/r<200 0,411 ok
¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!
¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,209 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 46765,19 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 2984,53 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2! 2147,16 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 31,94 cm³ Sww: 51,58 cm³ Szz: 22,67 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t= 1,27 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 1,98 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.
φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 112280,28 kg-cm. φb*Mn 151578,38 kg-cm. 0,176 ok

a) My=Syy.fy. 112280,28 kg-cm. φb*Mn 151578,38 kg-cm. 0,005 ok

b) My=Sww.fy. 181321,75 kg-cm. φb*Mn 244784,37 kg-cm. 0,075 ok

c) My=Szz.fy. 79692,98 kg-cm. φb*Mn 107585,53 kg-cm. 0,180 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.
φb 0,90 φb*Mn 222132,39 kg-cm. 0,120 ok
¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 794871,20 kg-cm.
My=Sww.fy. 181321,75 kg-cm. Mn= 246813,76 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.
φb 0,90 φb*Mn N/A N/A ok
¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 8,03 λp 13,00 λr 21,92
Sxx-yy: 31,94 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t= 1,27 cm

9. Resistencia al corte del Ala.
φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 24590,44 kg. X 0,007 ok
Aw=b*t 12,95 cm² Cv=1 Y 0,000 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,4640 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	9773,61 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	46765,19 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	183,26 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	244784,37 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	193,82 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	107585,53 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 1079	X Mid: 6,990	Combo: CASO A 2	Design Type: Brace
Length: 6,000	Y Mid: 1,900	Shape: L64X64X6.4	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 2,062	Z Mid: 31,978	Class: Compact	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		
D/C Limit=1,000	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,465	AlphaPr/Pe=2,309	Tau_b=1,000	EA factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ	Load? Yes	EI factor=0,800
			D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,000	Rho=1,000	Sds=0,500
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500	
PhiB=0,900	PhiC=0,900	PhiTY=0,900	PhiTF=0,750
PhiS=0,900	PhiS-RI=1,000	PhiST=0,900	

A=7,680E-04	I33=0,000	r33=0,019	S33=6,344E-06	Av3=4,032E-04
J=0,000	I22=0,000	r22=0,019	S22=6,344E-06	Av2=4,032E-04
alpha=45,000				
E=2,039E+10	fy=35153481,3	Ry=1,100	z33=1,140E-05	
RLLF=1,000	Fu=45699525,7		z22=1,140E-05	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 2)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
2,062	12540,770	-34,063	7,360	23,374	-4,352	0,042

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,707 = 0,516 + 0,053 + 0,138
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,344	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,344	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,344	1,000	1,000

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	12540,770	4287,134	24298,086

	Mu	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB
Major Moment	-18,881	358,338	360,675
Minor Moment	29,290	211,860	

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	23,374	7654,372	0,003	OK
Minor Shear	4,352	7654,372	0,001	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cabeza Tramo 2 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-105 N°-SAP 1079 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L64X6.4	Longitud:	1,15 m	Mat:	A572Gr50
Área:	7,68 cm ²	Ixx-yy:	28,80 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	6,35 cm	Iww:	48,08 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,64 cm	Izz:	12,31 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	1,94 cm	Sxx-yy:	6,34 cm ³	PERNOS	
Rww:	2,48 cm	Sww:	10,62 cm ³		
Rzz:	1,25 cm	Szz:	4,74 cm ³		
X-Y:	1,83 cm	Z-Z:	2,60 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 12540,77 kg.
 Mu w: 18,88 kg m. Mu x: 34,06 kg m. Vu x: 23,37 kg.
 Mu z: 29,29 kg m. Mu y: 7,36 kg m. Vu y: 4,35 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 92,00	0,307	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 24298,10 kg	0,516	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 18978,55 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,8$ $d = 16,00$ mm	0,661	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 3		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 5,54 cm ² 18978,55 kg	0,661	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 54323,91 kg	0,231	ok
t: 0,64 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 2,87 t: 0,64 cm		
Si L: 1,15 m d= 16,00 mm		
a) a=L/2 0,58 m Asf: 74,04 cm ² 152263,65 kg	0,082	
b) a=L/3 0,38 m Asf: 49,70 cm ² 102205,56 kg	0,123	
c) a=L/4 0,29 m Asf: 37,53 cm ² 77176,52 kg	0,162	
d) a=!!! 0,20 m Asf: 26,42 cm ² 54323,91 kg	0,231	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 18130,76 kg $\phi_t R_n$ 13598,07 kg 0,922 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 3 #Hileras en ala: 1
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,64 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 6,35 cm g: 3,48 cm
 Agt: 1,82 cm² Agv: 6,82 cm²
 Ant: 1,31 cm² Anv: 4,28 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 6,35 cm t= 0,64 cm L= 1,15 m rx= 1,94 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 7,68 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 10,00 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!
L/rx= 59,39 kL/r= 79,6927 kL/r<200 0,398 ok
¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!
¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,821 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 15272,21 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 3168,54 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2! 2209,52 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 6,34 cm³ Sw: 10,62 cm³ Szz: 4,74 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 6,35 cm t= 0,64 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 1,15 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.
φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 22287,32 kg-cm. φb*Mn 30087,88 kg-cm. 0,113 ok

a) My=Syy.fy. 22287,32 kg-cm. φb*Mn 30087,88 kg-cm. 0,024 ok

b) My=Sw.fy. 37333,02 kg-cm. φb*Mn 50399,57 kg-cm. 0,037 ok

c) My=Szz.fy. 16662,76 kg-cm. φb*Mn 22494,72 kg-cm. 0,130 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.
φb 0,90 φb*Mn 43652,51 kg-cm. 0,078 ok
¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 132602,35 kg-cm.
My=Sw.fy. 37333,02 kg-cm. Mn= 48502,78 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.
φb 0,90 φb*Mn N/A N/A ok
¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 10,00 λp 13,00 λr 21,92
Sxx-yy: 6,34 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 6,35 cm t= 0,64 cm

9. Resistencia al corte del Ala.
φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 7654,38 kg. X 0,003 ok
Aw=b*t 4,03 cm² Cv=1 Y 0,001 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,9888 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	12540,77 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	15272,21 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	18,88 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	50399,57 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	29,29 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	22494,72 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 1080	X Mid: 2,990	Combo: CASO A 2	Design Type: Brace
Length: 2,246	Y Mid: 1,900	Shape: L64X64X6.4	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 0,185	Z Mid: 32,978	Class: Compact	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		
D/C Limit=1,000	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,658	AlphaPr/Pe=3,273	Tau_b=1,000	EA factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ	Load? Yes	EI factor=0,800
			D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,000	Rho=1,000	Sds=0,500
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500	
PhiB=0,900	PhiC=0,900	PhiTY=0,900	PhiTF=0,750
PhiS=0,900	PhiS-RI=1,000	PhiST=0,900	

A=7,680E-04	I33=0,000	r33=0,019	S33=6,344E-06	Av3=4,032E-04
J=0,000	I22=0,000	r22=0,019	S22=6,344E-06	Av2=4,032E-04
alpha=45,000				
E=2,039E+10	fy=35153481,3	Ry=1,100	z33=1,140E-05	
RLLF=1,000	Fu=45699525,7		z22=1,140E-05	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 2)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0,185	17774,991	-12,285	9,209	-11,091	6,243	0,042

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,809 = 0,732 + 0,006 + 0,072
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,918	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,918	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,918	1,000	1,000

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	17774,991	4287,134	24298,086

	Mu	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB
Major Moment	-2,175	358,338	360,675
Minor Moment	15,199	211,860	

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	11,091	7654,372	0,001	OK
Minor Shear	6,243	7654,372	0,001	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cabeza Tramo 2 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-84 N°-SAP 1080 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L76X6.4	Longitud:	1,25 m	Mat:	A572Gr50
Área:	9,29 cm ²	Ixx-yy:	51,20 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	7,62 cm	Iww:	82,46 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,64 cm	Izz:	20,97 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	2,35 cm	Sxx-yy:	9,31 cm ³	PERNOS	
Rww:	2,97 cm	Sww:	15,34 cm ³		
Rzz:	1,50 cm	Szz:	6,94 cm ³		
X-Y:	2,13 cm	Z-Z:	3,02 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 17774,99 kg.
 Mu w: 2,18 kg m. Mu x: 12,29 kg m. Vu x: 11,09 kg.
 Mu z: 15,20 kg m. Mu y: 9,21 kg m. Vu y: 6,24 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 83,33	0,278	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 29391,84 kg	0,605	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 23401,07 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,8$ $d = 16,00$ mm	0,760	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 3		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 6,83 cm ² 23401,07 kg	0,760	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 54323,91 kg	0,327	ok
t: 0,64 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 2,87 t: 0,64 cm		
Si L: 1,25 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 0,63 m Asf: 80,39 cm ² 165322,28 kg	0,108	
b) $a = L/3$ 0,42 m Asf: 53,93 cm ² 110911,32 kg	0,160	
c) $a = L/4$ 0,31 m Asf: 40,70 cm ² 83705,83 kg	0,212	
d) $a = !!!$ 0,20 m Asf: 26,42 cm ² 54323,91 kg	0,327	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 28097,31 kg $\phi_t R_n$ 21072,98 kg 0,843 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 5 #Hileras en ala: 1
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,64 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 7,62 cm g: 4,45 cm
 Agt: 2,02 cm² Agv: 12,23 cm²
 Ant: 1,51 cm² Anv: 7,66 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 7,62 cm t= 0,64 cm L= 1,25 m rx= 2,35 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 9,29 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 12,00 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!
L/rx= 53,25 kL/r= 76,6229 kL/r<200 0,383 ok
¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!
¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,929 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 19133,49 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 3427,51 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2! 2288,42 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 9,31 cm³ Sww: 15,34 cm³ Szz: 6,94 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,64 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 1,25 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.
φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 32727,91 kg-cm. φb*Mn 44182,68 kg-cm. 0,028 ok

a) My=Syy.fy. 32727,91 kg-cm. φb*Mn 44182,68 kg-cm. 0,021 ok

b) My=Sww.fy. 53925,47 kg-cm. φb*Mn 72799,38 kg-cm. 0,003 ok

c) My=Szz.fy. 24396,53 kg-cm. φb*Mn 32935,31 kg-cm. 0,046 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.
φb 0,90 φb*Mn 61722,50 kg-cm. 0,020 ok
¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 175671,60 kg-cm.
My=Sww.fy. 53925,47 kg-cm. Mn= 68580,56 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.
φb 0,90 φb*Mn N/A N/A ok
¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 12,00 λp 13,00 λr 21,92
Sxx-yy: 9,31 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,64 cm

9. Resistencia al corte del Ala.
φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 9185,25 kg. X 0,001 ok
Aw=b*t 4,84 cm² Cv=1 Y 0,001 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,9781 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f_a =tensión o Compresión Axial requerida.	17774,99 kg.
b) F_a =tensión o Compresión Axial de diseño.	19133,49 kg
c) f_{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	2,18 kg m.
d) F_{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	72799,38 kg m.
e) f_{bz} =tensión de flexión requerida menor.	15,20 kg m.
f) F_{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	32935,31 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 1081 X Mid: 2,900 Combo: CASO T 1B Design Type: Beam
Length: 2,000 Y Mid: 1,900 Shape: L102X102X12.7 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 2,000 Z Mid: 31,250 Class: Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,197 AlphaPr/Pe=0,362 Tau_b=1,000 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=0,002 I33=2,300E-06 r33=0,031 S33=3,194E-05 Av3=0,001
J=0,000 I22=2,300E-06 r22=0,031 S22=3,194E-05 Av2=0,001
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=5,740E-05
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=5,740E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO T 1B)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
2,000	-16799,201	-139,161	-13,080	110,296	13,602	1,129

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,619 = 0,472 + 0,059 + 0,087
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,000	1,000	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-16799,201	35564,351	76564,282

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	-107,651	1816,029	1816,029
Minor Moment	89,152	1023,092	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	110,296	24590,423	0,004	OK
Minor Shear	13,602	24590,423	0,001	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	64,554	117,739

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cabeza Tramo 2 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-122 N°-SAP 1081 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L102X12.7	Longitud: 2,00 m	Mat:	A572Gr50	
Área:	24,20 cm ²	Ixx-yy: 230,00 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²	
Ala:	10,20 cm	Iww:	E:	2,04E+6 kg/cm ²	
Espesor:	1,27 cm	Izz:	Fu:	4569,95 kg/cm ²	
Rxx-yy:	3,08 cm	Sxx-yy:	PERNOS		
Rww:	3,91 cm	Sww:			
Rzz:	1,99 cm	Szz:			
X-Y:	2,99 cm	Z-Z:			

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 16799,20 kg.
 Mu w: 107,65 kg m. Mu x: 139,16 kg m. Vu x: 110,30 kg.
 Mu z: 89,15 kg m. Mu y: 13,08 kg m. Vu y: 13,60 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 100,50	0,335	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 76564,32 kg	0,219	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 68623,29 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,9$ $d = 16,00$ mm	0,245	ok
#Hileras: 2 #Conectores/hilera: 4		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: 6,35 cm Ae/Ag: 0,83		
Ae total neta transversal: 19,20 cm ² 65815,51 kg	0,255	ok
Ae total neta Escalonada: 20,02 cm ² 68623,29 kg	0,245	ok

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 108647,82 kg	0,155	ok
t: 1,27 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 4,14 t: 1,27 cm		
Si L: 2,00 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 1,00 m Asf: 256,03 cm ² 526524,05 kg	0,032	
b) $a = L/3$ 0,67 m Asf: 171,37 cm ² 352408,95 kg	0,048	
c) $a = L/4$ 0,50 m Asf: 129,03 cm ² 265351,40 kg	0,063	
d) $a = !!!$ 0,20 m Asf: 52,83 cm ² 108647,82 kg	0,155	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 61261,81 kg $\phi_t R_n$ 45946,36 kg 0,366 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 4 #Hileras en ala: 2
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 1,27 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 10,20 cm g: 3,81 cm
 Agt: 8,12 cm² Agv: 19,05 cm²
 Ant: 5,07 cm² Anv: 11,94 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 10,20 cm t= 1,27 cm L= 2,00 m rx= 3,08 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 24,20 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 8,03 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!
L/rx= 64,87 kL/r= 82,437 kL/r<200 0,412 ok
¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!
¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,361 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 46583,03 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 2961,09 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2! 2138,80 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 31,94 cm³ Sww: 51,58 cm³ Szz: 22,67 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t= 1,27 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 2,00 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.
φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 112280,28 kg-cm. φb*Mn 151578,38 kg-cm. 0,092 ok

a) My=Syy.fy. 112280,28 kg-cm. φb*Mn 151578,38 kg-cm. 0,009 ok

b) My=Sww.fy. 181321,75 kg-cm. φb*Mn 244784,37 kg-cm. 0,044 ok

c) My=Szz.fy. 79692,98 kg-cm. φb*Mn 107585,53 kg-cm. 0,083 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.
φb 0,90 φb*Mn 221672,98 kg-cm. 0,063 ok
¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 786922,49 kg-cm.
My=Sww.fy. 181321,75 kg-cm. Mn= 246303,31 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.
φb 0,90 φb*Mn N/A N/A ok
¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 8,03 λp 13,00 λr 21,92
Sxx-yy: 31,94 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t= 1,27 cm

9. Resistencia al corte del Ala.
φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 24590,44 kg. X 0,004 ok
Aw=b*t 12,95 cm² Cv=1 Y 0,001 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,4875 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	16799,20 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	46583,03 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	107,65 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	244784,37 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	89,15 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	107585,53 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 2 X Mid: 0,000 Combo: CASO T 1A Design Type: Beam
Length: 3,800 Y Mid: -1,900 Shape: L102X102X6.4 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 1,900 Z Mid: 28,250 Class: Non-Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,149 AlphaPr/Pe=0,243 Tau_b=1,000 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=0,001 I33=1,250E-06 r33=0,032 S33=1,676E-05 Av3=6,477E-04
J=0,000 I22=1,250E-06 r22=0,032 S22=1,676E-05 Av2=6,477E-04
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=2,980E-05
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=2,980E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO T 1A)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,900	6565,148	41,159	45,306	8,613	19,857	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,236 = 0,166 + 0,065 + 0,005
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,500	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,500	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,500	1,000	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	6565,148	20043,677	39547,666

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	61,139	942,816	942,816
Minor Moment	2,932	582,506	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	8,613	12295,212	0,001	OK
Minor Shear	19,857	12295,212	0,002	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	34,711	34,711

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cabeza Tramo 2 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-200 N°-SAP 2 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L102X6.4	Longitud:	1,90 m	Mat:	A572Gr50
Área:	12,50 cm ²	Ixx-yy:	125,00 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	10,20 cm	Iww:	205,96 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,64 cm	Izz:	51,97 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	3,16 cm	Sxx-yy:	16,76 cm ³	PERNOS	
Rww:	4,03 cm	Sww:	28,55 cm ³		
Rzz:	2,02 cm	Szz:	13,18 cm ³		
X-Y:	2,77 cm	Z-Z:	3,94 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 6565,15 kg.
 Mu w: 61,14 kg m. Mu x: 41,16 kg m. Vu x: 8,61 kg.
 Mu z: 2,93 kg m. Mu y: 45,31 kg m. Vu y: 19,86 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 94,06	0,314	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 39547,69 kg	0,166	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 34311,65 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,9$ $d = 16,00$ mm	0,191	ok
#Hileras: 2 #Conectores/hilera: 4		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: 6,35 cm Ae/Ag: 0,80		
Ae total neta transversal: 9,60 cm ² 32907,75 kg	0,200	ok
Ae total neta Escalonada: 10,01 cm ² 34311,65 kg	0,191	ok

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 15148,01 kg	0,433	ok
t: 0,64 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 2,87 t: 0,64 cm		
Si L: 1,90 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 0,95 m Asf: 121,67 cm ² 250203,39 kg	0,026	
b) $a = L/3$ 0,63 m Asf: 81,45 cm ² 167498,72 kg	0,039	
c) $a = L/4$ 0,48 m Asf: 61,34 cm ² 126146,39 kg	0,052	
d) $a = !!!$ 0,05 m Asf: 7,37 cm ² 15148,01 kg	0,433	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 30630,91 kg $\phi_t R_n$ 22973,18 kg 0,286 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 4 #Hileras en ala: 2
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,64 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 10,20 cm g: 3,81 cm
 Agt: 4,06 cm² Agv: 9,53 cm²
 Ant: 2,53 cm² Anv: 5,97 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 10,20 cm t: 0,64 cm L= 1,90 m rx= 3,16 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 12,50 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: No Compacto.
b/t= 16,06 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!
L/rx= 60,08 kL/r= 80,0414 kL/r<200 0,400 ok
¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!
¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,265 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 24756,09 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 3140,99 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2! 2200,54 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 16,76 cm³ Sww: 28,55 cm³ Szz: 13,18 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t: 0,64 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 1,90 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.
φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 58917,27 kg-cm. φb*Mn 79538,31 kg-cm. 0,052 ok
a) My=Syy.fy. 58917,27 kg-cm. φb*Mn 79538,31 kg-cm. 0,057 ok
b) My=Sww.fy. 100363,24 kg-cm. φb*Mn 135490,38 kg-cm. 0,045 ok
c) My=Szz.fy. 46332,31 kg-cm. φb*Mn 62548,62 kg-cm. 0,005 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.
φb 0,90 φb*Mn 99855,06 kg-cm. 0,041 ok
¡Si Me>My Mn según F10-3!
Me=0.46E.b².t²/L 207084,87 kg-cm.
My=Sww.fy. 100363,24 kg-cm. Mn=110950,07 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.
φb 0,90 φb*Mn 54416,72 kg-cm. 0,08 ok
¡No compacto Mn según F10-7!
a) Clase según Tabla B4.1: No Compacto.
b/t= 16,06 λp 13,00 λr 21,92
Sxx-yy: 16,76 cm³ Mn= 60463,02 kg-cm.

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t: 0,64 cm

9. Resistencia al corte del Ala.
φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 12295,22 kg. X 0,001 ok
Aw=b*t 6,48 cm² Cv=1 Y 0,002 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,3150 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	6565,15 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	24756,09 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	61,14 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	135490,38 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	2,93 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	62548,62 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 390 X Mid: 0,000 Combo: CASO A 1A Design Type: Brace
Length: 4,841 Y Mid: 1,900 Shape: L102X102X9.5 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 3,631 Z Mid: 29,750 Class: Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,532 AlphaPr/Pe=0,355 Tau_b=0,996 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=0,002 I33=1,800E-06 r33=0,031 S33=2,456E-05 Av3=9,721E-04
J=0,000 I22=1,800E-06 r22=0,031 S22=2,456E-05 Av2=9,721E-04
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=4,410E-05
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=4,390E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1A)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
3,631	-34629,221	87,018	0,000	63,642	0,000	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,901 = 0,782 + 0,044 + 0,075
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,250	1,000	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-34629,221	44277,964	58530,546

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	61,531	1395,242	1395,242
Minor Moment	-61,531	819,812	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	63,642	18452,498	0,003	OK
Minor Shear	0,000	18452,498	0,000	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cabeza Tramo 2 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-198 N°-SAP 390 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L102X9.5	Longitud: 2,00 m	Mat:	A572Gr50	
Área:	18,50 cm ²	Ixx-yy: 180,00 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²	
Ala:	10,20 cm	Iww:	E:	2,04E+6 kg/cm ²	
Espesor:	0,95 cm	Izz:	Fu:	4569,95 kg/cm ²	
Rxx-yy:	3,12 cm	Sxx-yy: 24,56 cm ³	PERNOS		
Rww:	3,97 cm	Sww:			
Rzz:	2,00 cm	Szz:			
X-Y:	2,90 cm	Z-Z:			

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 34629,22 kg.
 Mu w: 61,53 kg m. Mu x: 87,02 kg m. Vu x: 0,00 kg.
 Mu z: 61,53 kg m. Mu y: 0,00 kg m. Vu y: 0,00 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 100,00	0,333	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ Pn=fy.Ag $\phi_t * Pn$ 58530,58 kg	0,592	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ Pn=fu.Ae $\phi_t * Pn$ 36452,71 kg Si Ae=An.U U= 0,6 d= 16,00 mm	0,950	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 2		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 10,64 cm ² 36452,71 kg	0,950	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ Pn=0.6Fu.Asf. $\phi_{fs} * Pn$ 42332,18 kg	0,818	ok
t: 0,95 cm Si Asf=2t(a+d/2) 3,506 t: 0,95 cm		
Si L: 2,00 m d= 16,00 mm		
a) a=L/2 1,00 m Asf: 192,12 cm ² 395100,33 kg	0,088	
b) a=L/3 0,67 m Asf: 128,59 cm ² 264445,46 kg	0,131	
c) a=L/4 0,50 m Asf: 96,82 cm ² 199118,02 kg	0,174	
d) a=!!! 0,10 m Asf: 20,58 cm ² 42332,18 kg	0,818	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ Rn: 34947,43 kg $\phi_t * Rn$ 26210,57 kg 1,321 Falla
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 2 #Hileras en ala: 1
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,95 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 10,20 cm g: 6,35 cm
 Agt: 3,67 cm² Agv: 6,16 cm²
 Ant: 2,91 cm² Anv: 3,88 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 10,20 cm t= 0,95 cm L= 2,00 m rx= 3,12 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 18,50 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 10,70 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!

L/rx= 64,12 kL/r= 82,0585 kL/r<200

0,410 ok

¡L/r ≤ 120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!

¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal.

0,968 ok

φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 35773,49 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 2988,47 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2!

2148,56 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 24,56 cm³ Sww: 40,47 cm³ Szz: 18,17 cm³

fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t= 0,95 cm

E: 2,04E+6 kg/cm² L= 2,00 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.

φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 86337,00 kg-cm. φb*Mn 116554,94 kg-cm. 0,075 ok

a) My=Syy.fy. 86337,00 kg-cm. φb*Mn 116554,94 kg-cm. 0,000 ok

b) My=Sww.fy. 142266,21 kg-cm. φb*Mn 192059,39 kg-cm. 0,032 ok

c) My=Szz.fy. 63873,91 kg-cm. φb*Mn 86229,78 kg-cm. 0,071 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.

φb 0,90 φb*Mn 160952,01 kg-cm. 0,054 ok

¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 443108,74 kg-cm.

My=Sww.fy. 142266,21 kg-cm. Mn=178835,57 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.

φb 0,90 φb*Mn N/A

N/A ok

¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 10,70 λp 13,00 λr 21,92

Sxx-yy: 24,56 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t= 0,95 cm

9. Resistencia al corte del Ala.

φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 18452,51 kg. X

0,000 ok

Aw=b*t 9,72 cm² Cv=1

Y 0,000 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 1,0714 \quad \text{FALLA}$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	34629,22 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	35773,49 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	61,53 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	192059,39 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	61,53 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	86229,78 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 397 X Mid: 0,000 Combo: CASO A 1A Design Type: Brace
Length: 4,294 Y Mid: 1,900 Shape: L102X102X6.4 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 3,221 Z Mid: 32,250 Class: Non-Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,419 AlphaPr/Pe=0,217 Tau_b=1,000 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=0,001 I33=1,250E-06 r33=0,032 S33=1,676E-05 Av3=6,477E-04
J=0,000 I22=1,250E-06 r22=0,032 S22=1,676E-05 Av2=6,477E-04
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=2,980E-05
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=2,980E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1A)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
3,221	-18424,701	68,811	0,000	58,286	0,000	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,856 = 0,720 + 0,052 + 0,084
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,250	1,000	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-18424,701	25573,456	39547,666

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	48,656	942,816	942,816
Minor Moment	-48,656	582,506	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	58,286	12295,212	0,005	OK
Minor Shear	0,000	12295,212	0,000	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cabeza Tramo 2 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-187 N°-SAP 397 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L102X6.4	Longitud:	1,07 m	Mat:	A572Gr50
Área:	12,50 cm ²	Ixx-yy:	125,00 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	10,20 cm	Iww:	205,96 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,64 cm	Izz:	51,97 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	3,16 cm	Sxx-yy:	16,76 cm ³	PERNOS	
Rww:	4,03 cm	Sww:	28,55 cm ³		
Rzz:	2,02 cm	Szz:	13,18 cm ³		
X-Y:	2,77 cm	Z-Z:	3,94 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 18424,70 kg.
 Mu w: 48,66 kg m. Mu x: 68,81 kg m. Vu x: 58,29 kg.
 Mu z: 48,66 kg m. Mu y: 0,00 kg m. Vu y: 0,00 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 52,97	0,177	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 39547,69 kg	0,466	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 24289,06 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,6$ $d = 16,00$ mm	0,759	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 2		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 7,09 cm ² 24289,06 kg	0,759	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 28206,65 kg	0,653	ok
t: 0,64 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 2,87 t: 0,64 cm		
Si L: 1,07 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 0,54 m Asf: 68,96 cm ² 141816,74 kg	0,130	
b) $a = L/3$ 0,36 m Asf: 46,31 cm ² 95240,96 kg	0,193	
c) $a = L/4$ 0,27 m Asf: 34,99 cm ² 71953,06 kg	0,256	
d) $a = !!!$ 0,10 m Asf: 13,72 cm ² 28206,65 kg	0,653	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 23286,06 kg $\phi_t R_n$ 17464,55 kg 1,055 Falla
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 2 #Hileras en ala: 1
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,64 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 10,20 cm g: 6,35 cm
 Agt: 2,44 cm² Agv: 4,11 cm²
 Ant: 1,94 cm² Anv: 2,58 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 10,20 cm t: 0,64 cm L= 1,07 m rx= 3,16 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 12,50 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: No Compacto.
b/t= 16,06 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!
L/rx= 33,84 kL/r= 66,9181 kL/r<200 0,335 ok
¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!
¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,646 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 28505,18 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 4493,75 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2! 2533,79 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 16,76 cm³ Sw: 28,55 cm³ Szz: 13,18 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t: 0,64 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 1,07 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.
φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 58917,27 kg-cm. φb*Mn 79538,31 kg-cm. 0,087 ok

a) My=Syy.fy. 58917,27 kg-cm. φb*Mn 79538,31 kg-cm. 0,000 ok

b) My=Sw.fy. 100363,24 kg-cm. φb*Mn 135490,38 kg-cm. 0,036 ok

c) My=Szz.fy. 46332,31 kg-cm. φb*Mn 62548,62 kg-cm. 0,078 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.
φb 0,90 φb*Mn 118215,96 kg-cm. 0,058 ok
¡Si Me>My Mn según F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 367720,79 kg-cm.
My=Sw.fy. 100363,24 kg-cm. Mn=131351,07 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.
φb 0,90 φb*Mn 54416,72 kg-cm. 0,13 ok
¡No compacto Mn según F10-7!

a) Clase según Tabla B4.1: No Compacto.
b/t= 16,06 λp 13,00 λr 21,92
Sxx-yy: 16,76 cm³ Mn= 60463,02 kg-cm.

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t: 0,64 cm

9. Resistencia al corte del Ala.
φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 12295,22 kg. X 0,005 ok
Aw=b*t 6,48 cm² Cv=1 Y 0,000 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,8723 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) fa=tensión o Compresión Axial requerida.	18424,70 kg.
b) Fa=tensión o Compresión Axial de diseño.	24289,06 kg
c) fbw=tensión de flexión requerida mayor.	48,66 kg m.
d) Fbw=tensión de flexión de diseño mayor.	135490,38 kg m.
e) fbz=tensión de flexión requerida menor.	48,66 kg m.
f) Fbz=tensión de flexión de diseño menor.	62548,62 kg m.

SAP2000 Steel Design

Project DISEÑO Y SIMULACION TORRE AR2-C4

Job Number 10.1631.001

Engineer David Almeida -Carlos López.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 410 X Mid: 0,000 Combo: CASO A 1A Design Type: Brace
Length: 4,841 Y Mid: 1,900 Shape: L102X102X7.9 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 3,631 Z Mid: 37,750 Class: Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,432 AlphaPr/Pe=0,286 Tau_b=1,000 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=0,002 I33=1,530E-06 r33=0,031 S33=2,073E-05 Av3=8,099E-04
J=0,000 I22=1,530E-06 r22=0,031 S22=2,073E-05 Av2=8,099E-04
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=3,700E-05
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=3,700E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1A)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
3,631	-23531,098	60,663	0,000	43,503	0,000	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,743 = 0,645 + 0,037 + 0,061
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,250	1,000	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-23531,098	36463,239	49039,106

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	42,895	1170,611	1170,611
Minor Moment	-42,895	702,736	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	43,503	15373,855	0,003	OK
Minor Shear	0,000	15373,855	0,000	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cabeza Tramo 2 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-168 N°-SAP 410 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L102X7.9	Longitud:	1,20 m	Mat:	A572Gr50
Área:	15,50 cm ²	Ixx-yy:	153,00 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	10,20 cm	Iww:	248,62 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,79 cm	Izz:	63,06 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	3,14 cm	Sxx-yy:	20,73 cm ³	PERNOS	
Rww:	4,00 cm	Sww:	34,47 cm ³		
Rzz:	2,01 cm	Szz:	15,68 cm ³		
X-Y:	2,84 cm	Z-Z:	4,02 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 23531,10 kg.
 Mu w: 42,90 kg m. Mu x: 60,66 kg m. Vu x: 43,50 kg.
 Mu z: 42,90 kg m. Mu y: 0,00 kg m. Vu y: 0,00 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 59,70	0,199	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 49039,13 kg	0,480	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 30370,88 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,6$ $d = 16,00$ mm	0,775	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 2		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 8,86 cm ² 30370,88 kg	0,775	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 67926,27 kg	0,346	ok
t: 0,79 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 3,188 t: 0,79 cm		
Si L: 1,20 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 0,60 m Asf: 96,55 cm ² 198553,73 kg	0,119	
b) $a = L/3$ 0,40 m Asf: 64,79 cm ² 133240,00 kg	0,177	
c) $a = L/4$ 0,30 m Asf: 48,91 cm ² 100583,14 kg	0,234	
d) $a = !!!$ 0,20 m Asf: 33,03 cm ² 67926,27 kg	0,346	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 32527,57 kg $\phi_t R_n$ 24395,68 kg 0,965 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 2 #Hileras en ala: 2
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,79 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 10,20 cm g: 3,81 cm
 Agt: 5,07 cm² Agv: 5,13 cm²
 Ant: 3,17 cm² Anv: 3,23 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 10,20 cm t: 0,79 cm L= 1,20 m rx= 3,14 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 15,50 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 12,85 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!

L/rx= 38,19 kL/r= 69,0973 kL/r<200

0,345 ok

¡L/r ≤ 120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!

¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal.

0,680 ok

φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 34588,61 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 4214,77 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2!

2479,47 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 20,73 cm³ Sww: 34,47 cm³ Szz: 15,68 cm³

fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t: 0,79 cm

E: 2,04E+6 kg/cm² L= 1,20 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.

φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 72873,21 kg-cm. φb*Mn 98378,83 kg-cm. 0,062 ok

a) My=Syy.fy. 72873,21 kg-cm. φb*Mn 98378,83 kg-cm. 0,000 ok

b) My=Sww.fy. 121174,11 kg-cm. φb*Mn 163585,05 kg-cm. 0,026 ok

c) My=Szz.fy. 55120,69 kg-cm. φb*Mn 74412,93 kg-cm. 0,058 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.

φb 0,90 φb*Mn 147353,98 kg-cm. 0,041 ok

¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 512642,10 kg-cm.

My=Sww.fy. 121174,11 kg-cm. Mn= 163726,64 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.

φb 0,90 φb*Mn N/A

N/A ok

¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 12,85 λp 13,00 λr 21,92

Sxx-yy: 20,73 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t: 0,79 cm

9. Resistencia al corte del Ala.

φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 15373,86 kg. X

0,003 ok

Aw=b*t 8,10 cm² Cv=1

Y 0,000 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,8587 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	23531,10 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	30370,88 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	42,90 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	163585,05 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	42,90 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	74412,93 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 1042 X Mid: 1,900 Combo: CASO A 1B Design Type: Column
Length: 6,000 Y Mid: 1,900 Shape: L203X203X22.2 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 0,000 Z Mid: 34,250 Class: Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,577 AlphaPr/Pe=0,141 Tau_b=0,976 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=0,009 I33=3,320E-05 r33=0,062 S33=2,301E-04 Av3=0,005
J=1,440E-06 I22=3,320E-05 r22=0,062 S22=2,301E-04 Av2=0,005
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=4,150E-04
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=4,150E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1B)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0,000	-172808,507	221,185	555,844	293,230	382,599	-0,387

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,815 = 0,743 + 0,042 + 0,030
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,250	1,000	1,000	1,000	1,000	0,445
Minor Bending	0,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,250	4,799	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-172808,507	232517,554	269556,895

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	549,442	13129,825	13129,825
Minor Moment	236,640	7814,799	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	293,230	85548,248	0,003	OK
Minor Shear	382,599	85548,248	0,004	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cabeza Tramo 2 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-182 N°-SAP 1042 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L203X22.2	Longitud:	1,50 m	Mat:	A572Gr50
Área:	85,20 cm ²	Ixx-yy:	3320,00 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	20,30 cm	Iww:	5246,95 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	2,22 cm	Izz:	1351,06 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	6,24 cm	Sxx-yy:	230,08 cm ³	PERNOS	
Rww:	7,84 cm	Sww:	365,53 cm ³		
Rzz:	3,98 cm	Szz:	162,15 cm ³		
X-Y:	5,89 cm	Z-Z:	8,33 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 172808,51 kg.
 Mu w: 549,44 kg m. Mu x: 221,19 kg m. Vu x: 293,23 kg.
 Mu z: 236,64 kg m. Mu y: 555,84 kg m. Vu y: 382,60 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 37,69	0,126	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 269557,04 kg	0,641	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 256105,31 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,9$ $d = 16,00$ mm	0,675	ok
#Hileras: 2 #Conectores/hilera: 4		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: 11,43 cm Ae/Ag: 0,88		
Ae total neta transversal: 73,93 cm ² 253378,59 kg	0,682	ok
Ae total neta Escalonada: 74,72 cm ² 256105,31 kg	0,675	ok

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 189919,81 kg	0,910	ok
t: 2,22 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 6,04 t: 2,22 cm		
Si L: 1,50 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 0,75 m Asf: 336,55 cm ² 692111,62 kg	0,250	
b) $a = L/3$ 0,50 m Asf: 225,55 cm ² 463842,61 kg	0,373	
c) $a = L/4$ 0,38 m Asf: 170,05 cm ² 349708,11 kg	0,494	
d) $a = !!!$ 0,20 m Asf: 92,35 cm ² 189919,81 kg	0,910	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ $R_n = 254652,29$ kg $\phi_t R_n$ 190989,22 kg	0,905	ok
Según formula J4-5.		

#Conectores a corte: 5	#Hileras en ala: 2
Tipo de corte: TERMICO	
t: 2,22 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm	
d: 16,00 mm Ala: 20,30 cm g: 7,62 cm	
Agt: 28,15 cm ² Agv: 42,77 cm ²	
Ant: 22,82 cm ² Anv: 26,79 cm ²	
fy: 3515,35 kg/cm ² Fu: 4569,95 kg/cm ²	

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 20,30 cm t: 2,22 cm L= 1,50 m rx= 6,24 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 85,20 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 9,14 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!
L/rx= 24,03 kL/r= 62,0146 kL/r<200 0,310 ok
¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!
¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,849 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 203483,44 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 5232,49 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2! 2653,67 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 230,08 cm³ Sw: 365,53 cm³ Szz: 162,15 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 20,30 cm t: 2,22 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 1,50 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.

φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 808811,73 kg-cm. φb*Mn 1091895,83 kg-cm. 0,020 ok

a) My=Syy.fy. 808811,73 kg-cm. φb*Mn 1091895,83 kg-cm. 0,051 ok

b) My=Sw.fy. 1284965,89 kg-cm. φb*Mn 1734703,95 kg-cm. 0,032 ok

c) My=Szz.fy. 570014,00 kg-cm. φb*Mn 769518,90 kg-cm. 0,031 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.

φb 0,90 φb*Mn 1790008,13 kg-cm. 0,012 ok

¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 12698748,80 kg-cm.

My=Sw.fy. 1284965,89 kg-cm. Mn=1988897,92 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.

φb 0,90 φb*Mn N/A N/A ok

¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 9,14 λp 13,00 λr 21,92

Sxx-yy: 230,08 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 20,30 cm t: 2,22 cm

9. Resistencia al corte del Ala.

φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 85548,29 kg. X 0,003 ok

Aw=b*t 45,07 cm² Cv=1 Y 0,004 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,9117 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	172808,51 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	203483,44 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	549,44 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	1734703,95 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	236,64 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	769518,90 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 1043 X Mid: 1,900 Combo: CASO T 2 Design Type: Column
Length: 6,000 Y Mid: 1,900 Shape: L203X203X15.9 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 2,000 Z Mid: 40,250 Class: Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,531 AlphaPr/Pe=0,200 Tau_b=0,996 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=0,006 I33=2,480E-05 r33=0,063 S33=1,688E-04 Av3=0,003
J=0,000 I22=2,480E-05 r22=0,063 S22=1,688E-04 Av2=0,003
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=3,050E-04
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=3,050E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO T 2)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
2,000	-115804,008	-262,717	284,850	188,404	-88,231	0,386

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,855 = 0,788 + 0,002 + 0,065
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,313	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,313	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,313	4,799	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-115804,008	146869,615	196156,426

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	15,651	9649,631	9649,631
Minor Moment	387,188	5982,646	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	188,404	61271,041	0,003	OK
Minor Shear	88,231	61271,041	0,001	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cabeza Tramo 2 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARZ-168 N°-SAP 1043 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L203X15.9	Longitud: 2,00 m	Mat:	A572Gr50	
Área:	62,00 cm ²	Ixx-yy: 2480,00 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²	
Ala:	20,30 cm	Iww:	E:	2,04E+6 kg/cm ²	
Espesor:	1,59 cm	Izz:	Fu:	4569,95 kg/cm ²	
Rxx-yy:	6,32 cm	Sxx-yy: 168,82 cm ³	PERNOS		
Rww:	7,96 cm	Sww:			
Rzz:	4,01 cm	Szz:			
X-Y:	5,66 cm	X-Z:			

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 115804,01 kg.
 Mu w: 15,65 kg m. Mu x: 262,72 kg m. Vu x: 188,40 kg.
 Mu z: 387,19 kg m. Mu y: 284,85 kg m. Vu y: 88,23 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 49,88	0,166	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 196156,53 kg	0,590	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 172605,08 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,9$ $d = 16,00$ mm	0,671	ok
#Hileras: 4 #Conectores/hilera: 4		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: 7,62 cm Ae/Ag: 0,81		
Ae total neta transversal: 47,80 cm ² 163816,94 kg	0,707	ok
Ae total neta Escalonada: 50,36 cm ² 172605,08 kg	0,671	ok

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 136023,65 kg	0,851	ok
t: 1,59 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 4,78 t: 1,59 cm		
Si L: 2,00 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 1,00 m A_{sf} : 320,54 cm ² 659191,52 kg	0,176	
b) $a = L/3$ 0,67 m A_{sf} : 214,54 cm ² 441204,91 kg	0,262	
c) $a = L/4$ 0,50 m A_{sf} : 161,54 cm ² 332211,60 kg	0,349	
d) $a = !!!$ 0,20 m A_{sf} : 66,14 cm ² 136023,65 kg	0,851	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 158537,93 kg $\phi_t R_n$ 118903,45 kg 0,974 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 4 #Hileras en ala: 2
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 1,59 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 20,30 cm g: 7,62 cm
 Agt: 20,16 cm² Agv: 23,85 cm²
 Ant: 16,35 cm² Anv: 14,95 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 20,30 cm t= 1,59 cm L= 2,00 m rx= 6,32 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 62,00 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 12,77 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!

L/rx= 31,62 kL/r= 65,8113 kL/r<200 0,329 ok

¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!

¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,810 ok

φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 142912,54 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 4646,17 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2!

2561,16 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 168,82 cm³ Sw: 274,44 cm³ Szz: 124,80 cm³

fy: 3515,35 kg/cm² b= 20,30 cm t= 1,59 cm

E: 2,04E+6 kg/cm² L= 2,00 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.

φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 593461,39 kg-cm. φb*Mn 801172,87 kg-cm. 0,033 ok

a) My=Syy.fy. 593461,39 kg-cm. φb*Mn 801172,87 kg-cm. 0,036 ok

b) My=Sw.fy. 964752,65 kg-cm. φb*Mn 1302416,08 kg-cm. 0,001 ok

c) My=Szz.fy. 438715,68 kg-cm. φb*Mn 592266,17 kg-cm. 0,065 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torcional a W-W.

φb 0,90 φb*Mn 1215655,64 kg-cm. 0,022 ok

¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 4885516,62 kg-cm.

My=Sw.fy. 964752,65 kg-cm. Mn= 1350728,49 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.

φb 0,90 φb*Mn N/A N/A ok

¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 12,77 λp 13,00 λr 21,92

Sxx-yy: 168,82 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 20,30 cm t= 1,59 cm

9. Resistencia al corte del Ala.

φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 61271,07 kg. X 0,003 ok

Aw=b*t 32,28 cm² Cv=1 Y 0,001 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,8769 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) fa=tensión o Compresión Axial requerida.	115804,01 kg.
b) Fa=tensión o Compresión Axial de diseño.	142912,54 kg
c) fbw=tensión de flexión requerida mayor.	15,65 kg m.
d) Fbw=tensión de flexión de diseño mayor.	1302416,08 kg m.
e) fbz=tensión de flexión requerida menor.	387,19 kg m.
f) Fbz=tensión de flexión de diseño menor.	592266,17 kg m.

SAP2000 Steel Design

Project DISEÑO Y SIMULACION TORRE AR2-C4

Job Number 10.1631.001

Engineer David Almeida -Carlos López.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 348 X Mid: 1,931 Combo: CASO T 2 Design Type: Brace
Length: 5,910 Y Mid: 3,617 Shape: L76X76X6.4 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 1,970 Z Mid: 12,599 Class: Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,213 AlphaPr/Pe=0,645 Tau_b=1,000 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=9,290E-04 I33=0,000 r33=0,023 S33=9,309E-06 Av3=4,839E-04
J=0,000 I22=0,000 r22=0,023 S22=9,309E-06 Av2=4,839E-04
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=1,670E-05
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=1,670E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO T 2)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,970	-6961,827	6,329	-12,970	1,489	4,116	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,868 = 0,817 + 0,009 + 0,043
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,330	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,330	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,330	1,000	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-6961,827	8522,820	29391,826

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	-4,696	528,357	528,357
Minor Moment	-13,646	320,596	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	1,489	9185,246	0,000	OK
Minor Shear	4,116	9185,246	0,000	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cuerpo Tramo 2 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARP-68 N°-SAP 348 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L76X7.9	Longitud:	2,89 m	Mat:	A572Gr50
Área:	11,50 cm ²	Ixx-yy:	62,40 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	7,62 cm	Iww:	98,78 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,79 cm	Izz:	25,36 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	2,33 cm	Sxx-yy:	11,47 cm ³	PERNOS	
Rww:	2,94 cm	Sww:	18,38 cm ³		
Rzz:	1,49 cm	Szz:	8,18 cm ³		
X-Y:	2,21 cm	Z-Z:	3,10 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 6961,83 kg.
 Mu w: 4,70 kg m. Mu x: 6,33 kg m. Vu x: 1,49 kg.
 Mu z: 13,65 kg m. Mu y: 12,97 kg m. Vu y: 4,12 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 193,96	0,647	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ Pn=fy.Ag $\phi_t * Pn$ 36383,87 kg	0,191	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ Pn=fu.Ae $\phi_t * Pn$ 21945,41 kg Si Ae=An.U U= 0,6 d= 16,00 mm	0,317	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 2		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 6,40 cm ² 21945,41 kg	0,317	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ Pn=0.6Fu.Asf. $\phi_{fs} * Pn$ 12409,61 kg	0,561	ok
t: 0,79 cm Si Asf=2t(a+d/2) 3,188 t: 0,79 cm		
Si L: 2,89 m d= 16,00 mm		
a) a=L/2 1,45 m Asf: 230,74 cm ² 474504,22 kg	0,015	
b) a=L/3 0,96 m Asf: 154,25 cm ² 317206,99 kg	0,022	
c) a=L/4 0,72 m Asf: 116,00 cm ² 238558,38 kg	0,029	
d) a=!!! 0,03 m Asf: 6,03 cm ² 12409,61 kg	0,561	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ Rn: 17715,67 kg $\phi_t * Rn$ 13286,75 kg 0,524 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 2 #Hileras en ala: 1
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,79 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 7,62 cm g: 4,45 cm
 Agt: 2,52 cm² Agv: 5,13 cm²
 Ant: 1,89 cm² Anv: 3,23 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 7,62 cm t= 0,79 cm L= 2,89 m rx= 2,33 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 11,50 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 9,60 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-2 para: L/rx>80<200!
L/rx= 124,1 kL/r= 122,501 kL/r<200 0,613 ok
¡L/r >120 kl/r Restricción parcial en ambos extremos!
¡ASCE 10-97 kl/r=46.2+0.615L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,572 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 12171,90 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 1340,97 kg/cm²

¡Fe<0.44 fy, Fcr según E3-3! 1176,03 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 11,47 cm³ Sw: 18,38 cm³ Szz: 8,18 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,79 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 2,89 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.
φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 40321,06 kg-cm. φb*Mn 54433,44 kg-cm. 0,012 ok

a) My=Syy.fy. 40321,06 kg-cm. φb*Mn 54433,44 kg-cm. 0,024 ok

b) My=Sw.fy. 64612,13 kg-cm. φb*Mn 87226,38 kg-cm. 0,005 ok

c) My=Szz.fy. 28755,56 kg-cm. φb*Mn 38820,01 kg-cm. 0,035 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.
φb 0,90 φb*Mn 61473,79 kg-cm. 0,010 ok
¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 118797,49 kg-cm.
My=Sw.fy. 64612,13 kg-cm. Mn= 68304,21 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.
φb 0,90 φb*Mn N/A N/A ok
¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 9,60 λp 13,00 λr 21,92
Sxx-yy: 11,47 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,79 cm

9. Resistencia al corte del Ala.
φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 11485,18 kg. X 0,000 ok
Aw=b*t 6,05 cm² Cv=1 Y 0,000 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,6125 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) fa=tensión o Compresión Axial requerida.	6961,83 kg.
b) Fa=tensión o Compresión Axial de diseño.	12171,90 kg
c) fbw=tensión de flexión requerida mayor.	4,70 kg m.
d) Fbw=tensión de flexión de diseño mayor.	87226,38 kg m.
e) fbz=tensión de flexión requerida menor.	13,65 kg m.
f) Fbz=tensión de flexión de diseño menor.	38820,01 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 349	X Mid: 1,687	Combo: CASO A 1B	Design Type: Brace
Length: 5,603	Y Mid: 3,129	Shape: L76X76X6.4	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 1,868	Z Mid: 17,046	Class: Compact	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		
D/C Limit=1,000	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,239	AlphaPr/Pe=0,650	Tau_b=1,000	EA factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ	Load? Yes	EI factor=0,800
			D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,000	Rho=1,000	Sds=0,500
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500	
PhiB=0,900	PhiC=0,900	PhiTY=0,900	PhiTF=0,750
PhiS=0,900	PhiS-RI=1,000	PhiST=0,900	

A=9,290E-04	I33=0,000	r33=0,023	S33=9,309E-06	Av3=4,839E-04
J=0,000	I22=0,000	r22=0,023	S22=9,309E-06	Av2=4,839E-04
alpha=45,000				
E=2,039E+10	fy=35153481,3	Ry=1,100	z33=1,670E-05	
RLLF=1,000	Fu=45699525,7		z22=1,670E-05	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1B)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,868	-7805,456	7,943	-13,376	-0,668	4,677	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,878 = 0,823 + 0,007 + 0,047
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,330	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,330	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,330	1,000	1,000

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-7805,456	9481,298	29391,826

	Mu	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB
Major Moment	-3,842	528,357	528,357
Minor Moment	-15,074	320,596	

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	0,668	9185,246	7,273E-05	OK
Minor Shear	4,677	9185,246	0,001	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cuerpo Tramo 2 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARC-48 N°-SAP 349 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L76X6.4	Longitud:	1,68 m	Mat:	A572Gr50
Área:	9,29 cm ²	Ixx-yy:	51,20 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	7,62 cm	Iww:	82,46 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,64 cm	Izz:	20,97 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	2,35 cm	Sxx-yy:	9,31 cm ³	PERNOS	
Rww:	2,97 cm	Sww:	15,34 cm ³		
Rzz:	1,50 cm	Szz:	6,94 cm ³		
X-Y:	2,13 cm	Z-Z:	3,02 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 7805,46 kg.
 Mu w: 3,84 kg m. Mu x: 7,94 kg m. Vu x: 0,67 kg.
 Mu z: 15,07 kg m. Mu y: 13,38 kg m. Vu y: 4,68 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 112,00	0,373	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 29391,84 kg	0,266	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 17550,80 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,6$ $d = 16,00$ mm	0,445	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 2		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 5,12 cm ² 17550,80 kg	0,445	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 9924,56 kg	0,786	ok
t: 0,64 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 2,87 t: 0,64 cm		
Si L: 1,68 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 0,84 m Asf: 107,70 cm ² 221474,40 kg	0,035	
b) $a = L/3$ 0,56 m Asf: 72,14 cm ² 148346,06 kg	0,053	
c) $a = L/4$ 0,42 m Asf: 54,36 cm ² 111781,89 kg	0,070	
d) $a = !!!$ 0,03 m Asf: 4,83 cm ² 9924,56 kg	0,786	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 14168,07 kg $\phi_t R_n$ 10626,06 kg 0,735 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 2 #Hileras en ala: 1
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,64 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 7,62 cm g: 4,45 cm
 Agt: 2,02 cm² Agv: 4,11 cm²
 Ant: 1,51 cm² Anv: 2,58 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 7,62 cm t= 0,64 cm L= 1,68 m rx= 2,35 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 9,29 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 12,00 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!

L/rx= 71,56 kL/r= 85,7812 kL/r<200 0,429 ok

¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!

¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,455 ok

φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 17161,86 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 2734,71 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2!

2052,61 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 9,31 cm³ Sww: 15,34 cm³ Szz: 6,94 cm³

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,64 cm

E: 2,04E+6 kg/cm² L= 1,68 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.

φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 32727,91 kg-cm. φb*Mn 44182,68 kg-cm. 0,018 ok

a) My=Syy.fy. 32727,91 kg-cm. φb*Mn 44182,68 kg-cm. 0,030 ok

b) My=Sww.fy. 53925,47 kg-cm. φb*Mn 72799,38 kg-cm. 0,005 ok

c) My=Szz.fy. 24396,53 kg-cm. φb*Mn 32935,31 kg-cm. 0,046 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.

φb 0,90 φb*Mn 56710,49 kg-cm. 0,014 ok

¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 130708,03 kg-cm.

My=Sww.fy. 53925,47 kg-cm. Mn= 63011,66 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.

φb 0,90 φb*Mn N/A N/A ok

¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 12,00 λp 13,00 λr 21,92

Sxx-yy: 9,31 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,64 cm

9. Resistencia al corte del Ala.

φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 9185,25 kg. X 0,000 ok

Aw=b*t 4,84 cm² Cv=1 Y 0,001 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,5059 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	7805,46 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	17161,86 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	3,84 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	72799,38 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	15,07 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	32935,31 kg m.

SAP2000 Steel Design

Project DISEÑO Y SIMULACION TORRE AR2-C4

Job Number 10.1631.001

Engineer David Almeida -Carlos López.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 350	X Mid: 1,443	Combo: CASO A 1B	Design Type: Brace
Length: 5,323	Y Mid: 2,642	Shape: L76X76X6.4	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 1,774	Z Mid: 21,493	Class: Compact	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		
D/C Limit=1,000	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,281	AlphaPr/Pe=0,690	Tau_b=1,000	EA factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ	Load? Yes	EI factor=0,800
			D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,000	Rho=1,000	Sds=0,500
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500	
PhiB=0,900	PhiC=0,900	PhiTY=0,900	PhiTF=0,750
PhiS=0,900	PhiS-RI=1,000	PhiST=0,900	

A=9,290E-04	I33=0,000	r33=0,023	S33=9,309E-06	Av3=4,839E-04
J=0,000	I22=0,000	r22=0,023	S22=9,309E-06	Av2=4,839E-04
alpha=45,000				
E=2,039E+10	fy=35153481,3	Ry=1,100	z33=1,670E-05	
RLLF=1,000	Fu=45699525,7		z22=1,670E-05	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1B)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,774	-9188,115	8,952	-13,730	-2,588	5,288	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,931 = 0,875 + 0,006 + 0,050
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,330	1,000	1,000	1,000	1,000	0,735
Minor Bending	0,330	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,330	1,000	1,000

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-9188,115	10503,151	29391,826

	Mu	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB
Major Moment	-3,379	528,357	528,357
Minor Moment	-16,038	320,596	

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	2,588	9185,246	0,000	OK
Minor Shear	5,288	9185,246	0,001	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cuerpo Tramo 1 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARC-29 N°-SAP 350 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L76X6.4	Longitud:	1,75 m	Mat:	A572Gr50
Área:	9,29 cm ²	Ixx-yy:	51,20 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	7,62 cm	Iww:	82,46 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,64 cm	Izz:	20,97 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	2,35 cm	Sxx-yy:	9,31 cm ³	PERNOS	
Rww:	2,97 cm	Sww:	15,34 cm ³		
Rzz:	1,50 cm	Szz:	6,94 cm ³		
X-Y:	2,13 cm	Z-Z:	3,02 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 9188,12 kg.
 Mu w: 3,38 kg m. Mu x: 8,95 kg m. Vu x: 2,59 kg.
 Mu z: 16,04 kg m. Mu y: 13,73 kg m. Vu y: 5,29 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 116,67	0,389	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 29391,84 kg	0,313	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 17550,80 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,6$ $d = 16,00$ mm	0,524	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 2		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 5,12 cm ² 17550,80 kg	0,524	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 9924,56 kg	0,926	ok
t: 0,64 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 2,87 t: 0,64 cm		
Si L: 1,75 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 0,88 m Asf: 112,14 cm ² 230615,44 kg	0,040	
b) $a = L/3$ 0,58 m Asf: 75,10 cm ² 154440,09 kg	0,059	
c) $a = L/4$ 0,44 m Asf: 56,58 cm ² 116352,41 kg	0,079	
d) $a = !!!$ 0,03 m Asf: 4,83 cm ² 9924,56 kg	0,926	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 14168,07 kg $\phi_t R_n$ 10626,06 kg 0,865 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 2 #Hileras en ala: 1
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,64 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 7,62 cm g: 4,45 cm
 Agt: 2,02 cm² Agv: 4,11 cm²
 Ant: 1,51 cm² Anv: 2,58 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 7,62 cm t= 0,64 cm L= 1,75 m rx= 2,35 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 9,29 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 12,00 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!

L/rx= 74,54 kL/r= 87,2721 kL/r<200

0,436 ok

¡L/r ≤ 120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!

¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal.

0,546 ok

φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 16841,14 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 2642,08 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2!

2014,25 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 9,31 cm³ Sww: 15,34 cm³ Szz: 6,94 cm³

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,64 cm

E: 2,04E+6 kg/cm² L= 1,75 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.

φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 32727,91 kg-cm. φb*Mn 44182,68 kg-cm. 0,020 ok

a) My=Syy.fy. 32727,91 kg-cm. φb*Mn 44182,68 kg-cm. 0,031 ok

b) My=Sww.fy. 53925,47 kg-cm. φb*Mn 72799,38 kg-cm. 0,005 ok

c) My=Szz.fy. 24396,53 kg-cm. φb*Mn 32935,31 kg-cm. 0,049 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.

φb 0,90 φb*Mn 55958,40 kg-cm. 0,016 ok

¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 125479,71 kg-cm.

My=Sww.fy. 53925,47 kg-cm. Mn= 62176,00 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.

φb 0,90 φb*Mn N/A

N/A ok

¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 12,00 λp 13,00 λr 21,92

Sxx-yy: 9,31 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,64 cm

9. Resistencia al corte del Ala.

φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 9185,25 kg. X 0,000 ok

Aw=b*t 4,84 cm² Cv=1 Y 0,001 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,5989 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f_a =tensión o Compresión Axial requerida.	9188,12 kg.
b) F_a =tensión o Compresión Axial de diseño.	16841,14 kg
c) f_{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	3,38 kg m.
d) F_{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	72799,38 kg m.
e) f_{bz} =tensión de flexión requerida menor.	16,04 kg m.
f) F_{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	32935,31 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 351 X Mid: 1,199 Combo: CASO A 1A Design Type: Brace
Length: 5,153 Y Mid: 2,149 Shape: L102X102X6.4 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 1,685 Z Mid: 25,983 Class: Non-Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,307 AlphaPr/Pe=0,399 Tau_b=1,000 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=0,001 I33=1,250E-06 r33=0,032 S33=1,676E-05 Av3=6,477E-04
J=0,000 I22=1,250E-06 r22=0,032 S22=1,676E-05 Av2=6,477E-04
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=2,980E-05
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=2,980E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1A)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,685	-13469,421	35,938	-2,470	-20,294	2,518	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,659 = 0,587 + 0,025 + 0,047
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,330	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,330	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,330	1,000	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-13469,421	22946,752	39547,666

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	23,666	942,816	942,816
Minor Moment	-27,158	582,506	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	20,294	12295,212	0,002	OK
Minor Shear	2,518	12295,212	0,000	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cuerpo Tramo 1 David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARC-9 N°-SAP 351 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L102X6.4	Longitud:	1,70 m	Mat:	A572Gr50
Área:	12,50 cm ²	Ixx-yy:	125,00 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	10,20 cm	Iww:	205,96 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,64 cm	Izz:	51,97 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	3,16 cm	Sxx-yy:	16,76 cm ³	PERNOS	
Rww:	4,03 cm	Sww:	28,55 cm ³		
Rzz:	2,02 cm	Szz:	13,18 cm ³		
X-Y:	2,77 cm	Z-Z:	3,94 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 13469,42 kg.
 Mu w: 23,67 kg m. Mu x: 35,94 kg m. Vu x: 20,29 kg.
 Mu z: 27,16 kg m. Mu y: 2,47 kg m. Vu y: 2,52 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 84,16	0,281	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 39547,69 kg	0,341	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 24289,06 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,6$ $d = 16,00$ mm	0,555	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 2		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 7,09 cm ² 24289,06 kg	0,555	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. 0,889 ok
 $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 15148,01 kg

t: 0,64 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 2,87 t: 0,64 cm
 Si L: 1,70 m d= 16,00 mm

a) $a = L/2$	0,85 m	Asf: 108,97 cm ²	224086,13 kg	0,060
b) $a = L/3$	0,57 m	Asf: 72,98 cm ²	150087,21 kg	0,090
c) $a = L/4$	0,43 m	Asf: 54,99 cm ²	113087,75 kg	0,119
d) $a = !!!$	0,05 m	Asf: 7,37 cm ²	15148,01 kg	0,889

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 23286,06 kg $\phi_t R_n$ 17464,55 kg 0,771 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 2 #Hileras en ala: 1
 Tipo de corte: TERMICO

t: 0,64 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 10,20 cm g: 6,35 cm
 Agt: 2,44 cm² Agv: 4,11 cm²
 Ant: 1,94 cm² Anv: 2,58 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 10,20 cm t: 0,64 cm L= 1,70 m rx= 3,16 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 12,50 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: No Compacto.
b/t= 16,06 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-1 para: L/rx<80!
L/rx= 53,76 kL/r= 76,8792 kL/r<200 0,384 ok
¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!
¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,525 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 25670,80 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 3404,70 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2! 2281,85 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 16,76 cm³ Sww: 28,55 cm³ Szz: 13,18 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t: 0,64 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 1,70 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.
φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 58917,27 kg-cm. φb*Mn 79538,31 kg-cm. 0,045 ok

a) My=Syy.fy. 58917,27 kg-cm. φb*Mn 79538,31 kg-cm. 0,003 ok

b) My=Sww.fy. 100363,24 kg-cm. φb*Mn 135490,38 kg-cm. 0,017 ok

c) My=Szz.fy. 46332,31 kg-cm. φb*Mn 62548,62 kg-cm. 0,043 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.
φb 0,90 φb*Mn 103834,95 kg-cm. 0,035 ok
¡Si Me>My Mn según F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 231447,79 kg-cm.

My=Sww.fy. 100363,24 kg-cm. Mn= 115372,17 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.
φb 0,90 φb*Mn 54416,72 kg-cm. 0,07 ok
¡No compacto Mn según F10-7!

a) Clase según Tabla B4.1: No Compacto.

b/t= 16,06 λp 13,00 λr 21,92

Sxx-yy: 16,76 cm³ Mn= 60463,02 kg-cm.

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 10,20 cm t: 0,64 cm

9. Resistencia al corte del Ala.

φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 12295,22 kg. X 0,002 ok
Aw=b*t 6,48 cm² Cv=1 Y 0,000 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,6154 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	13469,42 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	24289,06 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	23,67 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	135490,38 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	27,16 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	62548,62 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 318	X Mid: 0,692	Combo: CASO A 1A	Design Type: Brace
Length: 2,034	Y Mid: 3,943	Shape: L76X76X6.4	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 1,017	Z Mid: 9,635	Class: Compact	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		
D/C Limit=1,000	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,206	AlphaPr/Pe=0,679	Tau_b=1,000	EA factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ	Load? Yes	EI factor=0,800
			D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,000	Rho=1,000	Sds=0,500
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500	
PhiB=0,900	PhiC=0,900	PhiTY=0,900	PhiTF=0,750
PhiS=0,900	PhiS-RI=1,000	PhiST=0,900	

A=9,290E-04	I33=0,000	r33=0,023	S33=9,309E-06	Av3=4,839E-04
J=0,000	I22=0,000	r22=0,023	S22=9,309E-06	Av2=4,839E-04
alpha=45,000				
E=2,039E+10	fy=35153481,3	Ry=1,100	z33=1,670E-05	
RLLF=1,000	Fu=45699525,7		z22=1,670E-05	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1A)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,017	-6736,997	2,503	0,179	0,006	-9,542E-04	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,869 = 0,860 + 0,004 + 0,005
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,000	1,000	1,000

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-6736,997	7834,855	29391,826

	Mu	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB
Major Moment	1,897	527,869	528,357
Minor Moment	-1,643	320,596	

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	0,006	9185,246	0,000	OK
Minor Shear	9,542E-04	9185,246	0,000	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cúpula David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARP-7 N°-SAP 318 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L76X6.4	Longitud:	3,50 m	Mat:	A572Gr50
Área:	9,29 cm ²	Ixx-yy:	51,20 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	7,62 cm	Iww:	82,46 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,64 cm	Izz:	20,97 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	2,35 cm	Sxx-yy:	9,31 cm ³	PERNOS	
Rww:	2,97 cm	Sww:	15,34 cm ³		
Rzz:	1,50 cm	Szz:	6,94 cm ³		
X-Y:	2,13 cm	Z-Z:	3,02 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 6737,00 kg.
 Mu w: 1,90 kg m. Mu x: 2,50 kg m. Vu x: 0,01 kg.
 Mu z: 1,64 kg m. Mu y: 0,18 kg m. Vu y: 0,00 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 233,33	0,778	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 29391,84 kg	0,229	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 23401,07 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,8$ $d = 16,00$ mm	0,288	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 3		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 6,83 cm ² 23401,07 kg	0,288	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 9924,56 kg	0,679	ok
t: 0,64 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 2,87 t: 0,64 cm		
Si L: 3,50 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 1,75 m Asf: 223,27 cm ² 459141,51 kg	0,015	
b) $a = L/3$ 1,17 m Asf: 149,18 cm ² 306790,80 kg	0,022	
c) $a = L/4$ 0,88 m Asf: 112,14 cm ² 230615,44 kg	0,029	
d) $a = !!!$ 0,03 m Asf: 4,83 cm ² 9924,56 kg	0,679	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ $R_n = 18811,15$ kg $\phi_t R_n$ 14108,36 kg	0,478	ok
Según formula J4-5.		

#Conectores a corte: 3	#Hileras en ala: 1
Tipo de corte: TERMICO	
t: 0,64 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm	
d: 16,00 mm Ala: 7,62 cm g: 4,45 cm	
Agt: 2,02 cm ² Agv: 6,82 cm ²	
Ant: 1,51 cm ² Anv: 4,28 cm ²	
fy: 3515,35 kg/cm ² Fu: 4569,95 kg/cm ²	

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 7,62 cm t= 0,64 cm L= 3,50 m rx= 2,35 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 9,29 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 12,00 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-2 para: L/rx>80<200!
L/rx= 149,1 kL/r= 137,889 kL/r<200 0,689 ok
¡L/r >120 kL/r Restricción parcial en ambos extremos!
¡ASCE 10-97 kL/r=46.2+0.615L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,868 ok
φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 7760,55 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 1058,36 kg/cm²

¡Fe<0.44 fy, Fcr según E3-3! 928,18 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 9,31 cm³ Sw: 15,34 cm³ Szz: 6,94 cm³
fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,64 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² L= 3,50 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.
φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 32727,91 kg-cm. φb*Mn 44182,68 kg-cm. 0,006 ok

a) My=Syy.fy. 32727,91 kg-cm. φb*Mn 44182,68 kg-cm. 0,000 ok

b) My=Sw.fy. 53925,47 kg-cm. φb*Mn 72799,38 kg-cm. 0,003 ok

c) My=Szz.fy. 24396,53 kg-cm. φb*Mn 32935,31 kg-cm. 0,005 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.
φb 0,90 φb*Mn 40539,38 kg-cm. 0,006 ok
¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 62739,86 kg-cm.
My=Sw.fy. 53925,47 kg-cm. Mn= 45043,75 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.
φb 0,90 φb*Mn N/A N/A ok
¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.
b/t= 12,00 λp 13,00 λr 21,92
Sxx-yy: 9,31 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,64 cm

9. Resistencia al corte del Ala.
φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 9185,25 kg. X 0,000 ok
Aw=b*t 4,84 cm² Cv=1 Y 0,000 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,8757 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	6737,00 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	7760,55 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	1,90 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	72799,38 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	1,64 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	32935,31 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 319	X Mid: 2,571	Combo: CASO A 1A	Design Type: Brace
Length: 6,000	Y Mid: 4,325	Shape: L76X76X6.4	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 4,376	Z Mid: 6,155	Class: Compact	Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		
D/C Limit=1,000	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,240	AlphaPr/Pe=0,503	Tau_b=1,000	EA factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ	Load? Yes	EI factor=0,800
			D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,000	Rho=1,000	Sds=0,500
R=8,000	Omega0=3,000	Cd=5,500	
PhiB=0,900	PhiC=0,900	PhiTY=0,900	PhiTF=0,750
PhiS=0,900	PhiS-RI=1,000	PhiST=0,900	

A=9,290E-04	I33=0,000	r33=0,023	S33=9,309E-06	Av3=4,839E-04
J=0,000	I22=0,000	r22=0,023	S22=9,309E-06	Av2=4,839E-04
alpha=45,000				
E=2,039E+10	fy=35153481,3	Ry=1,100	z33=1,670E-05	
RLLF=1,000	Fu=45699525,7		z22=1,670E-05	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1A)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
4,376	-7839,918	-12,390	-52,193	6,087	19,317	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,816 = 0,642 + 0,086 + 0,088
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,271	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	0,271	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,271	1,000	1,000

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-7839,918	12219,828	29391,826

	Mu	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB
Major Moment	-45,667	528,357	528,357
Minor Moment	-28,146	320,596	

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	6,087	9185,246	0,001	OK
Minor Shear	19,317	9185,246	0,002	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cúpula David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARP-27 N°-SAP 319 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L76X6.4	Longitud:	2,70 m	Mat:	A572Gr50
Área:	9,29 cm ²	Ixx-yy:	51,20 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	7,62 cm	Iww:	82,46 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,64 cm	Izz:	20,97 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	2,35 cm	Sxx-yy:	9,31 cm ³	PERNOS	
Rww:	2,97 cm	Sww:	15,34 cm ³		
Rzz:	1,50 cm	Szz:	6,94 cm ³		
X-Y:	2,13 cm	Z-Z:	3,02 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 7839,92 kg.
 Mu w: 45,67 kg m. Mu x: 12,39 kg m. Vu x: 6,09 kg.
 Mu z: 28,15 kg m. Mu y: 52,19 kg m. Vu y: 19,32 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 180,00	0,600	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 29391,84 kg	0,267	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 22049,72 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,8$ $d = 16,00$ mm	0,356	ok
#Hileras: 2 #Conectores/hilera: 3		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: 4,45 cm Ae/Ag: 0,69		
Ae total neta transversal: 5,91 cm ² 20267,00 kg	0,387	ok
Ae total neta Escalonada: 6,43 cm ² 22049,72 kg	0,356	ok

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 9924,56 kg	0,790	ok
t: 0,64 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 2,87 t: 0,64 cm		
Si L: 2,70 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 1,35 m Asf: 172,47 cm ² 354672,45 kg	0,022	
b) $a = L/3$ 0,90 m Asf: 115,32 cm ² 237144,76 kg	0,033	
c) $a = L/4$ 0,68 m Asf: 86,74 cm ² 178380,91 kg	0,044	
d) $a = !!!$ 0,03 m Asf: 4,83 cm ² 9924,56 kg	0,790	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 22780,09 kg $\phi_t R_n$ 17085,07 kg 0,459 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 3 #Hileras en ala: 2
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,64 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 7,62 cm g: 2,67 cm
 Agt: 3,15 cm² Agv: 6,82 cm²
 Ant: 1,62 cm² Anv: 4,28 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 7,62 cm t= 0,64 cm L= 2,70 m rx= 2,35 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 9,29 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 12,00 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-2 para: L/rx>80<200!

L/rx= 115 kL/r= 107,506 kL/r<200 0,538 ok

¡L/r ≤120 kL/r Excéntrico en ambos extremos!

¡ASCE-10-97 kL/r=50+0.5L/r !

c) Resistencia de compresión nominal. 0,621 ok

φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 12624,86 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 1741,14 kg/cm²

¡Fe>0.44 fy, Fcr según E3-2!

1509,97 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 9,31 cm³ Sww: 15,34 cm³ Szz: 6,94 cm³

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,64 cm

E: 2,04E+6 kg/cm² L= 2,70 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.

φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 32727,91 kg-cm. φb*Mn 44182,68 kg-cm. 0,028 ok

a) My=Syy.fy. 32727,91 kg-cm. φb*Mn 44182,68 kg-cm. 0,118 ok

b) My=Sww.fy. 53925,47 kg-cm. φb*Mn 72799,38 kg-cm. 0,063 ok

c) My=Szz.fy. 24396,53 kg-cm. φb*Mn 32935,31 kg-cm. 0,085 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.

φb 0,90 φb*Mn 46945,60 kg-cm. 0,026 ok

¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 81329,44 kg-cm.

My=Sww.fy. 53925,47 kg-cm. Mn= 52161,78 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.

φb 0,90 φb*Mn N/A N/A ok

¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 12,00 λp 13,00 λr 21,92

Sxx-yy: 9,31 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,64 cm

9. Resistencia al corte del Ala.

φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 9185,25 kg. X 0,001 ok

Aw=b*t 4,84 cm² Cv=1 Y 0,002 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,7692 \quad OK$$

Encontrando los valores críticos principales.

a) fa=tensión o Compresión Axial requerida.	7839,92 kg.
b) Fa=tensión o Compresión Axial de diseño.	12624,86 kg
c) fbw=tensión de flexión requerida mayor.	45,67 kg m.
d) Fbw=tensión de flexión de diseño mayor.	72799,38 kg m.
e) fbz=tensión de flexión requerida menor.	28,15 kg m.
f) Fbz=tensión de flexión de diseño menor.	32935,31 kg m.

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : 325 X Mid: 2,622 Combo: CASO T 1A Design Type: Brace
Length: 2,892 Y Mid: 3,943 Shape: L76X76X7.9 Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 1,446 Z Mid: 9,635 Class: Compact Princpl Rot: 0,000 degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=1,000 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,086 AlphaPr/Pe=0,570 Tau_b=1,000 EA factor=0,800 EI factor=0,800
Ignore Seismic Code? Yes Ignore Special EQ Load? Yes D/P Plug Welded? Yes

SDC: D I=1,000 Rho=1,000 Sds=0,500
R=8,000 Omega0=3,000 Cd=5,500
PhiB=0,900 PhiC=0,900 PhiTY=0,900 PhiTF=0,750
PhiS=0,900 PhiS-RI=1,000 PhiST=0,900

A=0,001 I33=0,000 r33=0,023 S33=1,147E-05 Av3=6,050E-04
J=0,000 I22=0,000 r22=0,023 S22=1,147E-05 Av2=6,050E-04
alpha=45,000
E=2,039E+10 fy=35153481,3 Ry=1,100 z33=2,060E-05
RLLF=1,000 Fu=45699525,7 z22=2,050E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO T 1A)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,446	-3460,029	12,026	2,789	-0,003	-0,010	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,756 = 0,722 + 0,017 + 0,017
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,000	1,000	1,000

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-3460,029	4789,800	36383,853

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Moment	10,476	616,528	651,746
Minor Moment	-6,532	386,242	

SHEAR CHECK

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	0,003	11485,174	0,000	OK
Minor Shear	0,010	11485,174	0,000	OK

MEMORIA DE ANÁLISIS DE CÁLCULO-TORRE AR2-C4
AISC-360-05 --LRFD-- DISEÑO DE ÁNGULOS.

Localización: Cúpula David Almeida -Carlos López.
 Marca: ARP-5 N°-SAP 325 2013/13/01.

Revisado: Ing.Fernando Larco.

DATOS DE ENTRADA PERFIL.			MATERIAL		
Perfil:	L76X7.9	Longitud:	2,89 m	Mat:	A572Gr50
Área:	11,50 cm ²	Ixx-yy:	62,40 cm ⁴	fy:	3515,35 kg/cm ²
Ala:	7,62 cm	Iww:	98,78 cm ⁴	E:	2,04E+6 kg/cm ²
Espesor:	0,79 cm	Izz:	25,36 cm ⁴	Fu:	4569,95 kg/cm ²
Rxx-yy:	2,33 cm	Sxx-yy:	11,47 cm ³	PERNOS	
Rww:	2,94 cm	Sww:	18,38 cm ³		
Rzz:	1,49 cm	Szz:	8,18 cm ³		
X-Y:	2,21 cm	Z-Z:	3,10 cm		

SOLICITACIONES DE CARGA REQUERIDA.

Pu: 3460,03 kg.
 Mu w: 10,48 kg m. Mu x: 12,03 kg m. Vu x: 0,00 kg.
 Mu z: 6,53 kg m. Mu y: 2,79 kg m. Vu y: 0,01 kg.

DATOS DE SALIDA A RESISTENCIAS REQUERIDAS. CHEQUEO

Tracción en el elemento.

	D/C	Status
1.Límite de esbeltez $l/r < 300$. 193,96	0,647	ok
2.Fluencia por tracción en la sección bruta. $\phi_t 0,90$ $P_n = f_y A_g$ $\phi_t P_n$ 36383,87 kg	0,095	ok
3.Fractura en la sección neta efectiva. $\phi_t 0,75$ $P_n = f_u A_e$ $\phi_t P_n$ 21945,41 kg Si $A_e = A_n U$ $U = 0,6$ $d = 16,00$ mm	0,158	ok
#Hileras: 1 #Conectores/hilera: 2		
Paso s: 4,27 cm Gramil g: N/A Ae/Ag: N/A		
Ae total neta transversal: 6,40 cm ² 21945,41 kg	0,158	ok
Ae total neta Escalonada: N/A N/A	N/A	N/A

Tracción en el pasador.

4.Rotura a corte en la sección neta efectiva. $\phi_{fs} 0,75$ $P_n = 0.6 F_u A_{sf}$ $\phi_{fs} P_n$ 12409,61 kg	0,279	ok
t: 0,79 cm Si $A_{sf} = 2t(a+d/2)$ 3,188 t: 0,79 cm		
Si L: 2,89 m d= 16,00 mm		
a) $a = L/2$ 1,45 m Asf: 230,74 cm ² 474504,22 kg	0,007	
b) $a = L/3$ 0,96 m Asf: 154,25 cm ² 317206,99 kg	0,011	
c) $a = L/4$ 0,72 m Asf: 116,00 cm ² 238558,38 kg	0,015	
d) $a = !!!$ 0,03 m Asf: 6,03 cm ² 12409,61 kg	0,279	

Resistencia a bloque de corte.

$\phi_t 0,75$ R_n : 17715,67 kg $\phi_t R_n$ 13286,75 kg 0,260 ok
 Según formula J4-5.

#Conectores a corte: 2 #Hileras en ala: 1
 Tipo de corte: TERMICO
 t: 0,79 cm s: 4,27 cm db: 2,20 cm
 d: 16,00 mm Ala: 7,62 cm g: 4,45 cm
 Agt: 2,52 cm² Agv: 5,13 cm²
 Ant: 1,89 cm² Anv: 3,23 cm²
 fy: 3515,35 kg/cm² Fu: 4569,95 kg/cm²

Compresión en el elemento.

5. Resistencia a la compresión.

b= 7,62 cm t= 0,79 cm L= 2,89 m rx= 2,33 cm
E: 2,04E+6 kg/cm² fy: 3515,35 kg/cm² Ag= 11,50 cm²

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 9,60 λp 13,00 λr 21,92

b) Esbeltez efectiva según: ¡E5-2 para: L/rx>80<200!

L/rx= 124,1 kL/r= 122,501 kL/r<200

0,613 ok

¡L/r >120 kl/r Restricción parcial en ambos extremos!

¡ASCE 10-97 kl/r=46.2+0.615L/r !

c) Resistencia de compresión nominal.

0,284 ok

φc 0,90 Pn=Fcr.Ag. φc*Pn 12171,90 kg

Si (Fe) por E3-4: $Fe = \pi^2 \cdot E / (Kl/r)^2$ 1340,97 kg/cm²

¡Fe<0.44 fy, Fcr según E3-3!

1176,03 kg/cm²

Flexión en el elemento.

Sxx-yy: 11,47 cm³ Sww: 18,38 cm³ Szz: 8,18 cm³

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,79 cm

E: 2,04E+6 kg/cm² L= 2,89 m

6. Resistencia de flexión a fluencia.

φb 0,90 Mn=1.5 My

a) My=Sxx.fy. 40321,06 kg-cm. φb*Mn 54433,44 kg-cm. 0,022 ok

a) My=Syy.fy. 40321,06 kg-cm. φb*Mn 54433,44 kg-cm. 0,005 ok

b) My=Sww.fy. 64612,13 kg-cm. φb*Mn 87226,38 kg-cm. 0,012 ok

c) My=Szz.fy. 28755,56 kg-cm. φb*Mn 38820,01 kg-cm. 0,017 ok

7. Resistencia al pandeo lateral-torsional a W-W.

φb 0,90 φb*Mn 61473,79 kg-cm. 0,020 ok

¡Si Me>My Mn según-F10-3!

Me=0.46E.b².t²/L 118797,49 kg-cm.

My=Sww.fy. 64612,13 kg-cm. Mn= 68304,21 kg-cm.

8. Resistencia al pandeo local de Ala.

φb 0,90 φb*Mn N/A

N/A ok

¡Compacto No Aplica el estado!

a) Clase según Tabla B4.1: Compacto.

b/t= 9,60 λp 13,00 λr 21,92

Sxx-yy: 11,47 cm³ Mn= N/A

Corte en el elemento.

fy: 3515,35 kg/cm² b= 7,62 cm t= 0,79 cm

9. Resistencia al corte del Ala.

φv 0,90 Vn=0.6fy.Aw.Cv. φv*Vn 11485,18 kg. X

0,000 ok

Aw=b*t 6,05 cm² Cv=1

Y 0,000 ok

Diseño a combinación Flexión y Carga Axial.

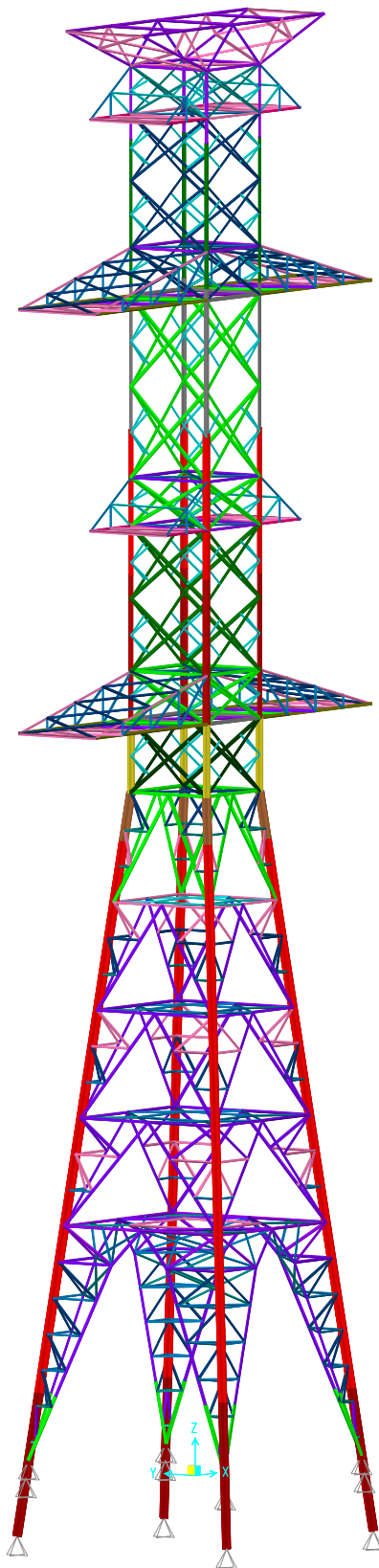
10.Determinando el radio de Demanda/Capacidad.por H2-1

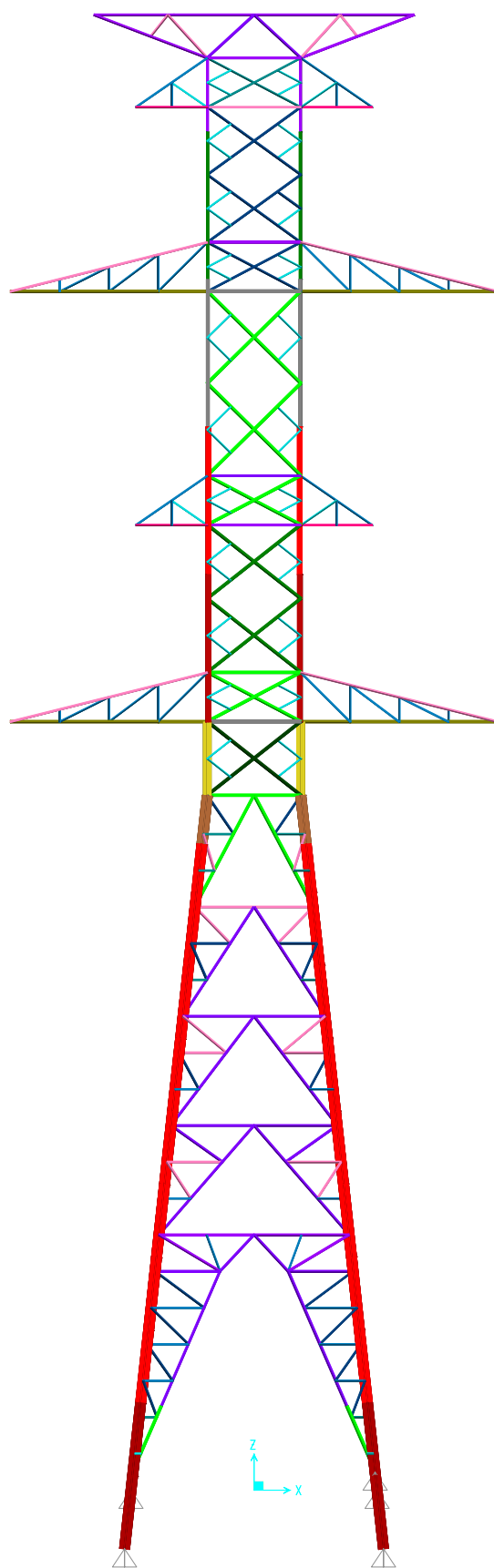
$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad D/C: \quad 0,3131 \quad OK$$

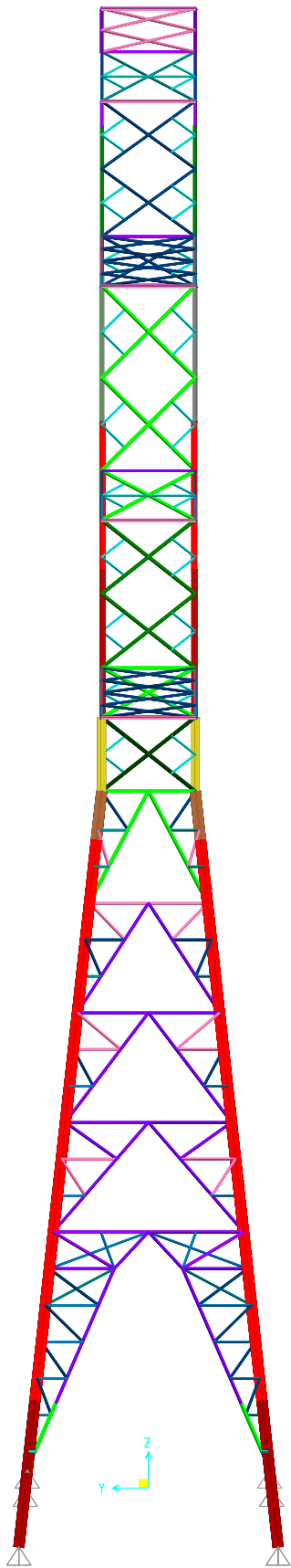
Encontrando los valores críticos principales.

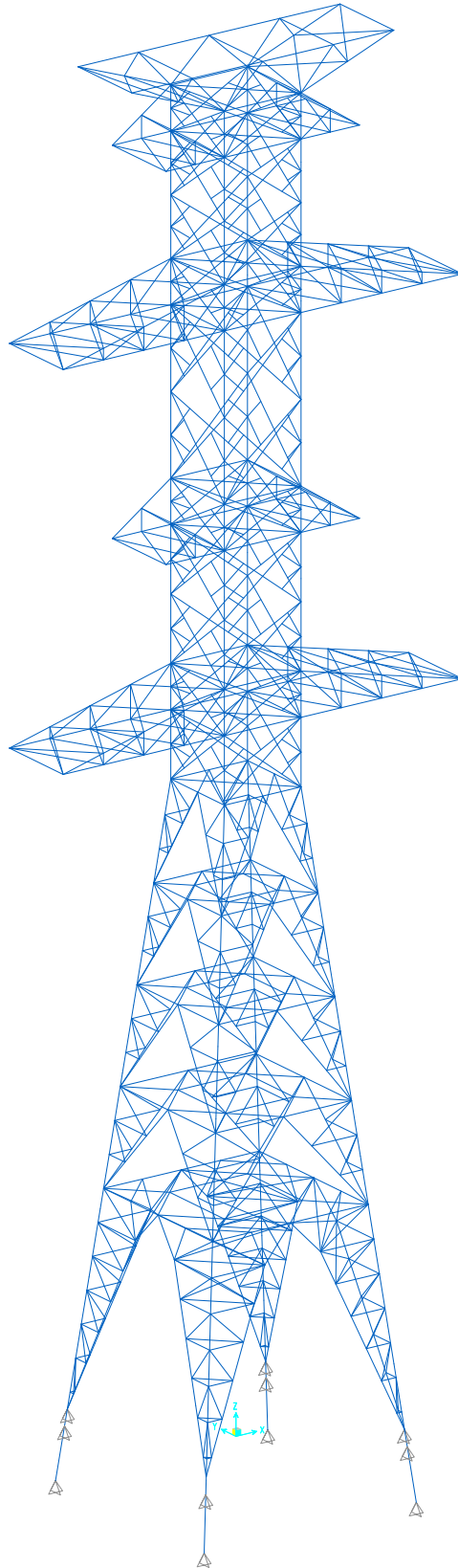
a) f _a =tensión o Compresión Axial requerida.	3460,03 kg.
b) F _a =tensión o Compresión Axial de diseño.	12171,90 kg
c) f _{bw} =tensión de flexión requerida mayor.	10,48 kg m.
d) F _{bw} =tensión de flexión de diseño mayor.	87226,38 kg m.
e) f _{bz} =tensión de flexión requerida menor.	6,53 kg m.
f) F _{bz} =tensión de flexión de diseño menor.	38820,01 kg m.

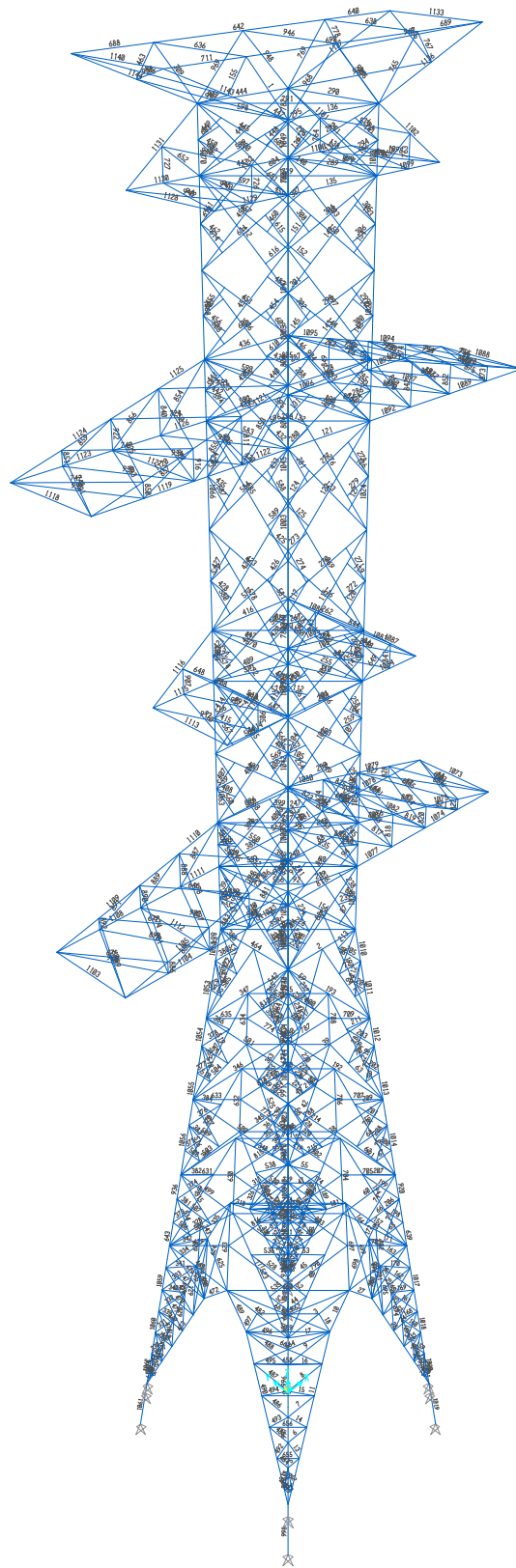
Anexo N° 3-1:
Disposiciones generales
geométricas.

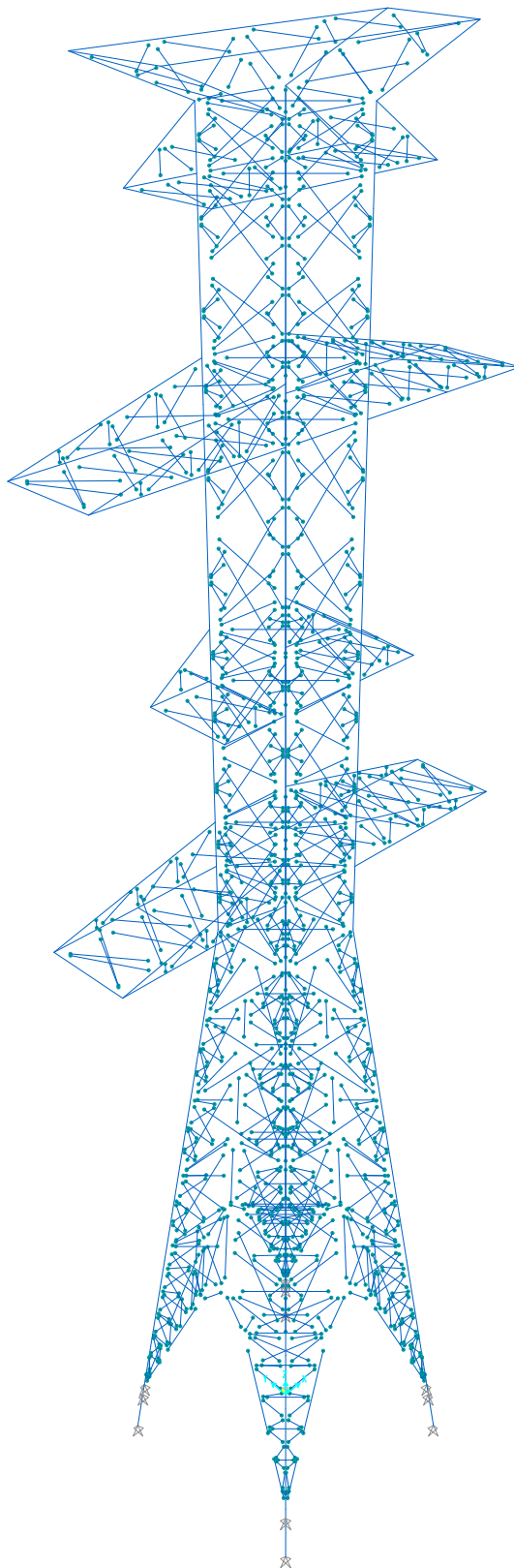


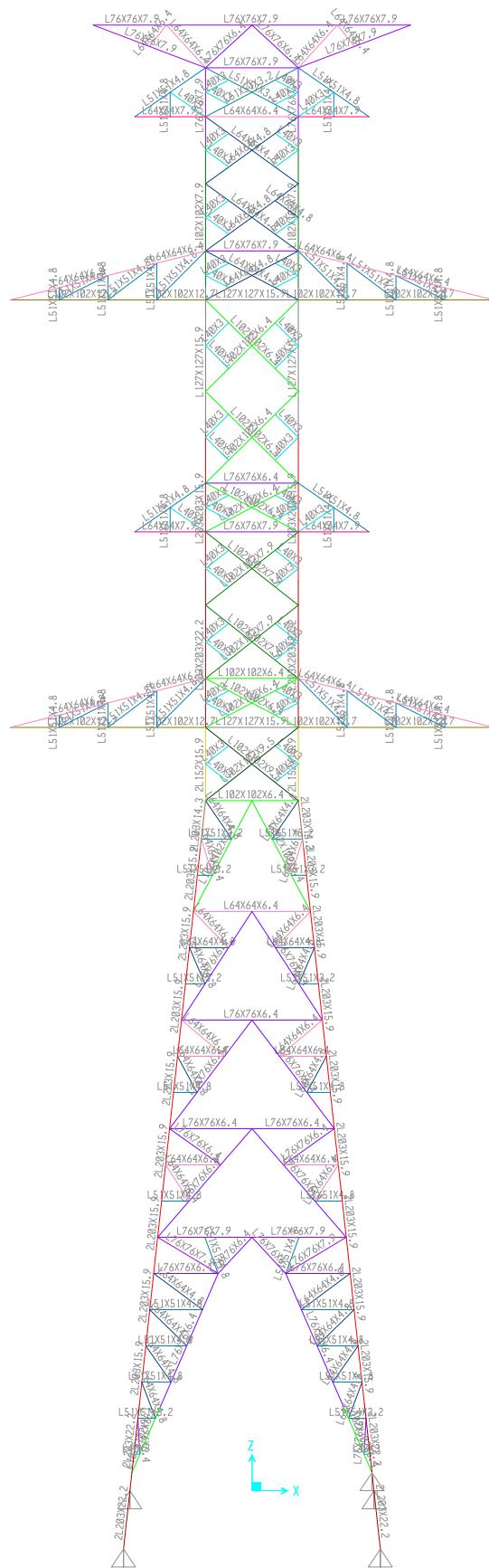


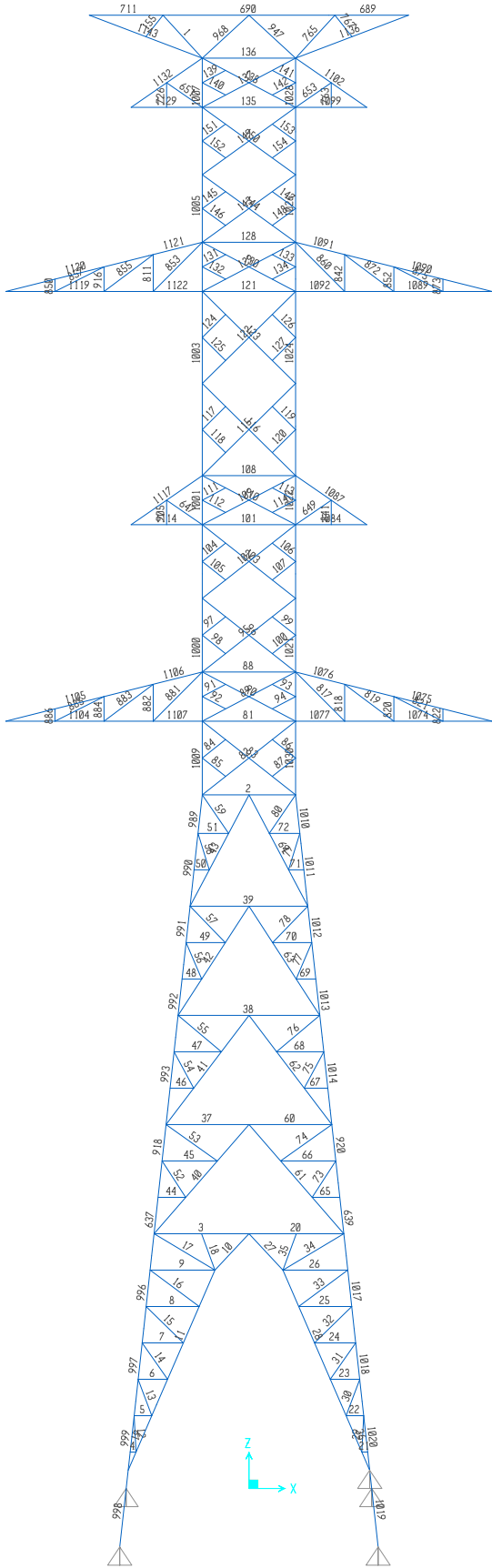


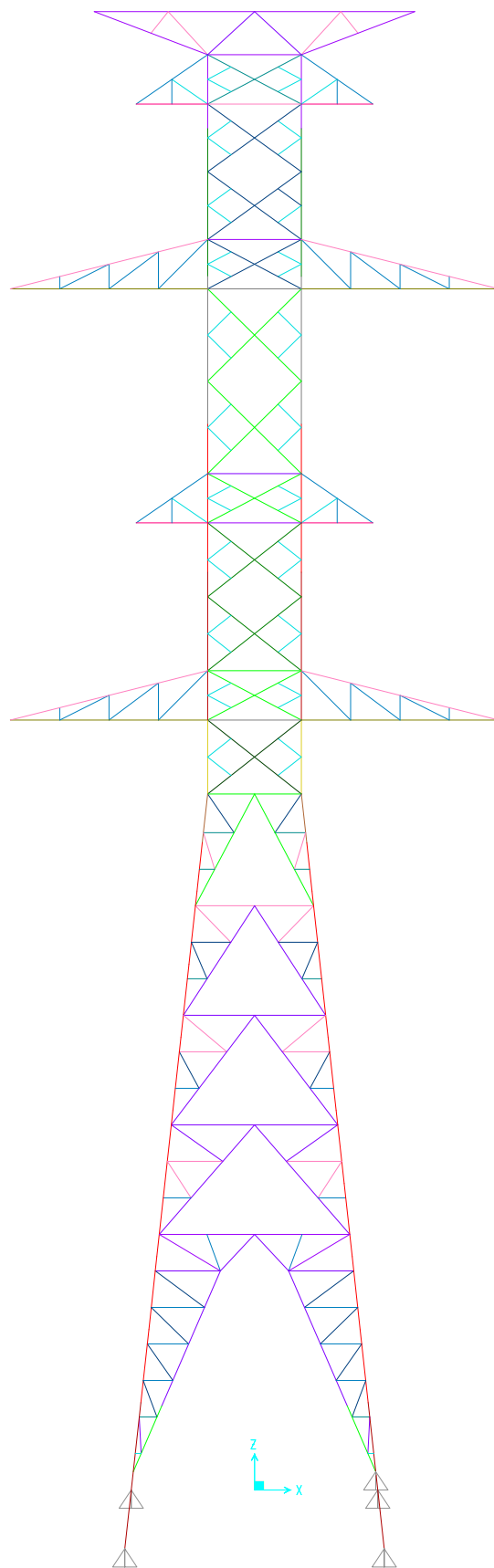


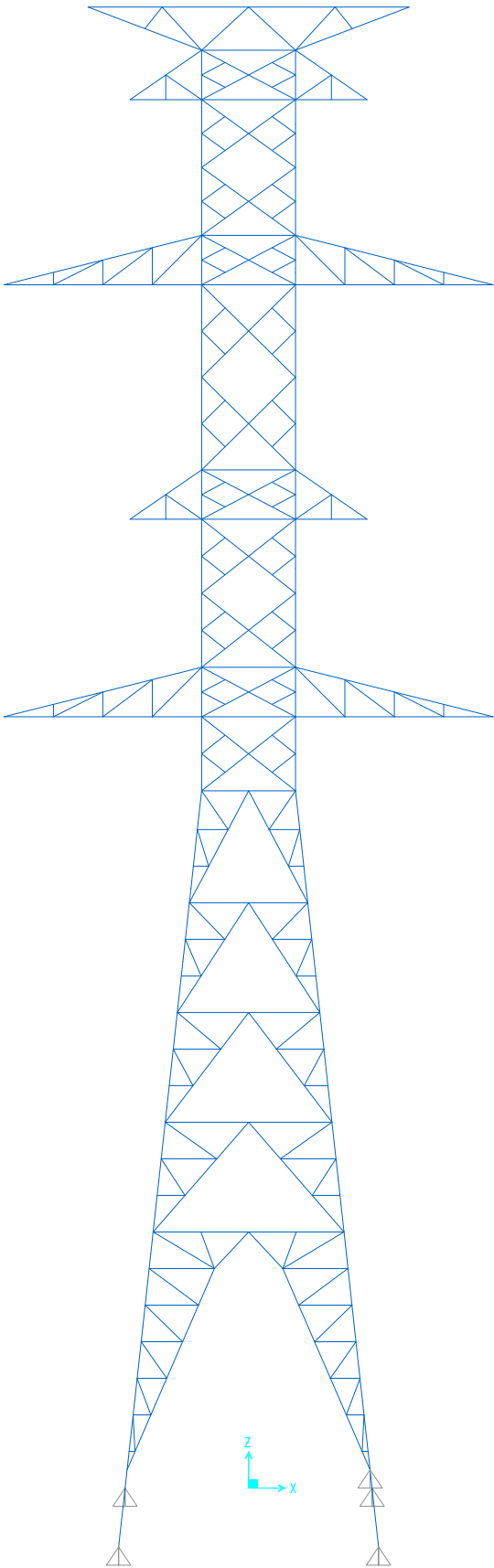


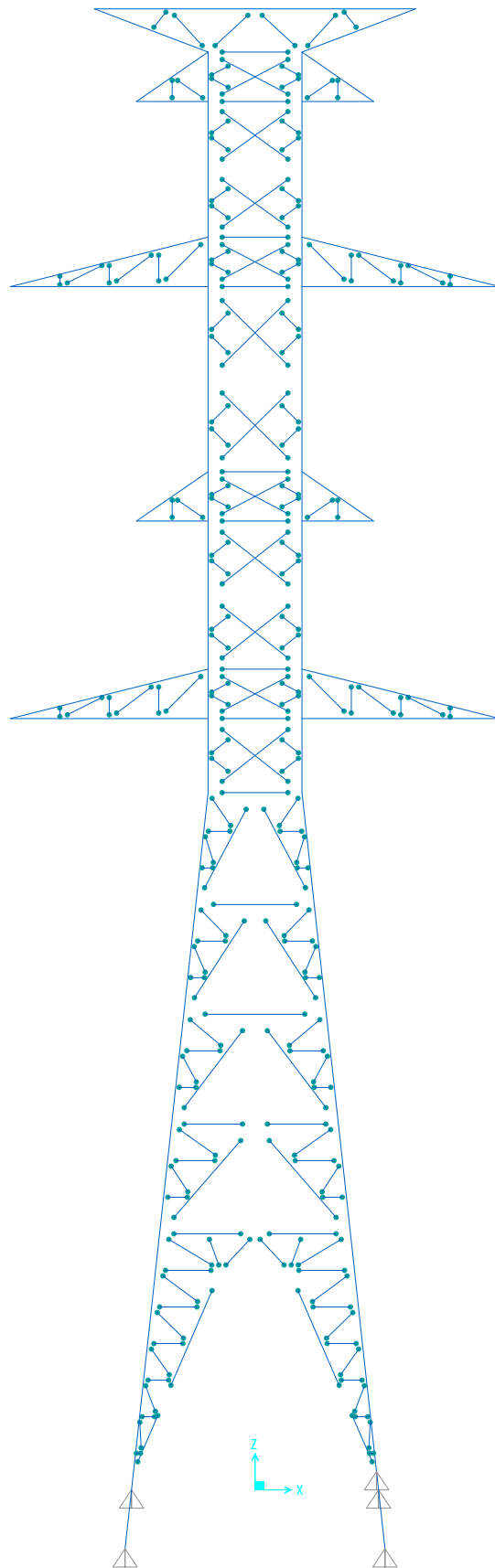




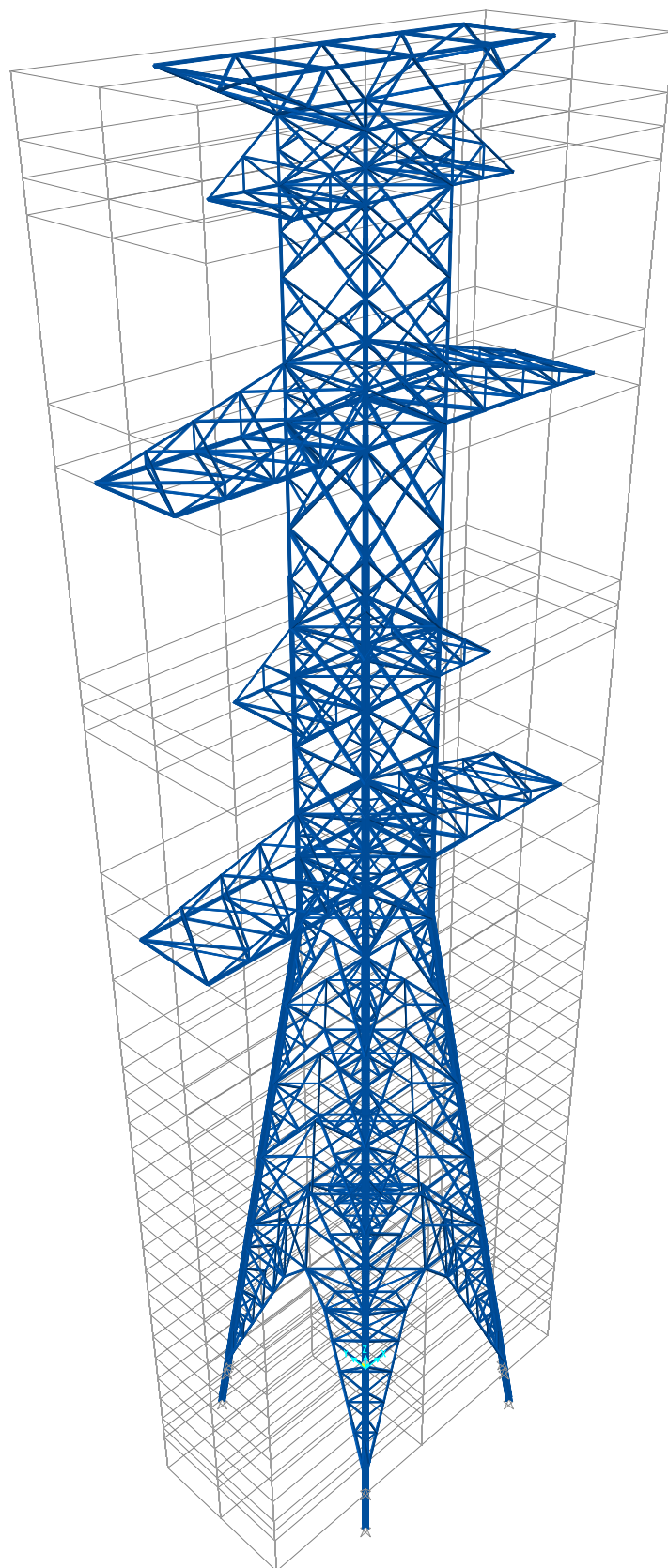


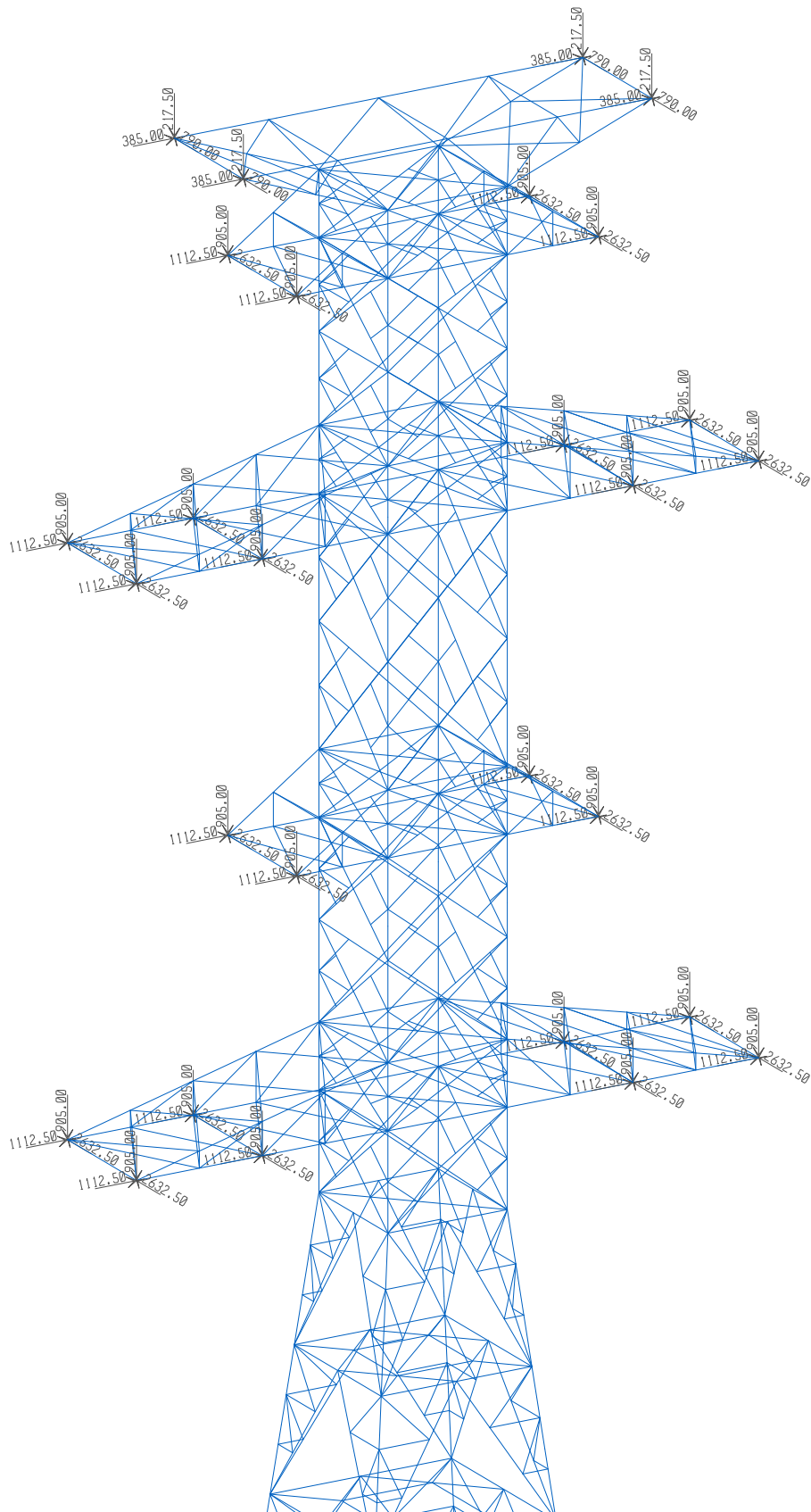


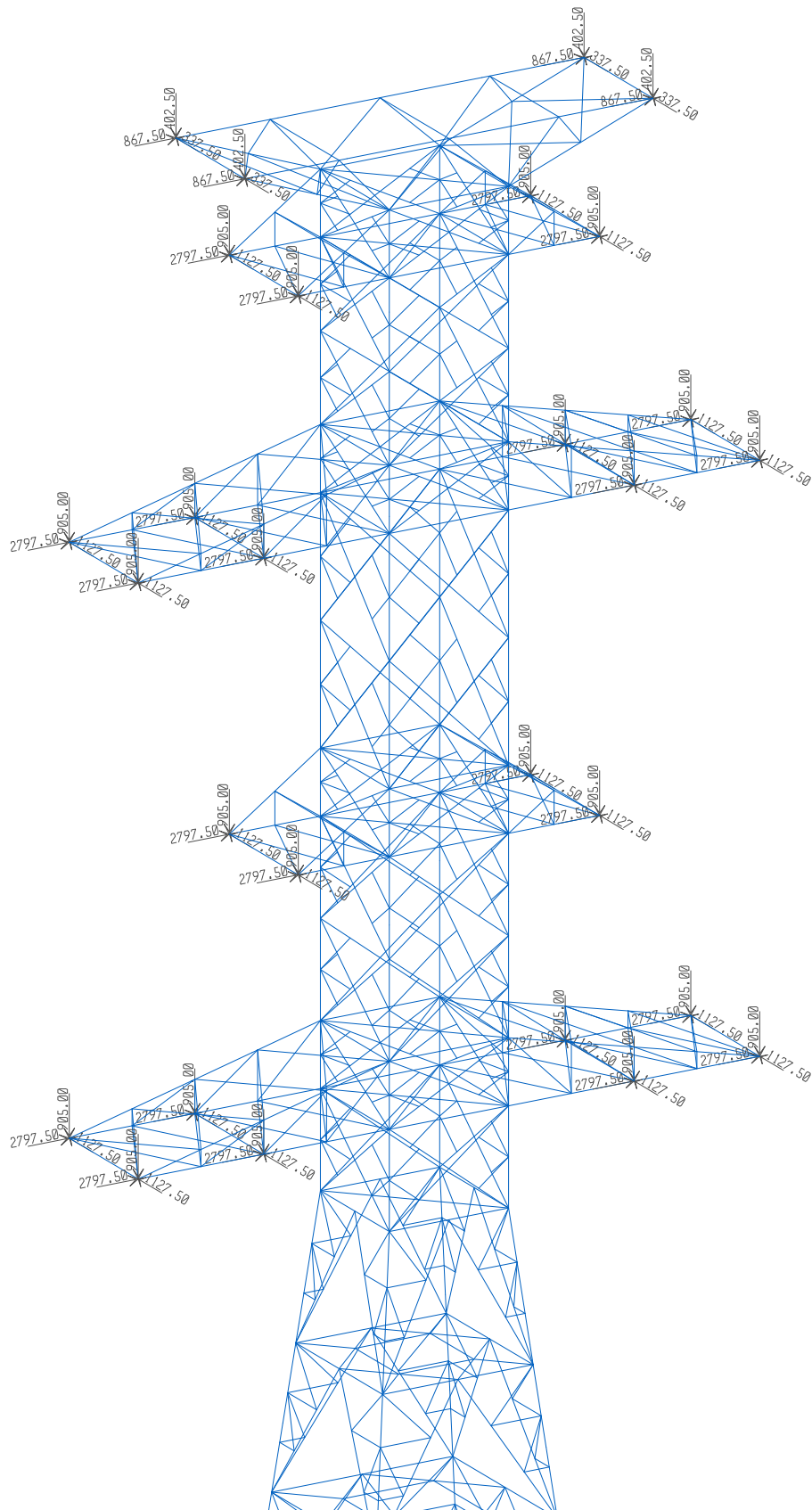


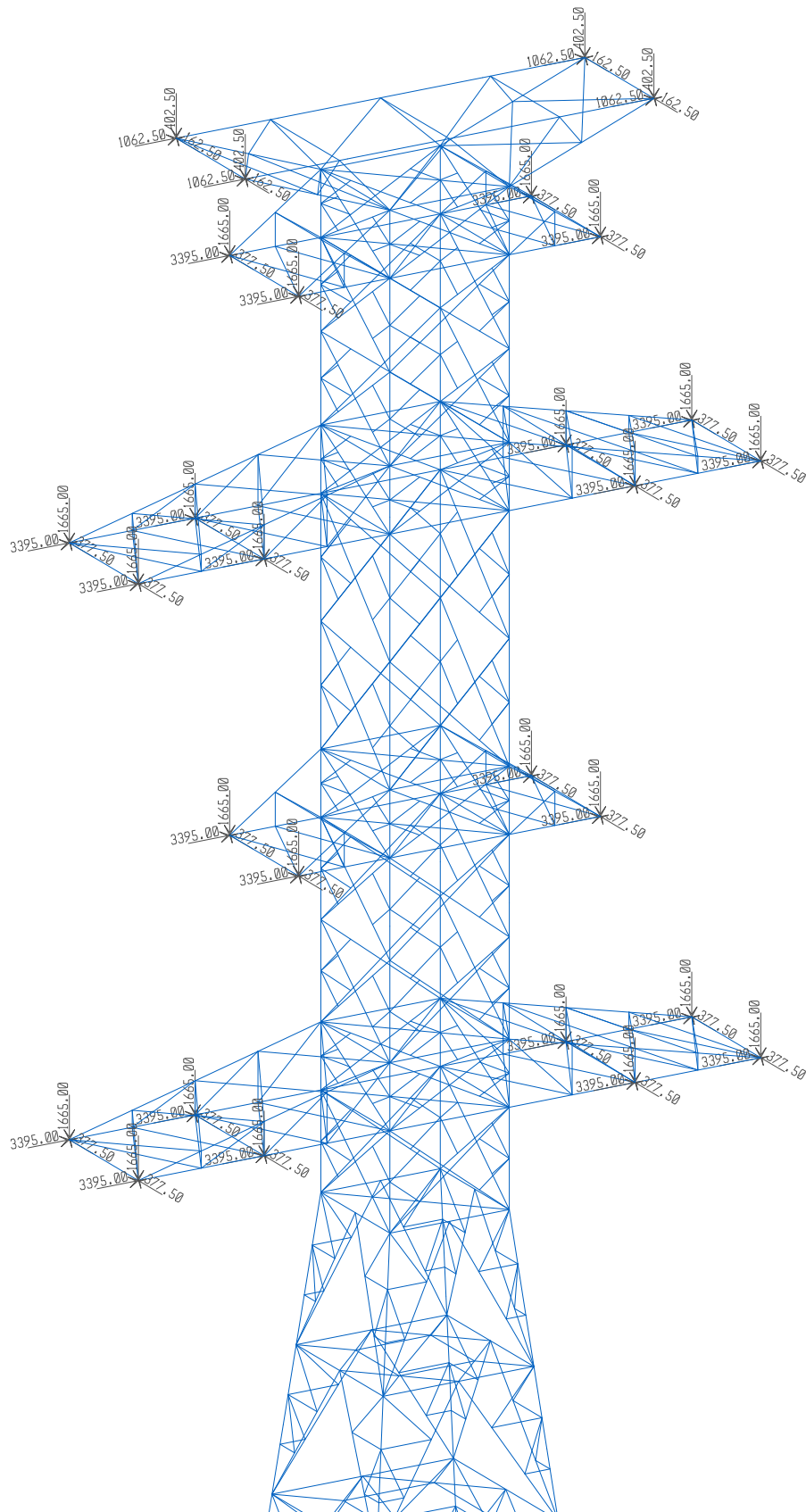


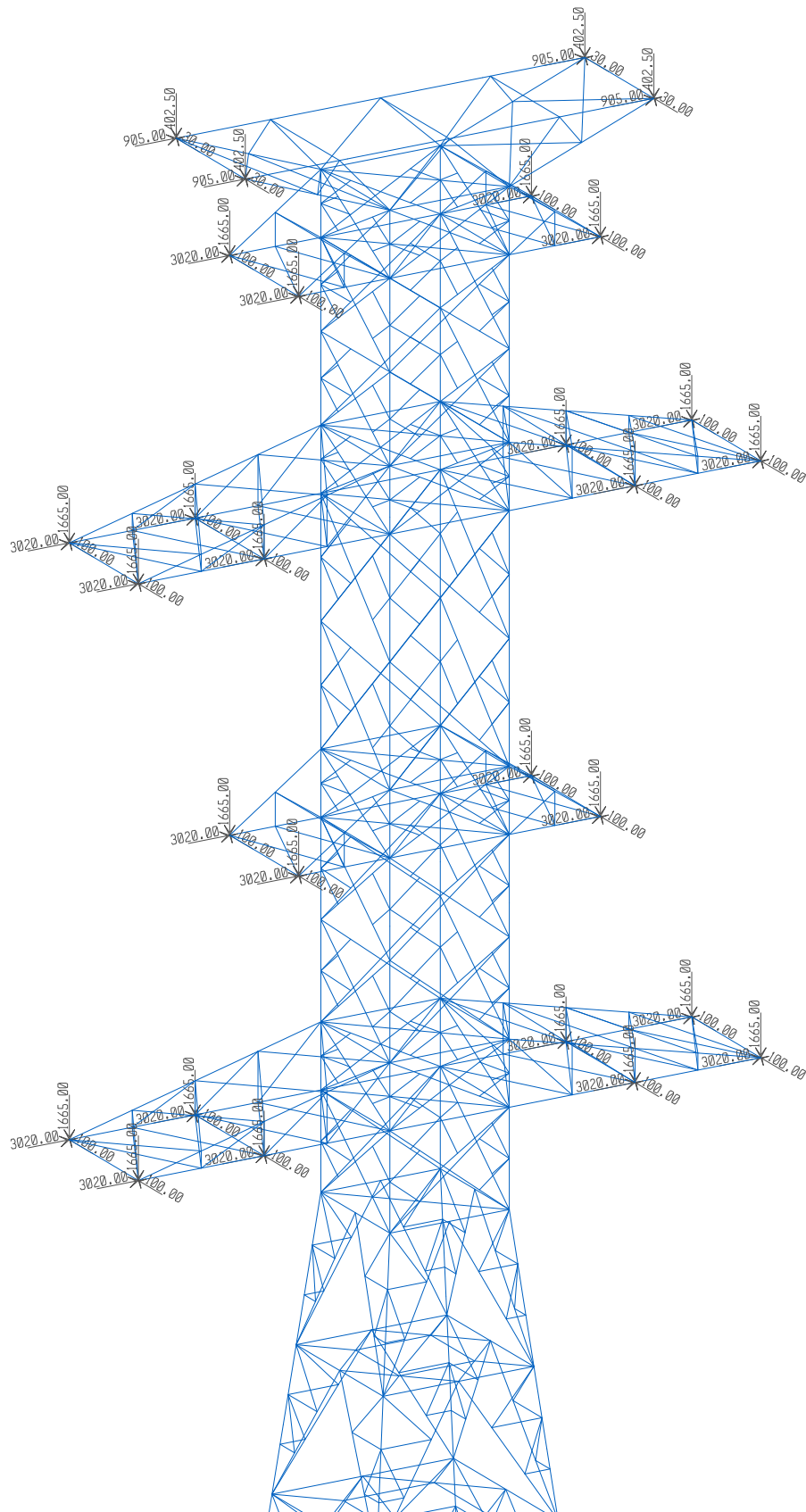
Anexo N° 3-2:
Cargas de diseño aplicadas.

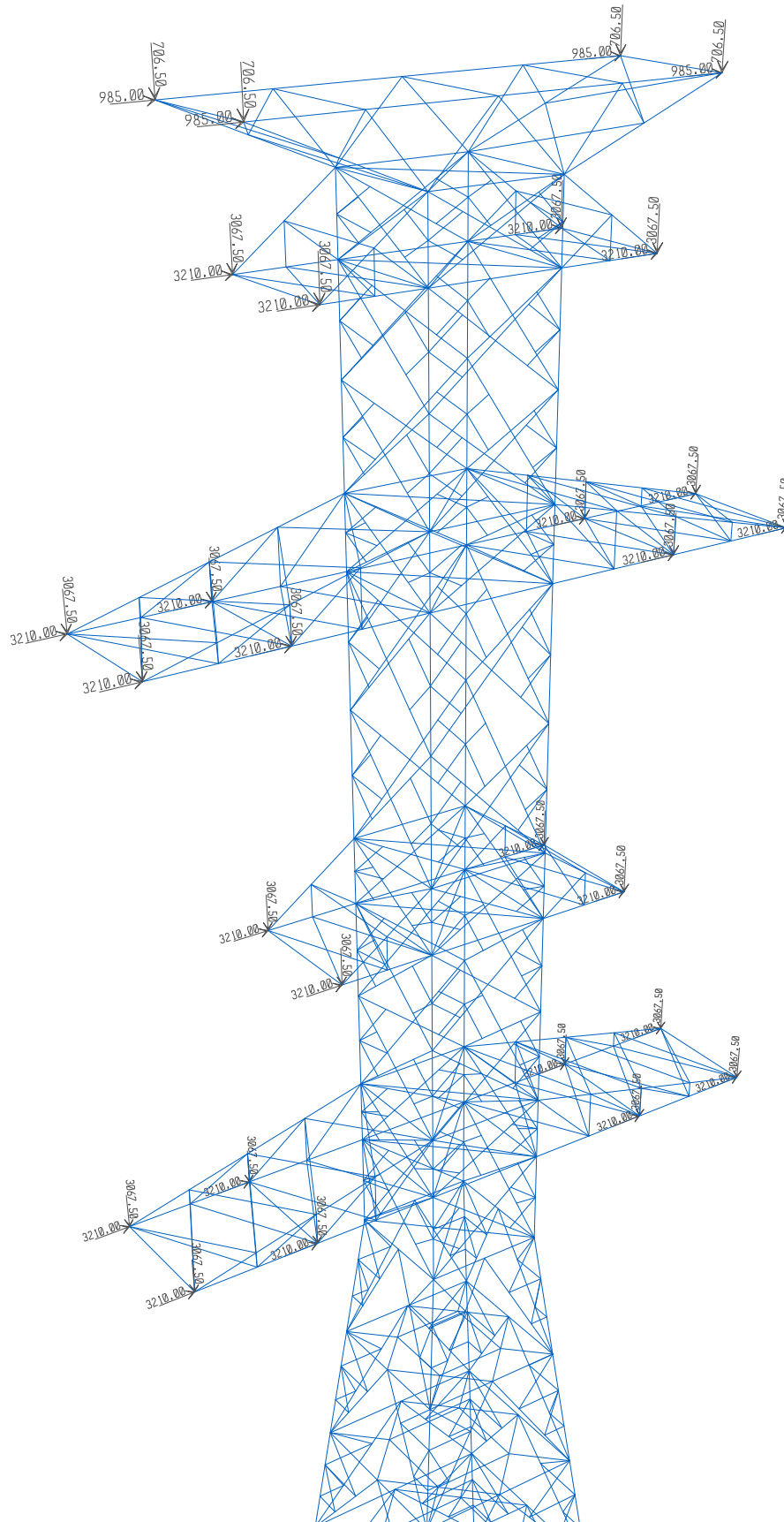


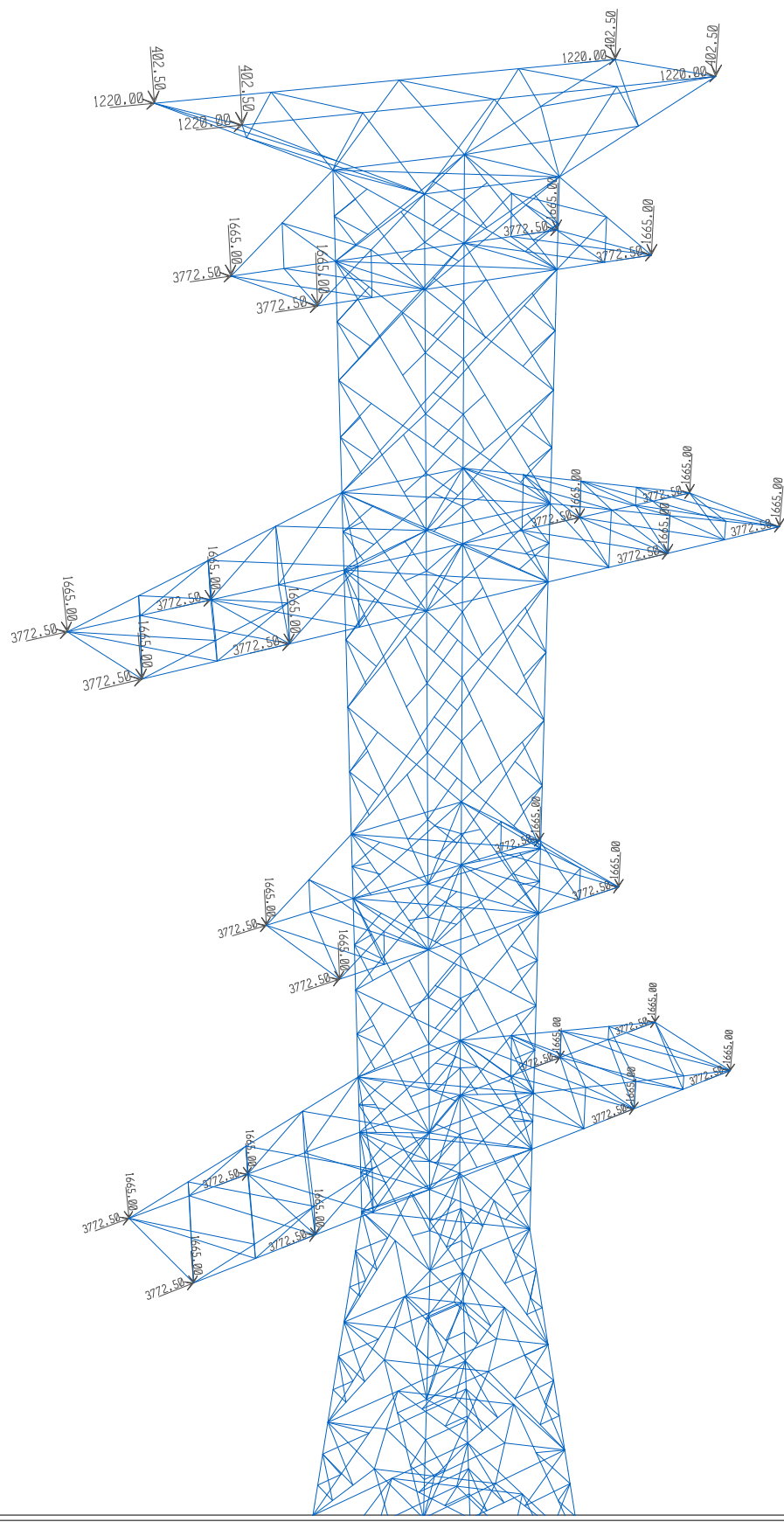


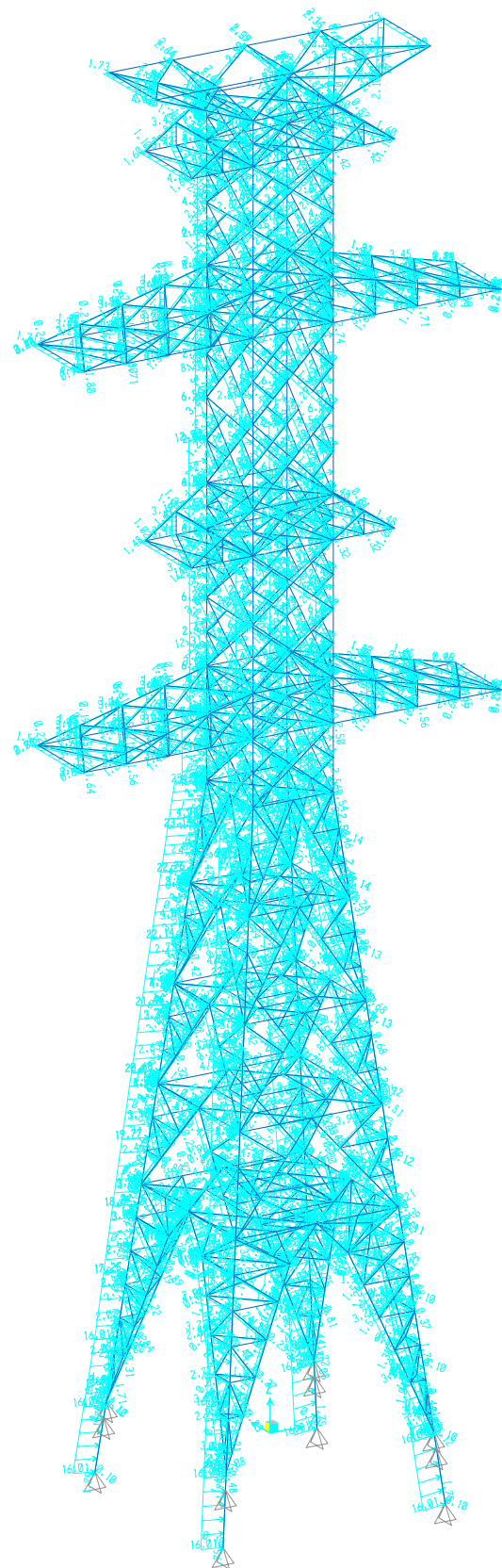


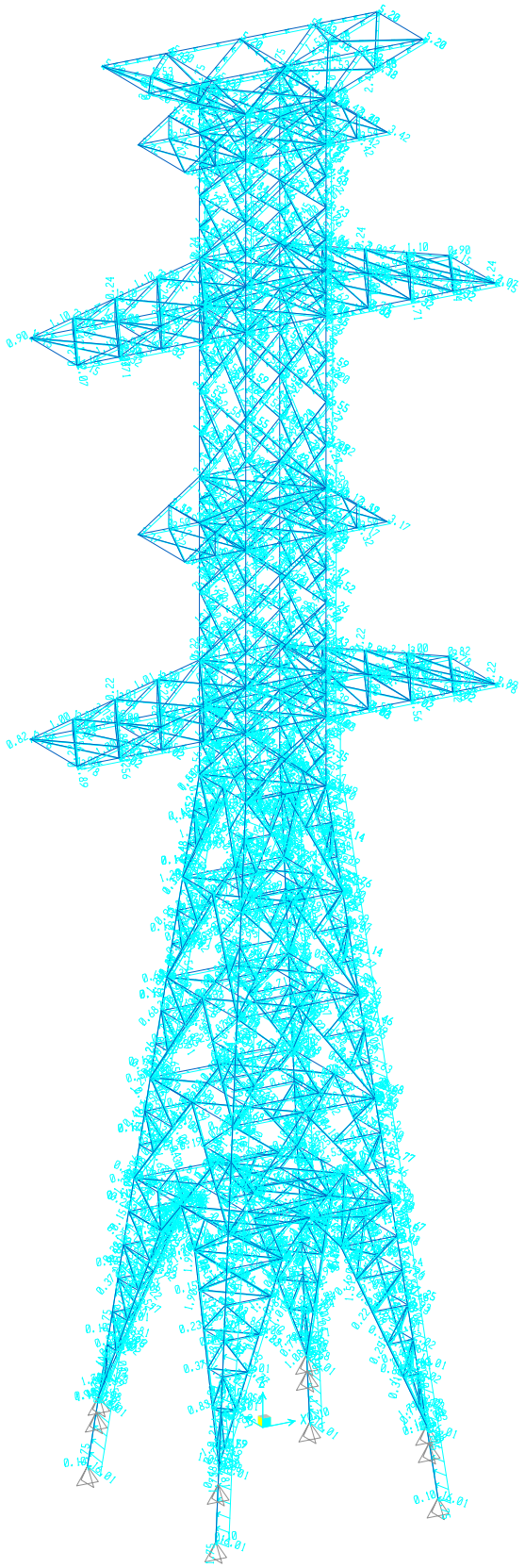




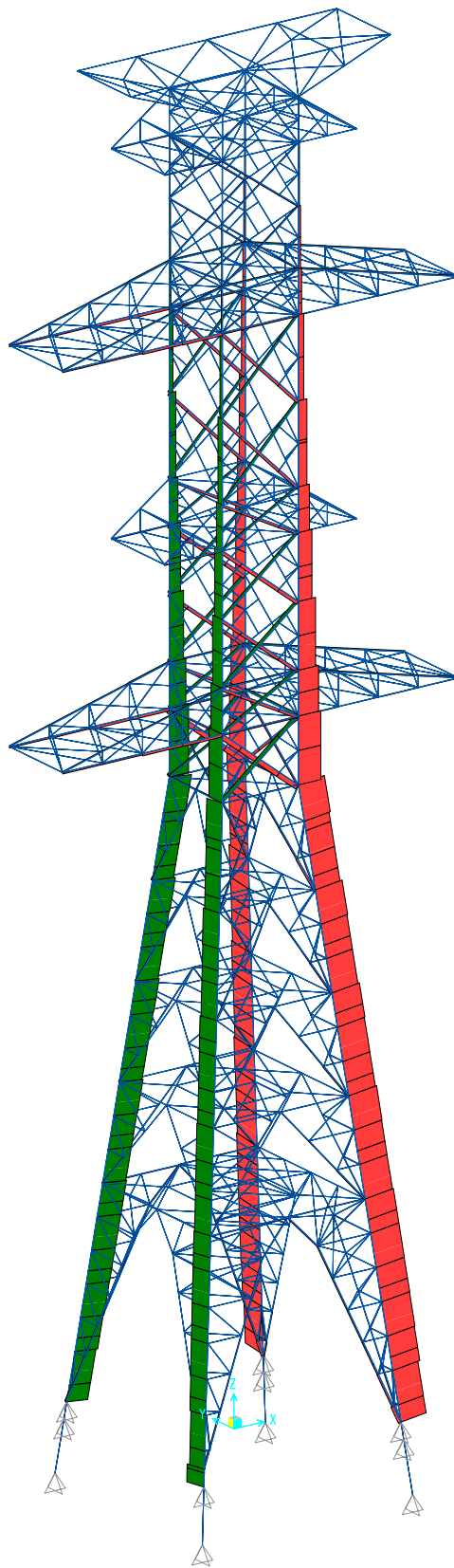


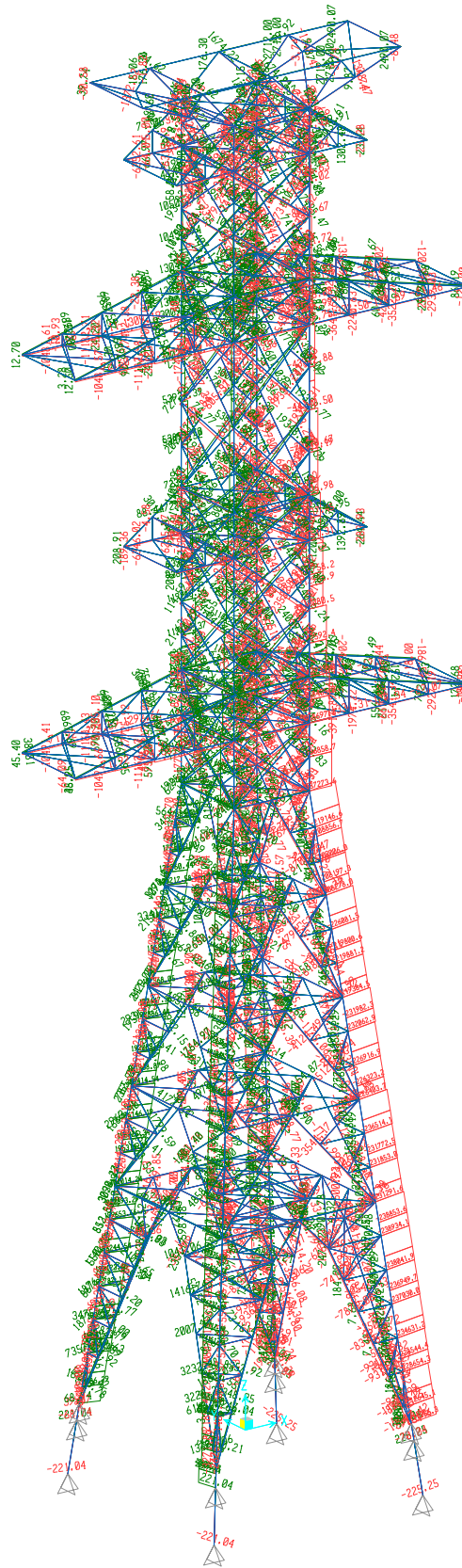


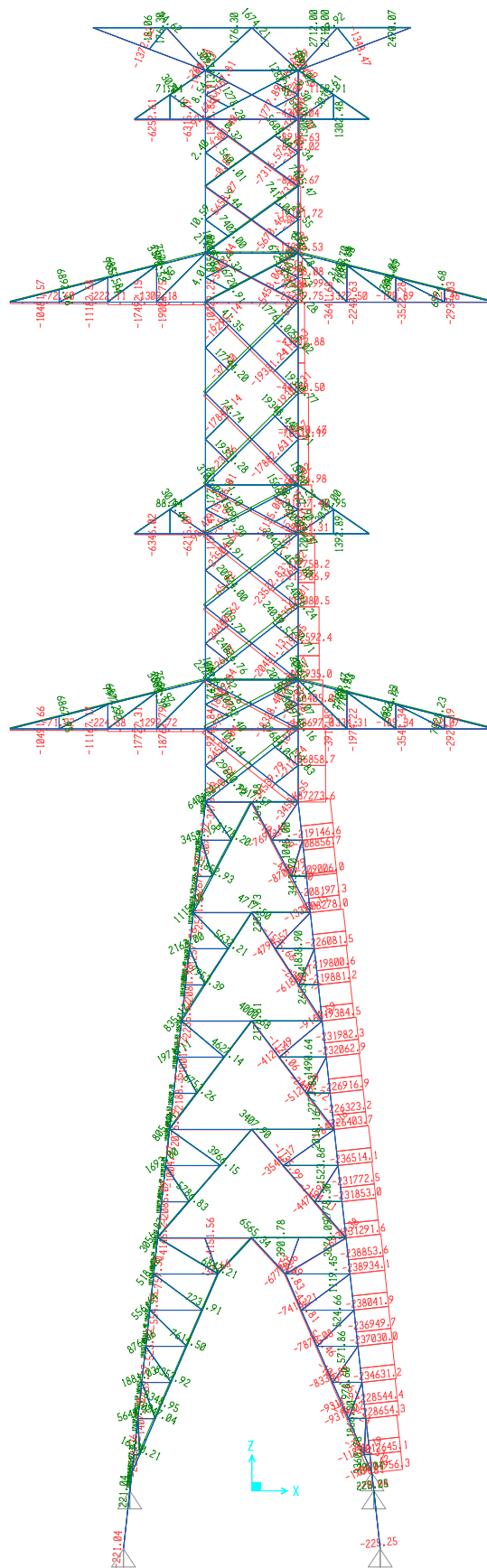




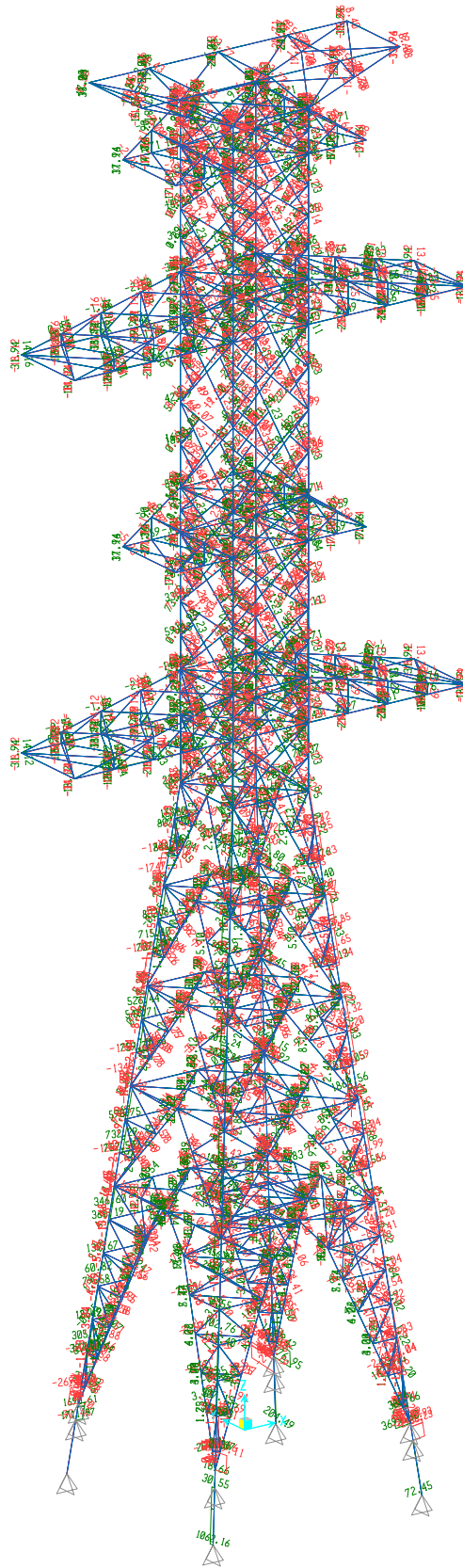
Anexo N° 3-3:
Resultados carga Axial

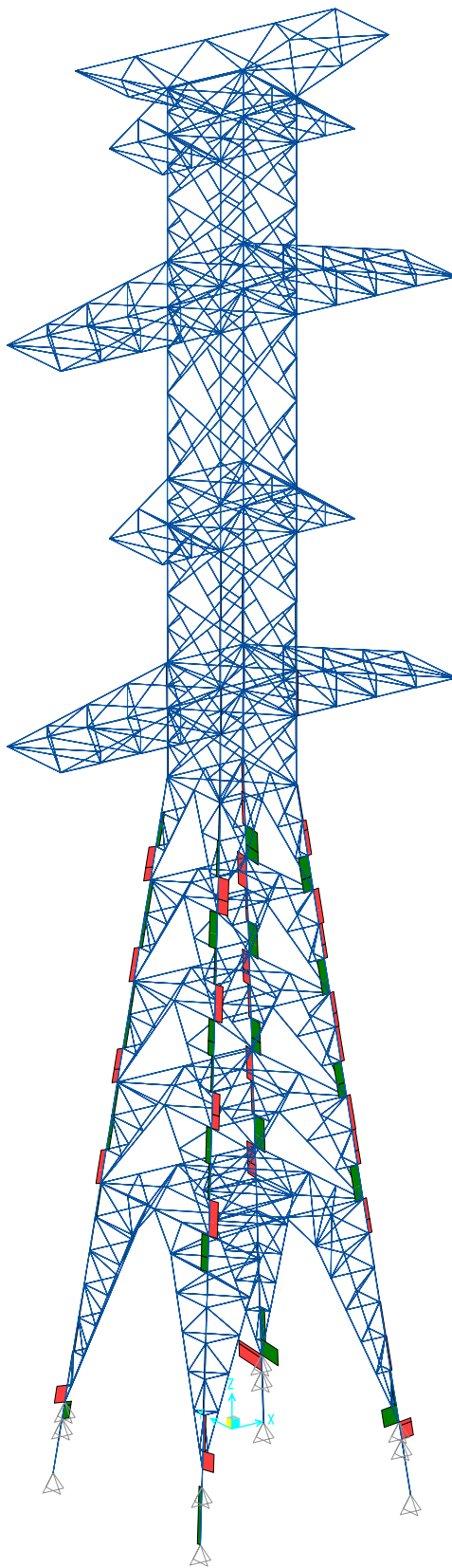


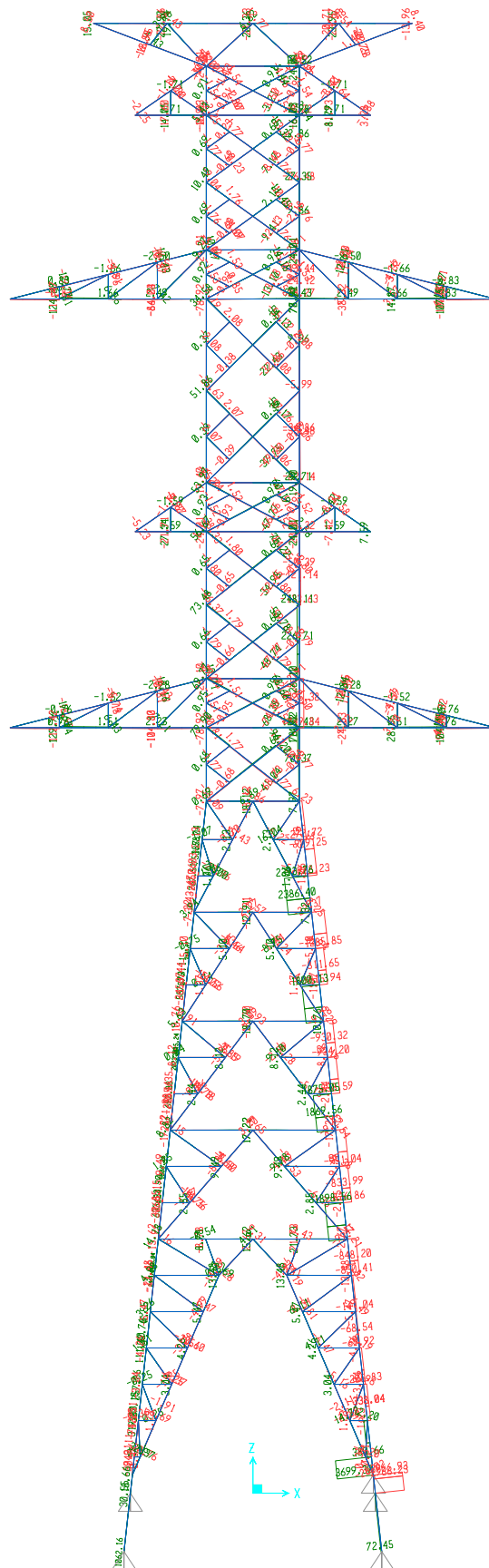




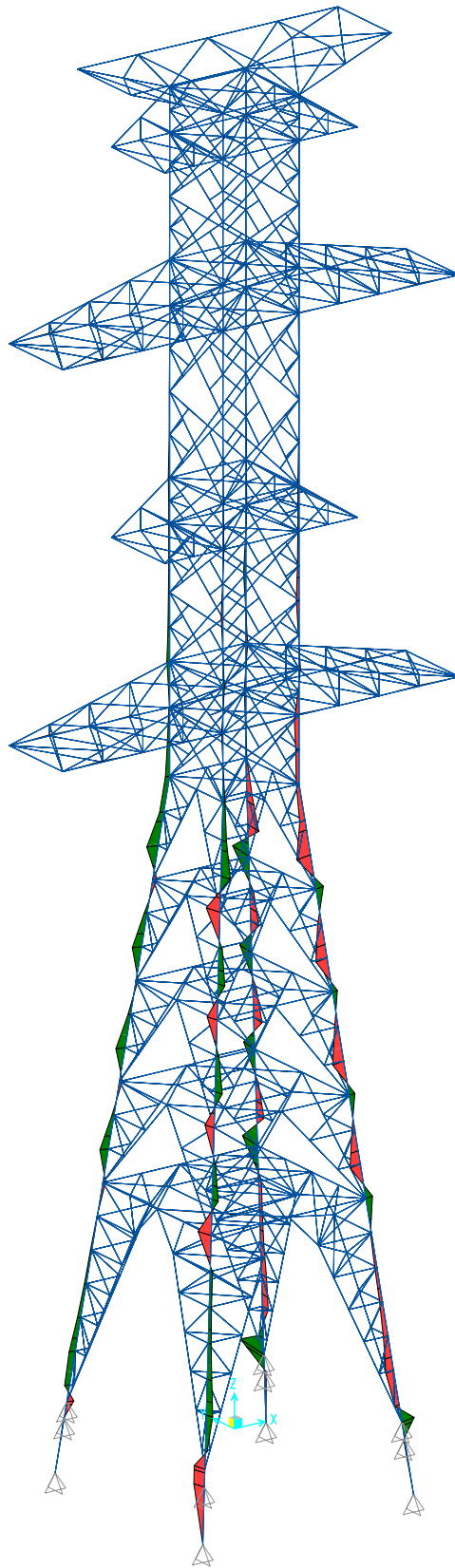
Anexo N° 3-4:
Resultados cargas de corte.

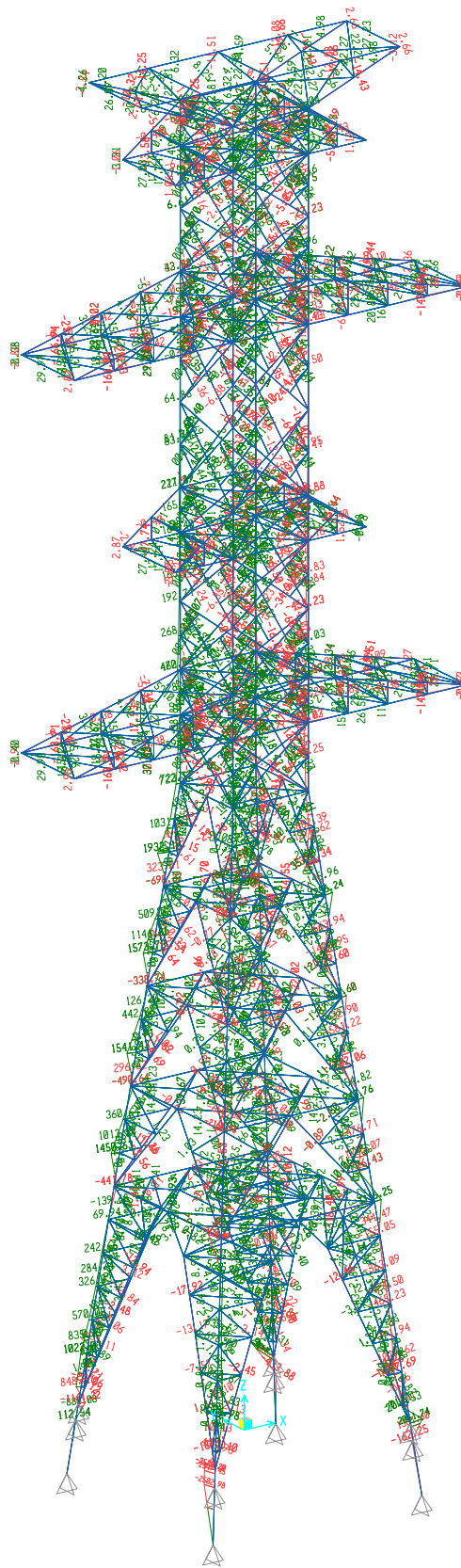


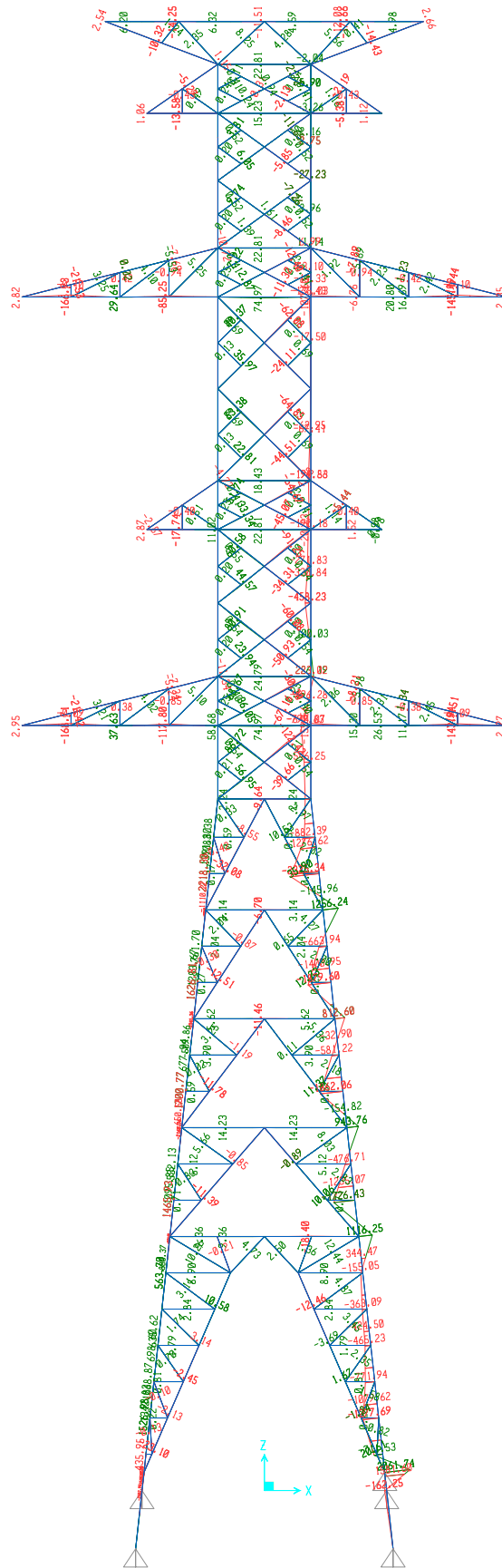




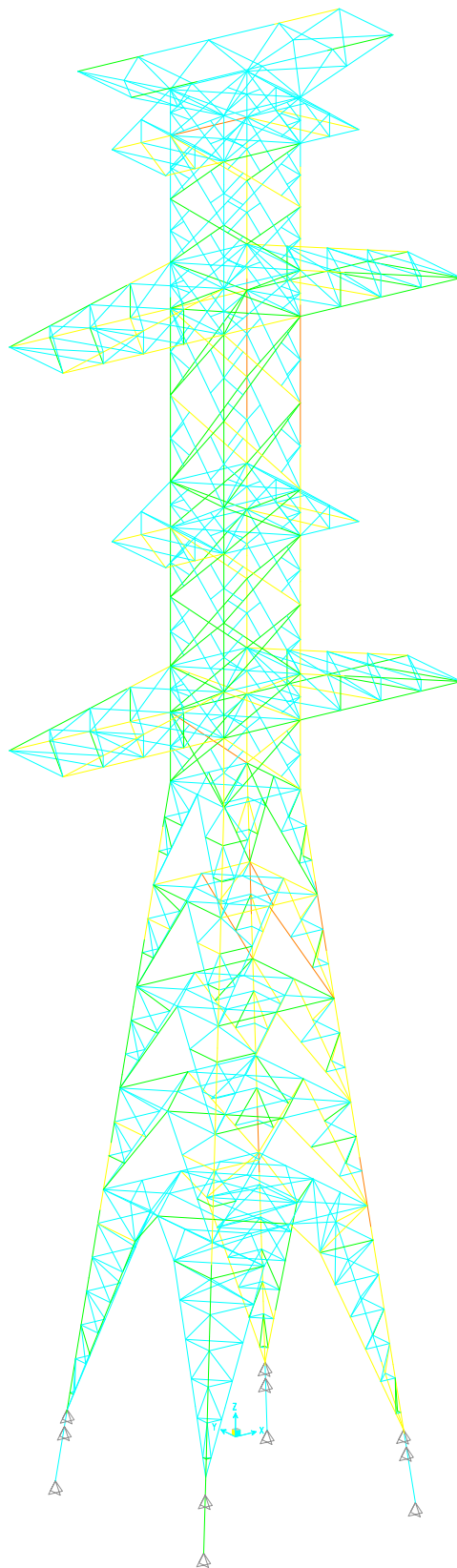
Anexo N° 3-5:
Resultados de momentos.







Anexo N° 3-6:
Resultados del diseño.



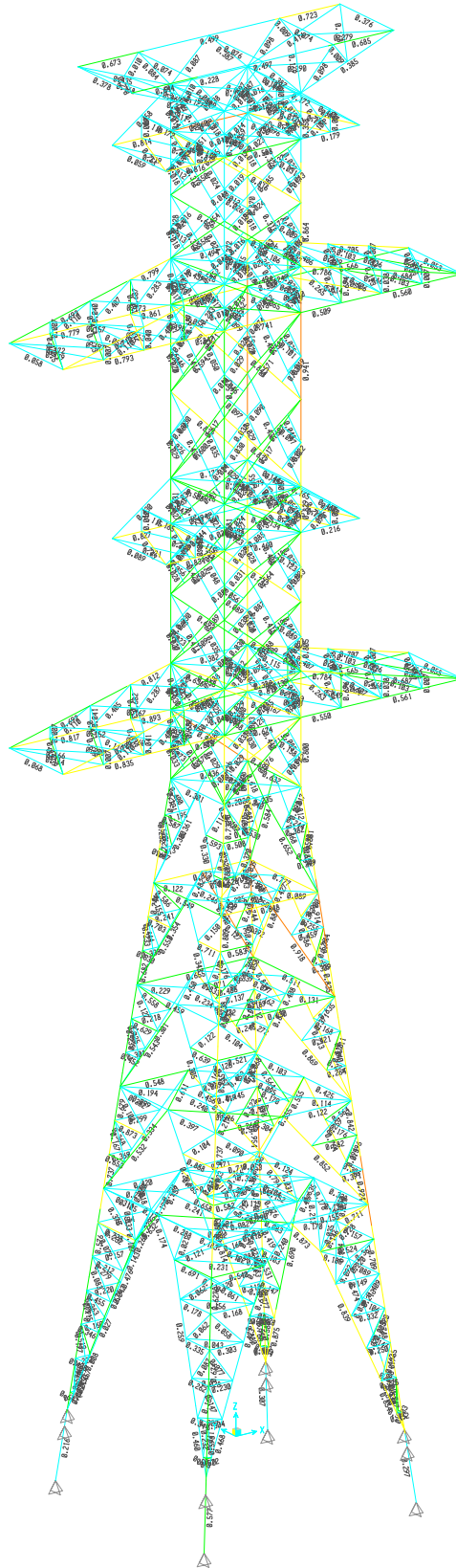
0.00

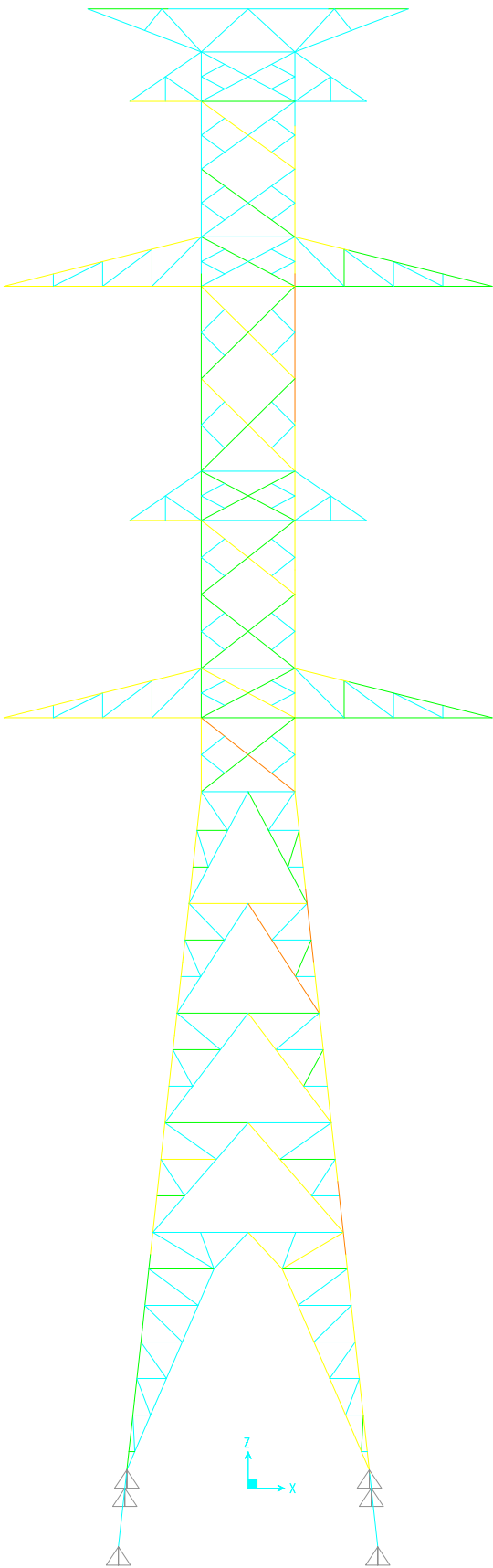
0.50

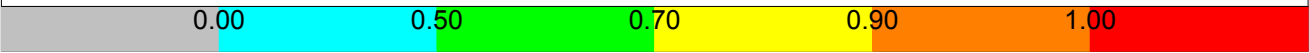
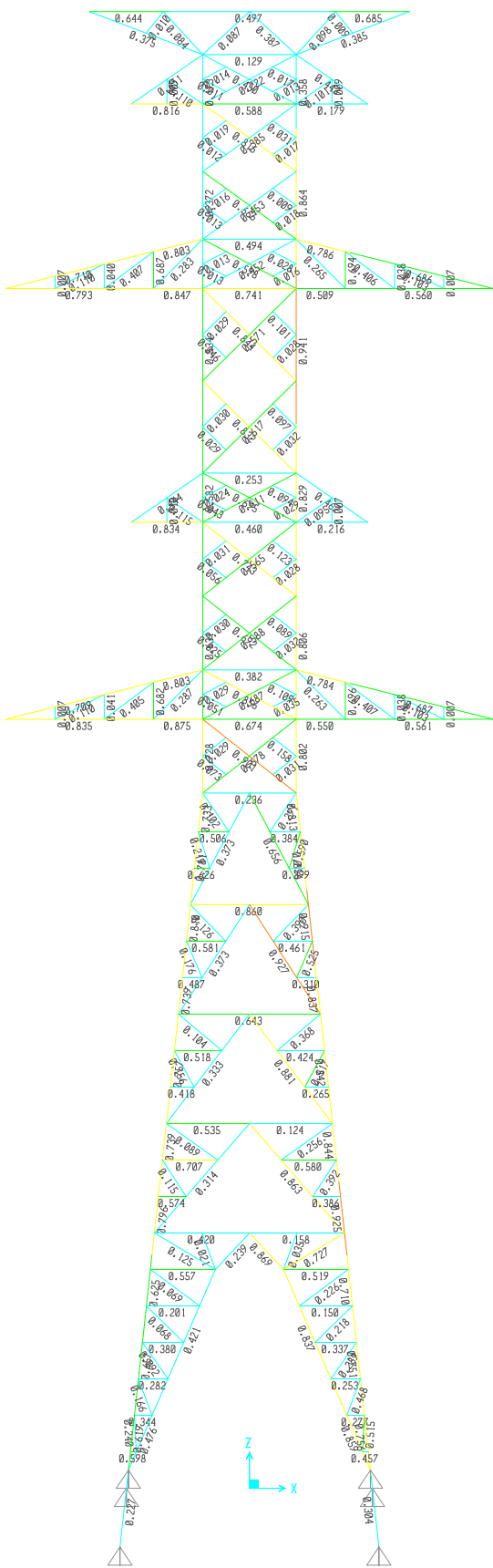
0.70

0.90

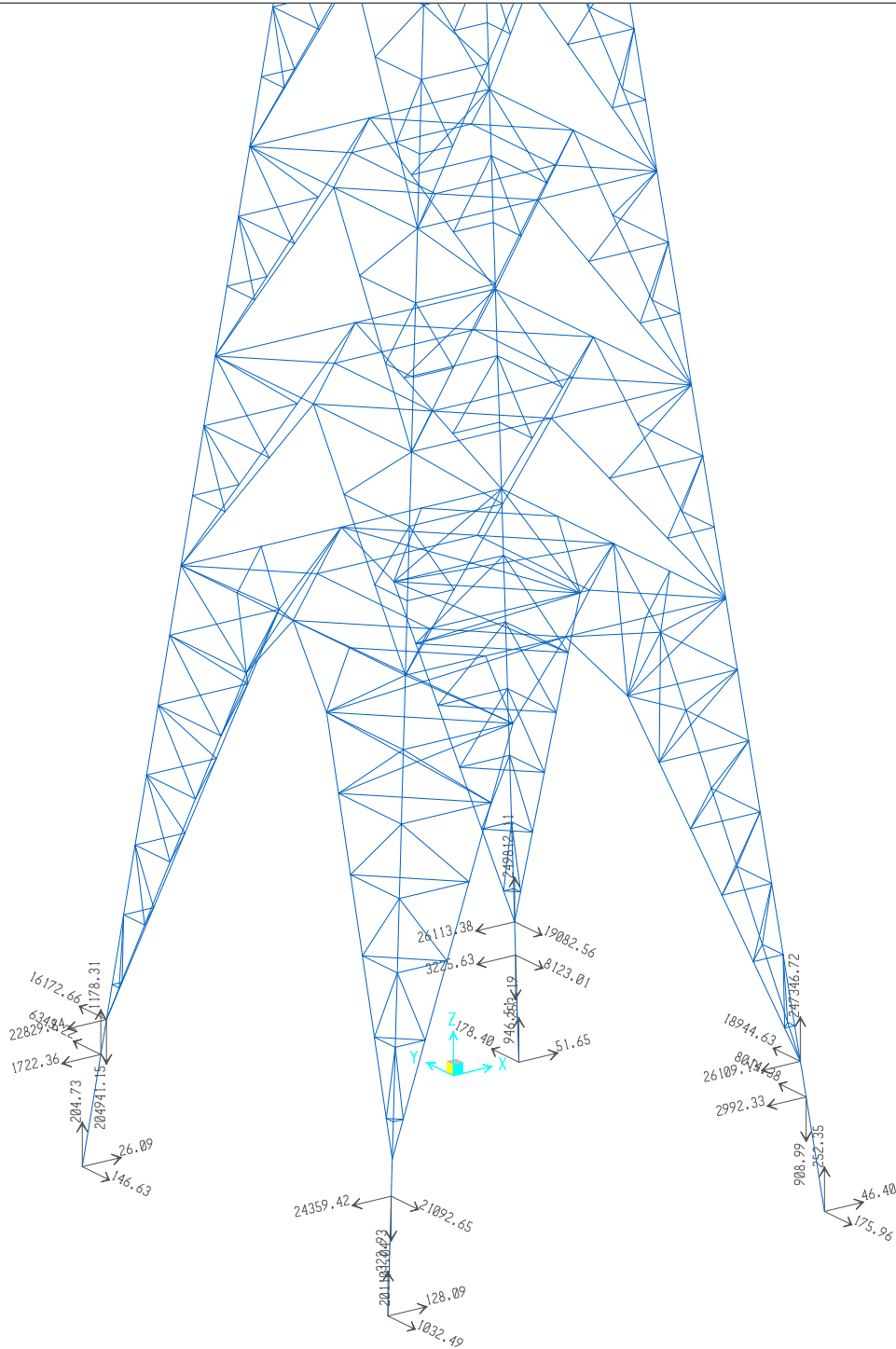
1.00

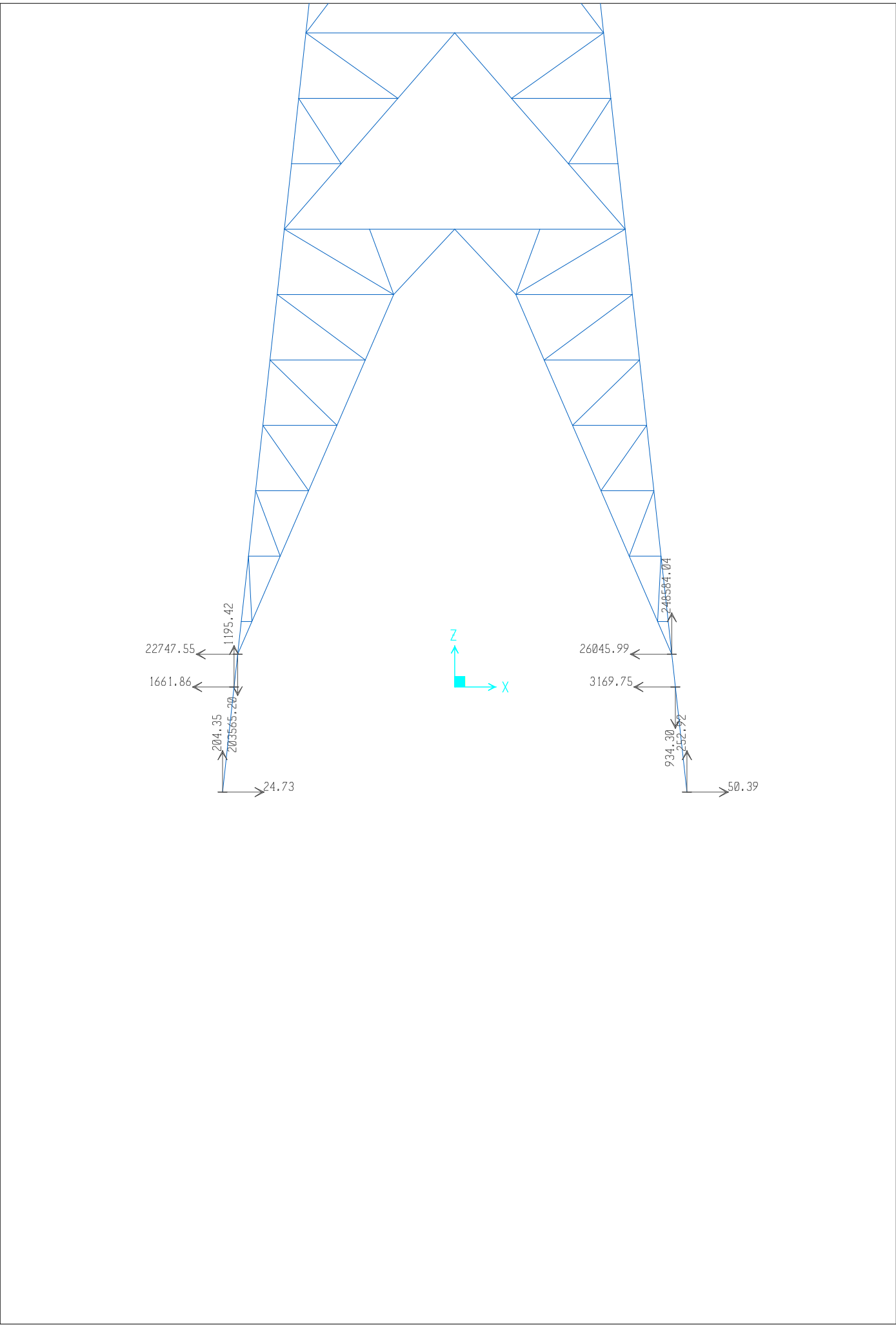




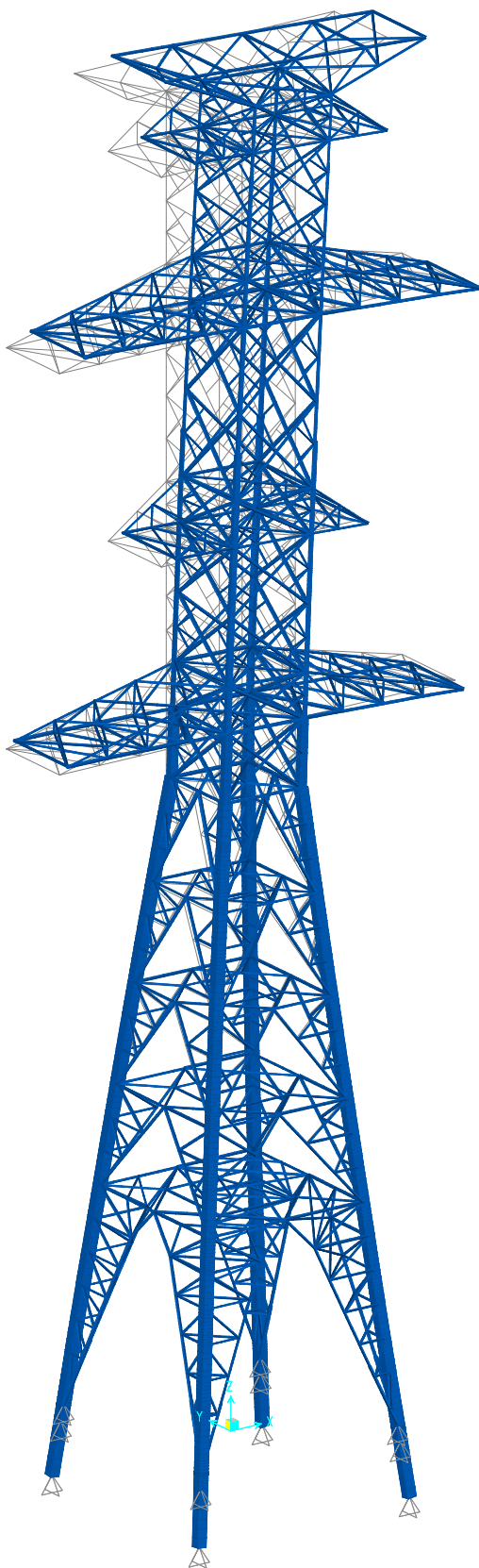


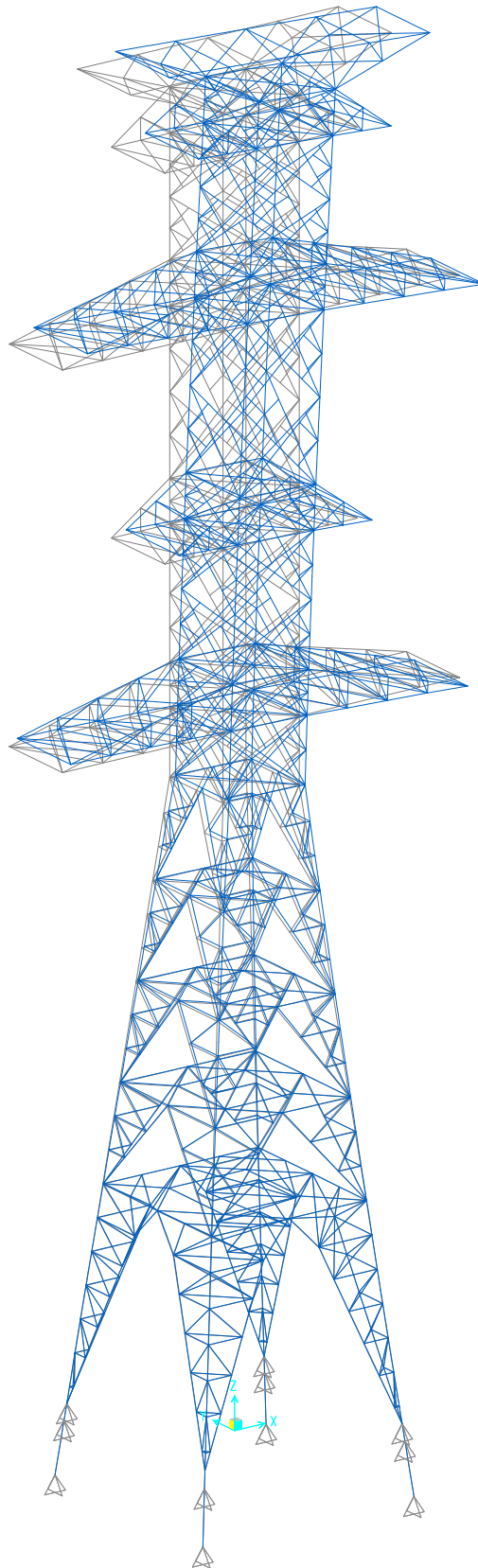
Anexo N° 3-7:
Resultado de cargas en la base.

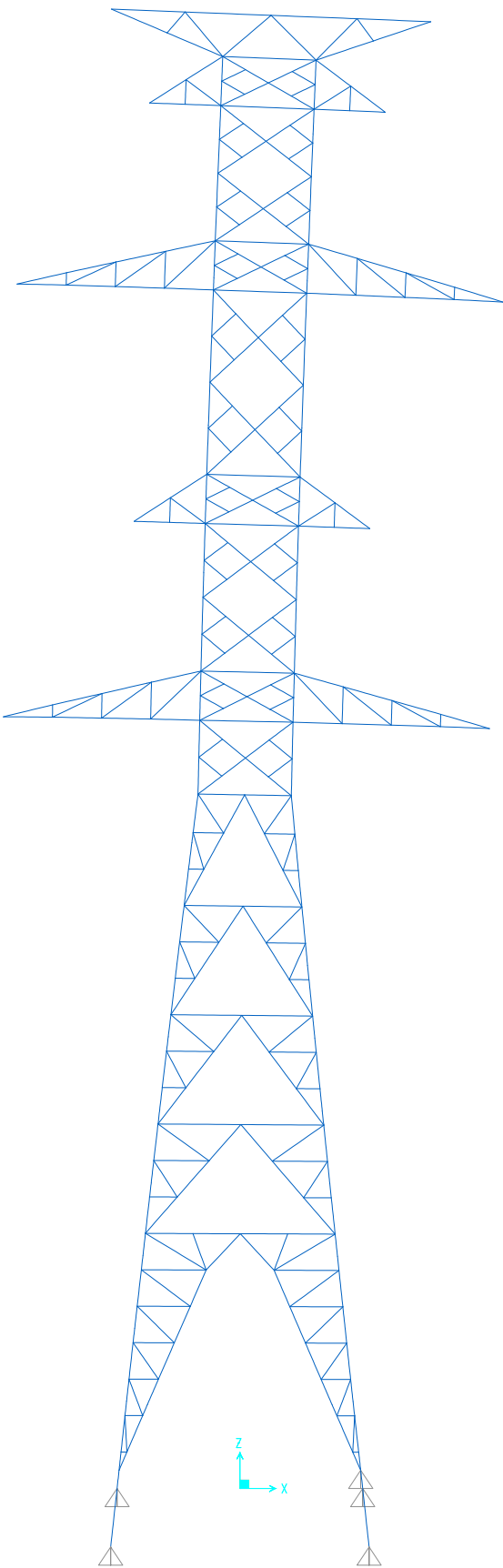


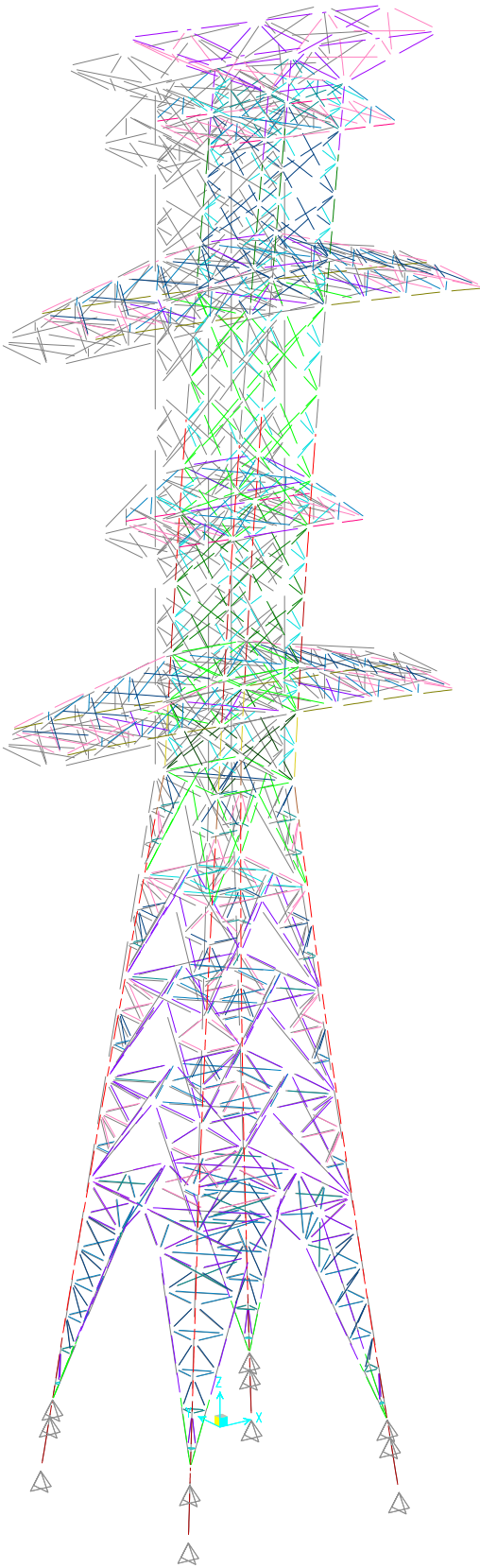


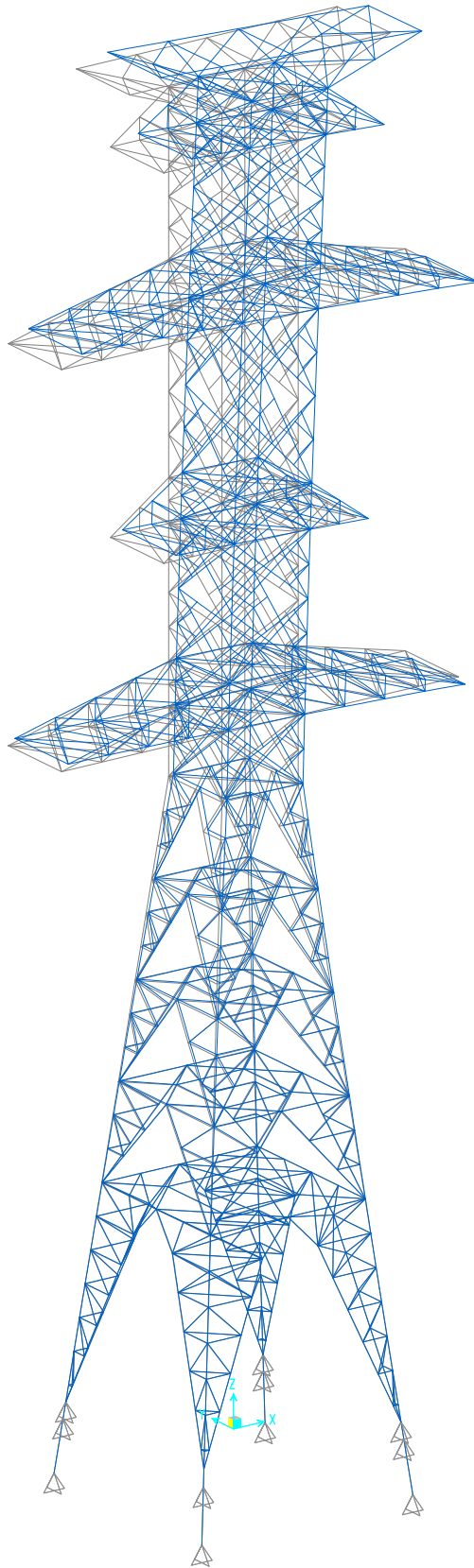
Anexo N° 3-8:
Resultado de deflexiones.

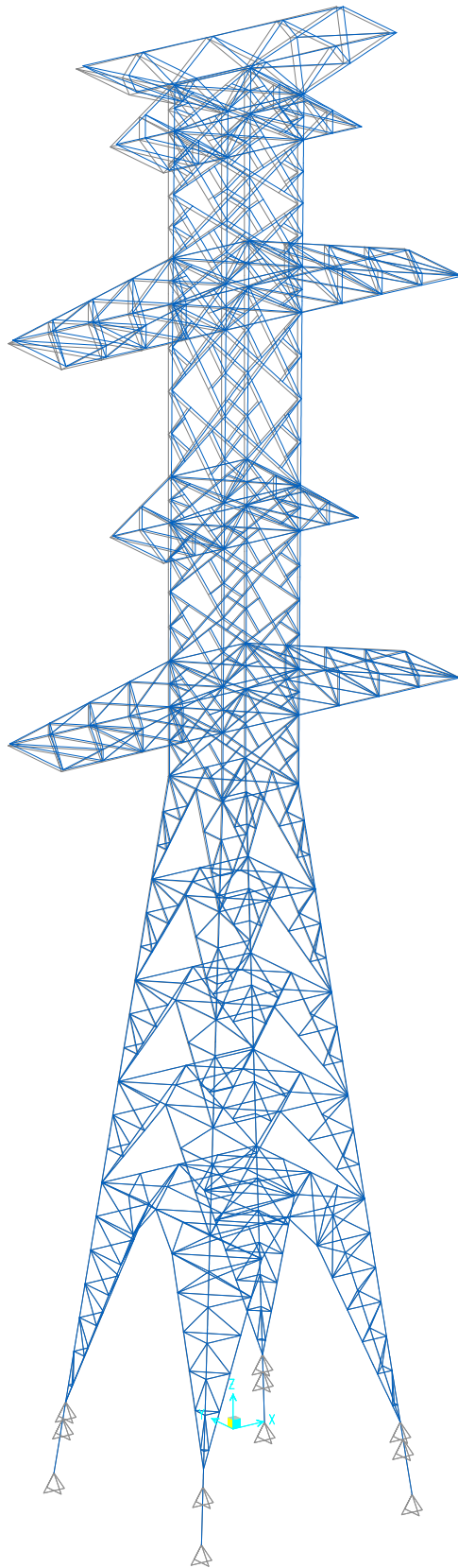


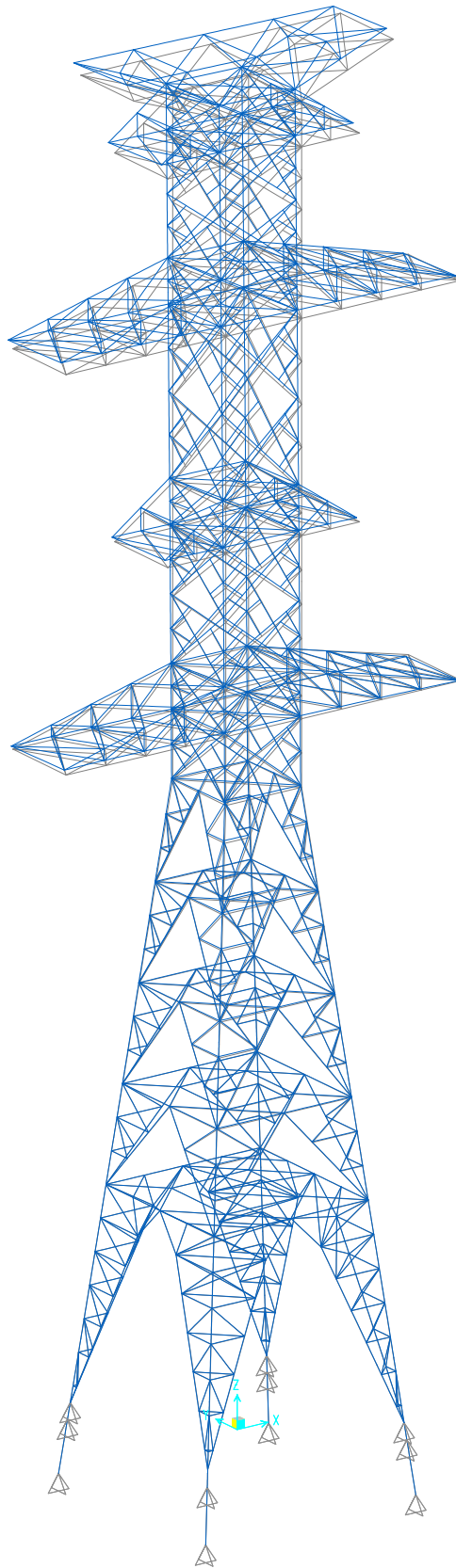


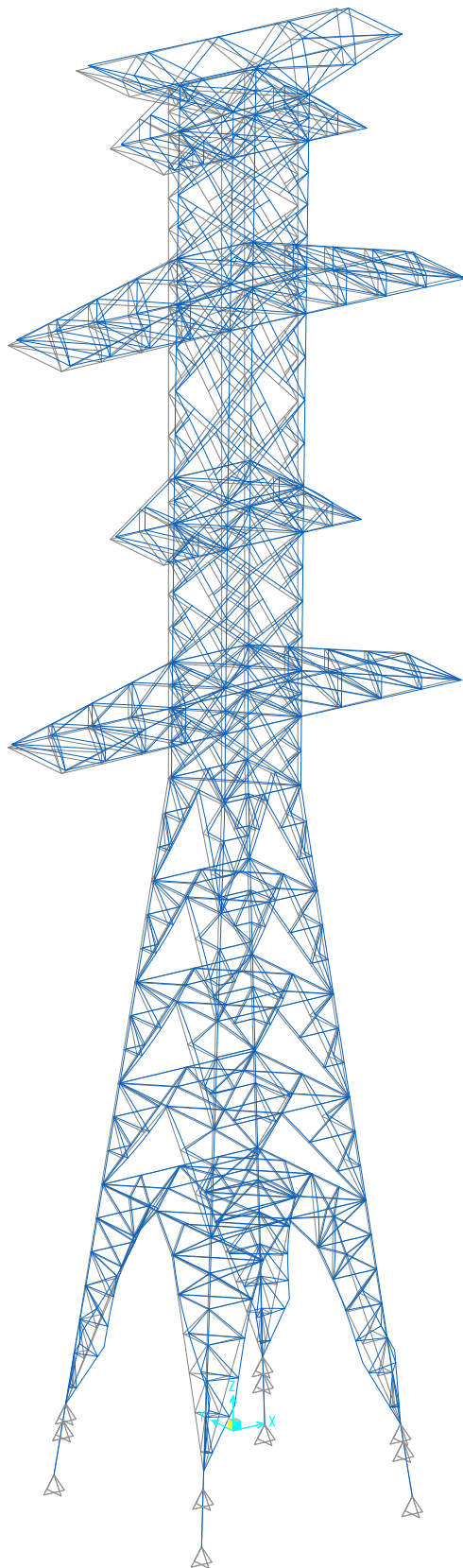




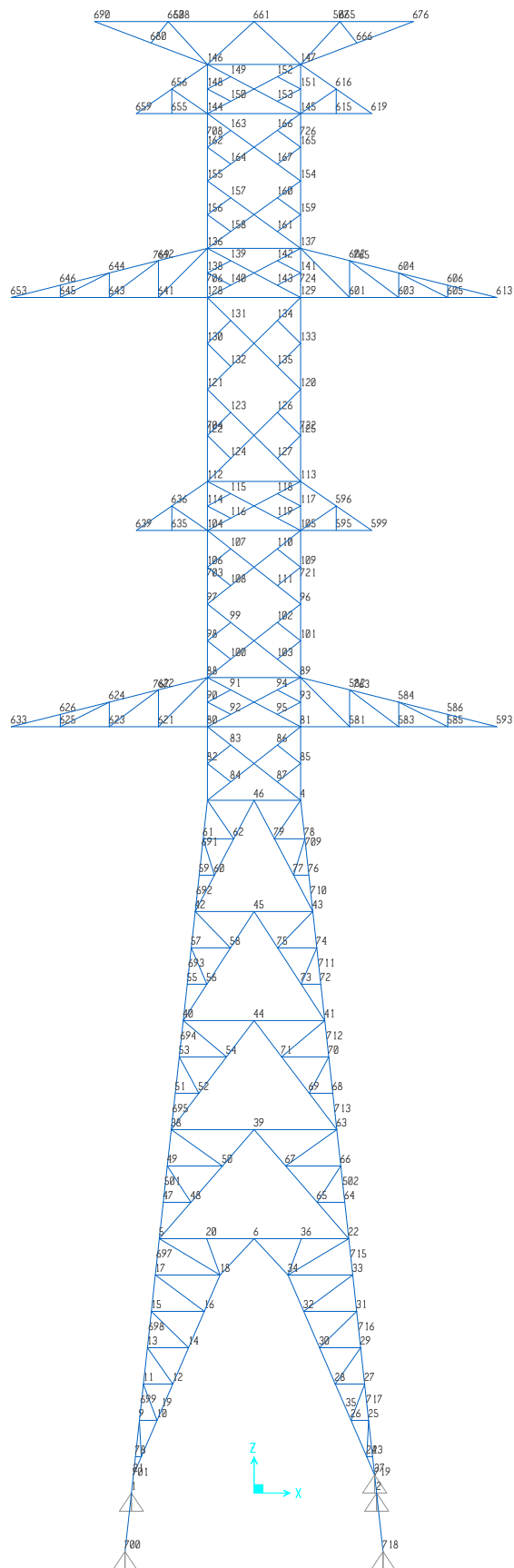




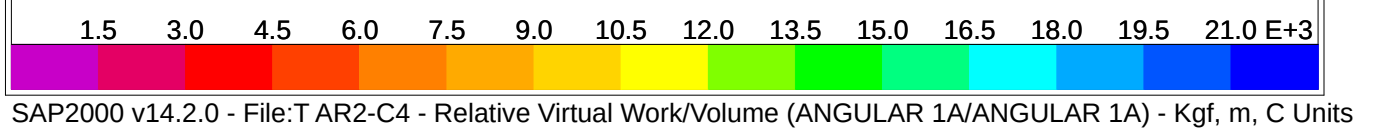
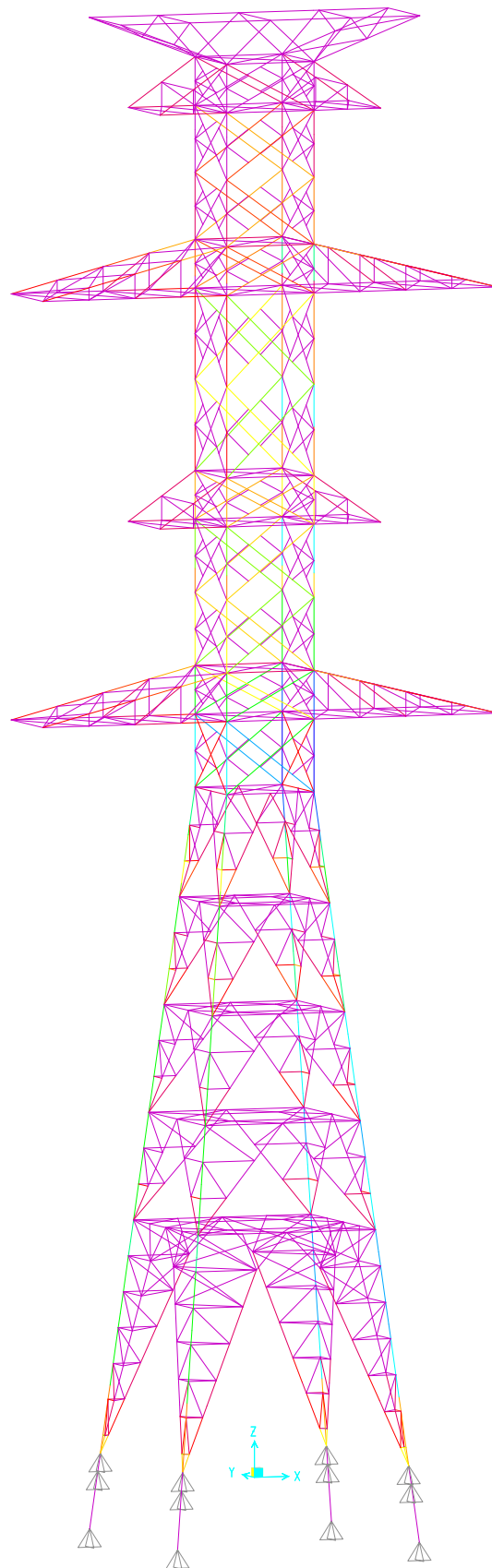


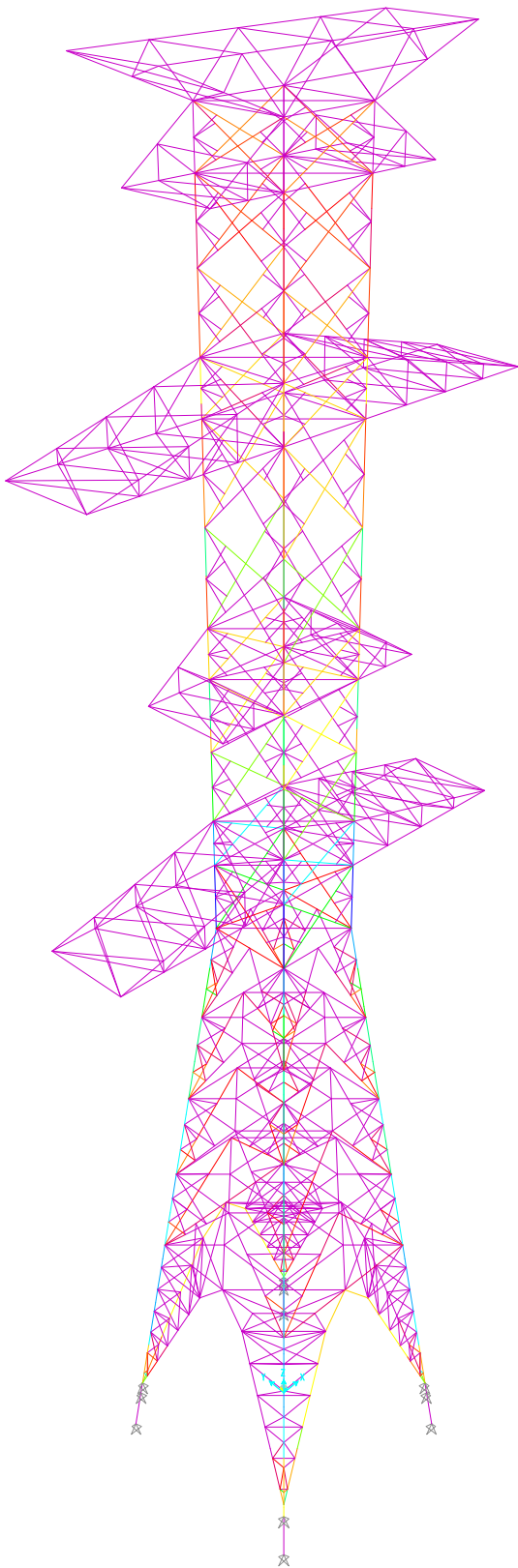


SAP2000



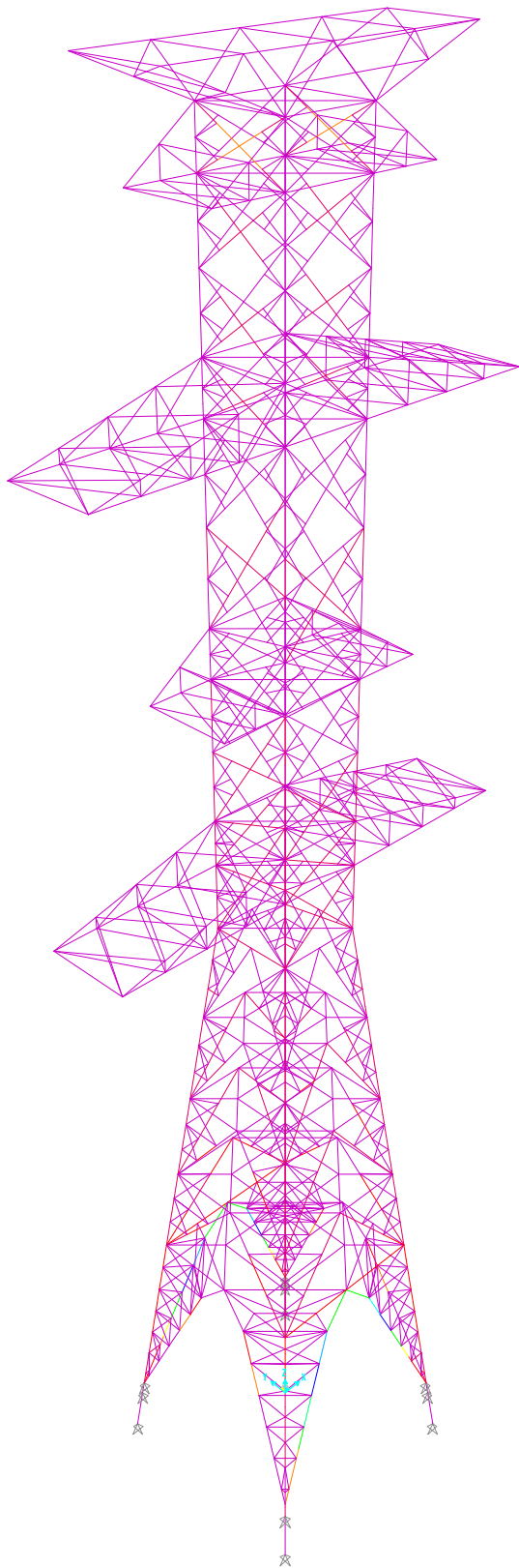
Anexo N° 3-9:
Resultado de fuerzas internas.

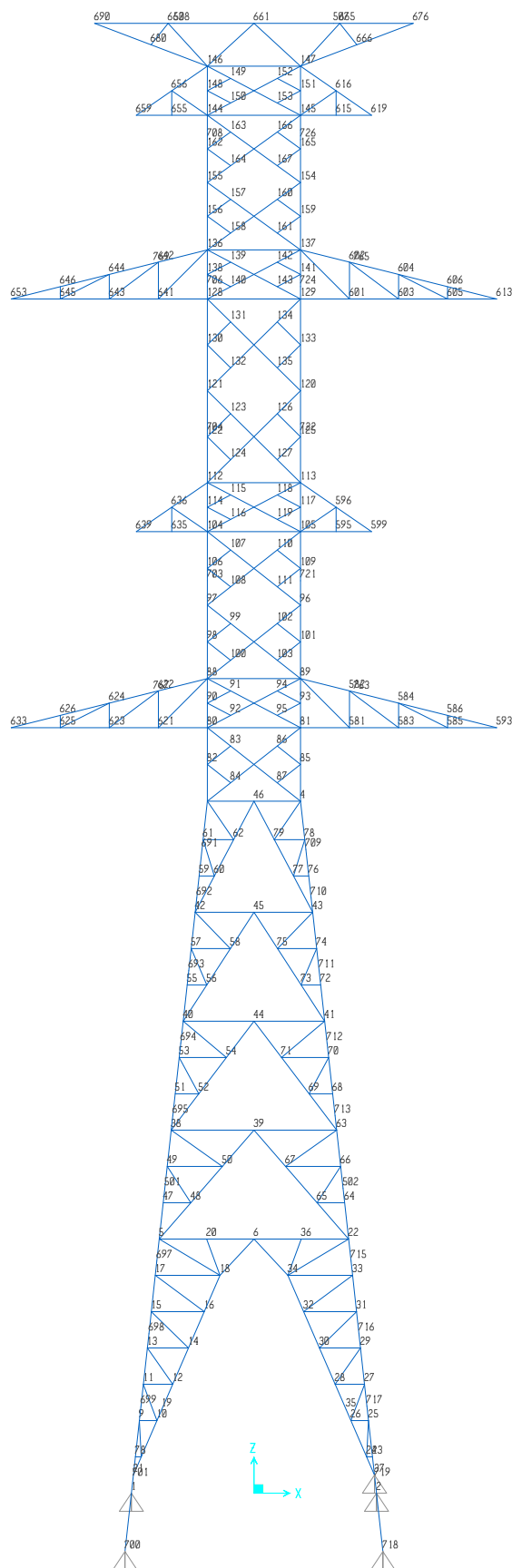




16. 32. 48. 64. 80. 96. 112. 128. 144. 160. 176. 192. 208. 224.







Anexo N° 3-10:
Reporte SAP 2000.

DATOS DE ENTRADA**Table: Project Information**

Table: Project Information	
Item	Data
Company Name	UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
Client Name	INGENIERIA MECÁNICA
Project Name	DISEÑO Y SIMULACION TORRE AR2-C4
Project Number	10.1631.001
Model Name	T AR2-C4
Model Description	Diseño de torre de anclajeY retención y
Revision Number	00000
Frame Type	CELOSÍA.
Engineer	David Almeida-Carlos López.
Checker	Ing.Fernando Larco.
Supervisor	Ing.Wiliam Diaz
Issue Code	NEC-11
Design Code	AISC-360-05 LRFD

Table: Program Control

Table: Program Control				
ProgramName	Version	ProgLevel	CurrUnits	SteelCode
SAP2000	14.2.0	Advanced	Kgf, cm, C	AISC360-05/IBC2006

Table: Material Properties 01 - General

Table: Material Properties 01 - General		
Material	Type	SymType
A572Gr50	Steel	Isotropic

Table: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Table: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties						
Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
	Kgf/cm3	Kgf-s2/cm4	Kgf/cm2	Kgf/cm2		1/C
A572Gr50	7.8490E-03	8.0038E-06	2038901.92	784193.04	0.300000	1.1700E-05

Table: Material Properties 03a - Steel Data

Table: Material Properties 03a - Steel Data				
Material	Fy	Fu	EffFy	EffFu
	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2
A572Gr50	3515.35	4569.95	3866.88	5026.95

Table: Joint Restraint Assignments

Table: Joint Restraint Assignments						
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
1	Yes	Yes	Yes	No	No	No
2	Yes	Yes	Yes	No	No	No
21	Yes	Yes	Yes	No	No	No
37	Yes	Yes	Yes	No	No	No
168	Yes	Yes	Yes	No	No	No
194	Yes	Yes	Yes	No	No	No
292	Yes	Yes	Yes	No	No	No
318	Yes	Yes	Yes	No	No	No
700	Yes	Yes	Yes	No	No	No
718	Yes	Yes	Yes	No	No	No
736	Yes	Yes	Yes	No	No	No
754	Yes	Yes	Yes	No	No	No

Table: Frame Section Properties 01 - General

Table: Frame Section Properties 01 - General							
SectionName	Area cm2	I33 cm4	I22 cm4	S33 cm3	S22 cm3	R33 cm	R22 cm
2L152X15.9	91.620000	3758.990000	3758.990000	247.300000	247.300000	6.405500	6.405500
2L203X14.3	112.030000	8011.830000	8011.830000	394.670000	394.670000	8.456800	8.456800
2L203X15.9	124.050000	8917.490000	8917.490000	439.290000	439.290000	8.478500	8.478500
2L203X22.2	170.410000	12512.71000	12512.71000	616.390000	616.390000	8.569000	8.569000
2L64X64X6.4	15.300000	57.400000	109.290000	12.640000	17.210000	1.936900	2.672700
L102X102X12.7	24.200000	230.000000	230.000000	31.940000	31.940000	3.082900	3.082900
L102X102X6.4	12.500000	125.000000	125.000000	16.760000	16.760000	3.162300	3.162300
L102X102X7.9	15.500000	153.000000	153.000000	20.730000	20.730000	3.141800	3.141800
L102X102X9.5	18.500000	180.000000	180.000000	24.560000	24.560000	3.119300	3.119300
L127X127X15.9	37.800000	566.000000	566.000000	63.100000	63.100000	3.869600	3.869600
L152X102X7.9	19.500000	475.000000	172.000000	45.810000	21.800000	4.935500	2.969900
L152X152X12.7	37.200000	828.000000	828.000000	75.550000	75.550000	4.717800	4.717800
L203X203X15.9	62.000000	2480.000000	2480.000000	168.820000	168.820000	6.324600	6.324600
L203X203X22.2	85.200000	3320.000000	3320.000000	230.080000	230.080000	6.242400	6.242400
L40X3	2.350000	3.450000	3.450000	1.180000	1.180000	1.211000	1.211000
L51X51X3.2	3.120000	7.870000	7.870000	2.120000	2.120000	1.588200	1.588200
L51X51X4.8	4.610000	11.300000	11.300000	3.090000	3.090000	1.565600	1.565600
L64X64X4.8	5.810000	22.300000	22.300000	4.840000	4.840000	1.959100	1.959100
L64X64X6.4	7.680000	28.800000	28.800000	6.340000	6.340000	1.936500	1.936500
L64X64X7.9	9.420000	34.800000	34.800000	7.770000	7.770000	1.922000	1.922000
L76X76X6.4	9.290000	51.200000	51.200000	9.310000	9.310000	2.347600	2.347600
L76X76X7.9	11.500000	62.400000	62.400000	11.470000	11.470000	2.329400	2.329400

Table: Load Pattern Definitions

Table: Load Pattern Definitions			
LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
PESO PROPIO	DEAD	1.000000	
VIENTO X	WIND	0.000000	ASCE7-05
VIENTO Y	WIND	0.000000	ASCE7-05
ANGULAR 1A	OTHER	0.000000	
ANGULAR 1B	OTHER	0.000000	
ANGULAR 1C	OTHER	0.000000	
ANGULAR 2	OTHER	0.000000	
TERMINAL 1A	OTHER	0.000000	
TERMINAL 1B	OTHER	0.000000	

Table: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
TERMINAL 2	OTHER	0.000000	
SISMO X	QUAKE	0.000000	USER COEFF
SISMO Y	QUAKE	0.000000	USER COEFF

Table: Auto Seismic - User Coefficient

Table: Auto Seismic - User Coefficient

LoadPat	Dir	PercentEcc	C	K	WeightUsed Kgf	BaseShear Kgf
SISMO Y	Y	0.050000	0.331200	1.500000	35644.75	11805.54
SISMO X	X	0.050000	0.331200	1.500000	35644.75	11805.54

Table: Auto Wind - ASCE7-05

Table: Auto Wind - ASCE7-05

LoadPat	ExposeFrom	Angle Degrees	W Speed mph	Exposure	I	Kzt	GustFactor	Kd	Solid
VIENTO X	Frames	0.000	50.00	C	1.150000	1.000000	0.850000	0.850000	0.200000
VIENTO Y	Frames	90.000	50.00	C	1.150000	1.000000	0.850000	0.850000	0.200000

Table: Case - Static 1 - Load Assignments

Table: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
PESO PROPIO	Load pattern	PESO PROPIO	1.400000
VIENTO X	Load pattern	VIENTO X	1.000000
VIENTO Y	Load pattern	VIENTO Y	1.000000
ANGULAR 1A	Load pattern	ANGULAR 1A	1.000000
ANGULAR 1B	Load pattern	ANGULAR 1B	1.000000
ANGULAR 1C	Load pattern	ANGULAR 1C	1.000000
ANGULAR 2	Load pattern	ANGULAR 2	1.000000
TERMINAL 1A	Load pattern	TERMINAL 1A	1.000000
TERMINAL 1B	Load pattern	TERMINAL 1B	1.000000
TERMINAL 2	Load pattern	TERMINAL 2	1.000000
SISMO X	Load pattern	SISMO X	1.000000
SISMO Y	Load pattern	SISMO Y	1.000000

Table: Load Case Definitions

Table: Load Case Definitions

Case	Type	DesTypeOpt	DesignType	RunCase	CaseStatus
PESO PROPIO	LinStatic	Prog Det	DEAD	Yes	Finished
VIENTO X	LinStatic	Prog Det	WIND	Yes	Finished
VIENTO Y	LinStatic	Prog Det	WIND	Yes	Finished
ANGULAR 1A	LinStatic	Prog Det	OTHER	Yes	Finished
ANGULAR 1B	LinStatic	Prog Det	OTHER	Yes	Finished
ANGULAR 1C	LinStatic	Prog Det	OTHER	Yes	Finished
ANGULAR 2	LinStatic	Prog Det	OTHER	Yes	Finished
TERMINAL 1A	LinStatic	Prog Det	OTHER	Yes	Finished
TERMINAL 1B	LinStatic	Prog Det	OTHER	Yes	Finished
TERMINAL 2	LinStatic	Prog Det	OTHER	Yes	Finished
SISMO X	LinStatic	Prog Det	QUAKE	Yes	Finished
SISMO Y	LinStatic	Prog Det	QUAKE	Yes	Finished

Table: Combination Definitions

Table: Combination Definitions						
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign
CASO A 1A	Linear Add	No	Linear Static	PESO PROPIO	1.000000	Strength
CASO A 1A			Linear Static	ANGULAR 1A	1.000000	
CASO A 1A			Linear Static	VIENTO X	1.000000	
CASO A 1B	Linear Add	No	Linear Static	PESO PROPIO	1.000000	Strength
CASO A 1B			Linear Static	ANGULAR 1B	1.000000	
CASO A 1B			Linear Static	VIENTO X	0.707107	
CASO A 1B	Linear Add	No	Linear Static	VIENTO Y	0.707107	Strength
CASO A 1C			Linear Static	PESO PROPIO	1.000000	
CASO A 1C			Linear Static	ANGULAR 1C	1.000000	
CASO A 1C	Linear Add	No	Linear Static	VIENTO Y	0.125000	Strength
CASO A 2			Linear Static	PESO PROPIO	1.000000	
CASO A 2			Linear Static	ANGULAR 2	1.000000	
CASO A 2	Linear Add	No	Linear Static	VIENTO X	0.250000	Strength
CASO T 1A			Linear Static	PESO PROPIO	1.000000	
CASO T 1A			Linear Static	TERMINAL 1A	1.000000	
CASO T 1A	Linear Add	No	Linear Static	VIENTO X	0.707107	Strength
CASO T 1A			Linear Static	VIENTO Y	0.707107	
CASO T 1B			Linear Static	PESO PROPIO	1.000000	Strength
CASO T 1B	Linear Add	No	Linear Static	TERMINAL 1B	1.000000	
CASO T 1B			Linear Static	VIENTO X	0.707100	
CASO T 1B			Linear Static	VIENTO Y	0.707100	Strength
CASO T 2	Linear Add	No	Linear Static	PESO PROPIO	1.000000	
CASO T 2			Linear Static	TERMINAL 2	1.000000	
CASO T 2			Linear Static	VIENTO X	0.707100	Strength
CASO T 2	Linear Add	No	Linear Static	VIENTO Y	0.707100	
SISMICO X			Linear Static	PESO PROPIO	1.000000	Strength
SISMICO X	Linear Add	No	Linear Static	ANGULAR 1A	0.750000	
SISMICO X			Linear Static	SISMO X	1.000000	
SISMICO Y	Linear Add	No	Linear Static	PESO PROPIO	1.000000	Strength
SISMICO Y			Linear Static	ANGULAR 1A	0.750000	
SISMICO Y			Linear Static	SISMO Y	1.000000	

Table: Joint Loads - Force

Table: Joint Loads - Force					
Joint	LoadPat	CoordSys	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf
583	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
583	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
583	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
583	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
583	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
583	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
583	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
589	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
589	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
589	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
589	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
589	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
589	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
589	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
593	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
593	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
593	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
593	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50

Table: Joint Loads - Force

Joint	LoadPat	CoordSys	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf
593	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
593	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
593	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
594	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
594	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
594	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
594	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
594	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
594	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
594	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
599	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
599	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
599	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
599	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
599	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
599	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
599	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
600	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
600	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
600	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
600	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
600	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
600	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
600	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
603	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
603	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
603	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
603	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
603	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
603	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
603	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
609	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
609	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
609	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
609	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
609	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
609	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
609	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
613	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
613	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
613	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
613	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
613	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
613	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
613	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
614	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
614	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
614	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
614	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
614	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
614	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
614	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
619	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
619	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
619	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
619	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
619	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
619	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
619	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00

Table: Joint Loads - Force

Joint	LoadPat	CoordSys	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf
620	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
620	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
620	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
620	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
620	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
620	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
620	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
623	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
623	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
623	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
623	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
623	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
623	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
623	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
629	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
629	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
629	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
629	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
629	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
629	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
629	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
633	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
633	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
633	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
633	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
633	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
633	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
633	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
634	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
634	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
634	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
634	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
634	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
634	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
634	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
639	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
639	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
639	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
639	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
639	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
639	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
639	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
640	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
640	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
640	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
640	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
640	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
640	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
640	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
643	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
643	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
643	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
643	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
643	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
643	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
643	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
649	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
649	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
649	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00

Table: Joint Loads - Force

Joint	LoadPat	CoordSys	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf
649	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
649	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
649	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
649	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
653	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
653	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
653	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
653	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
653	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
653	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
653	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
654	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
654	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
654	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
654	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
654	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
654	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
654	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
659	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
659	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
659	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
659	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
659	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
659	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
659	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
660	ANGULAR 1A	GLOBAL	3772.50	0.00	-1665.00
660	ANGULAR 1B	GLOBAL	3395.00	377.50	-1665.00
660	ANGULAR 1C	GLOBAL	3020.00	100.00	-1665.00
660	ANGULAR 2	GLOBAL	3210.00	0.00	-3067.50
660	TERMINAL 1A	GLOBAL	1112.50	2632.50	-905.00
660	TERMINAL 1B	GLOBAL	687.50	2732.50	-905.00
660	TERMINAL 2	GLOBAL	2797.50	1127.50	-905.00
675	ANGULAR 1A	GLOBAL	1220.00	0.00	-402.50
675	ANGULAR 1B	GLOBAL	1062.50	162.50	-402.50
675	ANGULAR 1C	GLOBAL	905.00	30.00	-402.50
675	ANGULAR 2	GLOBAL	985.00	0.00	-706.50
675	TERMINAL 1A	GLOBAL	385.00	790.00	-217.50
675	TERMINAL 1B	GLOBAL	205.00	820.00	-217.50
675	TERMINAL 2	GLOBAL	867.50	337.50	-402.50
676	ANGULAR 1A	GLOBAL	1220.00	0.00	-402.50
676	ANGULAR 1B	GLOBAL	1062.50	162.50	-402.50
676	ANGULAR 1C	GLOBAL	905.00	30.00	-402.50
676	ANGULAR 2	GLOBAL	985.00	0.00	-706.50
676	TERMINAL 1A	GLOBAL	385.00	790.00	-217.50
676	TERMINAL 1B	GLOBAL	205.00	820.00	-217.50
676	TERMINAL 2	GLOBAL	867.50	337.50	-402.50
689	ANGULAR 1A	GLOBAL	1220.00	0.00	-402.50
689	ANGULAR 1B	GLOBAL	1062.50	162.50	-402.50
689	ANGULAR 1C	GLOBAL	905.00	30.00	-402.50
689	ANGULAR 2	GLOBAL	985.00	0.00	-706.50
689	TERMINAL 1A	GLOBAL	385.00	790.00	-217.50
689	TERMINAL 1B	GLOBAL	205.00	820.00	-217.50
689	TERMINAL 2	GLOBAL	867.50	337.50	-402.50
690	ANGULAR 1A	GLOBAL	1220.00	0.00	-402.50
690	ANGULAR 1B	GLOBAL	1062.50	162.50	-402.50
690	ANGULAR 1C	GLOBAL	905.00	30.00	-402.50
690	ANGULAR 2	GLOBAL	985.00	0.00	-706.50
690	TERMINAL 1A	GLOBAL	385.00	790.00	-217.50
690	TERMINAL 1B	GLOBAL	205.00	820.00	-217.50

DATOS DE SALIDA**Table: Joint Reactions****Table: Joint Reactions**

Joint	OutputCase	F1 Kgf	F2 Kgf	F3 Kgf	M1 Kgf-cm	M2 Kgf-cm	M3 Kgf-cm
21	CASO A 1A	-22747.55	-15716.20	-203565.20	0.00	0.00	0.00
21	CASO A 1B	-22093.94	-18720.47	-210887.84	0.00	0.00	0.00
21	CASO A 1C	-15057.49	-12169.08	-151536.73	0.00	0.00	0.00
21	CASO A 2	-15872.77	-11591.34	-150115.08	0.00	0.00	0.00
21	CASO T 1A	-19756.23	-21489.54	-213635.24	0.00	0.00	0.00
21	CASO T 1B	-17913.23	-20179.53	-195081.56	0.00	0.00	0.00
21	CASO T 2	-22377.95	-20538.25	-223068.75	0.00	0.00	0.00
21	SISMICO X	-16744.01	-12354.86	-160118.16	0.00	0.00	0.00
21	SISMICO Y	-15440.27	-13658.61	-160118.16	0.00	0.00	0.00
37	CASO A 1A	-26045.99	19014.36	248584.04	0.00	0.00	0.00
37	CASO A 1B	-20172.66	11945.75	188527.50	0.00	0.00	0.00
37	CASO A 1C	-17168.58	13330.81	181194.16	0.00	0.00	0.00
37	CASO A 2	-20515.08	16233.37	212693.98	0.00	0.00	0.00
37	CASO T 1A	1846.60	-10083.86	-65535.17	0.00	0.00	0.00
37	CASO T 1B	4534.01	-12460.91	-95106.98	0.00	0.00	0.00
37	CASO T 2	-13514.18	5053.02	110122.41	0.00	0.00	0.00
37	SISMICO X	-19642.00	15252.56	199904.39	0.00	0.00	0.00
37	SISMICO Y	-14746.05	10356.79	153269.02	0.00	0.00	0.00
194	CASO A 1A	-26045.60	-19014.91	248583.12	0.00	0.00	0.00
194	CASO A 1B	-25391.79	-22019.37	255905.76	0.00	0.00	0.00
194	CASO A 1C	-18355.81	-15467.52	196554.65	0.00	0.00	0.00
194	CASO A 2	-20514.93	-16233.68	212693.06	0.00	0.00	0.00
194	CASO T 1A	-22322.72	-24057.10	249096.74	0.00	0.00	0.00
194	CASO T 1B	-20479.73	-22747.08	230543.06	0.00	0.00	0.00
194	CASO T 2	-24972.96	-23134.31	258902.84	0.00	0.00	0.00
194	SISMICO X	-19641.19	-15253.54	199903.47	0.00	0.00	0.00
194	SISMICO Y	-18337.63	-16557.09	199903.47	0.00	0.00	0.00
318	CASO A 1A	-22747.29	15716.30	-203566.12	0.00	0.00	0.00
318	CASO A 1B	-16873.76	8647.90	-143509.58	0.00	0.00	0.00
318	CASO A 1C	-13870.16	10032.48	-136176.24	0.00	0.00	0.00
318	CASO A 2	-15872.76	11591.20	-150116.00	0.00	0.00	0.00
318	CASO T 1A	4414.15	-12650.36	100996.66	0.00	0.00	0.00
318	CASO T 1B	7101.56	-15027.41	130568.48	0.00	0.00	0.00
318	CASO T 2	-10918.11	2458.00	-74288.33	0.00	0.00	0.00
318	SISMICO X	-16743.33	12355.38	-160119.09	0.00	0.00	0.00
318	SISMICO Y	-11847.57	7459.42	-113483.72	0.00	0.00	0.00

Table: Base Reactions**Table: Base Reactions**

OutputCase	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf	GlobalMX Kgf-cm	GlobalMY Kgf-cm	GlobalMZ Kgf-cm
CASO A 1A	-107099.86	-1.598E-09	91472.65	-847.38	-449984426	-203.55
CASO A 1B	-93988.91	-18024.89	91472.65	67644392.31	-397327473	-328.04
CASO A 1C	-76100.00	-3989.88	91472.65	15387692.15	-330364636	-32.55
CASO A 2	-83899.97	-1.274E-09	126348.65	-847.38	-360491208	-50.89
CASO T 1A	-36498.91	-74654.89	72492.65	313165392.3	-147795973	-328.04
CASO T 1B	-25578.83	-77174.81	72492.65	324105151.	-100040734	-328.04
CASO T 2	-78868.83	-36724.81	73232.65	148494151.0	-331582734	-328.04
SISMICO X	-83370.54	-1.206E-09	81080.15	-847.38	-357786587	-466.74
SISMICO Y	-71565.00	-11805.54	81080.15	46662979.37	-311122761	-348.96

Table: Joint Displacements

Table: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
676	CASO A 1A	67.437604	-0.000134	-14.306435	-0.003473	0.021307	-0.000618
676	CASO A 1B	59.686033	9.555857	-12.173633	-0.007001	0.018755	-0.002539
676	CASO A 1C	50.299192	2.186177	-10.767513	-0.004129	0.015975	-0.000792
676	CASO A 2	54.647205	-0.000237	-12.180287	-0.003411	0.017804	-0.000470
676	CASO T 1A	21.730686	46.814186	-2.086014	-0.018701	0.006251	-0.002506
676	CASO T 1B	14.320947	48.480675	-0.464470	-0.019228	0.003850	-0.002504
676	CASO T 2	49.641408	21.726559	-9.292243	-0.010777	0.015542	-0.002529
676	SISMICO X	54.317399	0.000246	-11.611670	-0.003344	0.017159	-0.000448
676	SISMICO Y	47.545288	6.790770	-9.828639	-0.007170	0.014939	-0.006020

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006							
Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
2	L102X102X6.4	No Messages	0.235888	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
3	L76X76X7.9	No Messages	0.420010	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
4	L40X3	No Messages	0.598058	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
5	L51X51X3.2	No Messages	0.343932	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
6	L51X51X4.8	No Messages	0.282230	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
7	L51X51X4.8	No Messages	0.379661	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
8	L51X51X4.8	No Messages	0.201394	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
9	L76X76X6.4	No Messages	0.557001	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
10	L76X76X6.4	No Messages	0.239004	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
11	L76X76X6.4	No Messages	0.421338	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
12	L76X76X6.4	No Messages	0.239603	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
13	L64X64X4.8	No Messages	0.165803	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
14	L64X64X4.8	No Messages	0.092139	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
15	L64X64X4.8	No Messages	0.068408	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
16	L64X64X4.8	No Messages	0.068546	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
17	L76X76X7.9	No Messages	0.124749	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
18	L51X51X4.8	No Messages	0.020854	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
19	L102X102X6.4	No Messages	0.475850	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
20	L76X76X7.9	No Messages	0.157949	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
21	L40X3	No Messages	0.457132	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
22	L51X51X3.2	No Messages	0.277309	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
23	L51X51X4.8	No Messages	0.252854	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
24	L51X51X4.8	No Messages	0.336619	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
25	L51X51X4.8	No Messages	0.149611	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
26	L76X76X6.4	No Messages	0.519438	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
27	L76X76X6.4	No Messages	0.868945	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
28	L76X76X6.4	No Messages	0.837311	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
29	L76X76X6.4	No Messages	0.514832	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
30	L64X64X4.8	No Messages	0.468111	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
31	L64X64X4.8	No Messages	0.288629	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
32	L64X64X4.8	No Messages	0.217594	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
33	L64X64X4.8	No Messages	0.226275	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
34	L76X76X7.9	No Messages	0.727051	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
35	L51X51X4.8	No Messages	0.034679	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
36	L102X102X6.4	No Messages	0.859158	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
37	L76X76X6.4	No Messages	0.534647	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
38	L76X76X6.4	No Messages	0.642604	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
39	L64X64X6.4	No Messages	0.860139	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
40	L76X76X6.4	No Messages	0.313773	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
41	L76X76X6.4	No Messages	0.333303	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
42	L76X76X6.4	No Messages	0.372740	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
43	L102X102X6.4	No Messages	0.372993	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
44	L51X51X4.8	No Messages	0.573959	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
45	L64X64X6.4	No Messages	0.707367	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
46	L51X51X4.8	No Messages	0.418436	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
47	L64X64X6.4	No Messages	0.518273	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
48	L51X51X3.2	No Messages	0.487041	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
49	L64X64X4.8	No Messages	0.580983	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
50	L51X51X3.2	No Messages	0.625876	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
51	L51X51X3.2	No Messages	0.506070	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
52	L64X64X6.4	No Messages	0.115434	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
53	L76X76X6.4	No Messages	0.088834	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
54	L64X64X4.8	No Messages	0.156244	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
55	L64X64X6.4	No Messages	0.103960	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
56	L64X64X4.8	No Messages	0.175963	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
57	L64X64X6.4	No Messages	0.126214	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
58	L64X64X6.4	No Messages	0.219430	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
59	L64X64X4.8	No Messages	0.101884	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
60	L76X76X6.4	No Messages	0.123582	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
61	L76X76X6.4	No Messages	0.862843	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
62	L76X76X6.4	No Messages	0.880658	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
63	L76X76X6.4	No Messages	0.927079	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
64	L102X102X6.4	No Messages	0.656439	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
65	L51X51X4.8	No Messages	0.386294	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
66	L64X64X6.4	No Messages	0.580256	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
67	L51X51X4.8	No Messages	0.265480	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
68	L64X64X6.4	No Messages	0.423836	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
69	L51X51X3.2	No Messages	0.310105	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
70	L64X64X4.8	No Messages	0.460673	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
71	L51X51X3.2	No Messages	0.399253	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
72	L51X51X3.2	No Messages	0.383984	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
73	L64X64X6.4	No Messages	0.391823	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
74	L76X76X6.4	No Messages	0.255974	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
75	L64X64X4.8	No Messages	0.517125	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
76	L64X64X6.4	No Messages	0.367791	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
77	L64X64X4.8	No Messages	0.524669	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
78	L64X64X6.4	No Messages	0.390061	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
79	L64X64X6.4	No Messages	0.589950	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
80	L64X64X4.8	No Messages	0.290562	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
81	L127X127X15.9	No Messages	0.673783	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
82	L102X102X9.5	No Messages	0.677867	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
83	L102X102X9.5	No Messages	0.901255	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
84	L40X3	No Messages	0.029195	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
85	L40X3	No Messages	0.073234	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
86	L40X3	No Messages	0.158134	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
87	L40X3	No Messages	0.030825	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
88	L102X102X6.4	No Messages	0.381558	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
89	L102X102X6.4	No Messages	0.686539	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
90	L102X102X6.4	No Messages	0.855609	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
91	L40X3	No Messages	0.029252	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
92	L40X3	No Messages	0.050680	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
93	L40X3	No Messages	0.109471	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
94	L40X3	No Messages	0.035017	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
95	L102X102X7.9	No Messages	0.588212	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
96	L102X102X7.9	No Messages	0.691751	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
97	L40X3	No Messages	0.029626	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
98	L40X3	No Messages	0.024702	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
99	L40X3	No Messages	0.088773	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
100	L40X3	No Messages	0.031877	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
101	L76X76X7.9	No Messages	0.460454	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
102	L102X102X7.9	No Messages	0.564959	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
103	L102X102X7.9	No Messages	0.743033	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
104	L40X3	No Messages	0.030933	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
105	L40X3	No Messages	0.056227	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
106	L40X3	No Messages	0.122817	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
107	L40X3	No Messages	0.027941	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
108	L76X76X6.4	No Messages	0.253277	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
109	L102X102X6.4	No Messages	0.510608	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
110	L102X102X6.4	No Messages	0.695166	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
111	L40X3	No Messages	0.023800	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
112	L40X3	No Messages	0.042961	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
113	L40X3	No Messages	0.093825	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
114	L40X3	No Messages	0.028747	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
115	L102X102X6.4	No Messages	0.616776	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
116	L102X102X6.4	No Messages	0.831786	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
117	L40X3	No Messages	0.030315	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
118	L40X3	No Messages	0.029246	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
119	L40X3	No Messages	0.097405	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
120	L40X3	No Messages	0.032023	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
121	L127X127X15.9	No Messages	0.740844	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
122	L102X102X6.4	No Messages	0.571190	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
123	L102X102X6.4	No Messages	0.843993	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
124	L40X3	No Messages	0.028766	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
125	L40X3	No Messages	0.045654	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
126	L40X3	No Messages	0.100611	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
127	L40X3	No Messages	0.027907	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
128	L76X76X7.9	No Messages	0.494158	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
129	L64X64X4.8	No Messages	0.451703	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
130	L64X64X4.8	No Messages	0.598166	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
131	L40X3	No Messages	0.012754	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
132	L40X3	No Messages	0.012512	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
133	L40X3	No Messages	0.028429	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
134	L40X3	No Messages	0.016169	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
135	L64X64X6.4	No Messages	0.587842	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
136	L76X76X7.9	No Messages	0.129444	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
137	L51X51X3.2	No Messages	0.222476	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
138	L51X51X3.2	No Messages	0.449953	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
139	L40X3	No Messages	0.014030	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
140	L40X3	No Messages	0.011068	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
141	L40X3	No Messages	0.017067	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
142	L40X3	No Messages	0.012954	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
143	L64X64X4.8	No Messages	0.453440	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
144	L64X64X4.8	No Messages	0.666342	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
145	L40X3	No Messages	0.016084	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
146	L40X3	No Messages	0.012523	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
147	L64X64X4.8	No Messages	0.008856	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
148	L40X3	No Messages	0.017971	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
149	L64X64X4.8	No Messages	0.385047	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
150	L64X64X4.8	No Messages	0.816366	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
151	L40X3	No Messages	0.019182	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
152	L40X3	No Messages	0.012356	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
153	L40X3	No Messages	0.030988	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
154	L40X3	No Messages	0.017185	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
156	L102X102X6.4	No Messages	0.629633	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
157	L76X76X7.9	No Messages	0.320732	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
158	L40X3	No Messages	0.580329	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
159	L51X51X3.2	No Messages	0.326594	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
160	L51X51X4.8	No Messages	0.147605	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
161	L51X51X4.8	No Messages	0.106495	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
162	L51X51X4.8	No Messages	0.089480	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
163	L76X76X6.4	No Messages	0.156522	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
164	L76X76X6.4	No Messages	0.177634	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
165	L76X76X6.4	No Messages	0.474624	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
166	L76X76X6.4	No Messages	0.641776	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
167	L64X64X4.8	No Messages	0.769996	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
168	L64X64X4.8	No Messages	0.523452	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
169	L64X64X4.8	No Messages	0.411928	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
170	L64X64X4.8	No Messages	0.368986	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
171	L76X76X7.9	No Messages	0.709557	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
172	L51X51X4.8	No Messages	0.024727	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
173	L102X102X6.4	No Messages	0.816137	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
174	L76X76X7.9	No Messages	0.121909	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
175	L40X3	No Messages	0.580316	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
176	L51X51X3.2	No Messages	0.325691	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
177	L51X51X4.8	No Messages	0.145908	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
178	L51X51X4.8	No Messages	0.102809	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
179	L51X51X4.8	No Messages	0.082932	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
180	L76X76X6.4	No Messages	0.152218	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
181	L76X76X6.4	No Messages	0.633170	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
182	L76X76X6.4	No Messages	0.687573	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
183	L76X76X6.4	No Messages	0.640929	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
184	L64X64X4.8	No Messages	0.771558	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
185	L64X64X4.8	No Messages	0.526953	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
186	L64X64X4.8	No Messages	0.416109	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
187	L64X64X4.8	No Messages	0.373871	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
188	L76X76X7.9	No Messages	0.794751	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
189	L51X51X4.8	No Messages	0.030916	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
190	L102X102X6.4	No Messages	0.870831	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
191	L76X76X6.4	No Messages	0.411638	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
192	L76X76X6.4	No Messages	0.499867	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
193	L64X64X6.4	No Messages	0.764218	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
194	L76X76X6.4	No Messages	0.775673	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
195	L76X76X6.4	No Messages	0.724284	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
196	L76X76X6.4	No Messages	0.795188	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
197	L102X102X6.4	No Messages	0.472734	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
198	L51X51X4.8	No Messages	0.305901	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
199	L64X64X6.4	No Messages	0.175713	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
200	L51X51X4.8	No Messages	0.273889	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
201	L64X64X6.4	No Messages	0.167204	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
202	L51X51X3.2	No Messages	0.394305	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
203	L64X64X4.8	No Messages	0.253899	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
204	L51X51X3.2	No Messages	0.531298	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
205	L51X51X3.2	No Messages	0.243228	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
206	L64X64X6.4	No Messages	0.595441	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
207	L76X76X6.4	No Messages	0.561890	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
208	L64X64X4.8	No Messages	0.710218	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
209	L64X64X6.4	No Messages	0.831922	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
210	L64X64X4.8	No Messages	0.743378	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
211	L64X64X6.4	No Messages	0.897456	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
212	L64X64X6.4	No Messages	0.880801	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
213	L64X64X4.8	No Messages	0.615557	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
214	L76X76X6.4	No Messages	0.101292	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
215	L76X76X6.4	No Messages	0.842371	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
216	L76X76X6.4	No Messages	0.823178	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
217	L76X76X6.4	No Messages	0.875302	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
218	L102X102X6.4	No Messages	0.579329	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
219	L51X51X4.8	No Messages	0.304082	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
220	L64X64X6.4	No Messages	0.170739	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
221	L51X51X4.8	No Messages	0.272286	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
222	L64X64X6.4	No Messages	0.162926	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
223	L51X51X3.2	No Messages	0.392784	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
224	L64X64X4.8	No Messages	0.250201	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
225	L51X51X3.2	No Messages	0.530330	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
226	L51X51X3.2	No Messages	0.240285	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
227	L64X64X6.4	No Messages	0.599178	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
228	L76X76X6.4	No Messages	0.566646	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
229	L64X64X4.8	No Messages	0.712921	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
230	L64X64X6.4	No Messages	0.837916	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
231	L64X64X4.8	No Messages	0.745108	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
232	L64X64X6.4	No Messages	0.902923	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
233	L64X64X6.4	No Messages	0.881756	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
234	L64X64X4.8	No Messages	0.619570	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
235	L127X127X15.9	No Messages	0.167303	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
236	L102X102X9.5	No Messages	0.447315	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
237	L102X102X9.5	No Messages	0.708017	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
238	L40X3	No Messages	0.085016	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
239	L40X3	No Messages	0.041980	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
240	L40X3	No Messages	0.124532	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
241	L40X3	No Messages	0.029624	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
242	L102X102X6.4	No Messages	0.115108	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
243	L102X102X6.4	No Messages	0.483716	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
244	L102X102X6.4	No Messages	0.711373	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
245	L40X3	No Messages	0.040500	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
246	L40X3	No Messages	0.048451	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
247	L40X3	No Messages	0.093079	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
248	L40X3	No Messages	0.028495	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
249	L102X102X7.9	No Messages	0.414265	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
250	L102X102X7.9	No Messages	0.508884	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
251	L40X3	No Messages	0.041524	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
252	L40X3	No Messages	0.021652	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
253	L40X3	No Messages	0.086642	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
254	L40X3	No Messages	0.027713	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
255	L76X76X7.9	No Messages	0.134121	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
256	L102X102X7.9	No Messages	0.407053	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
257	L102X102X7.9	No Messages	0.517516	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
258	L40X3	No Messages	0.024493	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
259	L40X3	No Messages	0.023283	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
260	L40X3	No Messages	0.084781	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
261	L40X3	No Messages	0.028281	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
262	L76X76X6.4	No Messages	0.143997	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
263	L102X102X6.4	No Messages	0.358200	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
264	L102X102X6.4	No Messages	0.508639	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
265	L40X3	No Messages	0.052483	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
266	L40X3	No Messages	0.035382	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
267	L40X3	No Messages	0.078622	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
268	L40X3	No Messages	0.024389	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
269	L102X102X6.4	No Messages	0.434611	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
270	L102X102X6.4	No Messages	0.606353	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
271	L40X3	No Messages	0.047874	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
272	L40X3	No Messages	0.022255	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
273	L40X3	No Messages	0.090419	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
274	L40X3	No Messages	0.028887	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
275	L127X127X15.9	No Messages	0.065070	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
276	L102X102X6.4	No Messages	0.406302	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
277	L102X102X6.4	No Messages	0.587260	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
278	L40X3	No Messages	0.025035	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
279	L40X3	No Messages	0.018681	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
280	L40X3	No Messages	0.073798	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
281	L40X3	No Messages	0.028263	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
282	L76X76X7.9	No Messages	0.106387	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
283	L64X64X4.8	No Messages	0.335432	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
284	L64X64X4.8	No Messages	0.624110	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
285	L40X3	No Messages	0.027553	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
286	L40X3	No Messages	0.010321	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages
287	L40X3	No Messages	0.026991	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
288	L40X3	No Messages	0.016091	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
289	L64X64X6.4	No Messages	0.095765	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
290	L76X76X7.9	No Messages	0.104469	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
291	L51X51X3.2	No Messages	0.203671	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
292	L51X51X3.2	No Messages	0.370806	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
293	L40X3	No Messages	0.018527	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
294	L40X3	No Messages	0.010582	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages
295	L40X3	No Messages	0.016060	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages
296	L40X3	No Messages	0.014248	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
297	L64X64X4.8	No Messages	0.312489	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
298	L64X64X4.8	No Messages	0.572014	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
299	L40X3	No Messages	0.023512	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
300	L40X3	No Messages	0.012733	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
301	L40X3	No Messages	0.023872	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
302	L40X3	No Messages	0.018035	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
303	L64X64X4.8	No Messages	0.325944	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
304	L64X64X4.8	No Messages	0.536721	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
305	L40X3	No Messages	0.022195	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
306	L40X3	No Messages	0.012784	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
307	L40X3	No Messages	0.023298	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
308	L40X3	No Messages	0.018144	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
310	L102X102X6.4	No Messages	0.433870	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
311	L76X76X7.9	No Messages	0.168759	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
312	L40X3	No Messages	0.523829	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
313	L51X51X3.2	No Messages	0.267641	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
314	L51X51X4.8	No Messages	0.116935	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
315	L51X51X4.8	No Messages	0.087097	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
316	L51X51X4.8	No Messages	0.081570	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
317	L76X76X6.4	No Messages	0.125422	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
318	L76X76X6.4	No Messages	0.868593	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
319	L76X76X6.4	No Messages	0.815797	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
320	L76X76X6.4	No Messages	0.584873	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
321	L64X64X4.8	No Messages	0.631637	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
322	L64X64X4.8	No Messages	0.416523	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
323	L64X64X4.8	No Messages	0.331631	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
324	L64X64X4.8	No Messages	0.315056	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
325	L76X76X7.9	No Messages	0.756278	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
326	L51X51X4.8	No Messages	0.033410	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
327	L102X102X6.4	No Messages	0.875983	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
328	L76X76X7.9	No Messages	0.412728	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
329	L40X3	No Messages	0.477295	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
330	L51X51X3.2	No Messages	0.223129	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
331	L51X51X4.8	No Messages	0.156655	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
332	L51X51X4.8	No Messages	0.216820	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
333	L51X51X4.8	No Messages	0.155769	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
334	L76X76X6.4	No Messages	0.193877	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
335	L76X76X6.4	No Messages	0.238683	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
336	L76X76X6.4	No Messages	0.475713	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
337	L76X76X6.4	No Messages	0.389072	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
338	L64X64X4.8	No Messages	0.521907	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
339	L64X64X4.8	No Messages	0.365361	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
340	L64X64X4.8	No Messages	0.280744	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
341	L64X64X4.8	No Messages	0.233707	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
342	L76X76X7.9	No Messages	0.318367	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
343	L51X51X4.8	No Messages	0.018461	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
344	L102X102X6.4	No Messages	0.453640	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
345	L76X76X6.4	No Messages	0.123577	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
346	L76X76X6.4	No Messages	0.642561	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
347	L64X64X6.4	No Messages	0.860070	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
348	L76X76X6.4	No Messages	0.868300	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
349	L76X76X6.4	No Messages	0.877539	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
350	L76X76X6.4	No Messages	0.931217	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
351	L102X102X6.4	No Messages	0.658710	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
352	L51X51X4.8	No Messages	0.266580	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
353	L64X64X6.4	No Messages	0.145485	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
354	L51X51X4.8	No Messages	0.244987	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
355	L64X64X6.4	No Messages	0.137491	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
356	L51X51X3.2	No Messages	0.350748	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
357	L64X64X4.8	No Messages	0.205907	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
358	L51X51X3.2	No Messages	0.467594	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
359	L51X51X3.2	No Messages	0.202506	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
360	L64X64X6.4	No Messages	0.523420	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
361	L76X76X6.4	No Messages	0.455997	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
362	L64X64X4.8	No Messages	0.638206	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
363	L64X64X6.4	No Messages	0.673025	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
364	L64X64X4.8	No Messages	0.663229	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
365	L64X64X6.4	No Messages	0.726371	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
366	L64X64X6.4	No Messages	0.777878	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
367	L64X64X4.8	No Messages	0.514195	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
368	L76X76X6.4	No Messages	0.534615	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
369	L76X76X6.4	No Messages	0.344533	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
370	L76X76X6.4	No Messages	0.311239	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
371	L76X76X6.4	No Messages	0.362153	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
372	L102X102X6.4	No Messages	0.358922	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
373	L51X51X4.8	No Messages	0.370120	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
374	L64X64X6.4	No Messages	0.303098	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
375	L51X51X4.8	No Messages	0.301907	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
376	L64X64X6.4	No Messages	0.221126	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
377	L51X51X3.2	No Messages	0.338746	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
378	L64X64X4.8	No Messages	0.242871	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
379	L51X51X3.2	No Messages	0.413486	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
380	L51X51X3.2	No Messages	0.196177	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
381	L64X64X6.4	No Messages	0.367546	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
382	L76X76X6.4	No Messages	0.379139	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
383	L64X64X4.8	No Messages	0.423918	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
384	L64X64X6.4	No Messages	0.554696	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
385	L64X64X4.8	No Messages	0.443173	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
386	L64X64X6.4	No Messages	0.583821	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
387	L64X64X6.4	No Messages	0.519894	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
388	L64X64X4.8	No Messages	0.398688	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
389	L127X127X15.9	No Messages	0.673790	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
390	L102X102X9.5	No Messages	0.901243	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
391	L102X102X9.5	No Messages	0.677862	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
392	L40X3	No Messages	0.158132	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
393	L40X3	No Messages	0.030825	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
394	L40X3	No Messages	0.059125	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
395	L40X3	No Messages	0.073233	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
396	L102X102X6.4	No Messages	0.381557	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
397	L102X102X6.4	No Messages	0.855599	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
398	L102X102X6.4	No Messages	0.686534	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
399	L40X3	No Messages	0.109470	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
400	L40X3	No Messages	0.035017	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
401	L40X3	No Messages	0.029252	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
402	L40X3	No Messages	0.050679	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
403	L102X102X7.9	No Messages	0.691741	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
404	L102X102X7.9	No Messages	0.588203	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
405	L40X3	No Messages	0.088772	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
406	L40X3	No Messages	0.031876	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
407	L40X3	No Messages	0.029626	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
408	L40X3	No Messages	0.023290	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
409	L76X76X7.9	No Messages	0.460466	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
410	L102X102X7.9	No Messages	0.743021	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
411	L102X102X7.9	No Messages	0.564952	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
412	L40X3	No Messages	0.122816	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
413	L40X3	No Messages	0.027941	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
414	L40X3	No Messages	0.025289	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
415	L40X3	No Messages	0.056227	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
416	L76X76X6.4	No Messages	0.173266	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
417	L102X102X6.4	No Messages	0.695153	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
418	L102X102X6.4	No Messages	0.510600	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
419	L40X3	No Messages	0.093824	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
420	L40X3	No Messages	0.028746	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
421	L40X3	No Messages	0.033884	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
422	L40X3	No Messages	0.043132	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
423	L102X102X6.4	No Messages	0.831776	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
424	L102X102X6.4	No Messages	0.616762	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
425	L40X3	No Messages	0.097402	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
426	L40X3	No Messages	0.032023	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
427	L40X3	No Messages	0.030315	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
428	L40X3	No Messages	0.025964	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
429	L127X127X15.9	No Messages	0.740846	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
430	L102X102X6.4	No Messages	0.843970	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
431	L102X102X6.4	No Messages	0.571205	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
432	L40X3	No Messages	0.099095	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
433	L40X3	No Messages	0.027905	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
434	L40X3	No Messages	0.025968	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
435	L40X3	No Messages	0.045660	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
436	L76X76X7.9	No Messages	0.494140	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
437	L64X64X4.8	No Messages	0.598256	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
438	L64X64X4.8	No Messages	0.451591	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
439	L40X3	No Messages	0.029150	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
440	L40X3	No Messages	0.016173	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
441	L40X3	No Messages	0.018379	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
442	L40X3	No Messages	0.010414	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
443	L64X64X6.4	No Messages	0.938798	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
444	L76X76X7.9	No Messages	0.228241	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
445	L51X51X3.2	No Messages	0.499113	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
446	L51X51X3.2	No Messages	0.237490	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
447	L40X3	No Messages	0.017151	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
448	L40X3	No Messages	0.012954	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
449	L40X3	No Messages	0.014210	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
450	L40X3	No Messages	0.010572	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
451	L64X64X4.8	No Messages	0.666089	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
452	L64X64X4.8	No Messages	0.453734	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
453	L40X3	No Messages	0.025990	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
454	L40X3	No Messages	0.017956	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
455	L40X3	No Messages	0.016073	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
456	L40X3	No Messages	0.013160	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
457	L64X64X4.8	No Messages	0.816571	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
458	L64X64X4.8	No Messages	0.384908	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
459	L40X3	No Messages	0.030441	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
460	L40X3	No Messages	0.017190	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
461	L40X3	No Messages	0.016477	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
462	L40X3	No Messages	0.012330	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
464	L102X102X6.4	No Messages	0.299413	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
465	L76X76X7.9	No Messages	0.127956	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
466	L40X3	No Messages	0.644456	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
467	L51X51X3.2	No Messages	0.414842	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
468	L51X51X4.8	No Messages	0.354081	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
469	L51X51X4.8	No Messages	0.466273	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
470	L51X51X4.8	No Messages	0.215786	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
471	L76X76X6.4	No Messages	0.718215	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
472	L76X76X6.4	No Messages	0.640326	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
473	L76X76X6.4	No Messages	0.679905	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
474	L76X76X6.4	No Messages	0.256332	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
475	L64X64X4.8	No Messages	0.200491	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
476	L64X64X4.8	No Messages	0.117783	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
477	L64X64X4.8	No Messages	0.085068	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
478	L64X64X4.8	No Messages	0.079949	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
479	L76X76X7.9	No Messages	0.384348	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
480	L51X51X4.8	No Messages	0.032707	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
481	L102X102X6.4	No Messages	0.459176	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
482	L76X76X7.9	No Messages	0.299283	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
483	L40X3	No Messages	0.644454	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
484	L51X51X3.2	No Messages	0.415732	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
485	L51X51X4.8	No Messages	0.355770	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
486	L51X51X4.8	No Messages	0.469953	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
487	L51X51X4.8	No Messages	0.222331	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
488	L76X76X6.4	No Messages	0.722514	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
489	L76X76X6.4	No Messages	0.176478	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
490	L76X76X6.4	No Messages	0.274761	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
491	L76X76X6.4	No Messages	0.255498	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
492	L64X64X4.8	No Messages	0.197410	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
493	L64X64X4.8	No Messages	0.114256	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
494	L64X64X4.8	No Messages	0.080865	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
495	L64X64X4.8	No Messages	0.075049	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
496	L76X76X7.9	No Messages	0.124684	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
497	L51X51X4.8	No Messages	0.020323	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
498	L102X102X6.4	No Messages	0.470730	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
499	L76X76X6.4	No Messages	0.101602	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
500	L76X76X6.4	No Messages	0.470237	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
501	L64X64X6.4	No Messages	0.560413	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
502	L76X76X6.4	No Messages	0.544648	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
503	L76X76X6.4	No Messages	0.553875	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
504	L76X76X6.4	No Messages	0.560730	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
505	L102X102X6.4	No Messages	0.383991	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
506	L51X51X4.8	No Messages	0.642686	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
507	L64X64X6.4	No Messages	0.865910	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
508	L51X51X4.8	No Messages	0.453496	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
509	L64X64X6.4	No Messages	0.632059	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
510	L51X51X3.2	No Messages	0.530375	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
511	L64X64X4.8	No Messages	0.705446	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
512	L51X51X3.2	No Messages	0.687409	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
513	L51X51X3.2	No Messages	0.588725	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
514	L64X64X6.4	No Messages	0.167452	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
515	L76X76X6.4	No Messages	0.107405	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
516	L64X64X4.8	No Messages	0.233539	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
517	L64X64X6.4	No Messages	0.127312	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
518	L64X64X4.8	No Messages	0.231821	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
519	L64X64X6.4	No Messages	0.155294	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
520	L64X64X6.4	No Messages	0.251030	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
521	L64X64X4.8	No Messages	0.120811	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
522	L76X76X6.4	No Messages	0.409478	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
523	L76X76X6.4	No Messages	0.295832	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
524	L76X76X6.4	No Messages	0.309234	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
525	L76X76X6.4	No Messages	0.346547	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
526	L102X102X6.4	No Messages	0.332962	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
527	L51X51X4.8	No Messages	0.644496	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
528	L64X64X6.4	No Messages	0.870877	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
529	L51X51X4.8	No Messages	0.455089	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
530	L64X64X6.4	No Messages	0.636329	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
531	L51X51X3.2	No Messages	0.531879	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
532	L64X64X4.8	No Messages	0.709130	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
533	L51X51X3.2	No Messages	0.688352	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
534	L51X51X3.2	No Messages	0.591654	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
535	L64X64X6.4	No Messages	0.128655	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
536	L76X76X6.4	No Messages	0.102631	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
537	L64X64X4.8	No Messages	0.166817	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
538	L64X64X6.4	No Messages	0.121279	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
539	L64X64X4.8	No Messages	0.189071	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
540	L64X64X6.4	No Messages	0.149785	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
541	L64X64X6.4	No Messages	0.237471	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
542	L64X64X4.8	No Messages	0.115508	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
543	L127X127X15.9	No Messages	0.465539	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
544	L102X102X9.5	No Messages	0.573018	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
545	L102X102X9.5	No Messages	0.540876	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
546	L40X3	No Messages	0.102044	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
547	L40X3	No Messages	0.033172	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
548	L40X3	No Messages	0.029124	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
549	L40X3	No Messages	0.023439	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
550	L102X102X6.4	No Messages	0.635655	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
551	L102X102X6.4	No Messages	0.681975	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
552	L102X102X6.4	No Messages	0.500585	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
553	L40X3	No Messages	0.088983	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
554	L40X3	No Messages	0.029628	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
555	L40X3	No Messages	0.024886	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
556	L40X3	No Messages	0.043792	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
557	L102X102X7.9	No Messages	0.510098	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
558	L102X102X7.9	No Messages	0.412123	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
559	L40X3	No Messages	0.085272	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
560	L40X3	No Messages	0.027155	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
561	L40X3	No Messages	0.035147	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
562	L40X3	No Messages	0.024564	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
563	L76X76X7.9	No Messages	0.345065	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
564	L102X102X7.9	No Messages	0.502377	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
565	L102X102X7.9	No Messages	0.420978	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
566	L40X3	No Messages	0.090632	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
567	L40X3	No Messages	0.027902	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
568	L40X3	No Messages	0.048325	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
569	L40X3	No Messages	0.025261	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
570	L76X76X6.4	No Messages	0.507719	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
571	L102X102X6.4	No Messages	0.494828	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
572	L102X102X6.4	No Messages	0.362151	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
573	L40X3	No Messages	0.069124	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
574	L40X3	No Messages	0.026696	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
575	L40X3	No Messages	0.021424	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
576	L40X3	No Messages	0.025895	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
577	L102X102X6.4	No Messages	0.600652	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
578	L102X102X6.4	No Messages	0.434902	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
579	L40X3	No Messages	0.087796	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
580	L40X3	No Messages	0.028568	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
581	L40X3	No Messages	0.035281	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
582	L40X3	No Messages	0.024273	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
583	L127X127X15.9	No Messages	0.056267	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
584	L102X102X6.4	No Messages	0.594442	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
585	L102X102X6.4	No Messages	0.411083	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
586	L40X3	No Messages	0.079140	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
587	L40X3	No Messages	0.028041	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
588	L40X3	No Messages	0.050294	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
589	L40X3	No Messages	0.018201	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
590	L76X76X7.9	No Messages	0.438665	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
591	L64X64X4.8	No Messages	0.590144	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
592	L64X64X4.8	No Messages	0.348555	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
593	L40X3	No Messages	0.024530	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
594	L40X3	No Messages	0.016654	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
595	L40X3	No Messages	0.017045	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
596	L40X3	No Messages	0.012003	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages
597	L64X64X6.4	No Messages	0.098205	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
598	L76X76X7.9	No Messages	0.126788	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
599	L51X51X3.2	No Messages	0.359669	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
600	L51X51X3.2	No Messages	0.207410	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
601	L40X3	No Messages	0.015471	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages
602	L40X3	No Messages	0.014442	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
603	L40X3	No Messages	0.017698	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
604	L40X3	No Messages	0.010720	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages
605	L64X64X4.8	No Messages	0.557645	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
606	L64X64X4.8	No Messages	0.319805	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
607	L40X3	No Messages	0.024058	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
608	L40X3	No Messages	0.017942	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
609	L40X3	No Messages	0.024476	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
610	L40X3	No Messages	0.012267	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
611	L64X64X4.8	No Messages	0.549712	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
612	L64X64X4.8	No Messages	0.318831	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
613	L40X3	No Messages	0.023771	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
614	L40X3	No Messages	0.018109	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
615	L40X3	No Messages	0.024482	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
616	L40X3	No Messages	0.012617	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
617	L40X3	No Messages	0.005124	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
618	L51X51X3.2	No Messages	0.007964	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
619	L51X51X4.8	No Messages	0.026664	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
620	L51X51X4.8	No Messages	0.041707	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
621	L51X51X4.8	No Messages	0.142993	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
622	L51X51X4.8	No Messages	0.218671	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
623	L76X76X6.4	No Messages	0.481216	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
624	L51X51X4.8	No Messages	0.192964	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
625	L51X51X4.8	No Messages	0.162669	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
626	L51X51X3.2	No Messages	0.264260	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
627	L51X51X3.2	No Messages	0.107409	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
628	L51X51X3.2	No Messages	0.059672	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
629	L51X51X3.2	No Messages	0.251449	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
630	L51X51X4.8	No Messages	0.602447	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
631	L51X51X3.2	No Messages	0.191620	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
632	L51X51X4.8	No Messages	0.436068	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
633	L51X51X3.2	No Messages	0.228802	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
634	L40X3	No Messages	0.460609	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
635	L40X3	No Messages	0.121556	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
654	L40X3	No Messages	0.006357	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
655	L51X51X3.2	No Messages	0.008020	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
656	L51X51X4.8	No Messages	0.028341	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
657	L51X51X4.8	No Messages	0.043190	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
658	L51X51X4.8	No Messages	0.157378	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
659	L51X51X4.8	No Messages	0.241846	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
660	L76X76X6.4	No Messages	0.481217	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
661	L51X51X4.8	No Messages	0.184345	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
662	L51X51X4.8	No Messages	0.168949	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
663	L51X51X3.2	No Messages	0.120738	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
664	L51X51X3.2	No Messages	0.120090	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
665	L51X51X3.2	No Messages	0.062334	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
666	L51X51X3.2	No Messages	0.287230	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
667	L51X51X4.8	No Messages	0.602446	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
668	L51X51X3.2	No Messages	0.214479	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
669	L51X51X4.8	No Messages	0.436068	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
670	L51X51X3.2	No Messages	0.252036	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
671	L40X3	No Messages	0.460742	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
672	L40X3	No Messages	0.131955	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
691	L40X3	No Messages	0.002380	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
692	L51X51X3.2	No Messages	0.008476	PMM	CASO A 1C	No Messages	No Messages
693	L51X51X4.8	No Messages	0.022224	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
694	L51X51X4.8	No Messages	0.037921	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
695	L51X51X4.8	No Messages	0.091483	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
696	L51X51X4.8	No Messages	0.138041	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
697	L76X76X6.4	No Messages	0.425686	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
698	L51X51X4.8	No Messages	0.172770	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
699	L51X51X4.8	No Messages	0.216246	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
700	L51X51X3.2	No Messages	0.182693	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
701	L51X51X3.2	No Messages	0.301187	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
702	L51X51X3.2	No Messages	0.054521	PMM	CASO A 1C	No Messages	No Messages
703	L51X51X3.2	No Messages	0.139316	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
704	L51X51X4.8	No Messages	0.546852	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
705	L51X51X3.2	No Messages	0.112559	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
706	L51X51X4.8	No Messages	0.394507	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
707	L51X51X3.2	No Messages	0.130565	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
708	L40X3	No Messages	0.406574	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
709	L40X3	No Messages	0.089496	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
728	L40X3	No Messages	0.003335	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
729	L51X51X3.2	No Messages	0.008456	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
730	L51X51X4.8	No Messages	0.020236	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
731	L51X51X4.8	No Messages	0.037133	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages
732	L51X51X4.8	No Messages	0.073683	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
733	L51X51X4.8	No Messages	0.111685	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
734	L76X76X6.4	No Messages	0.353881	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
735	L51X51X4.8	No Messages	0.183741	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
736	L51X51X4.8	No Messages	0.197188	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
737	L51X51X3.2	No Messages	0.293051	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
738	L51X51X3.2	No Messages	0.234712	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
739	L51X51X3.2	No Messages	0.053213	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
740	L51X51X3.2	No Messages	0.106656	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
741	L51X51X4.8	No Messages	0.462310	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
742	L51X51X3.2	No Messages	0.067785	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
743	L51X51X4.8	No Messages	0.336383	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
744	L51X51X3.2	No Messages	0.058170	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
745	L40X3	No Messages	0.341746	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
746	L40X3	No Messages	0.038738	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
774	L40X3	No Messages	0.245673	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
775	L51X51X4.8	No Messages	0.234291	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
776	L51X51X4.8	No Messages	0.238071	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
777	L64X64X6.4	No Messages	0.245511	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
787	L40X3	No Messages	0.204441	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
788	L51X51X4.8	No Messages	0.188587	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
789	L51X51X4.8	No Messages	0.196003	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
790	L64X64X6.4	No Messages	0.202644	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
800	L40X3	No Messages	0.065556	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
801	L51X51X4.8	No Messages	0.076709	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
802	L51X51X4.8	No Messages	0.094944	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
803	L64X64X6.4	No Messages	0.104239	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
813	L40X3	No Messages	0.082331	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
814	L51X51X4.8	No Messages	0.071349	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
815	L51X51X4.8	No Messages	0.088637	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
816	L64X64X6.4	No Messages	0.098332	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
817	L51X51X4.8	No Messages	0.262842	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
818	L51X51X4.8	No Messages	0.696049	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
819	L51X51X4.8	No Messages	0.407071	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
820	L51X51X4.8	No Messages	0.037855	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
821	L51X51X4.8	No Messages	0.102747	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
822	L51X51X4.8	No Messages	0.006907	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
823	L51X51X4.8	No Messages	0.262842	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
824	L51X51X4.8	No Messages	0.696049	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
825	L51X51X4.8	No Messages	0.407071	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
826	L51X51X4.8	No Messages	0.037855	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
827	L51X51X4.8	No Messages	0.102747	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
828	L51X51X4.8	No Messages	0.006907	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
832	L102X102X6.4	No Messages	0.202914	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
833	L76X76X6.4	No Messages	0.848530	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
834	L64X64X6.4	No Messages	0.197161	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
835	L64X64X6.4	No Messages	0.639146	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
836	L64X64X6.4	No Messages	0.187111	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
837	L64X64X6.4	No Messages	0.667992	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
838	L76X76X6.4	No Messages	0.253549	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
839	L102X102X6.4	No Messages	0.378671	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
841	L51X51X4.8	No Messages	0.006878	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
843	L51X51X4.8	No Messages	0.006878	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
844	L40X3	No Messages	0.165345	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
845	L64X64X6.4	No Messages	0.221794	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
846	L64X64X6.4	No Messages	0.764992	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
847	L64X64X6.4	No Messages	0.735230	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
848	L64X64X6.4	No Messages	0.214609	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
852	L51X51X4.8	No Messages	0.038146	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
858	L51X51X4.8	No Messages	0.038148	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
864	L102X102X6.4	No Messages	0.196748	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
865	L76X76X6.4	No Messages	0.813985	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
866	L64X64X6.4	No Messages	0.193137	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
867	L64X64X6.4	No Messages	0.611108	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
868	L64X64X6.4	No Messages	0.182886	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
869	L64X64X6.4	No Messages	0.646301	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
870	L76X76X6.4	No Messages	0.255019	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
871	L102X102X6.4	No Messages	0.381612	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
876	L40X3	No Messages	0.172390	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
877	L64X64X6.4	No Messages	0.219849	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
878	L64X64X6.4	No Messages	0.751741	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
879	L64X64X6.4	No Messages	0.747371	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
880	L64X64X6.4	No Messages	0.217406	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
881	L51X51X4.8	No Messages	0.287174	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
882	L51X51X4.8	No Messages	0.682082	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
883	L51X51X4.8	No Messages	0.404543	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
884	L51X51X4.8	No Messages	0.040818	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
885	L51X51X4.8	No Messages	0.110274	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
886	L51X51X4.8	No Messages	0.007161	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
887	L51X51X4.8	No Messages	0.287174	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
888	L51X51X4.8	No Messages	0.682082	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
889	L51X51X4.8	No Messages	0.404542	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
890	L51X51X4.8	No Messages	0.040818	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
891	L51X51X4.8	No Messages	0.110274	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
892	L51X51X4.8	No Messages	0.007161	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
896	L102X102X6.4	No Messages	0.197995	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
897	L76X76X6.4	No Messages	0.813261	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
898	L64X64X6.4	No Messages	0.199873	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
899	L64X64X6.4	No Messages	0.639289	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
900	L64X64X6.4	No Messages	0.184139	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
901	L64X64X6.4	No Messages	0.669396	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
902	L76X76X6.4	No Messages	0.259966	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
903	L102X102X6.4	No Messages	0.393082	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
905	L51X51X4.8	No Messages	0.010135	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
907	L51X51X4.8	No Messages	0.010135	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
908	L40X3	No Messages	0.164508	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
909	L64X64X6.4	No Messages	0.219535	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
910	L64X64X6.4	No Messages	0.743374	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
911	L64X64X6.4	No Messages	0.760706	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
912	L64X64X6.4	No Messages	0.220889	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
916	L51X51X4.8	No Messages	0.040493	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
922	L51X51X4.8	No Messages	0.040493	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
928	L102X102X6.4	No Messages	0.198443	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
929	L76X76X6.4	No Messages	0.814901	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
930	L64X64X6.4	No Messages	0.196924	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
931	L64X64X6.4	No Messages	0.615244	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
932	L64X64X6.4	No Messages	0.178971	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
933	L64X64X6.4	No Messages	0.642847	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
934	L76X76X6.4	No Messages	0.252577	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
935	L102X102X6.4	No Messages	0.380529	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
940	L40X3	No Messages	0.171688	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
941	L64X64X6.4	No Messages	0.222386	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
942	L64X64X6.4	No Messages	0.755419	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
943	L64X64X6.4	No Messages	0.747420	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
944	L64X64X6.4	No Messages	0.219286	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
946	L76X76X7.9	No Messages	0.076468	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
947	L76X76X6.4	No Messages	0.387255	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
948	L76X76X6.4	No Messages	0.387256	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
964	L64X64X6.4	No Messages	0.290270	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
965	L64X64X6.4	No Messages	0.168090	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
966	L64X64X6.4	No Messages	0.169495	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
967	L64X64X6.4	No Messages	0.279415	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
968	L76X76X6.4	No Messages	0.087170	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
969	L76X76X6.4	No Messages	0.087171	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
985	L64X64X6.4	No Messages	0.290885	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
986	L64X64X6.4	No Messages	0.168060	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
987	L64X64X6.4	No Messages	0.168980	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
988	L64X64X6.4	No Messages	0.277900	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
989	2L203X14.3	No Messages	0.733364	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
990	2L203X15.9	No Messages	0.781413	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
991	2L203X15.9	No Messages	0.809887	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
992	2L203X15.9	No Messages	0.739388	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
993	2L203X15.9	No Messages	0.756712	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
996	2L203X15.9	No Messages	0.625356	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
997	2L203X15.9	No Messages	0.656911	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
998	2L203X22.2	No Messages	0.227189	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
999	2L203X22.2	No Messages	0.618608	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1000	L203X203X22.2	No Messages	0.630667	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1001	L203X203X15.9	No Messages	0.581858	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1003	L127X127X15.9	No Messages	0.533619	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1005	L102X102X7.9	No Messages	0.372292	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1007	L76X76X7.9	No Messages	0.173304	PMM	CASO T 1A	No Messages	No Messages
1009	2L152X15.9	No Messages	0.727583	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1010	2L203X14.3	No Messages	0.813105	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1011	2L203X15.9	No Messages	0.855717	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1012	2L203X15.9	No Messages	0.915406	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1013	2L203X15.9	No Messages	0.836506	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1014	2L203X15.9	No Messages	0.841762	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1017	2L203X15.9	No Messages	0.710172	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1018	2L203X15.9	No Messages	0.751223	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1019	2L203X22.2	No Messages	0.303723	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1020	2L203X22.2	No Messages	0.755759	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1021	L203X203X22.2	No Messages	0.806311	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1022	L203X203X15.9	No Messages	0.829498	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1024	L127X127X15.9	No Messages	0.940937	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1026	L102X102X7.9	No Messages	0.863803	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1028	L76X76X7.9	No Messages	0.358125	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1030	2L152X15.9	No Messages	0.801728	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1031	2L203X14.3	No Messages	0.839116	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1032	2L203X15.9	No Messages	0.883298	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1033	2L203X15.9	No Messages	0.941829	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1034	2L203X15.9	No Messages	0.860828	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1035	2L203X15.9	No Messages	0.870503	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1038	2L203X15.9	No Messages	0.738000	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1039	2L203X15.9	No Messages	0.778373	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1040	2L203X22.2	No Messages	0.303716	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1041	2L203X22.2	No Messages	0.762501	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1042	L203X203X22.2	No Messages	0.815334	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
1043	L203X203X15.9	No Messages	0.854822	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
1045	L127X127X15.9	No Messages	0.950942	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
1047	L102X102X7.9	No Messages	0.870060	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
1049	L76X76X7.9	No Messages	0.377282	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
1051	2L152X15.9	No Messages	0.801721	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1052	2L203X14.3	No Messages	0.675466	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1053	2L203X15.9	No Messages	0.719281	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1054	2L203X15.9	No Messages	0.743022	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1055	2L203X15.9	No Messages	0.680490	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1056	2L203X15.9	No Messages	0.695909	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1059	2L203X15.9	No Messages	0.570029	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1060	2L203X15.9	No Messages	0.602355	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1061	2L203X22.2	No Messages	0.219869	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1062	2L203X22.2	No Messages	0.579048	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1063	L203X203X22.2	No Messages	0.588785	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1064	L203X203X15.9	No Messages	0.531088	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1066	L127X127X15.9	No Messages	0.524377	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
1068	L102X102X7.9	No Messages	0.428304	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
1070	L76X76X7.9	No Messages	0.210927	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
1072	2L152X15.9	No Messages	0.688380	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1073	2L64X64X6.4	No Messages	0.054911	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1074	L102X102X12.7	No Messages	0.560664	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1075	L64X64X6.4	No Messages	0.686983	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1076	L64X64X6.4	No Messages	0.784220	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1077	L102X102X12.7	No Messages	0.550278	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1078	L102X102X12.7	No Messages	0.565174	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
1079	L64X64X6.4	No Messages	0.707066	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1080	L64X64X6.4	No Messages	0.809350	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1081	L102X102X12.7	No Messages	0.618779	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
1082	2L64X64X6.4	No Messages	0.064391	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1083	2L64X64X6.4	No Messages	0.053132	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1084	L64X64X7.9	No Messages	0.215857	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1085	L64X64X7.9	No Messages	0.443671	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
1086	L51X51X4.8	No Messages	0.454093	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1087	L51X51X4.8	No Messages	0.461787	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1088	2L64X64X6.4	No Messages	0.052887	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1089	L102X102X12.7	No Messages	0.560301	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1090	L64X64X6.4	No Messages	0.686269	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1091	L64X64X6.4	No Messages	0.785896	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1092	L102X102X12.7	No Messages	0.508645	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1093	L102X102X12.7	No Messages	0.566424	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1094	L64X64X6.4	No Messages	0.704663	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1095	L64X64X6.4	No Messages	0.805796	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1096	L102X102X12.7	No Messages	0.588436	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
1097	2L64X64X6.4	No Messages	0.054300	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
1098	2L64X64X6.4	No Messages	0.047026	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1099	L64X64X7.9	No Messages	0.179056	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1100	L64X64X7.9	No Messages	0.390978	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
1101	L51X51X4.8	No Messages	0.448973	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1102	L51X51X4.8	No Messages	0.442551	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1103	2L64X64X6.4	No Messages	0.067837	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1104	L102X102X12.7	No Messages	0.834878	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1105	L64X64X6.4	No Messages	0.708534	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1106	L64X64X6.4	No Messages	0.803001	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1107	L102X102X12.7	No Messages	0.875407	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1108	L102X102X12.7	No Messages	0.817300	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1109	L64X64X6.4	No Messages	0.691708	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1110	L64X64X6.4	No Messages	0.811706	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1111	L102X102X12.7	No Messages	0.892985	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1112	2L64X64X6.4	No Messages	0.118798	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1113	2L64X64X6.4	No Messages	0.088862	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1114	L64X64X7.9	No Messages	0.834294	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1115	L64X64X7.9	No Messages	0.826932	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1116	L51X51X4.8	No Messages	0.430393	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1117	L51X51X4.8	No Messages	0.443787	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1118	2L64X64X6.4	No Messages	0.057734	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1119	L102X102X12.7	No Messages	0.792901	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1120	L64X64X6.4	No Messages	0.709933	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1121	L64X64X6.4	No Messages	0.803346	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1122	L102X102X12.7	No Messages	0.847458	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1123	L102X102X12.7	No Messages	0.779182	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1124	L64X64X6.4	No Messages	0.692826	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1125	L64X64X6.4	No Messages	0.798892	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1126	L102X102X12.7	No Messages	0.861178	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1127	2L64X64X6.4	No Messages	0.054639	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
1128	2L64X64X6.4	No Messages	0.058807	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
1129	L64X64X7.9	No Messages	0.816479	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1130	L64X64X7.9	No Messages	0.813924	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1131	L51X51X4.8	No Messages	0.458092	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1132	L51X51X4.8	No Messages	0.450809	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1133	2L64X64X6.4	No Messages	0.376287	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages
1136	L76X76X7.9	No Messages	0.385354	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
1137	L76X76X7.9	No Messages	0.414308	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
1140	2L64X64X6.4	No Messages	0.377966	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages
1143	L76X76X7.9	No Messages	0.375023	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
1144	L76X76X7.9	No Messages	0.434871	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
1	L64X64X6.4	No Messages	0.084298	PMM	CASO A 1C	No Messages	No Messages
155	L64X64X6.4	No Messages	0.009667	PMM	CASO A 1B	No Messages	No Messages
309	L64X64X6.4	No Messages	0.084398	PMM	CASO A 1C	No Messages	No Messages
463	L64X64X6.4	No Messages	0.009804	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
765	L64X64X6.4	No Messages	0.097894	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
767	L64X64X6.4	No Messages	0.008597	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
769	L64X64X6.4	No Messages	0.097897	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
778	L64X64X6.4	No Messages	0.008598	PMM	SISMICO X	No Messages	No Messages
782	L64X64X6.4	No Messages	0.197056	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
791	L64X64X6.4	No Messages	0.197061	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
726	L51X51X4.8	No Messages	0.009272	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
727	L51X51X4.8	No Messages	0.009272	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
763	L51X51X4.8	No Messages	0.008509	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
764	L51X51X4.8	No Messages	0.008506	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
766	L51X51X4.8	No Messages	0.359088	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
779	L51X51X4.8	No Messages	0.359071	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
780	L51X51X4.8	No Messages	0.271585	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
783	L51X51X4.8	No Messages	0.271582	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
792	L51X51X4.8	No Messages	0.322655	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
793	L51X51X4.8	No Messages	0.322664	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
794	L76X76X7.9	No Messages	0.491066	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
795	L76X76X7.9	No Messages	0.491066	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
796	L51X51X4.8	No Messages	0.372909	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
797	L51X51X4.8	No Messages	0.372909	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
798	L76X76X7.9	No Messages	0.561196	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
804	L76X76X7.9	No Messages	0.561185	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
805	L51X51X4.8	No Messages	0.415022	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
806	L51X51X4.8	No Messages	0.415018	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
811	L51X51X4.8	No Messages	0.687118	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
840	L51X51X4.8	No Messages	0.687119	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
842	L51X51X4.8	No Messages	0.693987	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
849	L51X51X4.8	No Messages	0.693970	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
850	L51X51X4.8	No Messages	0.007217	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
851	L51X51X4.8	No Messages	0.007217	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
853	L51X51X4.8	No Messages	0.282565	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
854	L51X51X4.8	No Messages	0.282565	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
855	L51X51X4.8	No Messages	0.407286	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
856	L51X51X4.8	No Messages	0.407286	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
857	L51X51X4.8	No Messages	0.109557	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
859	L51X51X4.8	No Messages	0.109557	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
860	L51X51X4.8	No Messages	0.264979	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
872	L51X51X4.8	No Messages	0.405779	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
873	L51X51X4.8	No Messages	0.006911	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
874	L51X51X4.8	No Messages	0.006911	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
875	L51X51X4.8	No Messages	0.102994	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
904	L51X51X4.8	No Messages	0.264981	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
906	L51X51X4.8	No Messages	0.405778	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
913	L51X51X4.8	No Messages	0.102995	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
914	L64X64X4.8	No Messages	0.237818	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
915	L64X64X4.8	No Messages	0.237818	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
918	2L203X15.9	No Messages	0.739243	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
920	2L203X15.9	No Messages	0.843868	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
923	2L203X15.9	No Messages	0.869909	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
936	2L203X15.9	No Messages	0.677793	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
637	2L203X15.9	No Messages	0.795831	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
639	2L203X15.9	No Messages	0.924666	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
641	2L203X15.9	No Messages	0.952955	PMM	CASO T 2	No Messages	No Messages
643	2L203X15.9	No Messages	0.727430	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame	DesignSect	Status	Ratio	Ratio	Combo	ErrMsg	WarnMsg
647	L40X3	No Messages	0.114886	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
648	L40X3	No Messages	0.114886	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
649	L40X3	No Messages	0.095425	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
650	L40X3	No Messages	0.093435	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
651	L40X3	No Messages	0.109901	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
652	L40X3	No Messages	0.109905	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
653	L40X3	No Messages	0.100892	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
673	L40X3	No Messages	0.100869	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
636	L76X76X7.9	No Messages	0.074155	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
638	L76X76X7.9	No Messages	0.074494	PMM	CASO A 1A	No Messages	No Messages
645	L64X64X4.8	No Messages	0.430447	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
646	L64X64X4.8	No Messages	0.167049	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
674	L64X64X4.8	No Messages	0.420962	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
675	L64X64X4.8	No Messages	0.165529	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
676	L64X64X4.8	No Messages	0.440961	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
677	L64X64X4.8	No Messages	0.151633	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
678	L64X64X4.8	No Messages	0.453248	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
679	L64X64X4.8	No Messages	0.154152	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
680	L64X64X4.8	No Messages	0.405092	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
681	L64X64X4.8	No Messages	0.189428	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
682	L64X64X4.8	No Messages	0.396130	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
683	L64X64X4.8	No Messages	0.177950	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
684	L64X64X4.8	No Messages	0.456517	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
685	L64X64X4.8	No Messages	0.153811	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
686	L64X64X4.8	No Messages	0.469192	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
687	L64X64X4.8	No Messages	0.156403	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
723	L64X64X4.8	No Messages	0.465279	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
724	L64X64X4.8	No Messages	0.173288	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
725	L64X64X4.8	No Messages	0.453997	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
747	L64X64X4.8	No Messages	0.171586	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
748	L64X64X4.8	No Messages	0.478067	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
749	L64X64X4.8	No Messages	0.156718	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
750	L64X64X4.8	No Messages	0.491333	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
751	L64X64X4.8	No Messages	0.159327	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
752	L64X64X4.8	No Messages	0.447383	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
753	L64X64X4.8	No Messages	0.167159	PMM	CASO A 2	No Messages	No Messages
754	L64X64X4.8	No Messages	0.436467	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
755	L64X64X4.8	No Messages	0.160701	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
756	L64X64X4.8	No Messages	0.485547	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
757	L64X64X4.8	No Messages	0.157530	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
758	L64X64X4.8	No Messages	0.498876	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
759	L64X64X4.8	No Messages	0.160189	PMM	CASO T 1B	No Messages	No Messages
640	L76X76X7.9	No Messages	0.723137	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages
642	L76X76X7.9	No Messages	0.498888	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages
688	L76X76X7.9	No Messages	0.672623	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages
689	L76X76X7.9	No Messages	0.685442	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages
690	L76X76X7.9	No Messages	0.496923	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages
711	L76X76X7.9	No Messages	0.643528	PMM	SISMICO Y	No Messages	No Messages

Table: Material List 1 - By Object Type

Table: Material List 1 - By Object Type

ObjectType	Material	TotalWeight Kgf	NumPieces
Frame	A572Gr50	35644.75	1033

Table: Material List 2 - By Section Property

Table: Material List 2 - By Section Property				
Section	ObjectType	NumPieces	TotalLength m	TotalWeight Kgf
L203X203X15.9	Frame	4	24.00000	1167.94
L127X127X15.9	Frame	12	54.40000	1614.02
L203X203X22.2	Frame	4	24.00000	1604.97
L51X51X3.2	Frame	68	135.02212	330.66
L51X51X4.8	Frame	162	387.69154	1402.83
L64X64X4.8	Frame	123	378.45380	1725.86
L64X64X6.4	Frame	126	405.58799	2444.91
L64X64X7.9	Frame	8	23.20000	171.54
L76X76X6.4	Frame	96	384.34540	2802.56
L76X76X7.9	Frame	49	190.21140	1716.93
L102X102X6.4	Frame	64	283.55076	2782.00
L102X102X7.9	Frame	20	101.46380	1234.41
L102X102X9.5	Frame	8	38.73190	562.42
L102X102X12.7	Frame	16	64.00000	1215.66
L40X3	Frame	211	268.37126	494.81
2L152X15.9	Frame	4	12.00000	862.92
2L203X15.9	Frame	32	92.00000	8957.93
2L203X22.2	Frame	8	24.00000	3210.08
2L203X14.3	Frame	4	8.00000	703.44
2L64X64X6.4	Frame	14	53.20000	638.88
TOTAL		1029		

Anexo N° 4-1:
Estructuras ocupacionales para
la remuneración mínima
sectorial.

COMISIÓN SECTORIAL No. 8 "METALMECÁNICA"
ESTRUCTURAS OCUPACIONALES Y PORCENTAJES DE INCREMENTO PARA LA REMUNERACIÓN MÍNIMA SECTORIAL

RAMAS DE ACTIVIDAD ECONÓMICA:

- 1.- INDUSTRIAS BÁSICAS DEL HIERRO, ACERO Y METALES NO FERROSOS
- 2.- FABRICACIÓN DE MUEBLES Y ACCESORIOS METÁLICOS
- 3.- FABRICACIÓN DE OTROS PRODUCTOS METÁLICOS (ENVASES, RECIPIENTES, UTENSILLOS DE USO DOMÉSTICO, PRODUCTOS DE TORNILLERÍA, CLAVOS,
- 4.- TUERCAS ARTÍCULOS DE ALAMBRE), EXCEPTO MAQUINARIA Y EQUIPOS
- 5.- FABRICACIÓN DE PRODUCTOS METÁLICOS ESTRUCTURALES

CARGO / ACTIVIDAD	ESTRUCTURA OCUPACIONAL	COMENTARIOS / DETALLES DEL CARGO O ACTIVIDAD	CÓDIGO IESS	SALARIO MINIMO SECTORIAL 2013	COSTO HORA HOMBRE SEMANAL	COSTO HORA HOMBRE DIARIA
JEFE DE PRIMER NIVEL DEL SECTOR DE METALMECÁNICA	B1	INCLUYE: JEFE DE MANTENIMIENTO, JEFE DE DISTRIBUCIÓN Y LOGÍSTICA, JEFE DE CONTROL DE CALIDAD, JEFE DE RECURSOS HUMANOS, JEFE DE PRODUCCIÓN, JEFE DE BODEGA, JEFE DE PLANTA, JEFE DE PROYECTO, JEFE DE VENTAS	0810000000001	334,22	83,56	2,09
JEFE/COORDINADOR DEL SECTOR DE METALMECÁNICA	B2	INCLUYE: JEFE DE SECCIÓN, JEFE DE INSTALACION, JEFE DE TALLER, JEFE DE ENDEREZADOR, JEFE DE MAESTRANZA, JEFE DE MÁQUINAS Y HERRAMIENTAS; JEFE DE MATRICEROS, JEFE DE RODILLOS Y CAJAS DE LAMINACIÓN, JEFE DE TALLERES DE REPETIDORES, JEFE DE MANTENIMIENTO MECÁNICO Y ELÉCTRICO	0804289300002	331,52	82,88	2,07
ANALISTA/ESPECIALISTA/ INSPECTOR/SUPERVISOR DEL SECTOR DE METALMECÁNICA	B3	INCLUYE: SUPERVISOR DE MANTENIMIENTO MECANICO, SUPERVISOR DE MANTENIMIENTO ELECTRICO, SUPERVISOR DE CILINDROS DE LAMINACION, SUPERVISOR REFRACTARIO, SUPERVISOR DE MAQUINAS Y HERRAMIENTAS, SUPERVISOR DE PATIOS Y MOVIMIENTO, SUPERVISOR DE ENDEREZADORA, SUPERVISOR COLADA CONTINUA, SUPERVISOR ABASTECIMIENTO MATERIA PRIMA, INSPECTOR DE CONTROL DE CALIDAD, INSPECTOR DE PALANQUILLA, INSPECTOR MANTENIMIENTO ELECTRICO PREVENTIVO, INSPECTOR MANTENIMIENTO MECANICO PREVENTIVO	0830000000003	331,52	82,88	2,07
OPERADOR ESPECIALIZADO DE MAQUINARIA/EQUIPO DEL SECTOR DE METALMECÁNICA	C1	INCLUYE: OPERADOR OXICORTE DIGITAL, OPERADOR BAROLADORA DIGITAL, ELECTROMECAÁNICO, ELECTRÓNICO, OPERADOR DE CORTE DE HILO, OPERADOR DE MÁQUINAS DE ELECTROROSIÓN, PREPARADOR DE COLORES, OPERADOR DE SECCION	0810000000004	331,52	82,88	2,07
OPERADOR GENERAL DE MAQUINARIA/EQUIPO DEL SECTOR DE METALMECÁNICA	C2	INCLUYE: OPERADOR JUNIOR, OPERADOR SENIOR	0820000000005	328,78	82,20	2,05
TÉCNICOS DEL SECTOR DE METALMECÁNICA	C2	INCLUYE: TORNERO. CERRAJERO, SOLDADOR ESPECIALIZADO, ELECTRICISTA ESPECIALIZADO, MECANICO ESPECIALIZADO	0820000000006	328,78	82,20	2,05
ESMALTADOR Y ENLOZADOR DE UTENSILLOS DE USO DOMESTICO	C3		0804289900106	327,96	81,99	2,05
AUXILIAR / AYUDANTE DEL SECTOR DE METALMECÁNICA	D2	INCLUYE: AYUDANTE JUNIOR, AYUDANTE SENIOR	0820000000009	326,62	81,66	2,04
AUXILIAR / AYUDANTE DEL SECTOR DE METALMECÁNICA SIN EXPERIENCIA	E2	INCLUYE: AYUDANTES SIN EXPERIENCIA PREVIA	0820000000010	323,73	80,93	2,02

RAMAS DE ACTIVIDAD ECONÓMICA:

- 6.- FABRICACIÓN DE CUCHILLERÍA, HERRAMIENTAS MANUALES Y ARTÍCULOS DE FERRETERÍA

CARGO / ACTIVIDAD	ESTRUCTURA OCUPACIONAL	COMENTARIOS / DETALLES DEL CARGO O ACTIVIDAD	CÓDIGO IESS	SALARIO MINIMO SECTORIAL 2013	COSTO HORA HOMBRE SEMANAL	COSTO HORA HOMBRE DIARIA
JEFE DE PRIMER NIVEL DEL SECTOR DE METALMECÁNICA	B1	FABRICACIÓN DE CUCHILLERÍA, HERRAMIENTAS MANUALES Y ARTÍCULOS DE FERRETERÍA	0810000001001	334,22	83,56	2,09
JEFE/COORDINADOR DEL SECTOR DE METALMECÁNICA	B2	FABRICACIÓN DE CUCHILLERÍA, HERRAMIENTAS MANUALES Y ARTÍCULOS DE FERRETERÍA	0820000001002	331,52	82,88	2,07
ANALISTA/ESPECIALISTA/ INSPECTOR/SUPERVISOR DEL SECTOR DE METALMECÁNICA	B3	FABRICACIÓN DE CUCHILLERÍA, HERRAMIENTAS MANUALES Y ARTÍCULOS DE FERRETERÍA	0830000001003	331,52	82,88	2,07
OPERADOR ESPECIALIZADO DE MAQUINARIA/EQUIPO DEL SECTOR DE METALMECÁNICA	C1	FABRICACIÓN DE CUCHILLERÍA, HERRAMIENTAS MANUALES Y ARTÍCULOS DE FERRETERÍA	0810000001004	331,52	82,88	2,07
OPERADOR GENERAL DE MAQUINARIA/EQUIPO DEL SECTOR DE METALMECÁNICA	C2	FABRICACIÓN DE CUCHILLERÍA, HERRAMIENTAS MANUALES Y ARTÍCULOS DE FERRETERÍA	0820000001005	328,78	82,20	2,05
TÉCNICOS DEL SECTOR DE METALMECÁNICA	C2	FABRICACIÓN DE CUCHILLERÍA, HERRAMIENTAS MANUALES Y ARTÍCULOS DE FERRETERÍA	0820000001006	328,78	82,20	2,05
AUXILIAR / AYUDANTE DEL SECTOR DE METALMECÁNICA	D2	FABRICACIÓN DE CUCHILLERÍA, HERRAMIENTAS MANUALES Y ARTÍCULOS DE FERRETERÍA	0820000001007	326,62	81,66	2,04
AUXILIAR / AYUDANTE DEL SECTOR DE METALMECÁNICA SIN EXPERIENCIA	E2	FABRICACIÓN DE CUCHILLERÍA, HERRAMIENTAS MANUALES Y ARTÍCULOS DE FERRETERÍA	0820000001008	323,73	80,93	2,02

Anexo N° 4-2:
Cotizaciones de materiales.

Código: TELF:

Nombre: LÓPEZ CARLOS

Contacto: Carlos López

Dirección:

Ciudad: QUITO

16/01/2013

ESTA COTIZACIÓN **NO** CERTIFICA LA
ADQUISICIÓN DE LOS PRODUCTOS DETALLADOS
EN LA MISMA. LA FACTURA COMERCIAL ES LA
ÚNICA PRUEBA DE COMPRA.

Código	Artículo	Unidad	Cantidad	Precio	Subtotal
205	PERNO C. HEXAGONAL UNC G.5				
2051614	1/2-13 X 1.1/4	U	106	0,283368	30,04
2051616	1/2-13 X 1.1/2	U	210	0,319743	67,15
2051620	1/2-13 X 2	U	100	0,453874	45,39
2052022	5/8-11 X 2.1/2	U	100	0,801870	80,19
315	TUERCA HEXA. - ROSCA UNC - GRA				
3151600	1/2 - 13 G5	U	416	0,140096	58,28
3152000	5/8 - 11 G5	U	100	0,306333	30,63
400	ARANDELAS PLANAS X UNIDADES				
4001600	1/2	U	416	0,050042	20,82
4002000	5/8	U	100	0,096365	9,64
410	ARANDELAS DE PRESION X UNID.				
4101600	1/2	U	416	0,025371	10,55
4102000	5/8	U	100	0,050939	5,09
Subtotal					357,77
Validez de la oferta:	3 días	Descuento	0,00 %		0,00
Plazo de entrega:	48 HORAS	Subtotal IVA			357,77
Forma de pago:	CONTADO	IVA 12%			42,93
		IVA 0%			0,00
		Total			400,71

LOS PRECIOS CORRESPONDEN A LA COTIZACION SOLICITADA EN CASO DE VARIAR LAS CANTIDADES SE REVISARA LOS PRECIOS.

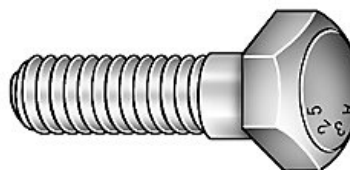
TOPESA S.A.

Aceptado por

Structural Bolt, 7/8-9, 4 1/4 L, Pk 5

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 7/8-9, Thread Type UNC, Overall Length 4 1/4 In, Thread Length 1 1/2 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 1 7/16 In, Head Height 35/64 In, Grade A325, Tensile Strength 120,000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 5

Grainger Item #	1TE25
Price (pk.)	\$27.95
Package Qty.	5
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TE25
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	4.75
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin (Country of Origin is subject to change.)	Not Available

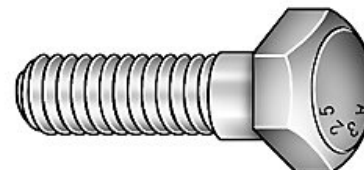


 [Enlarge Image](#)

Structural Bolt, 3/4-10, 2 In L, Pk 5

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 3/4-10, Thread Type UNC, Overall Length 2 In, Thread Length 1 3/8 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 1 1/4 In, Head Height 15/32 In, Grade A325, Tensile Strength 120,000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 5

Grainger Item #	1TB84
Price (pk.)	\$15.33
Package Qty.	5
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TB84
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	2.0
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin (Country of Origin is subject to change.)	Not Available

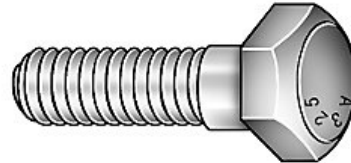


 [Enlarge Image](#)

Structural Bolt, 7/8-9, 3 1/2 L, Pk 5

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 7/8-9, Thread Type UNC, Overall Length 3 1/2 In, Thread Length 1 1/2 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 1 7/16 In, Head Height 35/64 In, Grade A325, Tensile Strength 120,000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 5

Grainger Item #	1TE22
Price (pk.)	\$28.80
Package Qty.	5
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TE22
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	4.1
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin	Not Available
(Country of Origin is subject to change.)	

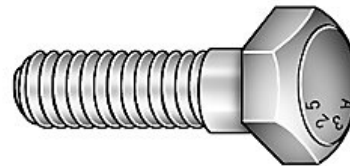


 [Enlarge Image](#)

Structural Bolt, 7/8-9, 2 3/4 L, Pk 5

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 7/8-9, Thread Type UNC, Overall Length 2 3/4 In, Thread Length 1 1/2 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 1 7/16 In, Head Height 35/64 In, Grade A325, Tensile Strength 120,000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 5

Grainger Item #	1TE19
Price (pk.)	\$26.05
Package Qty.	5
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TE19
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	3.45
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin	Not Available
(Country of Origin is subject to change.)	

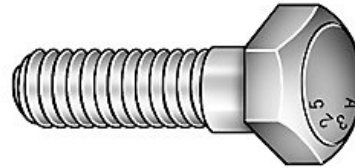


 [Enlarge Image](#)

Structural Bolt, 5/8-11x3 1/2L, Pk10

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 5/8-11, Thread Type UNC, Overall Length 3 1/2 In, Thread Length 1 1/4 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 1 1/16 In, Head Height 25/64 In, Grade A325, Tensile Strength 120, 000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 10

Grainger Item #	1TB75
Price (pk.)	\$29.75
Package Qty.	10
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TB75
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	3.9
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin (Country of Origin is subject to change.)	Not Available

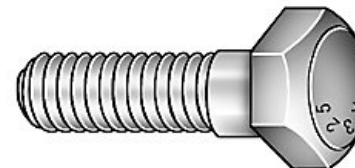


 [Enlarge Image](#)

Structural Bolt, 5/8-11, 3 L, Pk10

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 5/8-11, Thread Type UNC, Overall Length 3 In, Thread Length 1 1/4 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 1 1/16 In, Head Height 25/64 In, Grade A325, Tensile Strength 120, 000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 10

Grainger Item #	1TB73
Price (pk.)	\$24.38
Package Qty.	10
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TB73
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	3.45
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin (Country of Origin is subject to change.)	Not Available

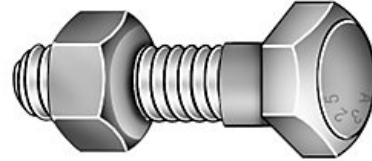


 [Enlarge Image](#)

Structural Bolt, 5/8-11x2 3/4L, Pk10

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 5/8-11, Thread Type UNC, Overall Length 2 3/4 In, Thread Length 1 1/4 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 1 1/16 In, Head Height 25/64 In, Grade A325, Tensile Strength 120, 000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Includes Heavy Nut, Package 10

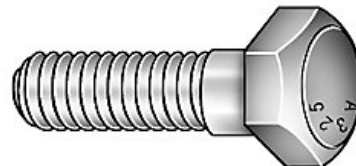
Grainger Item #	1RU89
Price (pk.)	\$27.60
Package Qty.	10
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1RU89
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	4.35
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin	Not Available
(Country of Origin is subject to change.)	



Structural Bolt, 5/8-11x2 1/2L, Pk10

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 5/8-11, Thread Type UNC, Overall Length 2 1/2 In, Thread Length 1 1/4 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 1 1/16 In, Head Height 25/64 In, Grade A325, Tensile Strength 120, 000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 10

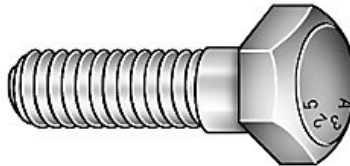
Grainger Item #	1TB71
Price (pk.)	\$21.51
Package Qty.	10
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TB71
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	2.95
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin	Not Available
(Country of Origin is subject to change.)	



Structural Bolt, 5/8-11x2 1/4L, Pk10

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 5/8-11, Thread Type UNC, Overall Length 2 1/4 In, Thread Length 1 1/4 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 1 1/16 In, Head Height 25/64 In, Grade A325, Tensile Strength 120, 000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 10

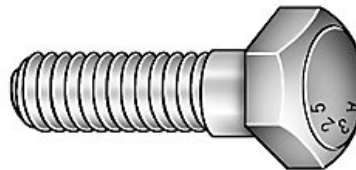
Grainger Item #	1TB70
Price (pk.)	\$20.28
Package Qty.	10
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TB70
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	2.8
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin	Not Available
(Country of Origin is subject to change.)	



Structural Bolt, 5/8-11, 2 L, Pk10

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 5/8-11, Thread Type UNC, Overall Length 2 In, Thread Length 1 1/4 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 1 1/16 In, Head Height 25/64 In, Grade A325, Tensile Strength 120, 000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 10

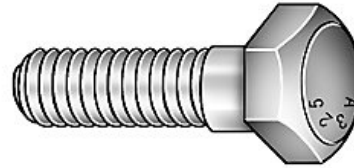
Grainger Item #	1TB69
Price (pk.)	\$18.34
Package Qty.	10
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TB69
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	2.55
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin	Not Available
(Country of Origin is subject to change.)	



Structural Bolt, 5/8-11x1 3/4L, Pk10

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 5/8-11, Thread Type UNC, Overall Length 1 3/4 In, Thread Length 1 1/4 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 1 1/16 In, Head Height 25/64 In, Grade A325, Tensile Strength 120, 000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 10

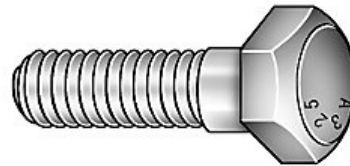
Grainger Item #	1TB68
Price (pk.)	\$18.36
Package Qty.	10
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TB68
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	2.35
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin	Not Available
(Country of Origin is subject to change.)	



Structural Bolt, 5/8-11x1 1/2L, Pk10

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 5/8-11, Thread Type UNC, Overall Length 1 1/2 In, Thread Length 1 1/4 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 1 1/16 In, Head Height 25/64 In, Grade A325, Tensile Strength 120, 000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 10

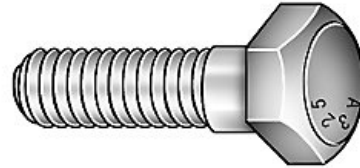
Grainger Item #	1TB67
Price (pk.)	\$17.35
Package Qty.	10
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TB67
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	2.15
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin	Not Available
(Country of Origin is subject to change.)	



Structural Bolt, 1/2-13x2 1/4L, PK25

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 1/2-13, Thread Type UNC, Overall Length 2 1/4 In, Thread Length 1 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 7/8 In, Head Height 5/16 In, Grade A325, Tensile Strength 120, 000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 25

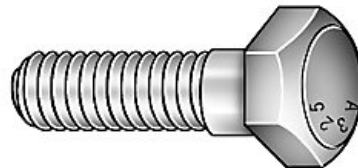
Grainger Item #	1TB59
Price (pk.)	\$28.30
Package Qty.	25
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TB59
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	4.35
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin	Not Available
(Country of Origin is subject to change.)	



Structural Bolt, 1/2-13x2L, PK25

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 1/2-13, Thread Type UNC, Overall Length 2 In, Thread Length 1 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 7/8 In, Head Height 5/16 In, Grade A325, Tensile Strength 120, 000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 25

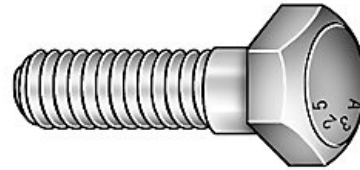
Grainger Item #	1TB58
Price (pk.)	\$30.35
Package Qty.	25
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TB58
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	3.95
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin	Not Available
(Country of Origin is subject to change.)	



Structural Bolt, 1/2-13x1 3/4L, PK25

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 1/2-13, Thread Type UNC, Overall Length 1 3/4 In, Thread Length 1 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 7/8 In, Head Height 5/16 In, Grade A325, Tensile Strength 120, 000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 25

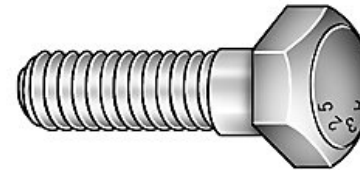
Grainger Item #	1TB57
Price (pk.)	\$25.25
Package Qty.	25
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TB57
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	3.55
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin	Not Available
(Country of Origin is subject to change.)	



Structural Bolt, 1/2-13x1 1/2L, PK25

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 1/2-13, Thread Type UNC, Overall Length 1 1/2 In, Thread Length 1 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 7/8 In, Head Height 5/16 In, Grade A325, Tensile Strength 120, 000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 25

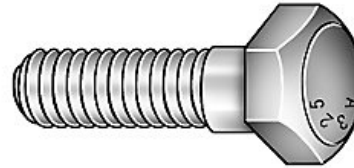
Grainger Item #	1TB56
Price (pk.)	\$23.35
Package Qty.	25
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TB56
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	3.25
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin	Not Available
(Country of Origin is subject to change.)	



Structural Bolt, 1/2-13x1 1/4L, PK25

Structural Bolt, Heavy Hex Head, Steel, Hot Dipped Galvanized Finish, Thread Size 1/2-13, Thread Type UNC, Overall Length 1 1/4 In, Thread Length 1 In, Right Hand Thread Direction, Head Dia 7/8 In, Head Height 5/16 In, Grade A325, Tensile Strength 120, 000 PSI, Rockwell Hardness C25-C34, ASTM A325 Type 1, Package 25

Grainger Item #	1TB55
Price (pk.)	\$21.96
Package Qty.	25
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	1TB55
UNSPSC #	31161614
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	2.9
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2915 
Country of Origin	Not Available
(Country of Origin is subject to change.)	



Flat Washer, SAE, Fits 7/8 In, Pk 10

Washer, Flat, Steel, Finish Zinc, Fits Bolt Sizes 7/8 In., 7/8 In., Inside Dia. 15/16 In., Outside Dia. 1-3/4 In., Thickness 9/64 In., Color Silver, Package Quantity 10

Grainger Item #	6RPP8
Price (pk.)	\$6.69
Package Qty.	10
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	UST011755
UNSPSC #	31161807
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	0.66
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2953 
Country of Origin	USA
(Country of Origin is subject to change.)	



Flat Washer, SAE, Fits 3/4 In, Pk 20

Washer, Flat, Steel, Finish Zinc, Fits Bolt Sizes 3/4 In., 3/4 In., Inside Dia. 13/16 In., Outside Dia. 1-1/2 In., Thickness 9/64 In., Color Silver, Package Quantity 20

Grainger Item #	6RPP7
Price (pk.)	\$14.30
Package Qty.	20
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	UST011754
UNSPSC #	31161807
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	0.85
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2953 
Country of Origin	USA
(Country of Origin is subject to change.)	



Flat Washer, SAE, Fits 5/8 In, Pk 25

Washer, Flat, Steel, Finish Zinc, Fits Bolt Sizes 5/8 In., 5/8 In., Inside Dia. 21/32 In., Outside Dia. 1-5/16 In., Thickness 3/32 In., Color Silver, Package Quantity 25

Grainger Item #	6RPP6
Price (pk.)	\$9.18
Package Qty.	25
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	UST011752
UNSPSC #	31161807
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	0.85
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2953 
Country of Origin	USA
(Country of Origin is subject to change.)	



Flat Washer, SAE, Fits 1/2 In, Pk 50

Washer, Flat, Steel, Finish Zinc, Fits Bolt Sizes 1/2 In., 1/2 In., Inside Dia. 17/32 In., Outside Dia. 1-1/16 In., Thickness 3/32 In., Color Silver, Package Quantity 50

Grainger Item #	6RPP4
Price (pk.)	\$8.97
Package Qty.	50
Brand	GRAINGER APPROVED VENDOR
Mfr. Model #	UST011747
UNSPSC #	31161807
Ship Qty. 	1
Sell Qty. (Will-Call) 	1
Ship Weight (lbs.)	0.97
Availability	Ready to Ship 
Catalog Page No.	2953 
Country of Origin	USA
(Country of Origin is subject to change.)	



Anexo N° 4-3:
Cotizaciones varias empresas.

Cotizado a:
Carlos Lopez
Atencion
Carlo Lopez
Validez de la oferta: 30 dias
Condiciones de Pago:

Fecha:
Direccion:

Plazo de Entrega: 8 dias

FECHA:		QUITO 16 DE ENERO 2013					
PROYECTO:		CONSTRUCCIÓN TORRE ELECTRICA DE 100M					
OFERENTE:		INMOKENT S.A.					
AREA:							
Clave	APU	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Precio Total	Subtotal Rubro
1							
		PERFILES DE ACERO TORRE DE 100M EN OBRA INSTALADA	41000,00	kg	3,60	147.600,00	
		HORMIGON ARMADO DE CIMENTACIÒN	72,00	M3	420,00	\$ 30.240,00	
		EXCAVACIÒN	80,64	M3	20,00	\$ 1.612,80	
		RELLENO	80,64	M3	72,00	\$ 5.806,08	
		ESTUDIOS ESTRUCTURALES	1,00	U	700,00	\$ 700,00	
		TRANSPORTE	1,00	GBL	700,00	\$ 700,00	
		ESTUDIO DE SUELOS	1,00	GBL	\$ 600,00	\$ 600,00	
		TOTAL ESTRUCTURA				\$ 187.258,88	
		SUBTOTAL					
			SUB-TOTAL POR OBRA CIVIL				\$ 187.258,88
			TOTAL				\$ 187.258,88
			12% IVA				\$ 22.471,07
			TOTAL A FACTURAR				\$ 209.729,95

NOTA: LOS VOLUMENOS SE VERIFICAN EN OBRA

De acuerdo a lo solicitado, adjunto envío la cotización requerida, donde se detalla los valores



RUC: 1791823818001
 Eloy Alfaro N45-73 y de las Higueras
aloor@instrumental.com.ec
 593-2 2273594 Ext.

Nombre: Carlos López
Contacto: Carlos López
Dirección:
Ciudad: Quito
Telf: 320 1712

COTIZACIÓN N° 00-543176

17/12/2012

FECHA:		QUITO 16 DE NOVIEMBRE 2012					
PROYECTO:		CONSTRUCCIÓN TORRE ELECTRICA DE 60M					
OFERENTE:		INSTRUMENTAL INC.					
AREA:							
				</			