



FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

**Evaluación y diseño estructural de una torre autoportante
para líneas de transmisión de energía eléctrica**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autor:

PABLO FRANCISCO ALBARRACÍN QUICHIMBO

Director:

ROBERTO GAMÓN TORRES

CUENCA – ECUADOR

2016

DEDICATORIA

A mis padres, por todo el apoyo, sacrificio y amor incondicional brindado para la culminación de una etapa más de mi vida académica. Por sus ejemplos y enseñanzas que me han llevado a convertirme en un hombre de bien.

A mis hermanos, por sus consejos y apoyo brindado para no desistir de alcanzar mis metas a pesar de las duras pruebas que se presentan en la vida.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por brindarme a una familia maravillosa que se mantiene unida en la alegría y en la tristeza, además de brindarme las bendiciones y fuerzas necesarias para lograr la culminación de una carrera universitaria.

A mi madre por su apoyo y amor incondicional que siempre me ha brindado durante toda mi vida. Por su paciencia, sacrificio y esfuerzo realizado para ver a su hijo alcanzar una de las metas importantes de su vida.

A mi padre, un ser que me ha enseñado a ser un hombre de bien sin utilizar las palabras, sino siendo un ejemplo de vida. Por enseñarme que a pesar de las dificultades nunca es tarde para estudiar y a pesar de brindarme todo su apoyo, logró culminar su carrera universitaria.

A mi hermano Adrián, por sus consejos y estar siempre pendiente de mí. Por ser como un segundo padre al brindarme siempre su apoyo moral y muchas veces económico.

Al Ing. Roberto Gamón por ser mi Director de tesis, por todo el apoyo brindado para la elaboración de este proyecto.

Al Ing. Rafael Orellana por brindarme todas las facilidades para la realización de este trabajo, ya que sin su apoyo no hubiera sido posible su finalización.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE ANEXOS.....	xiii
RESUMEN	xiv
ABSTRAC	xv
INTRODUCCIÓN	1
 CAPÍTULO I: GENERALIDADES	 2
1.1 Alcance.....	2
1.2 Antecedentes	2
1.3 Justificación	3
1.4 Objetivos	3
1.4.1 Objetivo general.....	3
1.4.2 Objetivos específicos.....	3
 CAPÍTULO II: RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	 5
Introducción.....	5
2.1 Generalidades de las torres de transmisión eléctrica	5
2.1.1 Tipos de torres de transmisión	6
2.1.2 Partes de una torre de transmisión	10

2.1.3 Determinación básica de la geometría	12
2.2 Definición de las cargas	14
2.2.1 Cargas de servicio	15
2.2.2 Cargas por efectos de la naturaleza	16
2.2.3 Cargas especiales	27
2.3 Materiales utilizados en perfiles y placas	28
2.4 Juntas apernadas	30
2.4.1 Tipos de juntas apernadas.....	30
2.4.2 Tipo de pernos	31
2.4.3 Dimensiones de los pernos y tuercas	32
2.4.4 Longitud de los pernos	34
2.4.5 Tamaño y uso de las perforaciones para alojar los pernos	35
2.4.6 Instalación y ajustes de los pernos	36
2.4.7 Espaciamiento mínimo	37
2.4.8 Distancia mínima al borde.....	37
2.4.9 Distancia máxima a los bordes y espaciamiento máximo	38
2.5 Cimentación	38
2.5.1 Estudio geotécnico	39
2.5.2 Tipo de cimentaciones.....	40
Conclusión.....	43

CAPÍTULO III: ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

Introducción.....	44
3.1 Especificaciones para el diseño de la estructura	44
3.1.1 Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)	45
3.1.2 Diseño de miembros a compresión	46

3.1.3 Diseño de miembros a tensión	54
3.1.4 Diseño de miembros a flexión	60
3.1.5 Diseño de miembros a corte	63
3.1.6 Diseño de miembros para solicitaciones combinadas	64
3.1.7 Diseño de conexiones	65
3.2 Especificaciones para el diseño de las cimentaciones	71
3.2.1 Solicitaciones	71
3.2.2 Recomendaciones del tipo de cimentación	72
3.2.3 Tipo de cimentación de la torre autoportante	73
3.2.4 Método de Sulzberger	74
3.2.5 Especificaciones técnicas para la cimentación	76
Conclusión	78

CAPÍTULO IV: CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO79

Introducción	79
4.1 Determinación de cargas	79
4.1.1 Hipótesis de carga	79
4.1.2 Análisis de sismo en la torre	83
4.2 Geometría de la torre	86
4.3 Características de los materiales	87
4.4 Cálculo de los miembros a compresión, tracción, flexión, corte y solicitaciones combinadas	88
4.4.1 Cálculo de miembros a compresión	88
4.4.2 Cálculo de miembros a tracción	90
4.4.3 Cálculo de miembros a flexión	92
4.4.4 Cálculo de miembros a corte	95

4.4.5 Cálculo de miembros para solicitaciones combinadas	95
4.5 Diseño de conexiones	96
4.5.1 Tamaño de las perforaciones	96
4.5.2 Espaciamiento mínimo	96
4.5.3 Distancia mínima al borde	96
4.5.4 Resistencia de tracción y corte de pernos.....	97
4.5.5 Resistencia de aplastamiento en las perforaciones de los pernos	98
4.5.6 Resistencia de las placas a tracción.....	99
4.5.7 Resistencia de las placas a corte	101
4.5.8 Resistencia de bloque cortante.....	102
4.5.9 Resistencia de las placas a compresión	103
4.6 Manual para la simulación de la torre de transmisión en SAP2000	103
4.6.1 Información general sobre SAP2000	104
4.6.2 Unidades y definición del modelo	104
4.6.3 Definición de la geometría de la torre autoportante de transmisión	105
4.6.4 Importar de AUTOCAD 2015 a SAP2000.....	106
4.6.5 Restricción en los apoyos	107
4.6.6 Selección de los materiales	108
4.6.7 Selección de los perfiles angulares	108
4.6.8 Liberación de momentos	109
4.6.9 Patrones de carga	110
4.6.10 Combinaciones de carga.....	114
4.6.11 Parámetros de diseño.....	115
4.6.12 Análisis de la estructura mediante SAP2000.....	116
4.6.13 Interpretación de los resultados obtenidos por SAP2000.....	116
4.6.14 Verificación de datos de entrada y salida	119
4.6.15 Diseño sísmico estático de la torre de transmisión	122

4.7 Diseño de la cimentación tipo monobloque	123
Conclusión.....	127
CAPÍTULO V: RESULTADOS	128
Introducción.....	128
5.1 Elaboración de esquema	128
5.2 Planos de diseño de la estructura.....	128
5.2.1 Planos de taller	129
5.2.2 Planos de montaje	129
5.3 Planos de diseño de la cimentación	129
5.4 Análisis de precios unitarios	130
5.4.1 Precio unitario	130
5.4.1.1 Costo directo	130
5.4.1.2 Costo indirecto	132
5.4.1.3 Utilidad	132
5.4.2 Análisis de precios unitarios de la estructura de la torre de transmisión .	132
5.5 Presupuesto referencial	133
Conclusión.....	134
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	135
BIBLIOGRAFÍA	137
ANEXOS	141

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1 Esquema de producción y distribución.	6
Figura 2. 2 Clasificación por su función.	7
Figura 2. 3 Torre de suspensión.....	7
Figura 2. 4 Torre de anclaje angular.	8
Figura 2. 5 Torres de retención y remate.	9
Figura 2. 6 Clasificación por su geometría.	10
Figura 2. 7 Partes de una torre de transmisión.	11
Figura 2. 8 Tipos de arriostramiento.....	14
Figura 2. 9 Mapa para el diseño sísmico del Ecuador.	19
Figura 2. 10 Secciones transversales típicas.	29
Figura 2. 11 Perfil estructural canal uv.	29
Figura 2. 12 Conexiones tipo aplastamiento.	31
Figura 2. 13 Conexiones de deslizamiento crítico.....	31
Figura 2. 14 Nomenclatura de las dimensiones del perno y de la tuerca.	33
Figura 2. 15 Longitud de los pernos.	35
Figura 2. 16 Emparrillado de acero.	41
Figura 2. 17 Pernos de anclaje.....	41
Figura 2. 18 Cimentación mediante pilotes.....	42
Figura 2. 19 Stub angle.	42
Figura 2. 20 Tipos de stub angles.	43
Figura 2. 21 Detalle en X.....	43
Figura 3. 1 Curvas de esbeltez efectiva.....	49
Figura 3. 2 Relación de esbeltez para montantes.....	50
Figura 3. 3 Relación de esbeltez para miembros de arriostramiento.	50
Figura 3. 4 Ejes principales de una sección angular.	51
Figura 3. 5 Área bruta.	56
Figura 3. 6 Secciones de posibles fallas en placas.....	57
Figura 3. 7 Gramil y paso en ángulos.	57
Figura 3. 8 Cálculo del área neta efectiva, caso 1.	58
Figura 3. 9 Cálculo del área neta efectiva, caso 2.	59
Figura 3. 10 Distancia l y $\bar{x}$ para calcular U	59

Figura 3. 11 Excentricidad en juntas apernadas.	66
Figura 3. 12 Fallas en las juntas apernadas.	67
Figura 3. 13 Cargas laterales y verticales sobre la torre y sus reacciones.	72
Figura 3. 14 Esquemas de cargas y reacciones según el método de Sulzberger.	75
Figura 4. 1 Carga vertical y transversal.	80
Figura 4. 2 Sobrecarga vertical.	81
Figura 4. 3 Rotura del cable de guarda.	82
Figura 4. 4 Rotura del cable conductor.	82
Figura 4. 5 Desbalanciamiento longitudinal.	83
Figura 4. 6 Geometría de la torre.	86
Figura 4. 7 Secciones posibles de falla.	91
Figura 4. 8 Conexión de cortante doble.	98
Figura 4. 9 Secciones posibles de falla a tracción.	100
Figura 4. 10 Sección de falla a corte.	101
Figura 4. 11 Bloque cortante de la placa.	102
Figura 4. 12 Unidades y modelo.	105
Figura 4. 13 Geometría de la torre en AUTOCAD 2015.	106
Figura 4. 14 Importar de AUTOCAD 2015 a SAP2000.	107
Figura 4. 15 Restricción en los apoyos.	107
Figura 4. 16 Selección de materiales.	108
Figura 4. 17 Selección de los perfiles angulares.	108
Figura 4. 18 Asignación de perfiles a los elementos estructurales.	109
Figura 4. 19 Asignación de releases.	109
Figura 4. 20 Liberación de momentos.	110
Figura 4. 21 Patrones de carga.	110
Figura 4. 22 OLF de la carga de viento.	111
Figura 4. 23 Definición de cargas puntuales.	111
Figura 4. 24 Aplicación de cargas puntuales.	112
Figura 4. 25 Carga de viento en SAP2000 según ASCE 7-10.	112
Figura 4. 26 Carga distribuida debido al viento.	113
Figura 4. 27 Combinaciones de carga.	114
Figura 4. 28 Selección de combinaciones de carga.	115
Figura 4. 29 Parámetros de diseño.	115

Figura 4. 30 Corrida del programa SAP2000.....	116
Figura 4. 31 Relación demanda/capacidad (RATIO).	117
Figura 4. 32 Detalle de esfuerzos del elemento.....	117
Figura 4. 33 Elemento de arriostramiento.....	118
Figura 4. 34 Sobrescribir la longitud del elemento.....	118
Figura 4. 35 Mostrar resultados de todas las fallas.....	119
Figura 4. 36 Visualización de todas las fallas en la torre.....	119
Figura 4. 37 Carga de sismo en la dirección X.....	123
Figura 4. 38 Distancias mínimas.	124

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1 Valores del factor Z en función de la zona sísmica.....	19
Tabla 2. 2 Factores de sitio Fa.....	20
Tabla 2. 3 Clasificación de los perfiles de suelo.	21
Tabla 2. 4 Coeficiente de importancia.	22
Tabla 2. 5 Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación.	23
Tabla 2. 6 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....	24
Tabla 2. 7 Tipo de suelo y Factores del comportamiento de subsuelo Fs.....	24
Tabla 2. 8 Requisitos de dureza.....	32
Tabla 2. 9 Par de apriete para tornillos A 394.....	32
Tabla 2. 10 Dimensiones de los pernos.....	33
Tabla 2. 11 Dimensiones de los pernos.....	33
Tabla 2. 12 Largo del cuerpo LB.....	34
Tabla 2. 13 Dimensiones de las tuercas.	34
Tabla 2. 14 Dimensiones del agujero nominal.	35
Tabla 2. 15 Apriete requerido.....	36
Tabla 2. 16 Distancia mínima al borde.	38
Tabla 3. 1 Gramiles usuales para ángulos, en pulgadas.....	58
Tabla 3. 2 Factor de corte diferido U.....	60
Tabla 3. 3 Diámetro nominal del acero de refuerzo.	77
Tabla 3. 4 Diámetros mínimos de doblado.	78
Tabla 4. 1 Distribución de fuerzas sísmicas.	86
Tabla 4. 2 Cálculo de miembros para solicitaciones combinadas.	95
Tabla 4. 3 Cargas distribuidas por viento.....	113
Tabla 4. 4 Elementos sobre esforzados.....	121
Tabla 4. 5 Relación D/C de los elementos sobre esforzados.	122
Tabla 5. 1 Presupuesto referencial.....	133

ÍNDICE DE ANEXOS

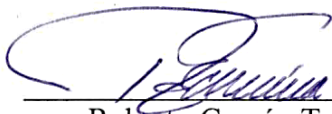
Anexo A: Configuración de la estructura.....	142
Anexo B: Árbol de cargas	144
Anexo C: Reacciones y deformaciones	155
Anexo D: Diseño de la estructura.....	158
Anexo E: Cálculo de juntas apernadas.....	160
Anexo F: Tablas de SAP2000 Vs 16	162
Anexo G: Cálculo de esfuerzos de elementos que fallan.....	172
Anexo H: Cargas de trabajo por estructura	176
Anexo I: Esfuerzos sobre la cimentación.....	179
Anexo J: Estudio de suelos.....	181
Anexo K: Análisis de precios unitarios.....	187
Anexo L: Cotización de la Empresa GALVÁNICA CÍA. LTDA.....	197
Anexo M: Esquema de la estructura	199
Anexo N: Planos de la cimentación.....	201
Anexo O: Planos de montaje	203
Anexo P: Planos de taller	209

EVALUACIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA TORRE AUTOPORTANTE PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN DE ENERGÍA ELÉCTRICA

RESUMEN

Las torres autoportantes para líneas de transmisión de energía eléctrica son consideradas como estructuras esenciales, debido a que deben permanecer operativas o sufrir daños menores durante y después de una catástrofe natural, por este motivo deben ser diseñadas correctamente desde un punto de vista de seguridad y económico. Por otro lado, se debe conocer las normas vigentes, nacionales e internacionales, para tener un correcto juicio de diseño; además de ir a la par con la tecnología que nos ofrecen programas confiables y de fácil aprendizaje. También se debe conocer los materiales más idóneos para este tipo de estructuras y estar pendiente de los nuevos que salen al mercado ofreciéndonos mejores características.

Palabras Clave: diseño estructural, evaluación, simulación, acero estructural, cimentación, solicitudes.



Roberto Gamón Torres

Director de Titulación



Paúl Cornelio Cordero Díaz

Director de Escuela



Pablo Francisco Albarracín Quichimbo

Autor

EVALUATION AND STRUCTURAL DESIGN OF A SELF-SUPPORTING TOWER FOR ELECTRIC POWER LINES TRANSMISSION

ABSTRACT

Self-supporting towers for power transmission are considered essential structures, because they must remain operational or suffer minor damage during and after a natural disaster; therefore they must be properly designed from the safety and economic point of view. On the other hand, it is essential to know the current national and international standards, so as to have a correct judgment of the design, as well as to keep pace with the technology that provides reliable and easy to learn programs. It is also indispensable to know the most suitable materials for this type of structures, and be aware of new products with better characteristics that are placed on the market.

Keywords: Structural Design, Evaluation, Simulation, Structural Steel, Foundation, Loads.



Roberto Gamón Torres
Thesis Director



Paúl Cornelio Cordero Díaz
School Director



Pablo Francisco Albarracín Quichimbo
Author



UNIVERSIDAD DEL
AZUAY
Dpto. Idiomas



Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Pablo Francisco Albarracín Quichimbo

Trabajo de Titulación

Ing. Roberto Gamón Torres, Ph.D.

Junio, 2016

EVALUACIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA TORRE AUTOPORTANTE PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN DE ENERGÍA ELÉCTRICA

INTRODUCCIÓN

La energía eléctrica es uno de los servicios básicos más esenciales para las personas, por ende, es una de las principales vías de desarrollo de un país. Dependiendo de la forma de su obtención se utilizan diferentes medios para su distribución, siendo uno de los principales y más importantes las torres autoportantes para líneas de transmisión de energía eléctrica (torres de transmisión). Este tipo de estructuras se utilizan debido a que la energía eléctrica debe recorrer grandes distancias, ya que, no todas las ciudades cuentan con una fuente generadora de dicha energía. Se debe realizar un correcto diseño de las torres autoportantes desde un punto de vista estructural y económico, ya que, forman parte de proyectos que representan grandes inversiones para un país.

El ingeniero estructural encargado de realizar el diseño de las torres autoportantes para líneas de transmisión de energía eléctrica, debe tener un conocimiento general de las fuerzas que actúan sobre las mismas; además, debe conocer la norma AISC 360-10 y la normas ASCE 10-97 con las que se realiza el análisis de este tipo de estructuras. Por otro lado, debe estar a la par con la tecnología y manejo de algún software para realizar el análisis estructural; con lo cual, se logra obtener un correcto dimensionamiento de la estructura y reducción tiempo.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Alcance

Con el presente trabajo de titulación se obtendrá un procedimiento técnico para la evaluación y diseño de una torre autoportante para líneas de transmisión de energía eléctrica, que esté elaborado de manera clara y detallada de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y las normas internacionales; además de obtener la modelación estructural, con ayuda de herramientas informáticas, de la torre en determinadas condiciones y ante diferentes acciones a las que va estar expuesta en su vida útil. Además, se obtendrá un esquema de la geometría de la estructura y sus elementos de manera detallada. También se realizará un análisis de precios unitarios para la obtención de un presupuesto referencial.

1.2 Antecedentes

La torre autoportante TIPO “A-60” ÁNGULO 0°-52° es parte del proyecto Suministro de torres Empresa Eléctrica Regional Centro Sur comprendido entre el tramo Turi – Lentag, el cual conduce líneas de subtransmisión de energía eléctrica de 69 Kv, que fue realizada por una empresa contratista antes de que entre en vigencia la NEC; por lo que, se requiere realizar la evaluación y diseño de la torre con esta norma. Para así comparar estructuralmente con el diseño realizado con normas anteriores y garantizar que no existan fallas estructurales en dicha torre.

Una falla en algún elemento estructural puede provocar el colapso de la torre de transmisión, lo que provocaría dejar sin servicio eléctrico a miles de personas y por ende provocar pérdidas incalculables en el comercio, ya que, la principal fuente de

energía en el Ecuador es la energía eléctrica; por esta razón, es conveniente que las empresas deben realizar la evaluación de dichas torres para la prevención de fallas estructurales y evitar acontecimientos que generen pérdida y molestias a los usuarios de este servicio.

1.3 Justificación

El presente trabajo de titulación contribuye con la comprobación del diseño de la torre de transmisión para verificar su correcto comportamiento ante determinadas condiciones y ante diferentes acciones a las que va estar expuesta en su vida útil; además, de aportar con una guía para futuras evaluaciones y diseños de este tipo de torres de acuerdo a la norma vigente en el Ecuador. También se aporta con un análisis de precios unitarios y su respectivo presupuesto referencial.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Realizar la modelación de la torre metálica tipo “A-60” ÁNGULO 0°-52° para verificar su dimensionamiento, aplicando las especificaciones establecidas en la NEC para estructuras metálicas que está vigente en el Ecuador.

1.4.2 Objetivos específicos

- Crear un procedimiento técnico para futuras evaluaciones y diseños de torres de transmisión en base a un compendio de información sobre el tema.
- Evaluar estructuralmente la torre metálica autoportante para líneas de transmisión de energía eléctrica de acuerdo a la NEC.

- Sugerir posibles reforzamientos de acuerdo a los resultados obtenidos del análisis estructural.
- Evaluar el diseño y dimensionamiento de la cimentación de la torre autoportante.

CAPÍTULO II

RECOPILOACIÓN DE INFORMACIÓN

Introducción

El primer capítulo abarca un conocimiento general sobre las torres autoportantes para líneas de transmisión de energía eléctrica (torres de transmisión) como: tipos de torres de transmisión, partes de una torre de transmisión y su configuración geométrica. Además, se define cada una de las cargas que actúan sobre ella y se da a conocer los aspectos importantes a tomar en cuenta al momento de diseñar una torre de transmisión. Por otro lado, se da a conocer los materiales más utilizados, tanto en perfiles, placas, tornillos y tuercas, lo que nos permitirá elegir los materiales más idóneos al momento de diseñar una estructura de este tipo. Así mismo, se da a conocer los aspectos importantes para el diseño de la cimentación de las torres de transmisión, así como también los tipos de cimentaciones que se pueden realizar. Todos estos aspectos tratados en este capítulo nos ayudarán a realizar un diseño técnico económico de la estructura.

2.1 Generalidades de las torres de transmisión eléctrica

Desde muchos años atrás, la electricidad es una de las vías principales para el desarrollo de un país, y en el Ecuador no es la excepción y la fuente principal para la obtención de esta, son las hidroeléctricas. La energía generada por la fuerza hidráulica de los ríos es aprovechada por las hidroeléctricas para la generación de energía eléctrica. Una vez generada la electricidad esta necesita ser distribuida, pero debido a que las hidroeléctricas se encuentran distantes de las ciudades se necesita de ciertos componentes para su producción y distribución, siendo uno de ellos las torres de transmisión.

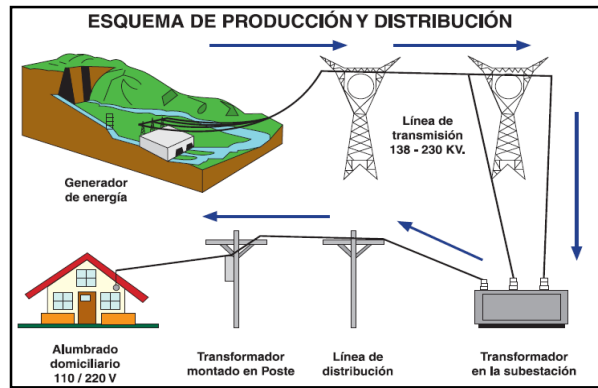


Figura 2. 1 Esquema de producción y distribución.

Fuente: Instituto Costarricense de Electricidad, 2011.

Las torres de transmisión de energía eléctrica son sistemas estructurales que para su análisis se idealizan como un conjunto de barras de sección pequeña con respecto a su longitud, las cuales deben ser de sección constante y estar conectadas a través de nodos (Hernández Rosas & Morales Padilla, 2005). Su principal función es la de soportar los cables conductores de energía y el cable de guarda.

2.1.1 Tipos de torres de transmisión

Las torres de transmisión se clasifican en varios tipos, los cuales se encuentran establecidos en dos grupos, según su función y según su geometría.

2.1.1.1 Por su función

Para la clasificación de las torres según su función se toma en cuenta la posición que ocupan dentro de la línea de transmisión, ya que, una torre puede estar ubicada de tal manera que tenga que soportar cargas que van en tramos rectos o en tramos con diversos ángulos, esto se da debido a la topografía por la cual atraviesa la línea de transmisión (Hernández Rosas & Morales Padilla, 2005).

Los tipos de torres según su función son:

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

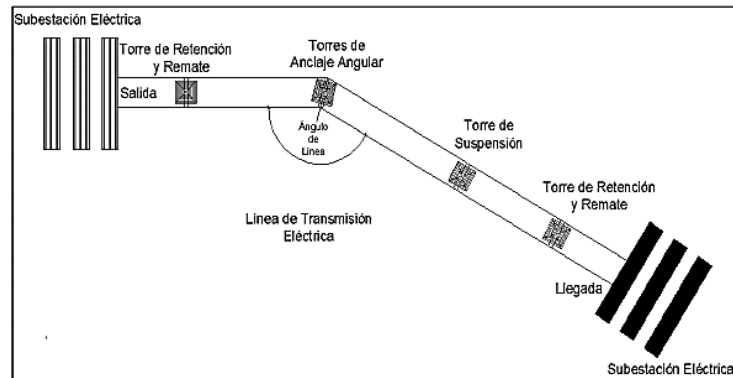


Figura 2. 2 Clasificación por su función.

Fuente: Fang, Roy, & Kramer, 1999.

2.1.1.1.1 Torres de suspensión

Las torres de suspensión se utilizan cuando la línea de transmisión tiene tramos rectos o tiene un ángulo de línea menor a 3° (Almeida Prócel & López Rodríguez, 2013). Este tipo de torres sólo poseen cargas debido a su peso propio, peso de los cables, aisladores, accesorios y herrajes, además de la carga de viento. Las tensiones longitudinales son despreciables, por ende son estructuras muy livianas.



Figura 2. 3 Torre de suspensión.

Fuente: Universidad de Carabobo, 2015.

2.1.1.1.2 Torres de anclaje angular (Deflexión)

Las torres de anclaje angular, además de soportar las cargas debido a su propio peso y la de sus accesorios, deben soportar las cargas producidas por las componentes de las tensiones inducidas por el ángulo formado entre los cables de las líneas de transmisión de llegada y por los cables de salida (Semblantes Vélez, 2010). Este tipo de torres son utilizadas en donde se requiere un cambio de dirección de las líneas de transmisión, por este motivo son más robustas que las torres de suspensión y además tienen una mayor abertura entre las patas para contrarrestar el momento de vuelco generado por la tensión de los cables.

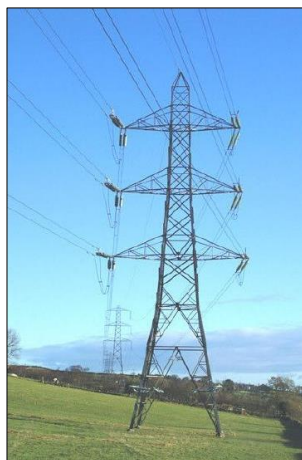


Figura 2. 4 Torre de anclaje angular.

Fuente: Universidad de Carabobo, 2015.

2.1.1.1.3 Torres de retención y remate

Este tipo de torres van al inicio o al final de la línea de transmisión. Soportan grandes cargas generadas por las tensiones de los cables; por lo cual, deben ser las más robustas dentro de la línea de transmisión para contrarrestar el momento de vuelco (Semblantes Vélez, 2010).



Figura 2. 5 Torres de retención y remate.

Fuente: Universidad de Carabobo, 2015.

2.1.1.2 Por su geometría

Para la definición geometría de la estructura de las torres de transmisión eléctrica se toma en cuenta los requerimientos eléctricos como son: las flechas, las tensiones y árboles de carga y distancias eléctricas (Semblantes Vélez, 2010). Esta geometría debe presentar formas sencillas y simétricas. Otro punto importante es la creatividad, experiencia y teoría que maneja el ingeniero proyectista, pero sin dejar de lado los requerimientos del cliente.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, el ingeniero proyectista podrá emplear algunas de estas variables geométricas:

- Torre de suspensión de circuito simple.
- Torre de suspensión de circuito doble.
- Torre terminal o de retención para ángulos grandes de circuito simple (cabeza tipo cara de gato).
- Torre de suspensión de circuito simple (cabeza tipo cara de gato).
- Torre de retención de circuito doble.
- Torre de suspensión de circuito doble.
- Torre de suspensión de circuito simple (cabeza tipo cara de gato)
- Torre de suspensión y ángulos pequeños de circuito simple (cabeza tipo cara de gato).

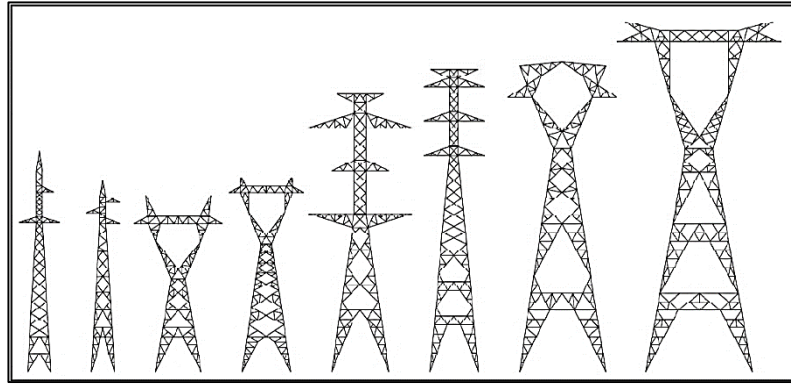


Figura 2. 6 Clasificación por su geometría.

Fuente: Semblantes Vélez, 2010.

2.1.2 Partes de una torre de transmisión

Es de vital importancia conocer las partes y componentes generales de una torre de transmisión de energía eléctrica, para su diseño y dimensionamiento, las cuales se componen de:

- Cúpula.
- Crucetas.
- Cabeza.
- Cuerpo piramidal.
- Patas.
- Extensiones de pata.
- Ángulos de anclaje (Stubs).

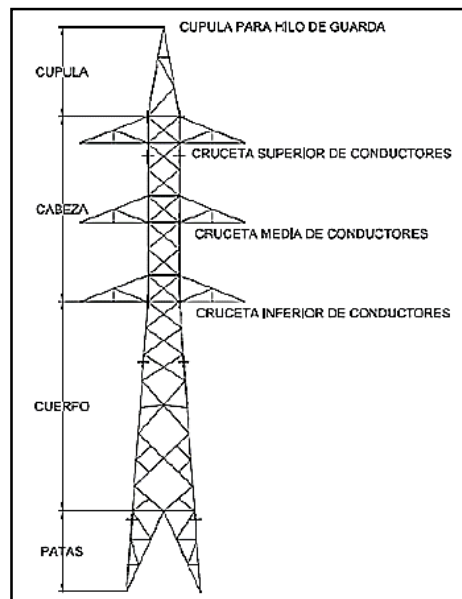


Figura 2. 7 Partes de una torre de transmisión.

Fuente: Semblantes Vélez, 2010.

2.1.2.1 Cúpula

La cúpula de la torre tiene forma de una viga en disposición horizontal, cuando sirve de soporte donde se anclan dos cables de guarda y en forma de una cúspide piramidal, cuando sirve de soporte donde se ancla un solo cable de guarda (Almeida Prócel & López Rodríguez, 2013).

2.1.2.2 Crucetas

Estas pueden ser de tipo triangular, rectangular o trapezoidal. Las crucetas sirven de apoyo para los conductores y deben estar diseñadas para soportar los esfuerzos que generan los conductores en ella.

2.1.2.3 Cabeza

La cabeza es una parte de la torre que tiene la función de soportar tanto a las crucetas como a la cúpula, constituida por una columna de celosía cortante.

2.1.2.4 Cuerpo piramidal

Es la parte de la estructura encargada de transmitir las cargas a la cimentación; por lo cual, está diseñada de forma cónica truncada sin dejar de lado que el centro de gravedad de la misma debe ayudar a evitar el volcamiento de la torre (Almeida Prócel & López Rodríguez, 2013).

2.1.2.5 Patas

Las patas de la torre es la sección donde se acumulan los esfuerzos en cuatro puntos en el caso de que la base de la torre sea cuadrada y en tres puntos en el caso en que la base sea triangular.

2.1.3 Determinación básica de la geometría

Existen algunas consideraciones que se deben tener en cuenta al momento de determinar el esquema geométrico de la torre autoportante, el cual se basa en tres factores esenciales como son: la altura de la torre, ancho de la base y el ancho en el cuerpo.

La altura de la torre es un aspecto importante a determinar, la cual viene dada por ciertos factores como son: la distancia mínima permitida al suelo, altura de deflexión máxima o flecha de cable, espacio vertical entre conductores y distancia vertical entre el cable de tierra y el conductor superior. La suma de estas distancias nos dará como resultado la altura mínima de la torre autoportante.

Otro aspecto importante a determinar es el ancho de la base de la torre, la cual mediante investigaciones realizadas por P.J. Ryle se demostró que el ancho de la base de una torre de transmisión es directamente proporcional a la raíz cuadrada del momento de vuelco, desde un punto de vista económico (Almeida Prócel & López Rodríguez,

2013). De esta manera se determinó las siguientes ecuaciones en las cuales sólo consideran las cargas externas que actúan sobre la torre y desprecia el peso propio de la estructura de la torre y las cargas producidas por el viento.

$$B = 0,0782 * \sqrt{M} + 1,0 \quad \text{Torres de anclaje}$$

$$B = 0,0691 * \sqrt{M} + 0,7 \quad \text{Torres de suspensión}$$

La estabilidad de la estructura de la torre es un aspecto importante que se debe garantizar para que no existan fallos en la misma. Para lo cual, se ha llegado a determinar qué para proporcionar estabilidad a la torre autoportante es importante determinar el ancho en el cuerpo de la torre, y se puede decir que está en un rango de un tercio a dos quintos de la base.

Una característica principal de las torres autoportantes es el tipo de arriostramiento a utilizar para unir los montantes, por lo cual, se ha determinado ciertos tipos de arriostramientos basados en la experiencia de empresas que se dedican a la construcción de este tipo de estructuras. Entre los principales arriostramientos se tiene: arriostramiento simple o en Z, arriostramiento doble o sistema de Warren, arriostramiento de Pratt y arriostramiento tipo portal (Almeida Prócel & López Rodríguez, 2013).

El arriostramiento simple se caracteriza por sus diagonales que tienen un sistema de arriostramiento escalonado y se utiliza en torres de suspensión de base estrecha y en las crucetas. El sistema de Warren se utiliza en torres grandes y se caracteriza por un sistema de diagonales cruzadas o en X simétrica, las cuales deben estar conectadas en su punto de cruce. El siguiente tipo de arriostramiento es el Pratt que consiste en diagonales cruzadas y elementos horizontales. Este sistema se utiliza por lo general en la cabeza de las torres. Por último, el sistema portal consiste en diagonales colocadas de manera que se forme una K para de esta manera proporcionar mayor rigidez. Se utiliza en torres de gran peso, de retención y anclaje.

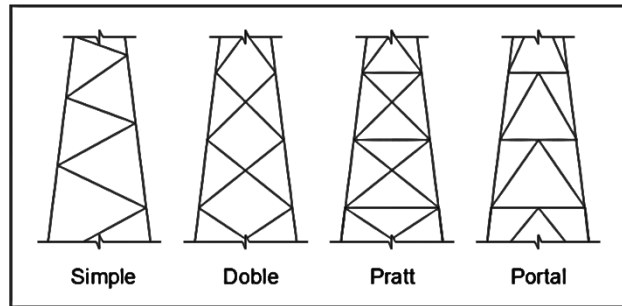


Figura 2. 8 Tipos de arriostramiento.

Fuente: Almeida Prócel & López Rodríguez, 2013.

2.2 Definición de las cargas

Las torres de transmisión de energía eléctrica durante su vida útil deben estar expuestas a ciertas condiciones que generan en ellas ciertas cargas de forma permanente u ocasional. La estructura de la torre es la encargada de soportar y transmitir las cargas a la cimentación para luego estas ser absorbidas por el suelo. Entre algunas de estas condiciones tenemos las cargas generadas por los sismos, el viento, el peso de los conductores de fase, el peso propio de la estructura, el peso de los accesorios, las cargas generadas por el mantenimiento, cargas producto de la tensión de la línea y el ángulo de la misma, etc. Para la definición y entendimiento de cada una de las cargas se ha realizado una clasificación en donde consta cada una de las cargas que actúan sobre una torre de transmisión (Dirección General de Electricidad, 2003).

- Cargas producidas por la línea o servicio.
 - Cargas verticales
 - Cargas transversales
 - Cargas longitudinales
- Cargas por efectos de la naturaleza
 - Cargas por viento
 - Cargas por actividad sísmica
- Cargas especiales
 - Cargas de seguridad
 - Cargas de construcción y mantenimiento

A continuación únicamente se describirán cada una de las cargas que actúan sobre las torres de transmisión, ya que, la entidad contratante es la encargada de calcular cada una de las cargas y posteriormente formar el árbol de cargas para realizar el diseño estructural.

2.2.1 Cargas de servicio

Las cargas producidas por la línea de transmisión o de servicio se establecen sobre la estructura en tres direcciones: vertical, transversal y longitudinal. Definiendo brevemente cada una de ellas se dice que la carga vertical es la que actúa en dirección de la gravedad, la carga transversal es la que actúa de forma perpendicular a la línea y la carga longitudinal es la que actúa en paralelo a la línea.

2.2.1.1 Cargas verticales

Se denomina carga vertical sobre las estructuras de soporte, a la que consiste en el peso propio de la estructura más el peso superpuesto sobre la misma, además de incluir el peso de los cables, en ciertos casos se toma en cuenta el peso del hielo que recubre los cables cuando así se lo especifique (Semblantes Vélez, 2010). Las cargas verticales de los conductores y los pesos de los accesorios necesarios para instalar los conductores se aplican en el extremo de las crucetas tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- El peso del conductor que está definido en función del vano de diseño.
- Peso de los aisladores, amortiguadores, herrajes, etc.
- La carga debe actuar de forma puntual.

2.2.1.2 Cargas transversales

Las cargas transversales hacen referencia a las causadas por la presión del viento en los cables, y la componente transversal de la tensión por el ángulo de la línea. Estas cargas actúan en los apoyos del conductor y en el apoyo del cable de tierra, con una

dirección paralela al eje longitudinal de las crucetas (ieb Ingeniería Especializada, 2003).

2.2.1.3 Cargas longitudinales

Las cargas longitudinales son producidas por diferentes causas, las más importantes son:

- Caída de una estructura adyacente.
- Rotura de uno de los conductores o de los hilos de guarda.
- Diferencia de la tensión mecánica entre los conductores o hilos de guarda adyacentes a la estructura causada por vanos desiguales.

Estas cargas son horizontales y tienen una dirección paralela a la línea de transmisión y se aplican en los puntos de soporte o anclaje de los conductores (Gallo Galarza, 1981).

2.2.2 Cargas por efectos de la naturaleza

Las torres autoportantes, además soportar las solicitaciones producidas por la función que desempeñan dentro de la línea de transmisión, también, deben soportar solicitaciones debidas a acciones naturales como son: el viento y la actividad sísmica. Las solicitaciones que produce la naturaleza no se pueden calcular con exactitud por parte del ingeniero calculista, pero existen normas para diseñar la estructura ante estas solicitaciones de manera que se puedan contrarrestar los efectos que ellas producen sobre la estructura.

2.2.2.1 Cargas por viento

Las torres autoportantes para líneas de transmisión de energía eléctrica, debido a sus grandes alturas, están sometidas constantemente a altas velocidades de viento, estas velocidades de viento generan grandes presiones sobre la estructura, por lo cual, se

debe realizar un correcto diseño ante estas solicitaciones. En la NEC la carga debido a la presión del viento no depende de muchos factores, por lo cual, para el cálculo se debería emplear el código ASCE 7-05 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures), ya que este para su cálculo tiene un proceso más detallado y riguroso, y de la norma ANSI/TIA-222-G.

2.2.2.2 Cargas por actividad sísmica

Toda estructura en general debe estar diseñada de tal manera que durante un evento sísmico no se produzca el colapso de la misma, con el objetivo de evitar pérdidas de vidas y en el caso de una torre de transmisión, ésta debe sufrir los menores daños posibles para evitar su colapso y de esta manera evitar dejar sin suministro de energía eléctrica a los usuarios. La mayoría de entidades contratantes no toman en cuenta la carga debido al sismo, ya que se consideran ligeras en relación a su peso y altura (Almeida Prócel & López Rodríguez, 2013). La NEC trata de reflejar la realidad sísmica del Ecuador, por lo que exige el cumplimiento del diseño sismo resistente de las estructuras, poniendo a disposición los requerimientos mínimos de diseño. A continuación se presenta el método para el cálculo de las cargas debido a la actividad sísmica según la NEC.

2.2.2.2.1 Selección de procedimiento de cálculo de fuerzas laterales

Existen diferentes procedimientos para el diseño de una estructura ante eventos sísmicos como son: cálculo de fuerzas laterales, estático o dinámico. El tipo de procedimiento a seguir depende de la configuración estructural, ya sea, si la estructura es regular o irregular. Las torres autoportantes debido a su configuración simple y simétrica son consideradas como estructuras regulares, por lo tanto es suficiente con la aplicación de procedimientos estáticos para la determinación de fuerzas laterales (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

2.2.2.2.2 Periodo de vibración (T_a)

El periodo de vibración nos permite calcular las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura, el cual puede determinarse de manera aproximada mediante la siguiente ecuación:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

h_n = Altura máxima de la edificación, medida desde la base de la estructura [m].

Los valores de los factores C_t y α según la norma toman los siguientes valores:

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 $\alpha = 0,75$.

Para el caso de las torres autoportantes se tomarán los valores especificados por la norma para estructuras de acero con arriostramientos.

2.2.2.2.3 Zona sísmica

En el Ecuador existen seis zonas sísmicas que se caracterizan por el valor del factor de zona Z , cuyo valor representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El factor de zona Z depende del lugar donde va ser emplazada la estructura, con lo cual, la NEC nos facilita un mapa de zonificación en donde se distinguen claramente las seis zonas sísmicas del Ecuador. Una vez identificada la zona sísmica se tomará el valor del factor de zona Z de la Tabla 2.1.

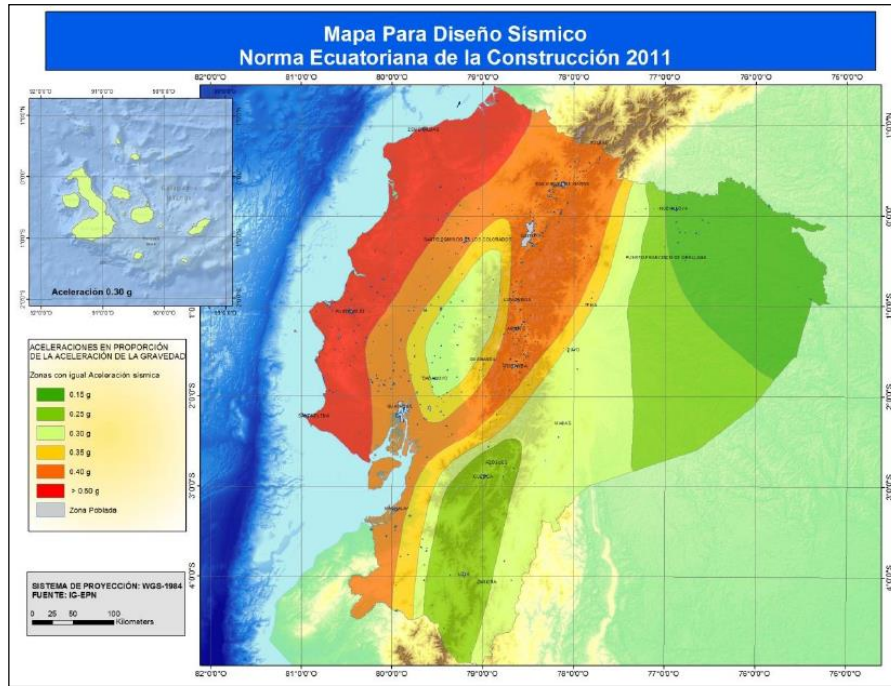


Figura 2. 9 Mapa para el diseño sísmico del Ecuador.

Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Tabla 2. 1 Valores del factor Z en función de la zona sísmica.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

2.2.2.2.4 Coeficiente de amplificación dinámica de perfiles de suelo

El coeficiente de amplificación (F_a) amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio. Los valores del coeficiente de amplificación se presentan en la siguiente Tabla 2.2.

Tabla 2. 2 Factores de sitio Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,50
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,40	1,30	1,25	1,23	1,20	1,18
D	1,60	1,40	1,30	1,25	1,20	1,12
E	1,80	1,50	1,39	1,26	1,14	0,97
F	Revisar los requisitos específicos que requieren los suelos de tipo F en la NEC					

Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

2.2.2.2.5 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Es de vital importancia identificar el tipo de perfil del suelo, ya que, los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación. Existen seis tipos de perfiles de suelo que se definen en base de los parámetros correspondientes a los 30 metros superiores del perfil para los perfiles tipo A a E. Los tipos de perfiles de suelo se definen en la Tabla 2.3.

2.2.2.2.6 Coeficiente de importancia

El factor de importancia tiene como finalidad 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. La NEC establece tres categorías con su respectivo factor de importancia que se establece en la Tabla 2.4.

Tabla 2. 3 Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50,0$; $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 metros de arcillas blandas	$IP > 20$; $w \geq 40\%$; $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1. Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2. Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3. Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4. Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	F5. Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6. Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Tabla 2. 4 Coeficiente de importancia.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. 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.	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.	1,0

Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

2.2.2.2.7 Factor de reducción

En el diseño sismo resistente de una estructura se permite una reducción de las fuerzas sísmicas mediante un factor de reducción (R) siempre y cuando el diseño de la estructura provea de suficiente resistencia y ductilidad a la misma. El factor R implica una fuerte reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, por lo cual, la estructura y sus conexiones deben diseñarse para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detallada para funcionar como rótulas plásticas. El valor del factor de reducción se presenta en la Tabla 2.5.

Tabla 2. 5 Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación.

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 la cimentación.	3,5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes.	3
Naves industriales con perfiles de acero.	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 carteleros.	3,5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos.	2
Otras estructuras no descritas en este documento.	2

Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

2.2.2.2.8 Carga sísmica reactiva

La carga sísmica reactiva W representa el peso de la estructura incluyendo todas las cargas muertas, además deberá incluir todos los pesos permanentes debidos a los contenidos de dichas estructuras, en condiciones de operación normal.

2.2.2.2.9 Espectro de diseño en aceleración

Para definir los desplazamientos espectrales elásticos para el diseño, se utilizará el siguiente espectro elástico de diseño de desplazamientos y se determina de la siguiente manera:

$$S_a = \eta * Z * F_a; \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

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

$$S_a = Z * F_a * \left(1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_o}\right); \text{ para } T \leq T_o$$

Donde:

$\eta = 1,8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas).

$\eta = 2,48$ (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos).

$\eta = 2,6$ (Provincias del Oriente).

$$T_C = 0,55 * F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2,4$$

$$T_0 = 0,10 * F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Los factores de amplificación F_d y F_s están en función de la zona sísmica y se establecen en la Tabla 2.6 y Tabla 2.7.

Tabla 2. 6 Tipo de suelo y Factores de sitio F_d .

Tipo de perfil del subsuelo	Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,60	1,50	1,40	1,35	1,30	1,25
D	1,90	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30
E	2,10	1,75	1,70	1,65	1,60	1,50
F	Revisar los requisitos específicos que requieren los suelos de tipo F en la NEC					

Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

Tabla 2. 7 Tipo de suelo y Factores del comportamiento de subsuelo F_s .

Tipo de perfil del subsuelo	Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	1,00	1,10	1,20	1,25	1,30	1,45
D	1,20	1,25	1,30	1,40	1,50	1,65
E	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00
F	Revisar los requisitos específicos que requieren los suelos de tipo F en la NEC					

Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

2.2.2.2.10 Cortante basal de diseño

El cortante basal es la fuerza total de diseño por cargas laterales aplicada en la base de la estructura como resultado de la acción del sismo de diseño. A nivel de cargas últimas el cortante basal se determina de la siguiente manera:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W \quad \text{kgf}$$

Donde:

V = Cortante basal de diseño.

I = Factor de importancia.

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

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

ϕ_P y ϕ_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación (toman el valor de 1 por ser una estructura regular).

W = Carga sísmica reactiva, en kgf.

Las estructuras distintas a las de edificación, incluyen todas las estructuras autoportantes que no son edificios, se diseñarán para resistir las fuerzas laterales mínimas.

Para el caso de estructuras rígidas (con periodos menores a 0,6 s) se deberán diseñar aplicando la fuerza lateral obtenida mediante la ecuación:

$$V = \eta * Z * F_a * I * W \quad \text{kgf}$$

Donde los valores de la relación de amplificación espectral (η) varían dependiendo de la región del Ecuador:

$\eta = 1,80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2,48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2,60$: Provincias del Oriente.

2.2.2.2.11 Fuerzas sísmicas de diseño

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución triangular, similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del periodo fundamental de vibración. Las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, al no contar con un procedimiento riguroso, basado en los principios de la dinámica, se utilizan las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k} V$$

Donde:

V = Cortante total en la base de la estructura, en kg.

V_x = Cortante total en el nivel x de la estructura (kg).

F_i = Fuerza lateral aplicada en el nivel i de la estructura (kg).

F_x = Fuerza lateral aplicada en el nivel x de la estructura (kg).

n = número de niveles en la altura de la estructura.

w_x = Peso asignado al nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W , en kg.

w_i = Peso asignado al nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W , en kg.

h_x = Altura del nivel x de la estructura, en metros.

h_i = Altura del nivel i de la estructura, en metros.

k = Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura.

El coeficiente k se determina de la siguiente manera:

- Para valores de $T \leq 0,5s$; $k = 1,0$
- Para valores de $0,5 < T \leq 2,5s$; $k = 0,75 + 0,50T$
- Para valores de $T > 2,5s$; $k = 2,0$

2.2.2.2.12 Dirección de aplicación de fuerzas sísmicas

Para determinar la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas se debe considerar los efectos ortogonales y se supone la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Además, los efectos ortogonales pueden calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador.

2.2.3 Cargas especiales

Las estructuras, además, de soportar las cargas de servicio y las cargas producto de los efectos de la naturaleza, deben estar diseñadas para soportar cargas especiales que tengan en cuenta aspectos de seguridad y protección de la línea. Se deberá incluir cargas de seguridad para la prevención de fallos tipo cascada de las estructuras y cargas de construcción y mantenimiento que están relacionados con la seguridad del personal (Fang, Roy, & Kramer, 1999).

2.2.3.1 Cargas de seguridad

Las torres de transmisión de energía eléctrica deben estar diseñadas para proporcionar una resistencia suficiente contra un colapso de tipo cascada. Este tipo de fallo se da cuando un mayor número de estructuras fallan secuencialmente en dirección longitudinal o paralela a la línea.

Para reducir el riesgo de colapso en cascada existen dos métodos que dependen del tipo de estructura y de las condiciones locales y prácticas:

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

El diseño de conductores rotos recomienda diseñar cada estructura para un conductor roto lo que proporciona una fuerza longitudinal adicional para la prevención de fallos en cascada a un costo relativamente bajo.

2.2.3.2 Cargas de construcción y mantenimiento

Es muy importante tomar en cuenta las cargas por construcción y mantenimiento, en muchos casos se obvian este tipo de cargas, sin tomar en cuenta que estas pueden producir solicitaciones mayores a las que va estar sometida normalmente la estructura. Estas cargas son controlables ya que dependen directamente del método de construcción y mantenimiento. La seguridad del personal debe ser un factor primordial al establecer las cargas de construcción y mantenimiento. De acuerdo con el ASCE se recomienda que a estas cargas deben multiplicarse por un factor de carga mínima de 1,5 en el caso de que las cargas sean estáticas y por un factor de 2,0 cuando las cargas sean dinámicas, tales como las relacionadas con los cables en movimiento durante las operaciones de tendido.

2.3 Materiales utilizados en perfiles y placas

La selección de los materiales a utilizarse en una estructura de acero, torres de transmisión, depende directamente del ingeniero estructural, ya que, las especificaciones de la ASTM presentan sólo aquellos materiales de uso común de los ingenieros y cuyo desempeño es reconocidamente satisfactorio. El diseñador no debe basarse solo en las propiedades resistentes típicas, sino que también debe considerar las propiedades resistentes en la dirección transversal, ductilidad, deformabilidad, imperfecciones, tenacidad de muescas y otras formas de grietas, revestimientos y resistencia a la corrosión. Además, se debe incluir consideraciones adicionales a los efectos de fabricación del material, tolerancias, ensayos, informes y superficie de perfiles.

La “Guide for Design of Steel Transmission Towers” nos presenta algunas secciones transversales típicas para usar en los miembros estructurales de una torre autoportante, siendo los perfiles estructurales angulares de lados iguales los más utilizados en torres de sección cuadrada y los perfiles estructurales U-V para torres de sección triangular. Los miembros estructurales pueden ser laminados en frío o en caliente teniendo en cuenta un f_y mínimo de 248,1 MPa para placas y elementos secundarios, y un f_y mínimo de 344,7 MPa para los elementos principales (Task Committee on Updating Manual 52 of the Structural Division, 1988).

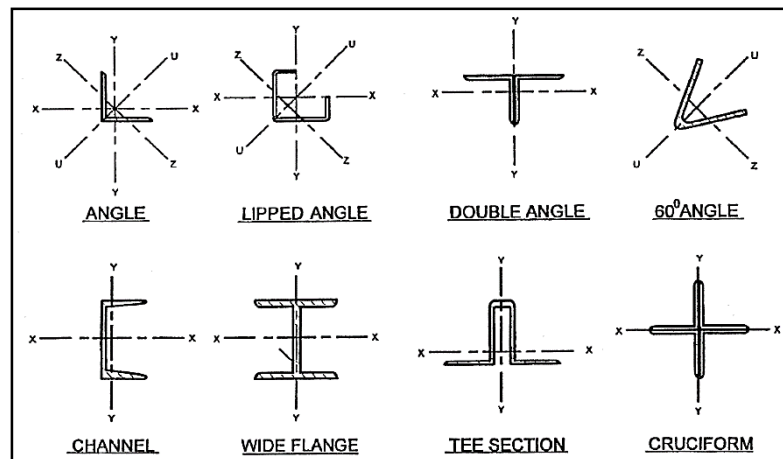


Figura 2. 10 Secciones transversales típicas.

Fuente: American Society of Civil Engineers, 2000.

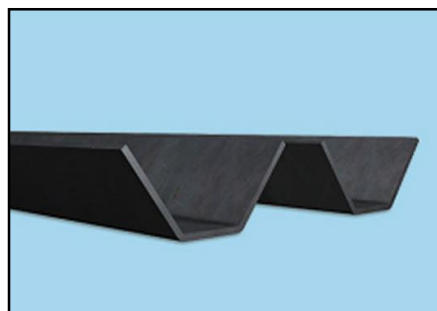


Figura 2. 11 Perfil estructural canal uv.

Fuente: IPAC, 2015.

El espesor mínimo que puede tener un miembro es de 1/8 in. (3mm) y de 3/16 in. (5mm) para las placas de conexión. Además se debe tomar en cuenta la relación de esbeltez, por lo cual, se limitan estos valores. Para los miembros que conforman las patas de la torres la relación de esbeltez debe ser $L/r \leq 150$ y para otros miembros $KL/r \leq 200$. Para miembros redundantes la relación de esbeltez KL/r no excederá de

250 y para miembro de tensión única L/r será superior a 300 pero inferior o igual a 500. El sugiere una relación de $F_u / F_y \geq 1,15$ para el acero utilizado en los miembros (American Society of Civil Engineers, 2000).

2.4 Juntas apernadas

En toda estructura de acero existen elementos estructurales que conectan diferentes miembros de un marco o una celosía, denominados conexiones, que su función principal es transferir fuerzas y momentos desde un miembro estructural a otras partes de la estructura. Las conexiones que se utilizan para la estructura de las torres de transmisión de energía eléctrica son las juntas apernadas.

2.4.1 Tipos de juntas apernadas

Existen dos tipos de juntas apernadas, las cuales dependen de la forma de transmitir la carga desde de los elementos conectados hasta los tornillos de sujeción, que son: conexiones apernadas tipo aplastamiento y conexiones apernadas de deslizamiento crítico (Departamento de Ingeniería de Diseño, 2010).

2.4.1.1 Conexiones apernadas tipo aplastamiento

Las conexiones tipo aplastamiento se caracterizan por resistir la carga de cortante en los pernos y por aplastamiento sobre los mismos. Su diseño depende directamente de la presencia de la rosca, es decir, un perno con roscas excluidas del plano de corte tiene mayor resistencia de diseño que un perno con roscas incluidas en el plano de corte. Para el diseño de estas juntas apernadas tipo aplastamiento se desprecia la fricción entre los elementos conectados.

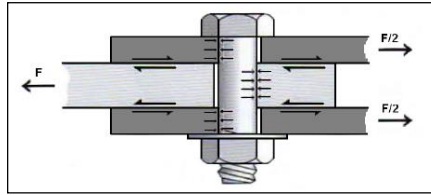


Figura 2. 12 Conexiones tipo aplastamiento.

Fuente: Departamento de Ingeniería de Diseño, 2010.

2.4.1.2 Conexiones apernadas de deslizamiento crítico

La principal característica de este tipo de conexión es, que un deslizamiento sería inconveniente para la capacidad de servicio de la estructura a cual pertenecen dichas uniones. Aquí se incluyen conexiones sometidas a carga de fatiga o a inversión importante de carga, vibraciones y sismo.

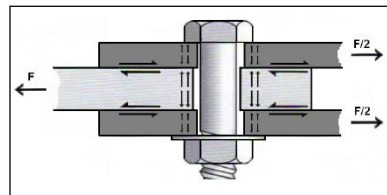


Figura 2. 13 Conexiones de deslizamiento crítico.

Fuente: Departamento de Ingeniería de Diseño, 2010.

2.4.2 Tipo de pernos

Las conexiones apernadas deben tener una capacidad de resistencia que depende de la resistencia de corte del perno y la resistencia de soporte de la placa de conexión; por lo cual, el perno más utilizado para las torres de transmisión fue el A-394 Tipo 0 (American Society of Civil Engineers, 2000). En la actualidad se utiliza pernos de alta resistencia, los cuales tienen resistencias a la tensión de dos o más veces que los pernos ordinarios y están especificados bajo las normas ASTM A325 y A490 (Almeida Prócel & López Rodríguez, 2013). El perno A325 es fabricado bajo tratamiento térmico y con un acero templado de medio carbono y el perno A490 es de un acero de baja aleación y templado, por lo cual, tiene propiedades mecánicas más altas que el A325.

2.4.2.1 Perno A394

La norma ASTM A394 nos trae diferentes tipos de pernos, pero el que más se utiliza en las torres de transmisión es el tipo 0, que son pernos de acero de bajo o medio carbono recubiertos de zinc en diámetros nominales de $\frac{1}{2}$, $\frac{5}{8}$, $\frac{3}{4}$, $\frac{7}{8}$ y una pulgada. Las tuercas utilizadas para estos pernos serán de estilo hexagonal de grado A recubiertos de zinc, según los requerimientos de la especificación A 563 (American Society for Testing and Materials, 1999). Además para este tipo de pernos se utilizarán arandelas de acero al carbono recubiertas con zinc con dimensiones que están en conformidad con la especificación F436. Los requisitos mínimos de dureza que deben de cumplir los pernos ASTM A394 se presentan en la Tabla 2.8.

Tabla 2. 8 Requisitos de dureza.

		Min	Max
Tipo 0	Rockwell B	80	100
Tipo 1, 2 y 3	Rockwell C	25	34

Fuente: American Society for Testing and Materials, 1999.

A este tipo de pernos se les debe proporcionar un torque mínimo a cumplir como lo indica la siguiente Tabla 2.9.

Tabla 2. 9 Par de apriete para tornillos A 394.

Par de apriete para tornillos A 394	
Diámetro del tornillo (in)	N-m
$\frac{1}{2}$	49,05
$\frac{5}{8}$	98,10
$\frac{3}{4}$	166,77
1	382,59

Fuente: Comisión Federal de Electricidad, 2011.

2.4.3 Dimensiones de los pernos y tuercas

Las dimensiones de los pernos y de las tuercas están debidamente normalizados y estandarizados de acuerdo a la norma ANSI/ASME B18.2.1. En las tablas 2.10, 2.11,

2.12 y 2.13; y en la Figura 2.14 se muestra la respectiva nomenclatura y dimensiones de los pernos A394 T-0 (The American Society of Mechanical Engineers, 2010).

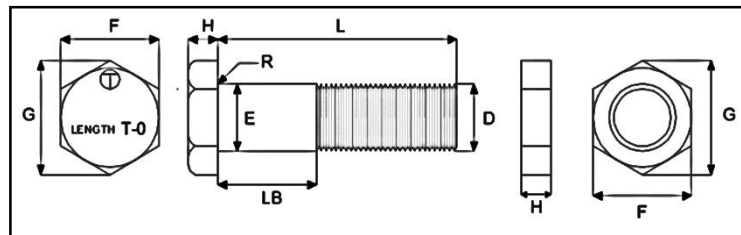


Figura 2. 14 Nomenclatura de las dimensiones del perno y de la tuerca.

Fuente: The American Society of Mechanical Engineers, 2010.

Tabla 2. 10 Dimensiones de los pernos.

Medida Nominal	E	F			G	
	Diám. Cuerpo	Distancia entre caras			Distancia entre esquinas	
	Max	Básico	Max	Min	Max	Min
½	0,515	¾	0,750	0,725	0,866	0,826
5/8	0,642	15/16	0,938	0,906	1,083	1,033
¾	0,768	1 1/8	1,125	1,088	1,299	1,240
7/8	0,895	1 5/16	1,312	1,269	1,516	1,447
1	1,022	1 1/2	1,500	1,450	1,732	1,653

Fuente: The American Society of Mechanical Engineers, 2010.

Tabla 2. 11 Dimensiones de los pernos.

Medida Nominal	H			R	
	Altura			Radio bajo cabeza	
	Básico	Max	Min	Max	Min
½	11/32	0,364	0,302	0,030	0,010
5/8	27/64	0,444	0,378	0,060	0,020
¾	1/2	0,524	0,455	0,060	0,020
7/8	37/64	0,604	0,531	0,060	0,020
1	43/64	0,700	0,591	0,090	0,030

Fuente: The American Society of Mechanical Engineers, 2010.

Tabla 2. 12 Largo del cuerpo LB.

Largo del tornillo	Diámetro del tornillo				
	½	5/8	3/4	7/8	1
1	3/32	1/16	---	---	---
1 ¼	5/32	1/16	1/16	---	---
1 ½	13/32	1/4	1/8	3/16	---
1 ¾	21/32	1/2	3/8	1/4	3/16
2 y más largos	L - 1 3/32	L - 1 1/4	L - 1 3/8	L - 1 1/2	L - 1 5/8

Fuente: The American Society of Mechanical Engineers, 2010.

Tabla 2. 13 Dimensiones de las tuercas.

Medida Nominal (in)	F			G		H		
	Distancia entre caras			Distancia entre esquinas		Espesor		
	Básico	Max	Min	Max	Min	Básico	Max	Min
½	¾	0,750	0,736	0,866	0,840	7/16	0,448	0,427
5/8	15/16	0,938	0,922	1,083	1,051	35/64	0,559	0,535
¾	1 1/8	1,125	1,088	1,299	1,240	41/64	0,665	0,617
7/8	1 5/16	1,312	1,269	1,516	1,447	3/4	0,776	0,724
1	1 ½	1,500	1,450	1,732	1,653	55/64	0,887	0,831
1 1/8	1 11/16	1,688	1,631	1,949	1,859	31/32	0,999	0,939
1 1/4	1 7/8	1,875	1,812	2,165	2,066	1 1/16	1,094	1,030
1 3/8	2 1/16	2,062	1,994	2,382	2,273	1 11/64	1,206	1,138
1 1/2	2 1/4	2,250	2,175	2,598	2,480	1 9/32	1,317	1,245

Fuente: The American Society of Mechanical Engineers, 2010.

2.4.4 Longitud de los pernos

Para determinar la longitud de los pernos es necesario realizar la suma de los espesores de las placas a unir, más los espesores de las arandelas y tuerca. Además se debe tomar en cuenta que después de apretada la tuerca de seguridad, quede una longitud libre de 5 mm como mínimo (Comisión Federal de Electricidad, 2011).

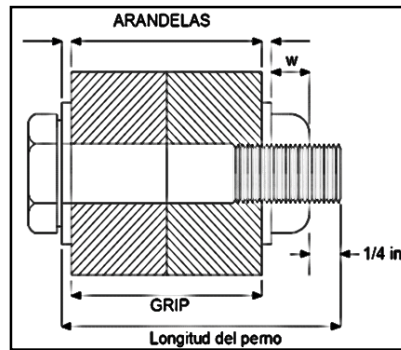


Figura 2. 15 Longitud de los pernos.

Fuente: AISC 360-10, 2010.

2.4.5 Tamaño y uso de las perforaciones para alojar los pernos

La especificación AISC 360-10 para construcciones de acero trae diferentes tipos de perforaciones como: perforaciones estándar, sobre tamaño, ranura corta y ranura larga; en cuanto a las torres de transmisión de energía eléctrica se utilizan perforaciones estándar las cuales aumentan en 2 mm el diámetro nominal del perno.

Las perforaciones estándar se proveen de forma transversal a la dirección de la carga y la dimensión de la perforación va de acuerdo a la Tabla 2.14 (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010).

Tabla 2. 14 Dimensiones del agujero nominal.

Diámetro del perno (in)	Dimensiones del agujero nominal			
	Estándar Diámetro	Sobretamaño Diámetro	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura larga (Ancho x Largo)
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 x 1 5/16	1 1/16 x 2 1/2
≥ 1 1/8	d+ 1/16	d + 5/16	(d+1/16) x (d+3/8)	(d+1/6) x (2,5xd)

Fuente: AISC 360-10, 2010.

2.4.6 Instalación y ajustes de los pernos

La instalación y el ajuste de los pernos deben garantizar que las tuercas no se aflojen debido a la acción de vibraciones o fatiga; por lo cual, se instalan en agujeros estándar y se aprietan con llaves de torsión manual o con llaves de impacto. Cuando se utilice pernos de alta resistencia se exige que estos sean ajustados hasta que los miembros conectados queden perfectamente apretados entre la cabeza del perno y la tuerca. Los métodos más utilizados para el apriete de tuercas son:

- Método del giro de tuerca
- Método de ajuste con llaves calibradas

2.4.6.1 Método de giro de tuerca

Este método consiste en apretar con llaves corrientes de tuercas de forma manual hasta media vuelta más allá del punto donde se desarrolla algo de resistencia, condición conocida como “Apriete ajustado”. Luego se procede a aplicar un giro adicional que depende de la longitud del vástago según la Tabla 2.15 para lograr el apriete requerido. No se debe exceder en el apriete, ya que, se puede ocasionar una falla en la unión, ya que se introduce en el vástago una combinación de esfuerzos de tracción y torsión, lo que genera que la rosca se plastifique mientras la espiga sigue elástica (Garzón Chalco, 2011).

Tabla 2. 15 Apriete requerido.

Long. del vástago	Apriete final
< 4d	1/3 de vuelta
4d a 8d	1/2 vuelta
8d a 12d	2/3 a 3/4 de vuelta
> 12d	Control con llave calibrada

Fuente: Garzón Chalco, 2011.

2.4.6.2 Método de ajuste con llaves calibradas

Este método se realiza con la utilización de llaves calibradas de torque o de impacto, operadas mecánicamente, que dejan de funcionar cuando la tuerca alcanza la tensión deseada de acuerdo con el diámetro y clasificación del ASTM del perno. Se debe tener especial cuidado al instalar un conjunto de pernos en una conexión debido a que se debe volver apretar los que se colocaron inicialmente; ya que, pueden aflojarse debido a la colocación de los otros pernos, hasta lograr que todos los pernos estén debidamente ajustados. Las llaves se deben calibrar diariamente y se debe colocar una arandela endurecida debajo de la tuerca o la cabeza del perno dependiendo de cuál se va a girar durante el ajuste para evitar la excoiación (Almeida Prócel & López Rodríguez, 2013).

2.4.7 Espaciamiento mínimo

Se debe dejar un espaciamiento mínimo entre pernos para facilitar la construcción, la cual, no debe ser menor que $2\frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal del conector. Esta distancia está comprendida entre los centros de las perforaciones estándar, sobremedidas o ranuras.

2.4.8 Distancia mínima al borde

Las perforaciones estándar deben tener una distancia mínima en cualquier dirección desde el centro de la perforación hasta el borde de una parte conectada, que no debe tener un valor menor que el de la Tabla 2.16.

Tabla 2. 16 Distancia mínima al borde.

Distancia mínima al borde desde el centro del agujero estándar hasta el borde de la parte conectada			
Diámetro del perno		Distancia mínima al borde	
(in)	(mm)	(in)	(mm)
½	16	¾	22
5/8	20	7/8	26
¾	22	1	28
7/8	24	1 1/8	30
1	27	1 1/4	34
1 1/8	30	1 1/2	38
1 ¼	36	1 5/8	46
Sobre 1 ¼	Sobre 30	1 1/4 x d	1,25xd

Fuente: AISC 360-10, 2010.

2.4.9 Distancia máxima a los bordes y espaciamiento máximo

La distancia máxima a considerar desde el centro de cualquier perno o remache hasta el borde más cercano de las partes en contacto debe ser 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no exceder de 150 mm (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010). Por otro lado, el espaciamiento longitudinal de los conectores entre elementos en contacto continuo consistentes de un perfil o de dos planchas debe ser la siguiente:

- Para miembros pintados o sin pintar no sujetos a corrosión, el espaciamiento no debe exceder de 24 veces el espesor de la plancha más delgada o 305 mm.
- Para miembros sin pintar de acero de alta resistencia a la corrosión atmosférica, el espaciamiento no debe exceder de 14 veces el espesor de la plancha más delgada o 180 mm.

2.5 Cimentación

Al hablar de una obra civil se está considerando directamente que ésta va a estar emplazada en el suelo, por lo tanto, también se está hablando de la cimentación de dicha obra. Una torre para líneas de transmisión de energía eléctrica necesita de

elementos estructurales para transmitir los esfuerzos al suelo. Este elemento estructural es conocido como cimentación, y su diseño requiere de un juicio de ingeniería competente y de experiencia.

Para conseguir un diseño eficaz de una cimentación se debe llegar a relacionar las cargas de la torre con el rendimiento y la fiabilidad de la cimentación, sin dejar de lado el aspecto económico. Se debe realizar un estudio geotécnico del suelo para interpretar los datos y de esta manera diseñar las cimentaciones en función de los diferentes modelos geotécnicos. En lo que se refiere al costo, éste dependerá de la ubicación de la línea y de las condiciones del suelo. Las propiedades del suelo y la roca pueden variar significativamente a lo largo de la línea de transmisión, además se debe tener en cuenta variables como son procedimientos de instalación y compactación del relleno, ya que, estas influyen directamente en gran medida en el rendimiento de la cimentación (Arias Pazmiño, 2011).

Los parámetros geotécnicos pueden tener grandes coeficientes de variación y su evaluación puede ser incierta, por lo que, se recomienda diseñar las cimentaciones para cargas específicas del sitio o para un diseño estándar de carga máxima. Para un mejor enfoque se debe utilizar un sitio de diseño específico y estandarizado, el cual se debe basar en el número de sitios que tendrá la investigación geotécnica para la inspección y verificación de las condiciones del suelo.

2.5.1 Estudio geotécnico

Para seleccionar y diseñar el tipo de cimentación, económico y seguro a emplear en nuestra estructura, se debe realizar un estudio geotécnico, el cual permite determinar la composición química del suelo, además de conocer los agentes perjudiciales para la base, cimentaciones, relleno y la puesta a tierra de una estructura (Arias Pazmiño, 2011). Las condiciones del suelo de sitio deben ser conocidos a través del conocimiento existente del sitio o de nuevas exploraciones. Además, se debe hacer una

inspección para verificar que los parámetros del suelo seleccionado estén dentro de los límites de diseño.

En el estudio geotécnico, el ingeniero encargado deberá investigar características del sitio como: geología, clima, vegetación, edificaciones e infraestructuras adyacentes, estudios anteriores y otros aspectos adicionales que el ingeniero geotécnico considere necesarios. Este estudio debe precisar todo lo relativo a las propiedades físicas y geométricas del subsuelo y recomendaciones de diseño y construcción de todas las obras relacionadas (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). El estudio de suelo debe considerar el peso de la unidad de suelo, el ángulo de fricción interna, la cohesión, cantidad de golpes, y el módulo de deformación. Además se debe conocer la composición estratigráfica, es decir, las capas o estratos de diferentes características que lo componen en la profundidad y la ubicación del nivel freático.

El estudio geotécnico nos ayudará a conocer las características físico-mecánicas y químicas para realizar un correcto diseño de la cimentación, teniendo en cuenta aspectos de seguridad, economía, rendimiento y fiabilidad.

2.5.2 Tipo de cimentaciones

Una vez realizado el estudio geotécnico se procede a seleccionar el tipo de cimentación que se va a emplear en la estructura, desde un punto de vista técnico y económico. Existen muchos tipos de cimentaciones adecuados para torres de transmisión como son: emparrillado de acero, cimentaciones de concreto con pernos de anclaje, pilotes y zapatas de hormigón (Stub angles) (American Society of Civil Engineers, 2000).

2.5.2.1 Emparrillado de acero

Existen dos formas de realizar este tipo de cimentación, la primera consiste en la formación de una pirámide, la cual se diseñará sin tomar en cuenta el soporte lateral

del suelo circundante como se muestra en la Figura 2.16 (a). La segunda forma considera que el ángulo del talón, o miembro de la pierna, deberá ser diseñado teniendo en cuenta el apoyo solamente en la placa de corte y la base del emparrillado, Figura 2.16 (b)

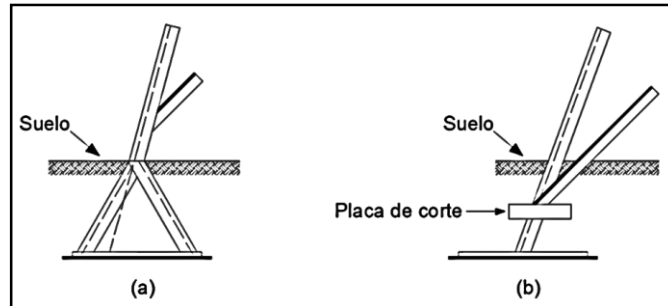


Figura 2. 16 Emparrillado de acero.

Fuente: ASCE 10-97, 2000.

2.5.2.2 Cimentaciones de concreto con pernos de anclaje

El perno de anclaje debe tener una longitud suficiente incrustada para que de esta manera se llegue a transferir la carga de tracción al hormigón por la unión entre el perno y el hormigón. El ensamblaje de la base es la encargada de transferir la carga de compresión al hormigón o mortero. Por último, la carga de corte se transfiere por la fricción de corte basado en la fuerza de sujeción en el ensamblaje de la base.

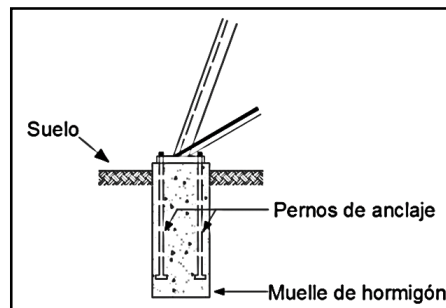


Figura 2. 17 Pernos de anclaje.

Fuente: ASCE 10-97, 2000.

2.5.2.3 Pilotes

La cimentación a través de pilotes se usa para cimentaciones profundas en donde se requiere transmitir las cargas de las estructuras hasta las capas de suelo más profundas

que tengan la capacidad de carga suficiente para soportarlas. Los pilotes pueden ser de madera, hormigón pretensado, concreto fundido in situ, tubos de acero rellenos de hormigón y perfiles de acero H. Los pilotes tienen una alta capacidad de carga axial, pero tienen una resistencia relativamente baja de corte y flexión. En las torres de transmisión los pilotes nos ayudan a contrarrestar las fuerzas de levantamiento (Fang, Roy, & Kramer, 1999).

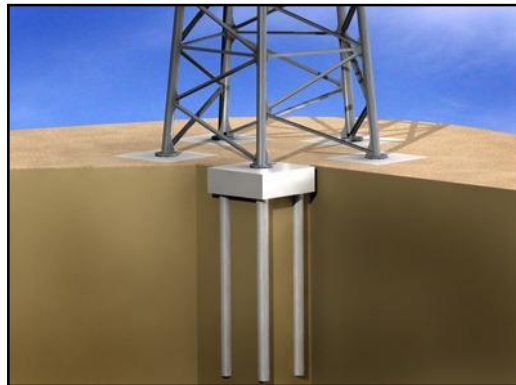


Figura 2. 18 Cimentación mediante pilotes.

Fuente: Arquigrafico, 2015.

2.5.2.4 Stub angles

La resistencia a la tracción y compresión se transmite al hormigón mediante conectores de corte o por la placa de fondo mostrados en la Figura 2.19. La carga de corte se transmite por la presión de apoyo lateral del hormigón.

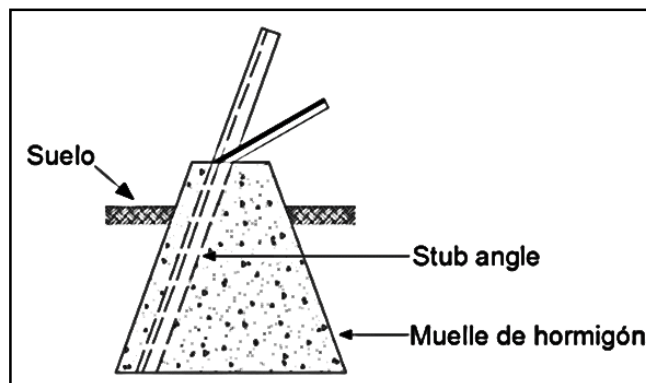


Figura 2. 19 Stub angle.

Fuente: ASCE 10-97, 2000.

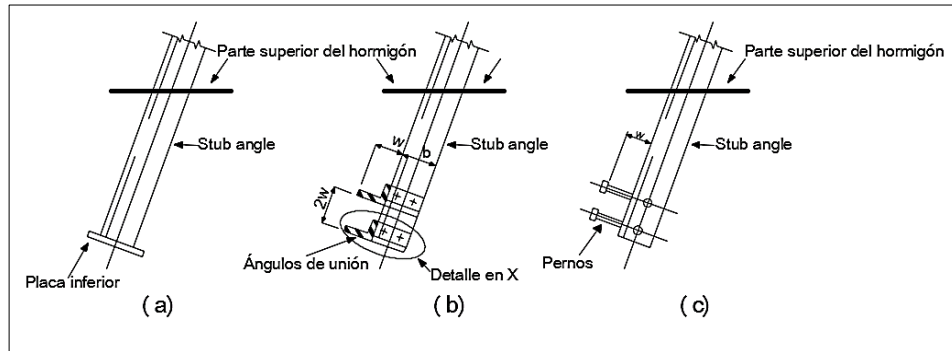


Figura 2. 20 Tipos de stub angles.

Fuente: ASCE 10-97, 2000.

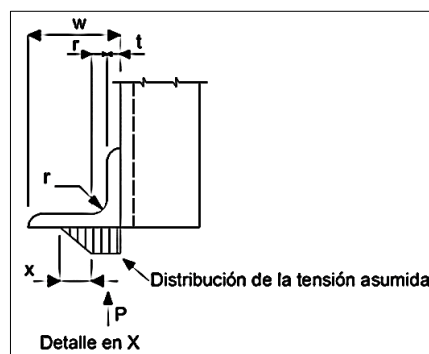


Figura 2. 21 Detalle en X

Fuente: ASCE 10-97, 2000.

Conclusión

El ingeniero a cargo del diseño de las torres de transmisión debe tener un conocimiento general de las cargas que actúan sobre las mismas; ya que, el ingeniero eléctrico es el encargado de realizar el análisis de cargas. Se ha considerado añadir la carga referente a sismo, debido a que el Ecuador se encuentra en una zona de alto peligro sísmico, para analizar su comportamiento frente a esta carga. En cuanto a perfiles, los de sección circular son los más idóneos para este tipo de estructuras pero son muy utilizados debido a la complejidad de sus conexiones, por lo cual, los perfiles angulares son los más utilizados para este tipo de estructuras. Se recomienda utilizar perfiles UV en torres autoportantes de sección triangular. En la actualidad ya no se utilizan los pernos A394 T0, en reemplazo de éstos se utilizan pernos de alta resistencia como son el A325 y el A490.

CAPÍTULO III

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

Introducción

En el presente capítulo se da a conocer las normas nacionales e internacionales que nos servirán de guía para la evaluación y diseño de torres de transmisión. Se analiza cada una de las especificaciones para determinar cuál es la más idónea y a partir de ésta se presenta cómo se debe realizar el cálculo de los esfuerzos que puede resistir un elemento estructural. En cuanto a la cimentación, se revisan las normas existentes para una correcta elección del tipo de cimentación y realizar su diseño desde un punto de vista estructural y económico.

3.1 Especificaciones para el diseño de la estructura

Al momento de dimensionar la estructura metálica de la torre, el ingeniero encargado del diseño se debe guiar en ciertas normas para garantizar el correcto funcionamiento de la estructura, de tal forma que se pueda evitar el fallo de la misma. Las normas nos proporcionan especificaciones que nos ayudan a obtener un diseño en el que prevalezca aspectos importantes como son: seguridad, factibilidad y costo. Cuando ya se ha realizado el análisis de las cargas externas que actúan sobre la torre, la geometría y el material a utilizar en la misma, se procede a efectuar un análisis para determinar los esfuerzos a los que van a estar sometidos cada uno de los miembros estructurales, esfuerzos que nos ayudará a fijar las dimensiones de cada uno de miembros.

El diseño de los miembros estructurales y de las conexiones se debe realizar de manera que se llegue a obtener el comportamiento que se espera tener en el sistema estructural y las hipótesis hechas durante el análisis. La fuerza que predomina en los elementos

estructurales es la axial, por lo tanto, los elementos deben ser diseñados para compresión o tracción. En algunos casos debido a ciertas condiciones de carga, ciertos elementos estructurales pueden estar sometidos tanto a fuerzas de compresión como de flexión (Task Committee on Updating Manual 52 of the Structural Division, 1988). Por este motivo los miembros estructurales deben estar diseñados a flexión, para mantener su estabilidad local y que no se produzca el pandeo. Para el análisis se debe considerar que todos los nudos sean articulados y para que esto se llegue a cumplir, se debe garantizar que el centroide de cada uno de los elementos concurrentes al nudo, deben coincidir en un solo punto.

Las normas de diseño para estructuras metálicas, tanto el AISC 360-10 como la NEC, nos ofrecen requerimientos de diseño los cuales tienen como propósito fundamental la determinación de la resistencia nominal y disponible de los miembros, conexiones y otros componentes de las estructuras de acero. La NEC está enfocada a Sistemas Resistentes a Cargas Sísmicas y es aplicada cuando el coeficiente de reducción de respuesta sísmica R sea mayor a 3 (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Siendo para las torres autoportantes un valor de 3, por lo cual, se aplicará el AISC 360-10 para el diseño de las torres de transmisión. Existen dos métodos de diseño, el Diseño por Resistencia Admisible (ASD) y el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010), el último se utilizará para el diseño de la torre autoportante para líneas de transmisión de energía eléctrica.

3.1.1 Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

Antes de hablar del diseño por factores de carga y resistencia se debe tener un previo conocimiento de los estados límites. Un estado límite es una condición que representa el límite estructural de utilidad. El primer estado límite es el de resistencia, el cual, toma en cuenta consideraciones lógicas de seguridad o de capacidad de carga de las estructuras y el segundo estado límite, el de servicio, el cual se refiere al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio.

El método LRFD se basa en los estados límites de resistencia siendo los más comunes: la iniciación de la fluencia, la formación de una articulación plástica, la formación de un mecanismo plástico, el pandeo lateral o torsional, el pandeo local, la inestabilidad por deflexión, por deformación plástica y por deformación excesiva (Valencia Clement, 2006).

El método LRFD consiste en multiplicar la resistencia nominal por un factor de resistencia (ϕ), y la resistencia de diseño así obtenida debe ser igual o mayor que la resistencia requerida. La resistencia requerida por el diseño está determinada mediante un análisis de la estructura para combinaciones de cargas LRFD apropiadas (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010).

El diseño se realizará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$R_u \leq \phi * R_n$$

Donde:

R_u = Resistencia requerida (LRFD) (kg).

R_n = Resistencia nominal, en kg.

ϕ = Factor de resistencia.

$\phi * R_n$ = Resistencia de diseño (kg).

3.1.2 Diseño de miembros a compresión

Los miembros estructurales que forman parte de la estructura de la torre autoportante de transmisión están sometidos a cargas axiales de compresión, por lo cual, se debe tener especial cuidado al momento de su diseño para garantizar la adecuada resistencia de la estructura. Los perfiles que garantizan un adecuado comportamiento ante las cargas axiales de compresión, son aquellos que tienen un radio de giro constante respecto a su centroide. Por lo dicho anteriormente, los perfiles más idóneos son los de sección tubular, pero no son utilizados debido a que las conexiones, ya sea por

pernos o remaches, son difíciles de ejecutar. Por lo tanto se utilizan secciones angulares de lados iguales, ya que, estos nos resultan más económicos y nos garantizan un buen comportamiento ante cargas axiales de compresión (Almeida Prócel & López Rodríguez, 2013).

3.1.2.1 Tipo de fallas por miembros en compresión

Un elemento que está sometido a una carga axial de compresión puede tener diferentes tipos de fallo por pandeo, estos fallos se dan cuando un elemento de la misma sección transversal va aumentando en su longitud, este aumenta la tendencia a pandearse y disminuye su capacidad de carga. Los tipos de fallo de los elementos sometidos a compresión (McCormac & Csernak, 2012) son:

- Pandeo flexionante también llamado pandeo de Euler. Los miembros están sometidos a flexión cuando se vuelven inestables.
- Pandeo local, este se da cuando alguna parte o partes de la sección transversal de un elemento sometido a compresión son tan delgadas que se pandean localmente en compresión antes que los otros tipos de falla por pandeo que puedan ocurrir. Este tipo de falla se puede medir mediante las relaciones ancho a espesor de las partes de la sección transversal del elemento.

3.1.2.2 Esbeltez y longitud efectiva

Un elemento estructural solicitado a fuerzas axiales de compresión puede llegar a un estado límite conocido como inestabilidad; el cual, se da cuando el esfuerzo axial de compresión supera un valor determinado conocido como carga crítica. Cuando se produce la inestabilidad del elemento, también conocido como pandeo, el elemento estructural sufre un colapso irreversible. Pero al hablar del fenómeno de pandeo, también se debe hablar de la esbeltez de un elemento estructural debido a que tienen una relación directa (Galletero Montero & Montero Martínez, 1999).

La esbeltez es la relación entre la longitud y la sección del elemento estructural o barra, considerándose piezas muy esbeltas aquellas que son muy largas y delgadas. Entonces la relación que existe entre pandeo y esbeltez es que, cuando una barra es muy esbelta ésta tiene una gran tendencia al pandeo y por lo tanto alcanza muy rápido su carga crítica. Pero, por otro lado, si la barra es poco esbelta tiene muy poca tendencia al pandeo (Galletero Montero & Montero Martínez, 1999).

Para el cálculo de la esbeltez de una barra, se define el concepto de esbeltez mecánica que es la relación existente entre la longitud de pandeo de una barra y su radio de giro:

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

Donde:

λ = Esbeltez en el eje considerado.

K = Coeficiente de esbeltez que depende de las vinculaciones de las barras.

L = Longitud real del tramo de pandeo en la dirección considerada, en milímetros.

r = Radio de giro del eje considerado, en milímetros.

Según el Capítulo E del AISC 360 - 10 para construcciones de acero, se recomienda que para los miembros diseñados sólo en compresión la razón de esbeltez KL/r no debe ser mayor que 200 y según el ASCE 10-97, las relaciones de esbeltez en los miembros comprimidos para montantes debe de ser $L/r \leq 150$, para miembros de arriostramiento $KL/r \leq 200$ y $KL/r \leq 250$ para los miembros redundantes.

La longitud efectiva (KL) es la distancia entre dos puntos donde el momento es nulo, es decir, la distancia entre sus puntos de inflexión. El factor de longitud efectiva K es el número por el cual debe de multiplicarse la longitud del elemento estructural para obtener su longitud efectiva, cuyo valor depende de la restricción rotacional en los extremos del elemento y de la resistencia al movimiento lateral de éste (McCormac & Csernak, 2012).

Para la determinación de la longitud efectiva de pandeo el ASCE 10-97 nos proporciona una serie de recomendaciones para diferentes condiciones de soporte que se pueden emplear en los extremos del elemento estructural en análisis. Pero por otro lado, la norma ANSI/TIA ha elaborado un manual basado en el ASCE 10-97 para determinar la longitud efectiva de forma más sencilla, como se muestra en las siguientes figuras.

ANSI/ASCE 10-09 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> $\frac{KL}{R} = 60 + 0.50 \frac{L}{R}$ (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)

Figura 3. 1 Curvas de esbeltez efectiva.

Fuente: Telecommunications Industri Association, 1996.

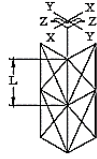
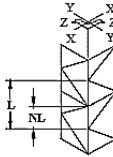
PERFILES ANGULARES QUE ACTÚAN COMO MIEMBROS COMPRIMIDOS RELACIONES DE ESBELTEZ PARA MONTANTES ARRIOSTRADOS	
ARRIOSTRAMIENTO SIMÉTRICO	
	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_z}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R_z} \leq 120 \quad \frac{L}{R_z} > 120$ CURVA 1 CURVA 4
ARRIOSTRAMIENTO ALTERNADO	
	RELACIONES DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDAS: $\frac{L}{R_x}, \frac{L}{R_y}, \frac{L}{R_z} \left(\frac{1+2N}{3} \right)$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120 \quad \frac{L}{R} \text{ MAX} > 120$ CURVA 1 CURVA 4
NOTA: PARA LOS MIEMBROS DE LOS MONTANTES LA LONGITUD MEDIDA (L) DEBE SER IGUAL A LA SEPARACIÓN DE LOS PANELES MEDIDA A LO LARGO DEL EJE DEL MONTANTE.	

Figura 3. 2 Relación de esbeltez para montantes.

Fuente: Telecommunications Industri Association, 1996.

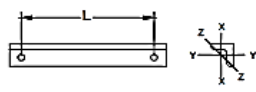
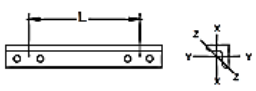
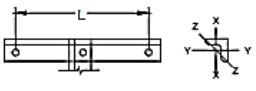
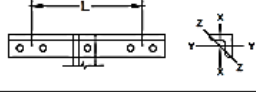
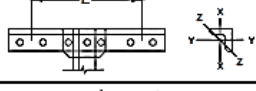
PERFILES ANGULARES QUE ACTÚAN COMO MIEMBROS COMPRIMIDOS RELACIONES DE ESBELTEZ PARA MIEMBROS DE ARRIOSTRAMIENTO	
La sección 3.1.9 trata la determinación de la longitud medida, L.	
	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R_x} \leq 120 \quad \frac{L}{R_x} > 120$ CURVA 3 CURVA 4
	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R_x} \leq 120 \quad \frac{L}{R_x} > 120$ CURVA 3 CURVA 6
	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x} \leq \frac{0,5L}{R_x}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120 \quad \frac{L}{R} \text{ MAX} > 120$ CURVA 3 CURVA 4
	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x} \leq \frac{0,5L}{R_x}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120 \quad \frac{L}{R} \text{ MAX} > 120$ CURVA 3 CURVA 6
	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x} \leq \frac{0,5L}{R_x}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120 \quad \frac{L}{R} \text{ MAX} > 120$ CURVA 3 CURVA 6
	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x} \leq \frac{0,5L}{R_x}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120 \quad \frac{L}{R} \text{ MAX} > 120$ CURVA 2 CURVA 4
	RELACIÓN DE ESBELTEZ CRÍTICA MEDIDA: $\frac{L}{R_x} \leq \frac{0,5L}{R_x}$ RELACIONES DE ESBELTEZ EFECTIVA: $\frac{L}{R} \text{ MAX} \leq 120 \quad \frac{L}{R} \text{ MAX} > 120$ CURVA 2 CURVA 6
Nota: Para los miembros de arriostamiento 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.	

Figura 3. 3 Relación de esbeltez para miembros de arriostamiento.

Fuente: Telecommunications Industri Association, 1996.

El radio de giro (r) de una sección es la distancia al eje de un punto en donde habría que concentrar toda la masa para obtener el mismo momento de inercia respecto al eje que el que se tiene con la distribución real de la masa (Riley & Sturges, 1996), por lo dicho anteriormente el radio de giro está expresado en la siguiente ecuación:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

r = Radio de giro (cm).

I = Momento de inercia, en cm^4 .

A = Área de la sección, en cm^2 .

Los ejes principales de las secciones típicas a utilizarse son los eje x e y , pero para los secciones angulares los ejes principales son w y z , donde w es el eje de simetría para ángulos de lados iguales. Los ejes se pueden apreciar en la Figura 3.4.

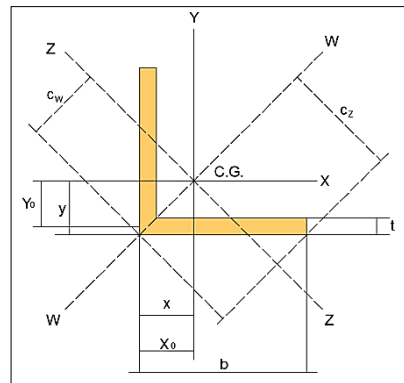


Figura 3. 4 Ejes principales de una sección angular.

Fuente AISC 360-10, 2010.

3.1.2.3 Resistencia de diseño en compresión

La resistencia de los miembros a compresión se calculará de acuerdo al AISC 360-10 “Specification for Structural Steel Buildings”, ya que, las ecuaciones que se emplean en el ASCE 10-97 para ángulos de alas iguales son equivalentes al del AISC 360-10. Las longitudes de pandeo se realizarán según el ASCE 10-97.

La resistencia de diseño en compresión $\phi_c * P_n$ se determinará a partir de la resistencia nominal de compresión P_n , la cual es el valor menor obtenido de acuerdo a los estados límites que aplican pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional. El valor de ϕ_c es igual 0,90 por el método LRFD. Si los ángulos tienen alas iguales el pandeo local y el pandeo torsional son idénticos, mientras que la tensión crítica de pandeo por torsión y flexión son ligeramente menores que la tensión crítica de pandeo torsional. Por esta razón se comprueba sólo para pandeo por flexión y para pandeo local (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010).

Los ángulos simples deben tener una relación $\frac{w}{t} \leq 20$, donde w es el ancho del ángulo y t es el espesor del mismo. Los efectos provocados por la excentricidad pueden ser despreciados cuando los miembros son clasificados como elementos en compresión cargados axialmente; por lo cual, la resistencia de compresión nominal, P_n , se determina, basándose en el estado límite de pandeo por flexión para miembros solicitados en compresión con secciones compactas y no compactas, de la siguiente manera (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010):

$$P_n = F_{cr} * A_g \text{ kgf}$$

Donde:

A_g : Área bruta del ángulo, en cm^2 .

La tensión de pandeo por flexión, F_{cr} , se determina de la siguiente manera:

a) Cuando

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{Q * F_y}}, \text{ ó } \frac{Q * F_y}{F_e} \leq 2,25$$

Entonces la tensión de pandeo por flexión en el rango inelástico es:

$$F_{cr} = Q * \left[0,658 \frac{Q * F_y}{F_e} \right] * F_y \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

b) Cuando

$$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{Q * F_y}}, \text{ ó } \frac{Q * F_y}{F_e} > 2,25$$

Entonces la tensión de pandeo por flexión en el rango elástico es:

$$F_{cr} = 0,877 * F_e \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

F_e , es la tensión de pandeo elástico y se determina de acuerdo a la siguiente ecuación, kgf/cm^2 :

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Q , es el factor de reducción neto que toma en cuenta todos los elementos esbeltos en compresión, pero para miembros sin elementos esbeltos el factor de reducción Q es igual a 1. Para secciones conformadas solamente por elementos esbeltos no atiesados $Q = Q_s * Q_a$, donde $Q_a = 1$.

El factor de reducción Q_s , para elementos esbeltos no atiesados, se define de la siguiente manera:

a) Cuando:

$$\frac{b}{t} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = 1,0$$

b) Cuando:

$$0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1,03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

c) Cuando:

$$\frac{b}{t} \geq 1,03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = \frac{0,69 * E}{F_y * \left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

F_y = Esfuerzo de fluencia, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

L = Longitud del elemento que trabaja a compresión, en cm.

b = Ancho del ángulo, en cm.

t = Espesor del ángulo, en cm.

3.1.3 Diseño de miembros a tensión

Un miembro a tensión es aquel que se encuentra solicitado a esfuerzos de tracción debido a fuerzas estáticas a lo largo de su eje central, por lo cual, son elementos muy eficientes y de fácil diseño debido a que no hay peligro que el miembro estructural se pandee. Para su diseño se necesita determinar la carga a la cual va a estar sometido, luego se calcula el área requerida que sea capaz de resistir dicha carga, para finalmente seleccionar una sección de acero que tenga el área requerida. Un miembro de acero sin agujeros y que está sometido a una carga de tensión puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que el producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del acero. Mientras que un miembro en tensión con agujeros para tornillos puede fallar por fractura en la sección neta que pasa por los agujeros. La carga de falla por fractura puede ser más pequeña que la carga requerida para plastificar la sección bruta sin considerar los agujeros (McCormac & Csernak, 2012).

En cuanto al límite de esbeltez para miembros a tracción, no existe límite máximo. Pero es preferible que la razón de esbeltez L/r no exceda de 300 (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010), este valor es recomendado por el AISC basado en un juicio profesional y consideraciones de seguridad, económicas prácticas y facilidad de manejo requeridos de manera tal de minimizar daños que puedan ocurrir durante su fabricación, transporte y montaje. El límite de esbeltez no incide en el esfuerzo de tracción que pueda soportar el elemento estructural.

3.1.3.1 Tipos de falla y estados límite de miembros en tensión

Los miembros en tensión deben estar diseñados de acuerdo a los estados límites que son (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010):

- Fluencia en la sección bruta.
- Ruptura en la sección neta.

3.1.3.2 Resistencia de diseño en tracción

La resistencia de diseño en tracción, $\phi_1 P_n$, debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los límites de fluencia en tracción calculada en la sección bruta y ruptura en tracción calculada en la sección neta (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010).

3.1.3.2.1 Fluencia en la sección bruta

La fluencia en la sección bruta es un modo de falla por el cual, el material se plastifica y la falla es por deformación permanente. La resistencia de fluencia en la sección bruta se calcula de la siguiente manera:

$$P_n = F_y * A_g \text{ kgf}$$

$$\phi_1 = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

A_g = Área bruta del miembro, cm^2 .

3.1.3.2.2 Ruptura en la sección neta

Este modo de falla se da cuando el miembro falla en una trayectoria normal a la fuerza de tensión que atraviesa los agujeros para los tornillos. La resistencia de ruptura en la sección neta se calcula de la siguiente manera:

$$P_n = F_u * A_e \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_1 = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

A_e = Área neta efectiva, cm^2 .

F_u = Tensión última mínima especificada, $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

3.1.3.3 Definición de las áreas sujetas sometidas a esfuerzos de tensión

Los elementos estructurales pueden fallar debido a sus estados límites como son: fluencia general en el área bruta y ruptura en el área neta. Por esta razón, es importante definir cada una de estas áreas y de esta forma garantizar que nuestro miembro estructural pueda resistir las solicitaciones a las que va estar sujeto.

3.1.3.3.1 Área bruta

El área bruta, A_g , es el área total de la sección transversal del elemento estructural, la cual está considerada sin deducciones por perforaciones o porciones de elementos inefectivos sujetos a pandeo local (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010). En la Figura 3.5 se muestra el área total de una sección angular.

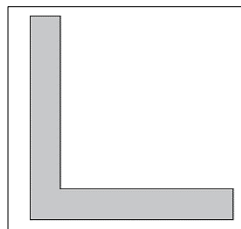


Figura 3. 5 Área bruta.

Elaborado por: Autor.

3.1.3.3.2 Área neta

El área neta, A_n , en breves rasgos es el área bruta de la sección transversal menos el área de los agujeros, ranuras u otras muescas, pero para el cálculo se debe aumentar 2 mm al agujero con respecto a la dimensión nominal del perno. Además, debido a la ubicación de las perforaciones el área neta se puede definir como la suma de los productos de los espesores por sus respectivos anchos netos.

Cuando un elemento estructural tiene una cadena de perforaciones en línea diagonal o zigzag, el ancho neto se obtiene restando del ancho bruto, la suma de las dimensiones de los diámetros de las perforaciones o ranuras y agregando para cada cambio en zigzag en la cadena, la cantidad de $\frac{s^2}{4g}$. Donde s (paso) es la distancia longitudinal, en cm, centro a centro de dos perforaciones consecutivas y g es la distancia, en cm, centro a centro (gramil) entre líneas de conectores (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010). La Figura 3.6 muestra las secciones de posibles fallas que se dan en un elemento estructural según la configuración de los agujeros y en la Figura 3.7 se muestra las dimensiones s y g .

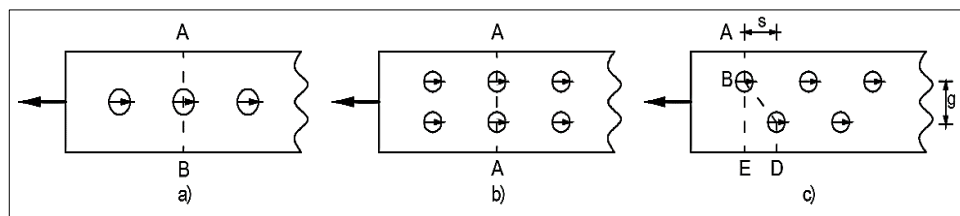


Figura 3. 6 Secciones de posibles fallas en placas.

Fuente: McCormac & Csernak, 2012.

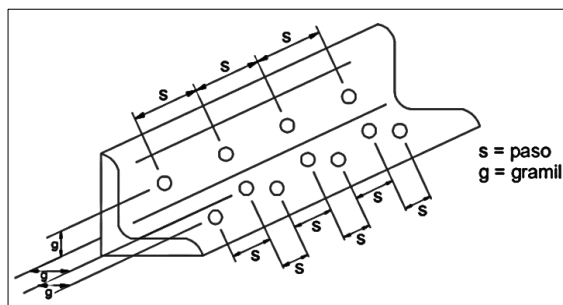
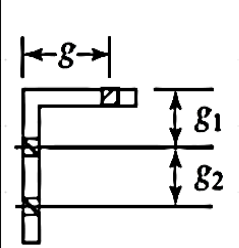


Figura 3. 7 Gramil y paso en ángulos.

Fuente: McCormac & Csernak, 2012.

Debido a que pueden existir varias trayectorias y cada una de ellas puede ser crítica en una junta específica, se debe considerar cada una de las trayectorias posibles para de esta manera utilizar la que dé el menor valor. El ancho neto menor obtenido se multiplica por el espesor de la placa para obtener el área neta, A_n . Al momento realizar los agujeros para los tornillos se debe tomar en cuenta que estos deben estar en ciertos lugares estandarizados, los cuales dependen del ancho del ángulo y del número de líneas de agujeros. Los agujeros se punzonan o taladran en los gramiles que se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3. 1 Gramiles usuales para ángulos, en pulgadas.

	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	$1\frac{3}{4}$	$1\frac{3}{8}$	$1\frac{1}{8}$	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	$2\frac{1}{2}$	$1\frac{3}{4}$										

Fuente: McCormac & Csernak, 2012.

3.1.3.3.3 Área neta efectiva

El área neta efectiva de un ángulo depende del tipo de conexión que se realice, teniendo dos casos para la definición de área neta efectiva. El primer caso se da cuando la carga se transmite directamente a todos y cada uno de los elementos transversales por medio de sujetadores o soldaduras, $A_e = A_n$. El segundo caso se da cuando la carga se transmite por medio de pernos o remaches a través de algunos, pero no todos los elementos de la sección transversal del perfil, $A_e = U \cdot A_n$ (McCormac & Csernak, 2012). Los casos se representan en la Figura 3.8 y en la Figura 3.9.

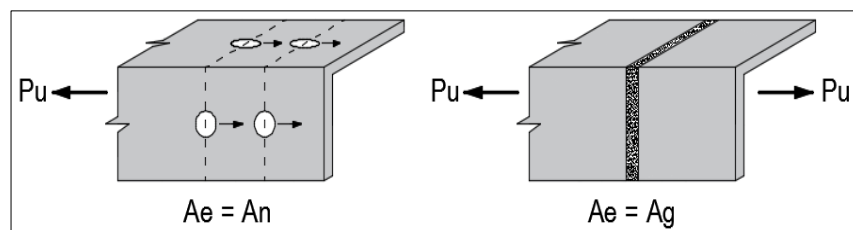


Figura 3. 8 Cálculo del área neta efectiva, caso 1.

Elaborado por: Autor.

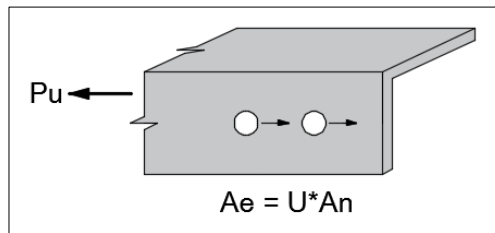


Figura 3. 9 Cálculo del área neta efectiva, caso 2.

Elaborado por: Autor.

El segundo caso es conocido como corte diferido y debido a que la tensión no se transmite por toda la sección transversal, el área neta transversal se debe multiplicar por un factor de reducción U , el cual toma en cuenta de forma sencilla la distribución no uniforme del esfuerzo y se calcula de la siguiente manera:

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$$

Donde l , en cm, es igual a la distancia entre la primera y la última fila de sujetadores en una línea para conexiones apernadas, para pernos alternados se utiliza la dimensión entre líneas externas de los pernos. Si la longitud l incrementa, el efecto de corte diferido disminuye. El valor de $\bar{x}$, en cm, es la distancia entre el plano de la conexión y el centroide del área de la sección total. Si el valor de $\bar{x}$ es menor, entonces el área efectiva del miembro será mayor y por ende es mayor la resistencia de diseño del miembro (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010). Las distancias l y $\bar{x}$ se muestran en la Figura 3.10.

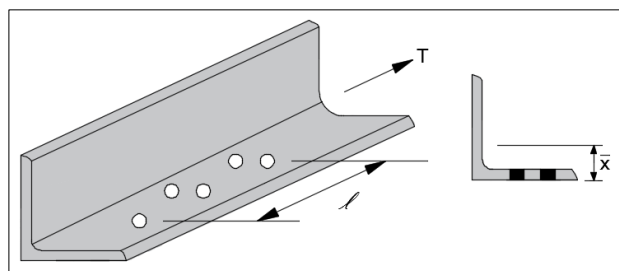


Figura 3. 10 Distancia l y $\bar{x}$ para calcular U .

Fuente: AISC 360-10, 2010.

El valor de U no debe ser menor a los valores especificados por el AISC 360-10, definidos en la Tabla 3.2 y para elementos con un único perno U deberá ser igual a 0,75.

Tabla 3. 2 Factor de corte diferido U.

Factor de corte diferido para conexiones de miembros en tracción.		
Descripción del elemento		Factor de corte diferido, U
Ángulos simples(Si U es calculado por la fórmula, 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

Fuente: AISC 360-10, 2010.

3.1.4 Diseño de miembros a flexión

La resistencia de flexión de diseño para ángulos simples con o sin restricción lateral continua a lo largo de su longitud se deberá calcular según los límites establecidos por el AISC 360-10 como son: estado límite de fluencia, pandeo local del ala y pandeo lateral torsional.

3.1.4.1 Resistencia de diseño de flexión

La resistencia de diseño de flexión se determina de la siguiente manera:

$$\phi_b * M_n \text{ kgf}$$

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe de ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites ya mencionados (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010).

3.1.4.1.1 Resistencia en flexión por fluencia

La resistencia en flexión según el estado límite de fluencia está determinada de la siguiente manera:

$$M_n = 1,5 * M_y \text{ kgf} - \text{cm}$$

El momento de primera fluencia en torno al eje de flexión, M_y , debe calcularse en base al módulo de sección elástica en torno a los ejes geométricos o principales, según convenga:

$$M_y = F_y * S_c \text{ kgf} - \text{cm}$$

Donde:

F_y = Esfuerzo de fluencia del material, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

S_c = Módulo de la sección respecto al centro de gravedad en cualquier dirección, en cm^3 .

3.1.4.1.2 Resistencia por pandeo lateral torsional

Para ángulos simples sin restricción continua al pandeo lateral-torsional a lo largo de su longitud, la resistencia por pandeo lateral-torsional se calcula según las siguientes consideraciones:

a) Cuando $M_e \leq M_y$

$$M_n = \left(0,92 - \frac{0,17 * M_e}{M_y} \right) * M_e \text{ kgf} - \text{cm}$$

b) Cuando $M_e > M_y$

$$M_n = \left(1,92 - 1,17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \right) * M_y \leq 1,5 * M_y \text{ kgf} - \text{cm}$$

Donde:

M_y = Momento de primera fluencia calculado usando el módulo elástico geométrico mayor, en kgf-cm.

M_e = es el momento de pandeo elástico lateral-torsional, el cual es determinado, para flexión en torno al eje principal mayor de un ángulo de alas iguales, de la siguiente manera:

$$M_e = \frac{0,46 * E * b^2 * t^2 * C_b}{L_b} \text{ kgf} - \text{cm}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del acero, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

b = Ancho exterior del ala, cm.

t = Espesor del ala del ángulo, cm.

L_b = Longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm.

C_b = 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.

3.1.4.1.3 Resistencia por pandeo local del ala

El estado límite de pandeo local del ala se da cuando el borde extremo del ala está en compresión.

a) Para secciones con alas no compactas.

$$M_n = F_y * S_c * \left(2,43 - 1,72 * \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \text{ kgf} - \text{cm}$$

b) Para secciones con alas esbeltas.

$$M_n = F_{cr} * S_c \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$F_{cr} = \frac{0,71 * E}{\left(\frac{b}{t} \right)^2} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Donde:

b = Longitud completa del ala en compresión, cm.

t = Espesor del ala del ángulo.

E = Módulo de elasticidad del acero, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

S_c = Módulo elástico de la sección 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.

3.1.5 Diseño de miembros a corte

La resistencia de corte de diseño se determina de la siguiente forma (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010):

$$\phi_v * V_n \text{ kgf}$$

Siendo V_n la resistencia nominal a cortante y $\phi_v = 0,90$.

3.1.5.1 Resistencia nominal de corte

La resistencia nominal de corte, V_n , de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte es:

$$V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v \text{ kgf}$$

Donde:

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$A_w = b * t \text{ cm}^2$

b = ancho del ala que resiste la fuerza de cortante, en cm.

t = espesor del ala, en cm.

E = módulo de elasticidad, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

El coeficiente de corte del alma, C_v , para almas de perfiles de simetría doble o simple y canales se determina de la siguiente manera:

a) Cuando

$$\frac{b}{t} \leq 1,10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1,0$$

b) Cuando

$$1,10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,37 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1,10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}}{\frac{b}{t}}$$

c) Cuando

$$\frac{b}{t} > 1,37 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1,51 * E * k_v}{\left(\frac{b}{t}\right)^2 * F_y}$$

El coeficiente de pandeo por cortante, k_v , para ángulos simples es igual a 1,2.

3.1.6 Diseño de miembros para solicitaciones combinadas

Una estructura además de soportar cargas axiales, debe resistir momentos flexionantes debido a que al montar la estructura es imposible centrar exactamente las cargas axiales. Además, hay que tomar en cuenta que la presión de viento y otras cargas laterales, producen flexión lateral en los elementos estructurales de la torre de

transmisión (Almeida Prócel & López Rodríguez, 2013). El AISC 360-10 para construcciones de acero nos proporciona información para calcular este tipo de esfuerzo de la siguiente manera:

$$\left| \frac{f_{ra}}{F_{ca}} + \frac{f_{rbw}}{F_{cbw}} + \frac{f_{rbz}}{F_{cbz}} \right| \leq 1$$

Donde:

f_{ra} = Tensión axial requerida en el punto considerado, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

F_{ca} = Tensión axial disponible en el punto considerado, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

$f_{rbw}; f_{rbz}$ = Tensión de flexión requerida en el punto considerado, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

$F_{cbw}; F_{cbz}$ = Tensión de flexión disponible en el punto considerado, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

w = Subíndice que indica flexión en torno al eje principal mayor.

z = Subíndice que indica flexión en torno al eje principal menor.

3.1.7 Diseño de conexiones

La estructura de la torre de transmisión contará con conexiones simples que transmiten un momento de magnitud despreciable, por lo cual, en el análisis se supone que permiten transmitir la rotación relativa de los miembros que conecta (Almeida Prócel & López Rodríguez, 2013). Las conexiones serán de tipo aplastamiento para cargas que pasen por el centro de gravedad de las conexiones, por este motivo se determinará la resistencia tanto a corte como a aplastamiento. Para garantizar que las cargas pasen por el centro de gravedad de las conexiones se debe de diseñar de modo que no tenga excentricidad.

3.1.7.1 Excentricidades en juntas apernadas

Al realizar las conexiones se debe evitar que exista excentricidad entre ellas. Si se logra este objetivo, al momento de diseñar y construir la estructura, se estará

garantizando que el esfuerzo se distribuya uniformemente sobre toda la sección neta del miembro. En un miembro simétrico no existe ningún problema al realizar conexiones sin excentricidad, ya que su eje de simetría coincide con su eje de gravedad (McCormac & Csernak, 2012). Para miembros no simétricos es muy difícil realizar conexiones sin excentricidad, ya que las líneas de acción de los miembros que llegan a la junta se deben considerar concurrentes como lo indica la Figura 3.11.

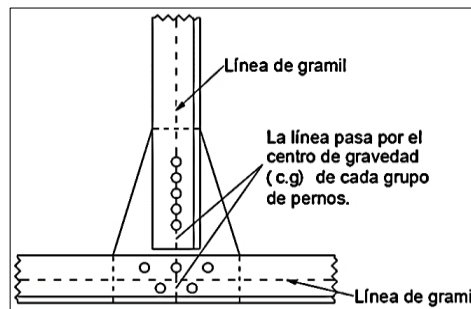


Figura 3. 11 Excentricidad en juntas apernadas.

Fuente: McCormac & Csernak, 2012.

Otro aspecto importante que se debe tomar en cuenta, es que los ejes de gravedad de los miembros coincidan con las líneas de acción de sus fuerzas respectivas. En miembros angulares, en los cuales no coincide la línea de acción con los ejes de gravedad, esto se puede lograr al colocar dichos miembros en la junta de manera que los ejes de las hileras de pernos concurren (Almeida Prócel & López Rodríguez, 2013).

3.1.7.2 Fallas en las juntas apernadas

Existen diferentes tipos de falla que pueden ocurrir en las juntas apernadas, por lo cual, es importante conocer cada una de ellas para realizar un diseño adecuado de las mismas (McCormac & Csernak, 2012). Los tipos de fallas son:

- Falla de un tornillos por cortante simple.
- Falla de la placa por tensión a través del agujero de un perno.
- Falla de la placa y/o perno por aplastamiento entre ambos.
- Falla de la placa por cortante detrás del perno.
- Falla de una junta a tope por cortante doble.

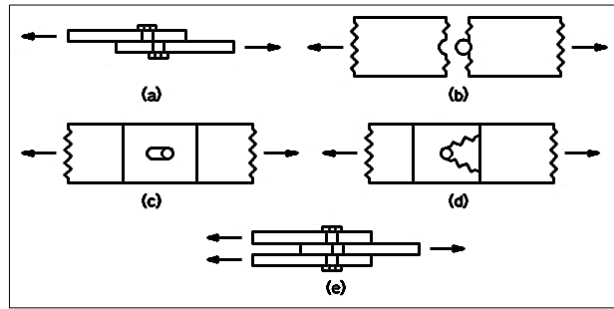


Figura 3. 12 Fallas en las juntas apernadas.

Fuente: McCormac & Csernak, 2012.

Al momento de calcular la resistencia nominal de tracción en el área neta y la resistencia nominal por bloque cortante, se verifica que la conexión no sufra los tipos de falla (b) y (d). Para garantizar que las conexiones no fallen por los tipos (a), (c) y (e) se calculará la resistencia de tracción y corte de pernos y la resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos según el AISC 360-10.

3.1.7.3 Resistencia de tracción y corte de pernos

La resistencia de diseño de un perno de alta resistencia en cortante o tracción es igual a ϕ veces la resistencia nominal, R_n , a corte o tracción del perno. El perno debe estar ajustado o pretensionado y su resistencia nominal se determinará de acuerdo a los estados límites de ruptura en tracción y ruptura en corte como se muestra a continuación:

$$R_n = F_n * A_b \text{ kgf}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

A_b = Área bruta del perno o parte roscada, en cm^2 .

F_n = Tensión de tracción nominal, F_{nt} , o tensión de corte nominal, F_{nv} , según la Tabla

J3.2 del AISC 360-10, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

La resistencia efectiva individual de un perno es el menor valor entre la resistencia al corte del perno o la resistencia al aplastamiento de la perforación del perno. La

resistencia del grupo de pernos es la suma de las resistencias efectivas de los pernos individuales.

Los pernos utilizados en torres de transmisión son ASTM A394 T0, por lo cual, la tensión nominal no se encuentra estipulado en la norma AISC 360 - 10. Pero, por otro lado, en la norma ASCE 10 - 97, F_n , para cortante es igual a $0.62 * F_u$; y para tracción es igual a $0.60 * F_u$.

$$F_{nv} = 0,62 * F_u$$

$$F_{nt} = 0,60 * F_u$$

Donde:

F_u = Resistencia última del perno, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

3.1.7.4 Resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos

La resistencia al aplastamiento, ϕR_n , de una conexión no se determina a partir de la resistencia de los pernos, más bien, se basa en la resistencia de las partes conectadas y del arreglo de los tornillos. La resistencia nominal de aplastamiento, para perforaciones estándar y cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño, se determina de la siguiente manera:

$$R_n = 1,2 * l_c * t * F_u \leq 2,4 * d * t * F_u \quad \text{kgf}$$

Pero cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio no se considera en el diseño, se utiliza la siguiente ecuación:

$$R_n = 1,5 * l_c * t * F_u \leq 3,0 * d * t * F_u \quad \text{kgf}$$

Donde:

F_u = Resistencia última mínima especificada del material conectado, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

d = Diámetro nominal del perno, en cm.

l_c = Distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o el borde del material, en cm.

t = Espesor del material conectado, en cm.

3.1.7.5 Elementos involucrados en las conexiones

Para la realización de la conexión entre los miembros de la estructura de la torre de transmisión existen elementos involucrados como: placas, gussets, ángulos y soportes, los cuales deben poseer las siguientes resistencias de diseño (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010).

3.1.7.5.1 Resistencia de elementos a tracción

La resistencia de diseño a tracción, ϕR_n , de los elementos involucrados debe ser el menor valor de acuerdo a los estados límites de fallo.

- a) Para fluencia en tracción del elemento:

$$R_n = F_y * A_g \text{ kgf}$$

$$\phi = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

- b) Para ruptura en tracción del elemento:

$$R_n = F_u * A_e \text{ kgf}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

Para planchas de empalme apernadas $A_e = A_n \leq 0,85A_g$.

3.1.7.5.2 Resistencia de elementos en corte

La resistencia de diseño a corte, ϕR_n , de los elementos involucrados debe ser el menor valor de acuerdo a los estados límites de fallo.

- a) Para fluencia en corte del elemento:

$$R_n = 0,60 * F_y * A_{gv} \text{ kgf}$$

$$\phi = 1,00 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

A_{gv} = Área bruta solicitada a corte, en cm^2 .

b) Para ruptura en corte del elemento:

$$R_n = 0,60 * F_u * A_{nv} \text{ kgf}$$

$$\phi = 1,00 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

A_{nv} = Área neta solicitada a corte, en cm^2 .

3.1.7.5.3 Resistencia de bloque cortante

La resistencia de diseño para el estado límite del bloque cortante a lo largo de la trayectoria de falla por corte y una trayectoria perpendicular de falla por tracción se determina como:

$$R_n = 0,6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0,60 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

Cuando la tensión de tracción es uniforme, $U_{bs} = 1$; y si la tensión de tracción no es uniforme, $U_{bs} = 0,5$.

3.1.7.5.4 Resistencia de elementos a compresión

La resistencia disponible en compresión para los estados límites de fluencia y pandeo se determina de la siguiente manera:

a) Para $\frac{KL}{r} \leq 25$:

$$P_n = F_y * A_g \text{ kgf}$$

$$\phi = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

b) Para $\frac{KL}{r} \leq 25$, se aplican las disposiciones del Capítulo E del AISC.

3.1.7.5.5 Resistencia de aplastamiento

La resistencia de aplastamiento de diseño, ϕR_n , de superficies en contacto debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento:

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

La resistencia de aplastamiento nominal, R_n , debe ser determinada de la siguiente manera:

$$R_n = 1,8 * F_y * A_{pb} \text{ kgf}$$

Donde:

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

A_{pb} = Área proyectada de apoyo, en cm^2 .

3.2 Especificaciones para el diseño de las cimentaciones

En proyectos de líneas de transmisión eléctrica, en cuanto a las cimentaciones de las torres de transmisión, se trata en lo posible tener un solo tipo de cimentación a lo largo de todo el proyecto; además, se debe tratar de agrupar cimentaciones que vayan a tener similares solicitaciones y que vayan a estar emplazadas en suelos de características similares. De este modo se va tener cimentaciones semejantes a lo largo de todo el proyecto, lo que significaría una reducción en los costos al momento de construirlas (Barrios Padrón, 1996). El tipo de cimentación que se realizará depende directamente del sitio en donde va estar ubicada la estructura, por lo cual, se deberá realizar un estudio geotécnico.

3.2.1 Solicitaciones

Las solicitaciones son las cargas verticales y horizontales que se transmiten por las patas de la torre a la cimentación. Las cargas verticales, cargas vivas y muertas, son transmitidas a la cimentación en forma de una carga puntual de compresión a través de cada uno de los apoyos de la torre. Las cargas horizontales o laterales se transmiten a la cimentación como fuerzas de compresión y tensión en los apoyos, las cuales producen en la cimentación un par en sentido contrario al momento de vuelco, (M_v), que producen las fuerzas laterales. Además existe una fuerza cortante en la base que se distribuye en el número de apoyos en la base (Sacalxot López, 2005). En la Figura 3.13 se muestra cómo se transmiten las cargas de la torre a la cimentación.

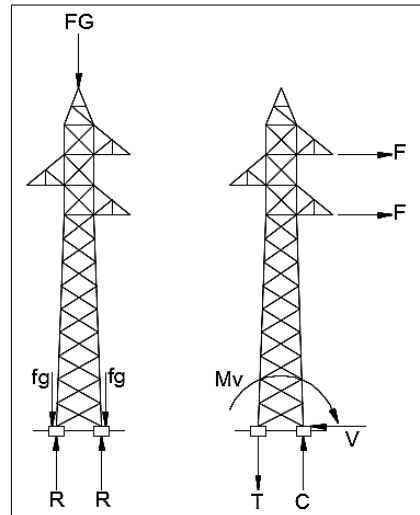


Figura 3. 13 Cargas laterales y verticales sobre la torre y sus reacciones.

Fuente: Sacalxot López, 2005.

FG = Fuerza gravitacional o vertical resultante, en kgf.

fg = Fuerza vertical en cada uno de los apoyos, en kgf.

R = Reacción en cada uno de los apoyos, en kgf.

F = Fuerzas horizontales, en kgf.

Mv = Momento de vuelco, en kfg-cm.

V = Fuerza resultante cortante, en kgf.

T = Fuerza de tracción, en kgf.

C = Fuerza de compresión, en kgf.

3.2.2 Recomendaciones del tipo de cimentación

3.2.2.1 Cuando predomina la carga vertical

En este caso, las cargas que predominan en la cimentación son las de compresión, por lo cual, es recomendable diseñar zapatas, siempre y cuando, la capacidad del suelo sea suficiente para resistir la capacidad requerida por cada apoyo. Las zapatas son

conocidas por tener una gran capacidad a cargas de compresión de acuerdo al área de las mismas. La carga que se transmite a la cimentación no debe exceder la excentricidad máxima cuando exista solo fuerza gravitacional (Sacalxot López, 2005).

3.2.2.2 Cuando predomina el momento de vuelco

Cuando el momento predomina no es aconsejable diseñar zapatas, ya que debido a los grandes momentos de vuelco el resultado sería zapatas muy grandes. Por esta razón es aconsejable el uso de pilotes, ya que, este tipo de cimentación nos proporciona resistencia del suelo tanto a tensión como a compresión. Los pilotes proporcionan un par (la punta trabaja a compresión y el área superficial trabaja a fricción) que es el encargado de resistir el momento de vuelco provocado por las cargas laterales (Sacalxot López, 2005).

3.2.3 Tipo de cimentación de la torre autoportante

Los pozos de cimentación de hormigón (monobloque) es otro tipo de cimentación empleado en las torres autoportantes de base pequeña, las cuales se caracterizan por tener profundidades que pueden ir desde 3 m a 3,5 m que le permiten resistir mejor a los esfuerzos horizontales y momentos de vuelco. Esta cimentación nos garantiza el empotramiento de la torre en la cimentación, además de la resistencia al arranque y funcionamiento en conjunto. La desventaja de este tipo de cimentaciones es carecer de referencias, normativas o técnicas que permitan el empleo de un solo método y procedimiento de cálculo, dando esto como resultado distintos métodos y procedimientos de cálculo que están en función de la formación y experiencia de cada ingeniero involucrado (Calvo Corrales, 2013).

Entre los principales métodos para el cálculo de pozos de cimentación tenemos: el método de Sulzberger, método del bloque rígido, métodos clásicos de dimensionamiento de cimentaciones directas y los métodos numéricos. El método que se utilizara para el cálculo del pozo de cimentación es el de Sulzberger; ya que, es un

método intuitivo y de mayor sencillez operativa, además, de ser un método que se ha venido utilizando desde mucho tiempo para el diseño de las cimentaciones, tanto para torres de transmisión eléctrica, como para torres de telecomunicaciones.

3.2.4 Método de Sulzberger

El método de Sulzberger se utiliza cuando el suelo garantiza resistencia lateral y de fondo que sean capaces de contrarrestar el momento de vuelco total de la torre. Este método considera un comportamiento elástico del suelo para las inclinaciones de la cimentación (α) tales que $\tan \alpha \leq 0,01$ (Calvo Corrales, 2013). Además emplea un coeficiente de basalto, es decir, que la tensión correspondiente a la reacción del terreno es proporcional al desplazamiento: $\sigma = K * S$. Para el cálculo del pozo de cimentación (monobloque) se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- La compresibilidad del suelo (coeficiente de basalto) es proporcional a la profundidad y crece linealmente, siendo nulo en la superficie y máximo al nivel del apoyo.
- El eje de giro del monobloque se sitúa a un tercio de la altura y a 1/4 de la pared del mismo.
- Las deformaciones de la cimentación son despreciables frente a las del terreno.

El momento resistente de la cimentación (M_r) está en función de las dimensiones del macizo, del coeficiente de compresibilidad, tanto horizontal como vertical, y del peso propio del macizo y de la torre. El momento resistente se determina de acuerdo a la siguiente expresión:

$$M_r = M_1 + M_2.$$

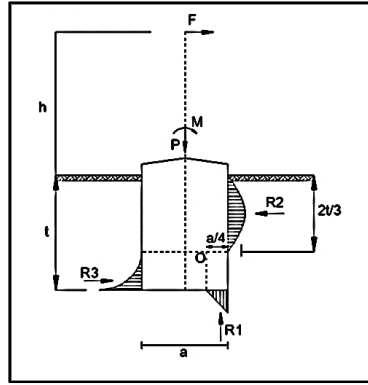


Figura 3. 14 Esquemas de cargas y reacciones según el método de Sulzberger.

Fuente: Calvo Corrales, 2013.

Siendo:

h = altura de la torre, en metros.

a y b = dimensiones en planta de la cimentación, en metros.

t = profundidad de la cimentación, en metros.

O = punto de giro de la cimentación.

P = carga vertical actuante, en kgf.

F = Fuerza cortante, en kgf.

M_1 es el momento estabilizador debido a las acciones laterales del suelo y está dado por la siguiente ecuación:

$$M_1 = \frac{b * t^3}{36} * C_t * \tan \alpha$$

C_t = coeficiente de compresibilidad horizontal, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$.

M_2 es el momento estabilizador debido a las acciones verticales del suelo y está dado por la siguiente ecuación:

$$M_2 = P * a * \left(0,5 - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{P}{2 * a^2 * b * C_b * \tan \alpha}} \right)$$

C_b = coeficiente de compresibilidad vertical, en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$.

Para el cálculo del monobloque se sigue los siguientes pasos:

- 1) Se calcula en momento resistente (M_r) imponiéndose las dimensiones del monobloque, además de admitir un giro en la cimentación tal que $\text{tg}(\alpha) = 0,01$. Luego se comprueba el coeficiente de seguridad (C_s), repitiendo el proceso hasta que $C_s = \frac{M_r}{M_v} > 1,5$.
- 2) Se comprueba que la capacidad admisible del suelo sea superior a la tensión transmitida.

Si no se cuenta con los coeficientes de compresibilidad horizontal y lateral del suelo, se puede aplicar la fórmula de Sulzberger que depende sólo del coeficiente de compresibilidad (K) del terreno a 2 metros de profundidad en $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$ (Consejería de Industria y Comercio, 1999).

$$M_1 = 0,139 * K * b * h^4$$

$$M_2 = 0,88 * a^2 * b * h + 0,4 * P * a$$

$$M_e = M_1 + M_2$$

Donde:

P = carga vertical actuante, en toneladas.

El monobloque tiene que sobresalir como mínimo 20 cm por encima del nivel del terreno y con una terminación en forma de punta de diamante, esto para evitar el estancamiento de agua en la parte superior de la cimentación. Por lo tanto h será la altura del monobloque menos la distancia que sobresale por encima del nivel del terreno.

3.2.5 Especificaciones técnicas para la cimentación

El ACI 318 (ACI Committee, 2014) y la NEC (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014) nos proporcionan ciertas especificaciones técnicas para el diseño del concreto estructural, las cuales se deben tomar en cuenta al momento de su diseño y de su construcción. A continuación se presentan ciertas especificaciones técnicas generales para el diseño de estructuras de hormigón armado.

3.2.5.1 Hormigón

- La resistencia nominal de compresión del hormigón (f'_c), no debe ser menor a 21 MPa y no debe ser mayor a 35 MPa (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).
- El módulo de elasticidad para el hormigón E_c , en GPa, está en función de su resistencia a la compresión f'_c , en MPa, y viene dado por la siguiente ecuación $(E_c = 4,7 * \sqrt{f'_c})$ (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

3.2.5.2 Acero de refuerzo

- Las estructuras de hormigón armado deben tener un diámetro nominal (d_b) comprendido entre los valores expresados en la Tabla 3.3.

Tabla 3. 3 Diámetro nominal del acero de refuerzo.

Tipo	Diámetro mínimo de barra, d_b (mm)	Diámetro máximo de barra, d_b (mm)
Barras corrugadas	8	36
Alambre para mallas	4	10
Estribos	10	16

Fuente: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014.

- El traslape del refuerzo longitudinal se realizará de forma alternada y en ningún caso se puede traslapar más del 50% del refuerzo en la longitud de traslape. Además, la distancia entre traslapes alternos debe ser mayor que 30 veces el diámetro de la varilla de refuerzo.
- En cuanto a los ganchos estándar, en el acero longitudinal, deben tener una longitud de $4d_b$, pero no menor de 65 mm en el extremo libre de la barra cuando el doblaje sea de 180° . Y una longitud de $12d_b$ en el extremo libre de la barra cuando el doblaje sea de 90° . Los ganchos de los estribos deben tener una longitud mayor a $6d_b$ en el extremo libre de la barra con un doblaje de 90° .

- El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que $4d_b$ para barras de diámetros menores a 16 mm. Para barras mayores a 16 mm el diámetro interior de doblado debe cumplir con la Tabla 3.4.

Tabla 3. 4 Diámetros mínimos de doblado.

Diámetros de las barras (mm)	Diámetro mínimo de doblado
de 10 a 25	$6d_b$
29, 32 y 36	$8d_b$
43 y 47	$10d_b$

Fuente: ACI Committee, 2014.

- La distancia libre mínima entre barras paralelas debe ser d_b , pero no menor de 25 mm.
- El recubrimiento mínimo del acero de refuerzo, en un concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él, es de 75 mm.

Conclusión

La NEC, en el capítulo de “Estructuras de Acero”, nos indica que las torres autoportantes se deben diseñar a través de una norma internacional, esto debido a que NEC está enfocada a un diseño sismoresistente. Es cierto que existen normas internacionales específicas para el diseño de torres, de transmisión y autoportantes, pero no son muy utilizadas debido a su antigüedad, por lo cual, es aconsejable diseñar mediante el AISC 360-10. Pero esto no quiere decir que se ignore por completo a dichas normas, ya que, estas nos proporcionan ciertas especificaciones para el diseño estructural, además de proporcionar información sobre la geometría y la cimentación adecuada para la torre de transmisión. En cuanto a la cimentación, se podría utilizar otro tipo de cimentación debido a que en la actualidad no existe una norma con especificaciones para el diseño de cimentación tipo monobloque, ya que, sólo se cuenta con métodos empíricos de diseño.

CAPÍTULO IV

CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO

Introducción

En este capítulo se presenta como se debe realizar el cálculo de los esfuerzos que puede resistir uno de los elementos que forma parte de la estructura de la torre de transmisión. Una vez conocidas las cargas que actúan sobre ella se procede a realizar la simulación de la estructura mediante el programa SAP2000. Por lo cual, en este capítulo se describe paso a paso como realizar este procedimiento e interpretar los datos de diseño que nos ofrece dicho programa. En cuanto a la cimentación, se procede a realizar su diseño utilizando la información existente sobre el método empírico de Sulzberger.

4.1 Determinación de cargas

Una vez definidas cada una de las cargas que actúan en la estructura de una torre de transmisión se procede a fijar cada una de las hipótesis de carga que se considerarán en el diseño de la torre. Las cargas de diseño que se aplicarán en la estructura de la torre serán de acuerdo a los requerimientos de la Empresa Eléctrica Regional Centro Sur y estas se presentan en el Anexo B. Las combinaciones de carga deben ser las más desfavorables para así verificar que la estructura no supere ningún estado límite de diseño.

4.1.1 Hipótesis de carga

Las hipótesis de carga son las diferentes combinaciones de carga que someterán a la estructura a situaciones críticas de carga. Las sollicitaciones externas a las que va estar expuesta la estructura son: cargas longitudinales, transversales y verticales, que al

actuar simultáneamente se obtiene como resultado una situación final (Gallo Galarza, 1981). Para el diseño de la estructura se elige la combinación de carga más desfavorable, es decir, la situación más crítica a la que va estar expuesta la estructura durante su vida útil.

La determinación de las diferentes hipótesis de carga está a cargo de ingenieros eléctricos, quienes a base de su experiencia y de factores como: ubicación geográfica de la torre, altura del terreno, velocidad de viento promedio en la zona, diámetro y material de los cables conductores, etc., definen las cargas externas que actúan directamente en la torre y ponen a disposición del ingeniero estructural.

4.1.1.1 Caso 1: Carga vertical y transversal

En este caso se considerarán las cargas verticales y transversales como se indica en la Figura 4.1, en las cuales ya están incluidos los factores de seguridad. Además se aplica una carga de viento máxima. La presión de viento para este caso es de 45kg/m^2 aplicados en una cara de la torre.

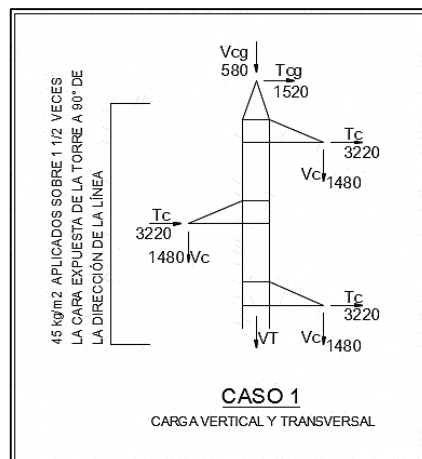


Figura 4. 1 Carga vertical y transversal.

Fuente: Centro Sur.

4.1.1.2 Caso 2: Sobrecarga vertical

Para esta hipótesis de carga se aplicará una sobrecarga vertical sobre un conductor o sobre el cable de guarda como se muestra en la Figura 4.2, además de aplicar una presión de viento de $20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$ en la torre.

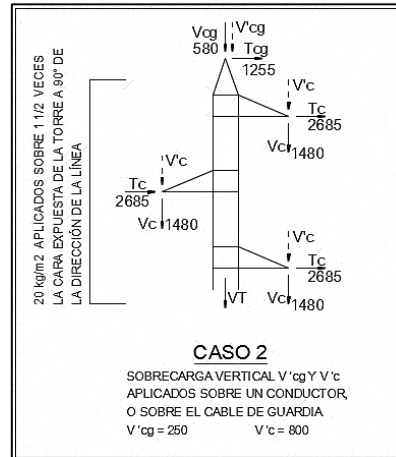


Figura 4. 2 Sobrecarga vertical.

Fuente: Centro Sur.

4.1.1.3 Caso 3: Rotura del cable de guarda

Se plantea una posible rotura del cable de guarda ubicado en la cúpula de la torre, producto de la rotura se genera una fuerza en el eje longitudinal de la línea dando como resultado un momento de vuelco significativo en la torre. En cuanto, a la presión de viento se considera un valor de $20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$. Las cargas debidas a la rotura del cable de guarda se muestran en la Figura 4.3.

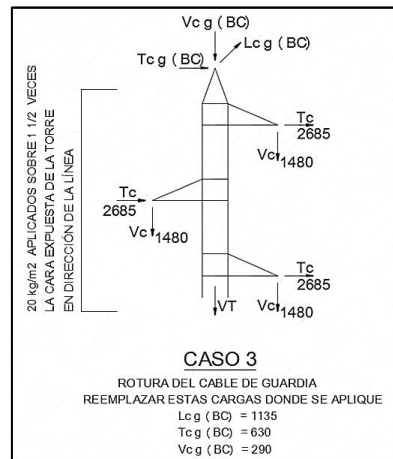


Figura 4. 3 Rotura del cable de guarda.

Fuente: Centro Sur.

4.1.1.4 Caso 4: Rotura del cable conductor

De la misma manera en que se consideró en el caso anterior la ruptura del cable de guarda, en este caso se considerará la rotura de un cable conductor ubicado en la última cruceta de la torre como se muestra en la Figura 4.4. Debido a la rotura del cable conductor se genera una fuerza que producirá un momento de vuelco sobre toda la estructura y un momento flector en la cruceta que se transmitirá como un par torsor hacia el cuerpo de la torre. Se considerará una presión de viento de $20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$ aplicada sobre toda la torre.

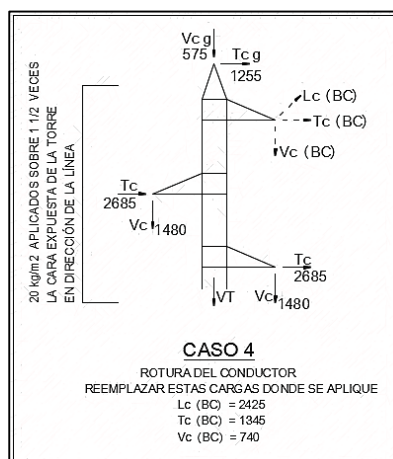


Figura 4. 4 Rotura del cable conductor.

Fuente: Centro Sur.

4.1.1.5 Caso 5: Desbalanciamiento longitudinal

En la última hipótesis de carga, se considera fuerzas que actúan sobre la torre debido a un tensado mayor de los cables de un lado de la torre. Debido a esto se produce una carga longitudinal que debe ser absorbida por la torre. Para la presión de viento se tomará un valor de $30 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$ aplicados en una dirección crítica para la torre. Las fuerzas que actúan en esta hipótesis se muestran en la Figura 4.5.

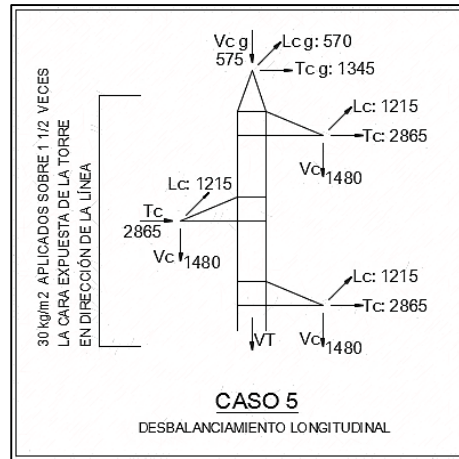


Figura 4. 5 Desbalanciamiento longitudinal.

Fuente: Centro Sur.

4.1.2 Análisis de sismo en la torre

Para el análisis de sismo de diseño en la torre se hace a partir del cálculo del cortante basal, el cual se mencionó en el Capítulo 2, con la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W; \text{ ó } V = \eta * Z * F_a * I * W$$

Primero se debe calcular el período de vibración para determinar qué ecuación se debe utilizar.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

$h_n = 17,18$ m, altura máxima de la torre.

Los valores de C_t y α para torres autoportantes se tomarán los valores para estructuras de acero con arriostramiento; 0,073 y 0,75 respectivamente.

$$T = 0,62 \text{ s}$$

Como el periodo de vibración es mayor a 0,6 entonces:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Las torres autoportantes corresponden a la categoría de edificaciones esenciales, por lo cual, su factor de importancia es $I = 1,5$.

Para el cálculo de $S_a(T_a)$ primero se debe calcular T_0 , T_C y T_L . Cada uno de los factores anteriores se calcula considerando al suelo como tipo B ubicado en una zona sísmica II con factor $Z = 0,25$.

$$F_a = 1,00$$

$$F_d = 1,00$$

$$F_s = 0,75$$

$$T_0 = 0,10 * F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_0 = 0,075$$

$$T_C = 0,55 * F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_C = 0,4125$$

Entonces:

$$T > T_C$$

Por lo tanto:

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_C}{T}\right)^r$$

$$S_a(T_a) = 0,4153$$

ϕ_P y ϕ_E coeficientes de configuración en planta y elevación (toman el valor de 1 por ser una estructura regular).

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y será calculado de acuerdo a la NEC con la ecuación para caso general.

$$W = D + 0,25 * L$$

Donde:

D = Carga muerta total de la estructura en kgf, la cual se obtuvo del programa de análisis estructural afectado por un factor de 1,4 para considerar los elementos no estructurales que no se incluyen en el programa de análisis.

L = Carga viva. Se ha tomado un valor de 100 kgf por cargas de mantenimiento.

$$W = 2715,96 \text{ kgf}$$

$$V = 563,91 \text{ kgf}$$

Luego se procede a distribuir las fuerzas verticales a lo largo de la altura de la torre con la siguiente fórmula:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k} V$$

Si $0,5 < T = 0,62 \leq 2,5$

Entonces $k = 0,75 + 0,5 * 0,62 = 1,06$

Para aplicar la fórmula anterior se dividió a la torre en diferentes alturas, con lo cual se procede a calcular cada uno de los pesos a las diferentes alturas. Por otro lado, para aplicar dichas cargas sobre la torre se procede a dividir dicho valor para un número de nodos, en los cuales se va aplicar las cargas debidas al sismo. De acuerdo a la NEC la aplicación de las fuerzas deben ser ortogonales y se debe suponer una concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. En la Tabla 4.1 se muestra el cálculo de cada una de estas fuerzas.

Tabla 4. 1 Distribución de fuerzas sísmicas.

Peso	Altura	wx*hx	Fx	30%Fx	n	Fx/n	30%Fx/n
Kg	m	kg-m	kg	kg		kg	kg
323,09	3,5	1215,94	57,21	17,16	6	9,54	2,86
317,67	6,5	2301,40	108,29	32,49	6	18,05	5,41
230,53	9,5	2495,13	117,40	35,22	6	19,57	5,87
239,94	12,5	3471,87	163,36	49,01	4	40,84	12,25
142,49	15	2500,40	117,65	35,30	4	29,41	8,82
	$\sum_{i=1}^n wi * hi$	11984,74	563,91				

Elaborado por: Autor.

4.2 Geometría de la torre

La longitud de los miembros estructurales depende de la geometría de la torre, por esta razón es importante fijar la silueta de la estructura.

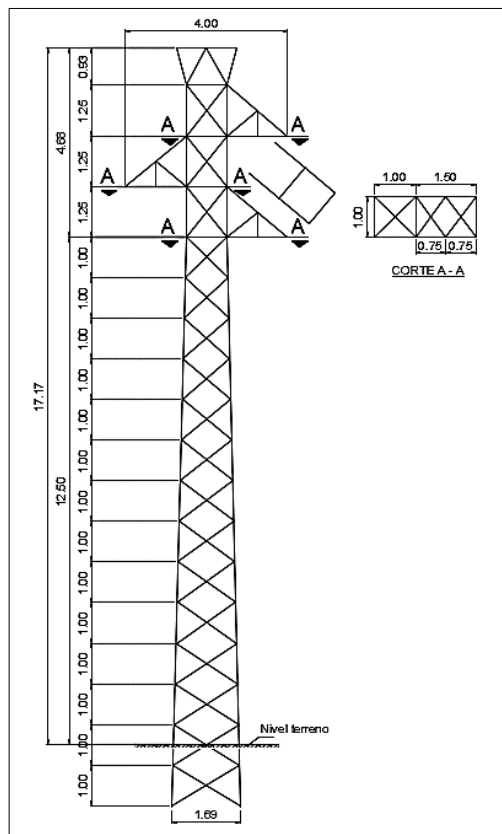


Figura 4. 6 Geometría de la torre.

Fuente: Centro Sur.

4.3 Características de los materiales

En la torre de transmisión se han utilizado perfiles L38x3, L40X4, L50X3 y L50x4 de acero ASTM A 36 con esfuerzo de fluencia mínima $f_y = 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y una resistencia última $f_u = 4077 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, además de perfiles angulares L50x5, L102x6.4, L102x7.9, L102x12.7 y L127x12.7 de acero estructural de alta resistencia ASTM A572 Gr50 con esfuerzo de fluencia mínimo $f_y = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y una resistencia última $f_u = 4570 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$.

Todos los perfiles, placas y elementos roscados serán galvanizados en caliente. Las placas son de acero ASTM A36 con un espesor 1 mm mayor que el espesor de los perfiles angulares que lo une. Las perforaciones son 1,5 mm mayor que el diámetro de los pernos, los cuales son de acero tipo ASTM A394 T0, con rosca gruesa y lleva tuerca, arandela plana y arandela de presión.

En cuanto a la longitud de esbeltez máxima de los miembros se han determinado límites de acuerdo a la función que cumplen los elementos dentro de la torre, siendo las siguientes:

	L/r
– Patas de la estructura y miembros principales trabajando a compresión	150
– Otros miembros trabajando a compresión, con esfuerzo calculado.	200
– Miembros secundarios trabajando a compresión.	250
– Brazos trabajando a tensión.	250
– Todos los otros miembros trabajando a tensión.	500

Los espesores mínimos de los materiales que se han utilizado son:

- Miembros principales de crucetas y cantoneras: 6 mm
- Miembros angulares de superestructuras: 4 mm
- Miembros angulares secundarios: 3 mm
- Platinas de unión: 6 mm

4.4 Cálculo de los miembros a compresión, tracción, flexión, corte y solicitaciones combinadas

Los elementos principales (montantes) de la torres son los que soportan las mayores solicitaciones, por lo cual, se ha tomado el perfil L127x127x12,7 para realizar un ejemplo de cálculo manual de la capacidad máxima de carga del elemento a las diferentes solicitaciones. Las propiedades del perfil seleccionado son las siguientes:

$$\text{Área} = 30,90 \text{ cm}^2$$

$$b = 127 \text{ mm}$$

$$t = 12,7 \text{ mm}$$

$$E = 2,039 \times 10^{10} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_y = 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

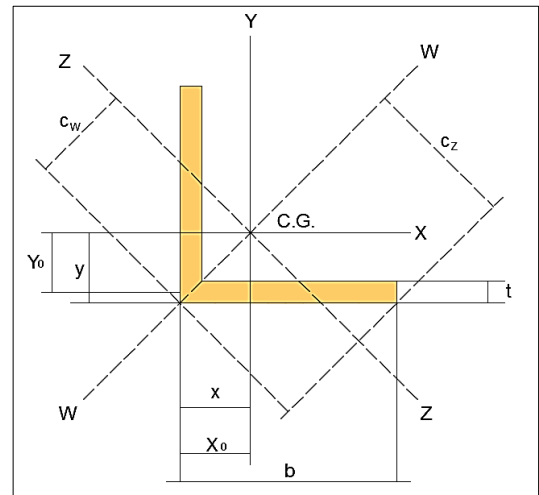
$$F_u = 4570 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$L = 3 \text{ m}$$

$$r_x = 3,919 \text{ cm}$$

$$r_y = 3,919 \text{ cm}$$

$$r_z = 2,51 \text{ cm}$$



4.4.1 Cálculo de miembros a compresión

La relación ancho espesor del ángulo debe ser menor o igual que 20.

$$\frac{b}{t} = \frac{127 \text{ mm}}{12,7 \text{ mm}} = 10 \leq 20$$

Luego se debe verificar si el miembro estructural es compacto.

$$\frac{b}{t} < 0,54 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{127 \text{ mm}}{12,7 \text{ mm}} < 0,54 * \sqrt{\frac{2,039 \times 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}$$

$$10 < 13 \therefore \text{Compacto}$$

Cuando la sección es compacta no hay disminución por la relación de ancho grueso, por lo tanto $Q_s = 1$.

Según la norma ANSI/TIA-222-F, para los miembros de pierna $K = 1$. La longitud entre arriostramiento es 1m.

$$\frac{KL}{r_z} = \frac{100 \text{ cm}}{2,51 \text{ cm}}$$

$$\frac{KL}{r_z} = 39,84 \leq 150$$

Luego se calcula F_e .

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2,039 \times 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{(39,84)^2}$$

$$F_e = 12678,40 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Después se procede a determinar con qué ecuación se calcula F_{cr} .

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{Q * F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{2,039 \times 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{1 * 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} = 113,47$$

$$\frac{KL}{r_z} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{Q * F_y}}$$

$$39,84 < 113,47$$

Entonces:

$$F_{cr} = Q_s * \left[0.658^{\frac{Q * F_y}{F_e}} \right] * F_y$$

$$F_{cr} = 1 * \left[0.658^{\frac{1 * 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{1278,40 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right] * 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = 3129,89 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Una vez calculado F_{cr} se procede a calcular la resistencia nominal de compresión.

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

$$P_n = 3129,89 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 30,90 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 96713,74 \text{ Kg}$$

La resistencia de diseño a compresión es:

$$\phi_c * P_n = 0.9 * P_n$$

$$\phi_c * P_n = 87042,36 \text{ Kg}$$

4.4.2 Cálculo de miembros a tracción

Los miembros diseñados en tracción deben tener una relación L/r menor o igual a 300.

$$\frac{L}{r_{zz}} = \frac{300 \text{ cm}}{2,43 \text{ cm}} = 119,52$$

a) Se calcula la resistencia nominal de fluencia en el área bruta.

$$P_n = F_y * A_g$$

$$P_n = 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 30,90 \text{ cm}^2 = 108613,50 \text{ kg}$$

$$\phi * P_n = 0,9 * 108613,50 \text{ kg} = 97752,15 \text{ kg}$$

b) Se calcula la resistencia nominal de ruptura en la sección neta.

$$P_n = F_u * A_e$$

El área neta efectiva, A_e , depende del número de pernos y su distribución.

El diámetro del agujero se toma el valor de la Tabla 2.14, que sería el diámetro del perno más 0,15 cm.

Cuando la falla se produce por la sección ABC.

$$A_{n1} = A_g - (d + 0,15\text{cm}) * t$$

Cuando la falla se produce por la sección ABDE.

$$A_{n2} = A_g - \left[(b - t) - \# \text{Hileras} * (d + 0,15\text{cm}) + \frac{s^2}{4 * g} \right] * t$$

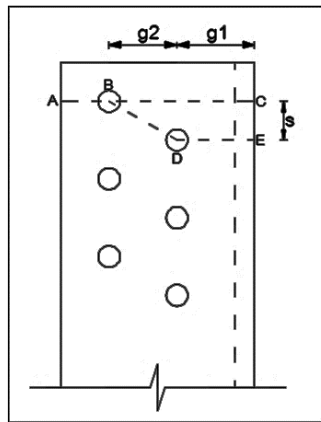


Figura 4. 7 Secciones posibles de falla.

Elaborado por: Autor.

Donde:

d = diámetro del perno = $\frac{1}{2}$ in (1,27cm)

g_1 = 2 in (5,08cm)

g_2 = $1 \frac{3}{4}$ in (4,445cm)

s = 3 cm

A_g = 30,90 cm²

b = 12,7 cm

t = 1,27 cm

$A_{n1} = 30,90 - 2 * (1,27 + 0,15\text{cm}) * 1,27$

$A_{n1} = 27,29 \text{ cm}^2$

$$A_{n2} = 30,90 - \left[(12,7 - 1,27) - 2 * (1,27 + 0,15) + \frac{3^2}{4 * 4,445} \right] * 1,27$$

$$A_{n2} = 19,35 \text{ cm}^2$$

El área neta efectiva, A_e , del ángulo estructural es igual al área neta, ya que, está conectado por medio de las dos alas ($U=1$). El área neta se tomará el valor menor de las posibles fallas de la conexión apernada ($A_n = 19,35 \text{ cm}^2$).

$$A_e = U * A_n$$

$$A_e = 1 * 19,35 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 19,35 \text{ cm}^2$$

La resistencia nominal de ruptura en la sección neta es:

$$P_n = F_u * A_e$$

$$P_n = 4570 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 19,35 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 88419,64 \text{ kgf}$$

$$\phi * P_n = 0,75 * 88419,64 \text{ kgf} = 66314,73 \text{ kgf}$$

Una vez determinado cada una de las resistencias nominales de acuerdo a los tipos de falla en miembros en tracción se toma el valor menor, por lo tanto la resistencia de diseño en tracción es:

$$\phi * P_n = 66314,73 \text{ kgf}$$

4.4.3 Cálculo de miembros a flexión

a) Se calcula la resistencia en flexión por fluencia:

$$M_n = 1,5 * M_y$$

$$M_y = F_y * S_c$$

Donde S_c es el módulo de la sección respecto al centro de gravedad en cualquier dirección.

$$S_{cx} = S_{cy} = 51,707 \text{ cm}^3$$

$$S_{cw} = 83,211 \text{ cm}^3$$

$$S_{cz} = 37,357 \text{ cm}^3$$

$$M_{yx} = F_y * S_{cx}$$

$$M_{yx} = 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 51,707 \text{ cm}^3$$

$$M_{yx} = 181750,11 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$M_{yw} = F_y * S_{cw}$$

$$M_{yw} = 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 83,211 \text{ cm}^3$$

$$M_{yw} = 292486,67 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$M_{yz} = F_y * S_{cz}$$

$$M_{yz} = 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 37,357 \text{ cm}^3$$

$$M_{yz} = 131309,86 \text{ kgf} - \text{cm}$$

b) Por otro lado se debe calcular la resistencia por pandeo lateral torsional, para lo cual tenemos que calcular el momento de pandeo elástico lateral-torsional M_e :

$$M_e = \frac{0,46 * E * b^2 * t^2 * C_b}{L_b}$$

L_b = longitud no arriostrada lateralmente del miembro ($L_b = 100 \text{ cm}$).

$C_b = 1$ (para miembros con simple simetría)

$$M_e = \frac{0,46 * 2,039 \times 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * (12,7 \text{ cm})^2 * (1,27 \text{ cm})^2 * 1}{100 \text{ cm}}$$

$$M_e = 2440000,65 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$M_{yw} = 292486,67 \text{ kgf} - \text{cm} < M_e$$

Por lo tanto:

$$M_{nw} = \left(1,92 - 1,17 \sqrt{\frac{M_{yw}}{M_e}} \right) * M_{yw} \leq 1,5 * M_{yw}$$

$$M_{nw} = \left(1,92 - 1,17 \sqrt{\frac{292486,67}{2440000,65}} \right) * 292486,67 \leq 1,5 * 292486,67$$

$$M_{nw} = 443093,05 \text{ kgf} - \text{cm} \leq 438730 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$M_{nw} = 438730 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$M_{yz} = 131309,86 \text{ kgf} - \text{cm} < M_e$$

Por lo tanto:

$$M_{nz} = \left(1,92 - 1,17 \sqrt{\frac{M_{yz}}{M_e}} \right) * M_{yz} \leq 1,5 * M_{yz}$$

$$M_{nz} = \left(1,92 - 1,17 \sqrt{\frac{131309,86}{2440000,65}} \right) * 131309,86 \leq 1,5 * 131309,86$$

$$M_{nz} = 216475 \text{ kgf} - \text{cm} \leq 196964,78 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$M_{nz} = 196964,78 \text{ kgf} - \text{cm}$$

c) La resistencia al pandeo local del ala no se aplica para elementos compactos.

$$\frac{b}{t} < 0,54 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{127 \text{ mm}}{12,7 \text{ mm}} < 0,54 * \sqrt{\frac{2,04 \times 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}$$

$$10 < 13 \therefore \text{Compacto}$$

Por lo tanto, no se aplica este estado límite.

Los valores de resistencia a la flexión, tanto mayor como menor, son los siguientes:

$$\phi_b * M_{nw} = 0,9 * 438730 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\phi_b * M_{nw} = M_{\max} = 394857 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\phi_b * M_{nz} = 0,9 * 196964,78 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\phi_b * M_{nz} = M_{\min} = 177268,32 \text{ kgf} - \text{m}$$

4.4.4 Cálculo de miembros a corte

Se aplica la fórmula de corte:

$$V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v$$

Donde:

$$A_w = b * t = 11,43\text{cm} * 1,27\text{cm} = 14,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si } \frac{b}{t} \leq 1,10 \sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} \quad \therefore C_v = 1$$

$k_v = 1,2$ para ángulos simples

$$\frac{127\text{mm}}{12,7\text{mm}} \leq 1,10 \sqrt{1,2 * \frac{2,04 \times 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}$$

$$10 < 29,03 \quad \therefore C_v = 1$$

$$V_n = 0,6 * 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 14,52\text{cm}^2 * 1$$

$$V_n = 30614,45 \text{ kgf}$$

4.4.5 Cálculo de miembros para solicitaciones combinadas

Al existir cuatro perfiles L127x127x12,7 se obtendrá el cálculo para solicitaciones combinadas de cada uno de ellos. Las solicitaciones a las que van estar sometidos estos elementos se obtuvieron del programa SAP2000.

Tabla 4. 2 Cálculo de miembros para solicitaciones combinadas.

Frame	fra	Esfuerzo	frbw	Frbz	Fa	Fcbw	Fcbz	D/C
	kgf		Kgf-cm	Kgf-cm	kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	
3	61939,59	T	98,04	38,67	66314,73	3948,57	1772,68	0,981
7	48644,21	T	126,52	99,77	66314,73	3948,57	1772,68	0,822
11	65698,37	C	102,26	39,45	87042,36	3948,57	1772,68	0,803
15	52292,78	C	128,23	100,72	87042,36	3948,57	1772,68	0,690

Elaborado por: Autor.

4.5 Diseño de conexiones

El dimensionamiento de las conexiones se hará de acuerdo al AISC 360-10, en cuanto al tamaño y uso de perforaciones, espaciamiento mínimo entre los centros de las perforaciones, distancia mínima al borde, resistencia de tracción y cortante de pernos, y resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos. En todas las conexiones se utilizaron pernos A394-T0 con una resistencia mínima a la tracción $F_u = 74 \text{ ksi}$ $\left(5202,7152 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$, con un diámetro de $\frac{1}{2} \text{ in.}$

4.5.1 Tamaño de las perforaciones

El tamaño de las perforaciones estándar según el AISC 360-10 para pernos que tienen un diámetro nominal de $\frac{1}{2} \text{ in}$ (12,7 mm) es de $\frac{9}{16} \text{ in}$ (14,288 mm). Las perforaciones serán de $\frac{1}{16} \text{ in}$ (1,5 mm) mayor que el diámetro del perno.

4.5.2 Espaciamiento mínimo

El espaciamiento mínimo entre los centros de las perforaciones estándar no debe ser menor que $2\frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal del perno, preferiblemente una distancia de $3d$.

$$2\frac{2}{3} * d = 2\frac{2}{3} * \frac{1}{2} = \frac{4}{3} \text{ in}$$

Espaciamiento mínimo debe ser $\frac{4}{3} \text{ in}$ (33,87 mm) o $\frac{3}{2} \text{ in}$ (38,1 mm). En la torre autoportante en estudio tiene un espaciamiento entre pernos de 6 cm.

4.5.3 Distancia mínima al borde

Según el AISC 360-10, la distancia mínima al borde desde el centro del agujero hasta el borde de la parte conectada para pernos con un diámetro de $\frac{1}{2} \text{ in}$, es $\frac{3}{4} \text{ in}$

(19.05mm). En las conexiones de la torre se utilizó una distancia mínima al borde de 1 in (2,54 cm) que es mayor a la mínima dado por la norma.

4.5.4 Resistencia de tracción y corte de pernos

El diseño de los pernos se ha realizado en base a la especificación J3.6 del AISC 360-10 para determinar la resistencia de diseño de tracción y corte, según la ecuación (J3-1) del AISC:

$$\phi * F_n * A_b \quad \phi = 0,75(\text{LRFD})$$

Según el ASCE 10-97, F_n para cortante es igual a $0,62 * F_u$; y para tracción F_n es igual a $0,60 * F_u$.

El área A_b , del perno de diámetro de 1/2 in (1,27cm) es:

$$A_b = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * 1,27^2}{4}$$

$$A_b = 1,267 \text{ cm}^2$$

$$F_{nv} = 0,62 * F_u$$

$$F_{nv} = 0,62 * 5202,7152 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{nv} = 3225,68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{n/\text{perno}} = \phi * F_{nv} * A_b$$

$$V_{n/\text{perno}} = 0,75 * 3225,69 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 1,267 \text{ cm}^2$$

$$V_{n/\text{perno}} = 3064,65 \text{ kgf}$$

La resistencia de diseño de tracción no puede ser mayor a 3064,65 kgf (6,76 kips).

Algunas uniones de la torre de transmisión son conexiones con esfuerzo cortante doble (Figura 4.8), por lo tanto la resistencia de diseño de corte se multiplica por 2.

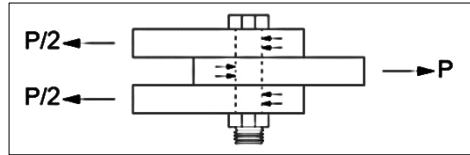


Figura 4. 8 Conexión de cortante doble.

Elaborado por: Autor.

$$V_{n/\text{perno}} = 2 * 3064,65 \text{ kgf}$$

$$V_{n/\text{perno}} = 6129,29 \text{ kgf (13,51 kips)}$$

4.5.5 Resistencia de aplastamiento en las perforaciones de los pernos

Se considera en el diseño la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio $\phi * R_n$:

$$R_n = 1,2 * l_c * t * F_u \leq 2,4 * d * t * F_u$$

Donde:

$$l_c = \text{Distancia al borde} - \frac{d}{2}$$

$$l_c = 1 \text{ in} - \frac{\frac{1}{2} \text{ in}}{2}$$

$$l_c = 0,75 \text{ in} = 1,905 \text{ cm}$$

$$t = \text{espesor del perfil} = \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$R_n = 1,2 * 1,905 \text{ cm} * 1,27 \text{ cm} * 4570 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq 2,4 * 1,27 \text{ cm} * 1,27 \text{ cm} * 4570 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$R_n = 13267,72 \text{ kgf} \leq 17690,29 \text{ kgf}$$

$$R_n = 29,25 \text{ kips} \leq 39 \text{ kips}$$

$$R_n = 13267,72 \text{ kgf} = 29,25 \text{ kips}$$

$$\phi * R_n = 0,75 * 13267,72 \text{ kgf}$$

$$\phi * R_n = 9950,79 \text{ kgf} = 21,94 \text{ kips}$$

En el Anexo E se presenta el cálculo de cada una de las juntas apernadas de los montantes.

4.5.6 Resistencia de las placas a tracción

Las dimensiones de la placa de unión que se utilizó en esta unión, es de 474 mm de largo, 110 mm de ancho y 12 mm de espesor. La placa será ASTM A36 con un esfuerzo de fluencia mínima $f_y = 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ y una resistencia última $f_u = 4077 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

Para fluencia en tracción del elemento, ϕR_n :

$$R_n = F_y * A_g$$

$$\phi = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi * R_n = 0,90 * 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * (11 \text{ cm} * 1,2 \text{ cm})$$

$$\phi * R_n = 30068,28 \text{ kgf}$$

Para ruptura en tracción del elemento, ϕR_n :

$$R_n = F_u * A_e$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

Para planchas de empalme apernadas $A_e = A_n \leq 0,85 A_g$.

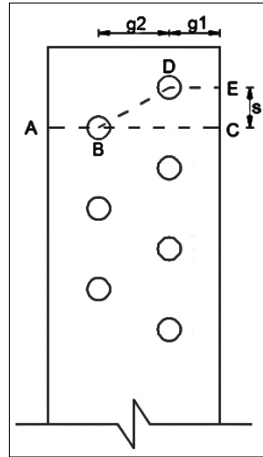


Figura 4. 9 Secciones posibles de falla a tracción.

Elaborado por: Autor.

$$A_{n1} = (11\text{cm} - (1,27\text{cm} + 0,15\text{cm})) * 1,2\text{cm} = 11,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{n2} = \left[11\text{cm} - 2 * (1,27\text{cm} + 0,15\text{cm}) + \frac{(3 \text{ cm})^2}{4 * 4,445\text{cm}} \right] * 1,2 \text{ cm}$$

$$A_{n2} = 10,40 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 0,85 * 11\text{cm} * 1,2\text{cm} = 11,22 \text{ cm}^2$$

El área neta efectiva de la placa es el menor valor, $A_e = 10,40 \text{ cm}^2$

$$\phi * R_n = 0,75 * 4077 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * (10,40 \text{ cm}^2)$$

$$\phi * R_n = 31800,60 \text{ kgf}$$

La resistencia de la placa a tracción es el menor valor de los dos estados límites:

$$\phi * R_n = 30068,28 \text{ kgf}$$

4.5.7 Resistencia de las placas a corte

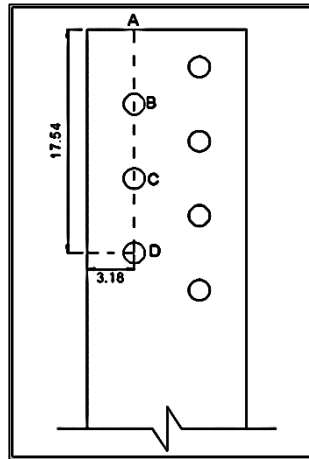


Figura 4. 10 Sección de falla a corte.

Elaborado por: Autor

Para fluencia en corte del elemento, ϕR_n :

$$R_n = 0,60 * F_y * A_g$$

$$\phi = 1,00 \text{ (LRFD)}$$

$$A_g = 17,54 \text{ cm} * 1,2 \text{ cm} = 21,05 \text{ cm}^2$$

$$\phi * R_n = 1,00 * 0,60 * 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 21,05 \text{ cm}^2$$

$$\phi * R_n = 31963,49 \text{ kgf}$$

Para ruptura en corte del elemento, ϕR_n :

$$R_n = 0,60 * F_u * A_{nv}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

$$A_{nv} = (17,54 \text{ cm} - 3 * (1,27 \text{ cm} + 0,15 \text{ cm})) * 1,2 \text{ cm} = 15,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi * R_n = 0,75 * 0,60 * 4077 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 15,94 \text{ cm}^2$$

$$\phi * R_n = 29236,98 \text{ kgf}$$

La resistencia a corte de la placa es el menor valor de los dos estados límites:

$$\phi * R_n = 29236,98 \text{ kgf}$$

4.5.8 Resistencia de bloque cortante

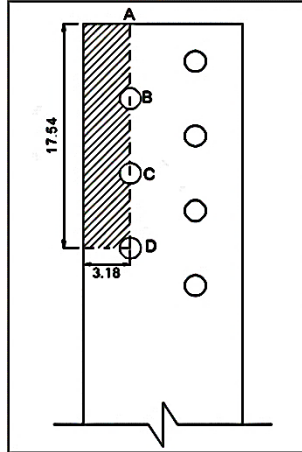


Figura 4. 11 Bloque cortante de la placa.

Elaborado por: Autor.

$$R_n = 0,60 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0,60 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

Para R_{n1} :

$$A_{nv} = 17,24 \text{ cm}^2$$

$$U_{bs} = 1$$

$$A_{nt} = \left(3,18 \text{ cm} - \frac{1,27 \text{ cm}}{2} \right) * 1,2 \text{ cm} = 3,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 21,05 \text{ cm}^2$$

$$R_{n1} = 0,6 * 4077 * 17,24 + 1 * 4077 * 3,05 \leq 0,6 * 2531 * 21,05 + 1 * 4077 * 3,05$$

$$R_{n1} = 54607,34 \text{ kgf} \leq 44401,38 \text{ kgf}$$

$$R_{n1} = 44401,38 \text{ kgf}$$

Para R_{n2} :

$$A_{nv} = (20,54 \text{ cm} - 3,5 * (1,27 \text{ cm} + 0,15 \text{ cm})) * 1,2 \text{ cm} = 18,68 \text{ cm}^2$$

$$U_{bs} = 1$$

$$A_{nt} = \left(3,18 \text{ cm} - \frac{1,27 \text{ cm}}{2} \right) * 1,2 \text{ cm} = 3,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 20,54 \text{ cm} * 1,20 \text{ cm} = 24,65 \text{ cm}^2$$

$$R_{n2} = 0,6 * 4077 * 18,68 + 1 * 4077 * 3,05 \leq 0,6 * 2531 * 24,65 + 1 * 4077 * 3,05$$

$$R_{n2} = 58129,87 \text{ kgf} \leq 49868,34 \text{ kgf}$$

$$R_{n2} = 49868,34 \text{ kgf}$$

Se toma el valor menor de las dos secciones de bloque cortante.

$$\phi * R_n = 0,75 * 44401,38 \text{ kgf} = 33301,04 \text{ kgf}$$

4.5.9 Resistencia de las placas a compresión

$$P_n = F_y * A_g$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

$$P_n = 2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 10,8 \text{ cm} * 1,37 \text{ cm} = 37448,67 \text{ kgf}$$

$$\phi * P_n = 28086,51 \text{ kgf}$$

4.6 Manual para la simulación de la torre de transmisión en SAP2000

En la actualidad existen muchos programas para el análisis y diseño de estructuras de hormigón armado y de acero, que nos permiten realizar estructuras económicas de forma eficiente con una notable reducción del tiempo requerido para su diseño. Estos

programas llegan a ser de gran utilidad cuando se los complementa con la experiencia profesional y los conocimientos de ingeniería. Entre los principales programas de cálculo y diseño se encuentran SAP2000, CYPE, ETABS, VisualAnalysis, STAAD/Pro, RISA, GT-Strudl, WinStrudl, entre otros. Para el análisis de la torre autoportante a evaluar se utilizará SAP2000, ya que es una herramienta de uso sencillo y es la más conocida en nuestro medio.

4.6.1 Información general sobre SAP2000

El desarrollo de la tecnología nos trae ventajas en la ingeniería estructural, ofreciéndonos herramientas de cálculo, como es el SAP2000, que es un programa de elementos finitos que nos permite realizar la modelación, el análisis y dimensionamiento de un conjunto de ingeniería de estructuras. Es muy conocido por su poder de cálculo, por la fiabilidad de los resultados, facilidad de uso y productividad (Computers & Structures, Inc, 2016).

4.6.2 Unidades y definición del modelo

Lo primero que se debe hacer al iniciar SAP2000, es seleccionar las unidades en las que se desea trabajar, en nuestro caso se utilizará el sistema internacional. Luego se procede a seleccionar el tipo de modelo a realizar, el cual nos permite facilitar la definición de la geometría de la estructura que queremos analizar. Al ser muy compleja la estructura de la torre de transmisión, primero se realizó la geometría de la misma en AUTOCAD 2015, para luego ser importada a SAP2000 para su respectivo análisis, por este motivo se debe elegir el modelo Blank.

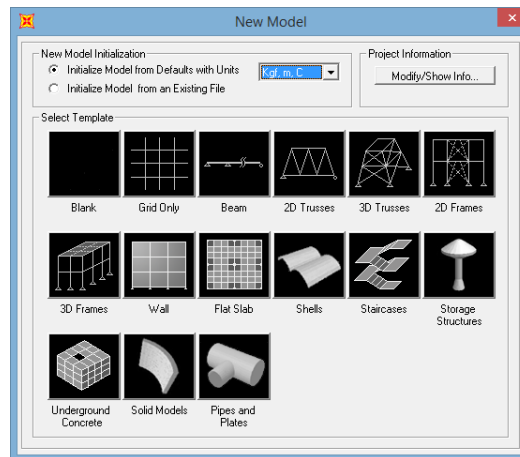


Figura 4. 12 Unidades y modelo.

Fuente: SAP2000.

4.6.3 Definición de la geometría de la torre autoportante de transmisión

La geometría de la torre se procede a realizar en AUTOCAD 2015 y se tiene que guardar el archivo en formato DXF para luego importar al SAP2000. Las líneas que representan los elementos estructurales se tienen que dibujar en las mismas unidades que se seleccionó en el SAP2000. El dibujo de la torre debe estar ubicado en el centro de coordenadas y ser simétrico a los ejes x e y. Los elementos estructurales tienen que estar bien unidos y agrupados en diferentes capas (en este caso las siguientes capas: montantes, L50x4, L50x3, etc.), para que al momento de ser importada no se generen errores en el SAP2000.

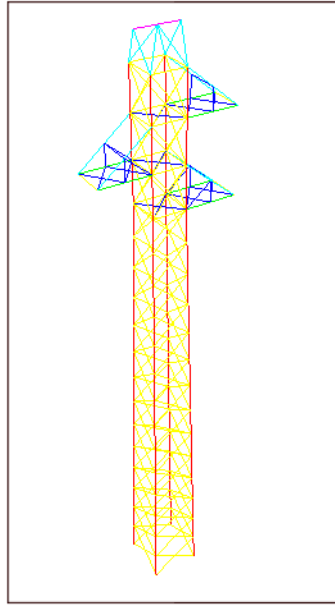


Figura 4. 13 Geometría de la torre en AUTOCAD 2015.

Fuente: AUTOCAD 2015.

4.6.4 Importar de AUTOCAD 2015 a SAP2000

Una vez creada la geometría de la torre se procede a importar a SAP2000 siguiendo los siguientes pasos:

- File > Import > AutoCAD .dxf File
- Luego seleccionar el archivo dxf de la torre para abrir.
- Después verificar que las coordenadas estén en el eje Z y las unidades sean las mismas que se eligió al principio y dar click en OK.
- En Frames seleccionamos cualquiera de las capas con las que se dibujó la torre en AUTOCAD y dar click en OK.
- Se sigue los mismos pasos hasta importar todas las capas del AUTOCAD al SAP2000.

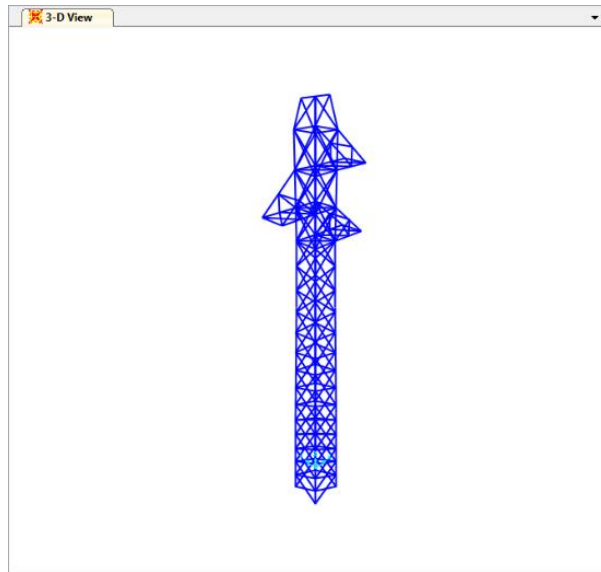


Figura 4. 14 Importar de AUTOCAD 2015 a SAP2000.

Fuente: SAP2000.

4.6.5 Restricción en los apoyos

Una vez importada toda la torre a SAP2000, se coloca las restricciones en los nodos en donde se encuentra la cimentación de la torre. Se aplican restricciones tipo articulación para garantizar el empotramiento de cada uno de los apoyos de la torre de transmisión.

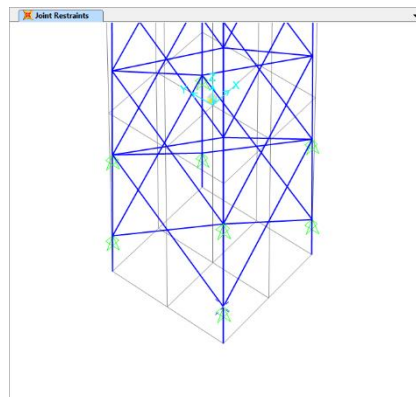


Figura 4. 15 Restricción en los apoyos.

Fuente: SAP2000.

4.6.6 Selección de los materiales

Antes de la selección de los elementos estructurales se procede a seleccionar el material de los perfiles angulares que componen la torre de transmisión. La torre de transmisión está compuesta de perfiles angulares ASTM A572 (Gr50) y ASTM A36.

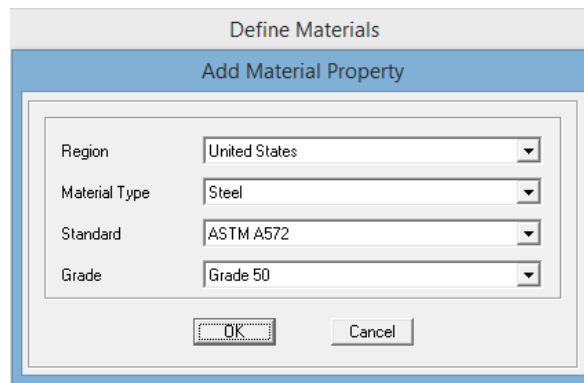


Figura 4. 16 Selección de materiales.

Fuente: SAP2000.

4.6.7 Selección de los perfiles angulares

En esta parte se procede a definir las secciones de los perfiles que se van a utilizar en la torre de transmisión, se debe tener muy en cuenta que gama de perfiles existen en el mercado ecuatoriano. Los perfiles angulares ASTM A52 Gr50 que se han utilizado en la torre de transmisión no son muy comerciales en el Ecuador, por lo cual debieron ser importados desde otro país, lo que significa un aumento en el costo de la estructura.

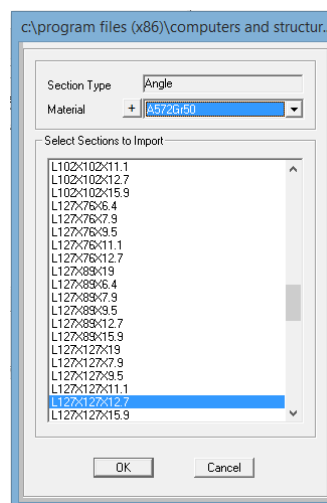


Figura 4. 17 Selección de los perfiles angulares.

Fuente: SAP2000.

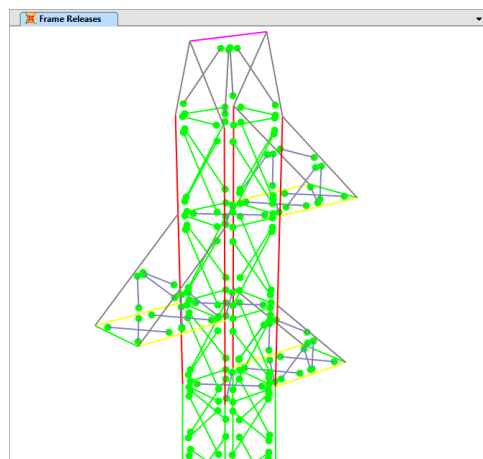


Figura 4. 20 Liberación de momentos.

Fuente: SAP2000.

4.6.9 Patrones de carga

Toda estructura tiene que ser evaluada bajo ciertos patrones de carga, los cuales van a estar presentes en la vida útil de la estructura. El peso propio de la estructura es calculado por el mismo programa en base al peso propio unitario de cada uno de los elementos que componen la estructura.

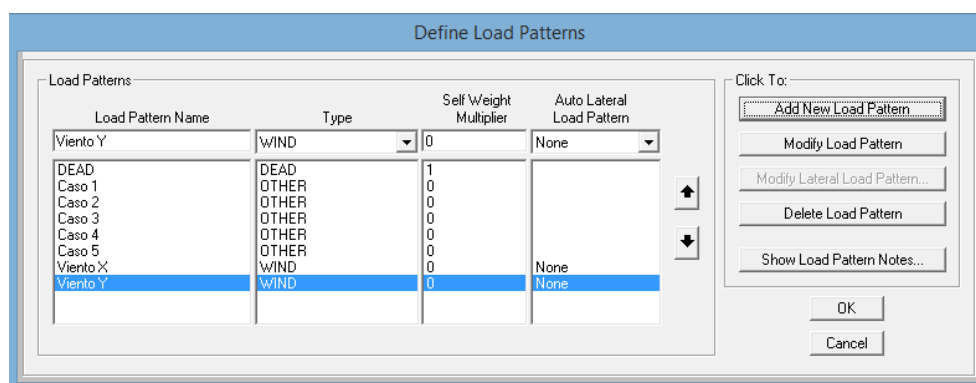


Figura 4. 21 Patrones de carga.

Fuente: SAP2000.

Se debe introducir un OLF (Ordinal Load Factor) de 1,5 en la carga de viento, ya que en los casos de carga nos pide aplicar la carga de viento sobre $1 \frac{1}{2}$ veces la cara expuesta de la torre.

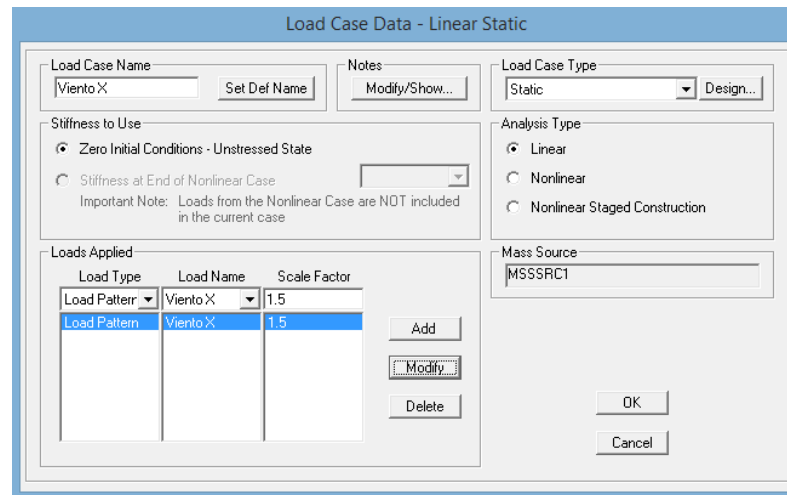


Figura 4. 22 OLF de la carga de viento.

Fuente: SAP2000.

Lo siguiente a realizar es colocar las cargas puntuales presentes en la torre, por lo cual, se selecciona cada uno de los puntos donde se van aplicar las cargas. Por ser las crucetas de tipo rectangular, se aplica la mitad de la carga especificada en el árbol de cargas en cada punto de las esquinas de la cruceta.

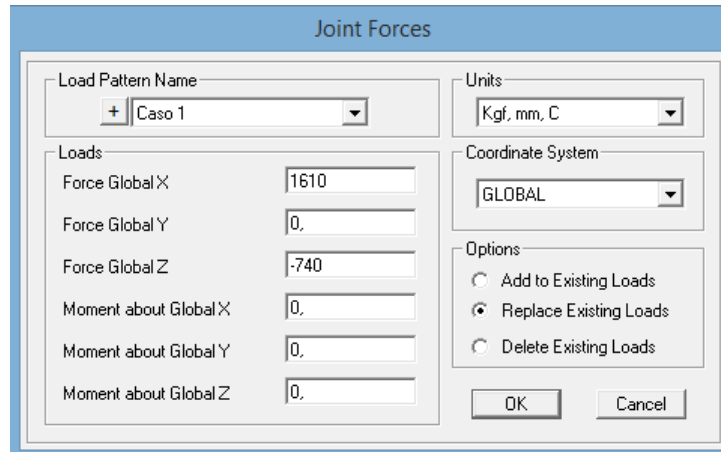


Figura 4. 23 Definición de cargas puntuales.

Fuente: SAP2000.

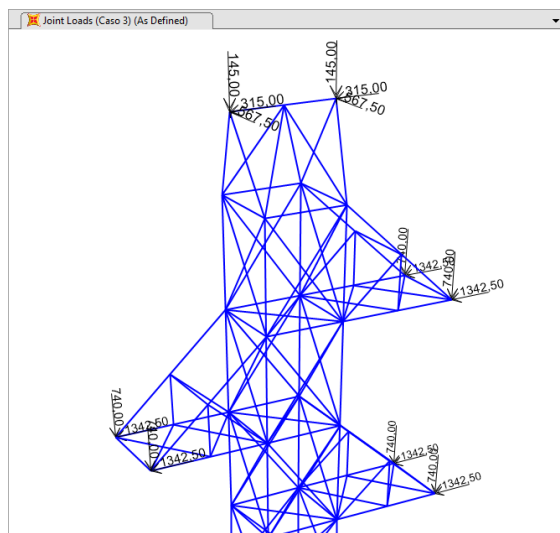


Figura 4. 24 Aplicación de cargas puntuales.

Fuente: SAP2000.

Debido a que en los árboles de carga ya se cuenta con la presión de viento, y por otro lado, no se conocen los parámetros para que el programa SAP2000 calcule directamente la presión de viento como se muestra en la Figura 4.25, se procede a introducir como cargas distribuidas directamente en los elementos.

Figura 4. 25 Carga de viento en SAP2000 según ASCE 7-10.

Fuente: SAP2000.

Para calcular las cargas distribuidas en cada elemento se procede a multiplicar la presión del viento por el ancho del ala del ángulo como se muestra en la Tabla 4.3. Las cargas calculadas se introducen respectivamente en cada uno de los elementos

estructurales de la torre dependiendo la cara que está expuesta al viento como se muestra en la Figura 4.26.

Tabla 4. 3 Cargas distribuidas por viento.

Cargas distribuidas por viento		
Ala (m)	P. viento (kg/m^2)	C.D (kg/m)
0,038	45	1,71
0,040	45	1,80
0,050	45	2,25
0,102	45	4,59
0,127	45	5,72

Elaborado por: Autor.

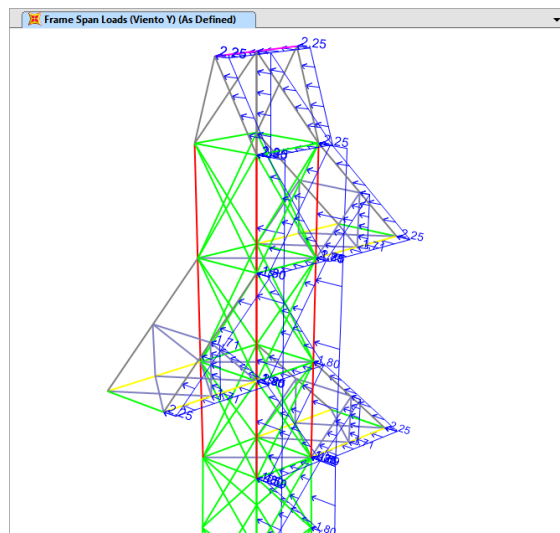


Figura 4. 26 Carga distribuida debido al viento.

Fuente: SAP2000.

Lo recomendable sería proporcionar los datos respectivos para que el programa SAP2000 calcule directamente las cargas por viento, ya que, de esta manera se obtendría un cálculo más semejante a la realidad.

4.6.10 Combinaciones de carga

La definición de las combinaciones de carga es uno de los pasos más importantes para realizar el análisis de una estructura, en el caso de la torre de transmisión, se debe asignar un factor de carga dependiendo del patrón (peso propio, viento) más el árbol de cargas entregado por el ingeniero eléctrico. En los árboles de carga ya están aplicados los factores de carga, por lo cual, sólo se debe introducir los valores ya definidos. En los casos donde la carga de viento es menor a $45 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$, al crear los casos se debe multiplicar a la carga de viento por un factor igual a la carga de viento del caso a crear dividido para $45 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$. Por ejemplo para el caso 2 ($20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} / 45 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 0,444$)

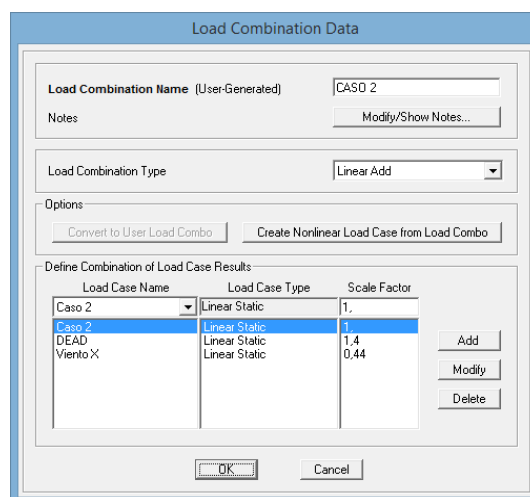


Figura 4. 27 Combinaciones de carga.

Fuente: SAP2000.

El programa no considera el peso propio de ciertos elementos como son: el peso de los pernos, del galvanizado, de las placas de unión, accesorios, etc., por lo cual, hay que introducir un OLF (Ordinal Load Factor) de 1,4 para el peso propio, por lo tanto, el programa realiza el análisis bajo la ampliación de esta carga.

Una vez creadas todas las combinaciones de carga se procede adicionar cada una de ellas para que sean analizadas. Además, se procede a desactivar las combinaciones de carga que se generan automáticamente dependiendo de la norma de diseño.

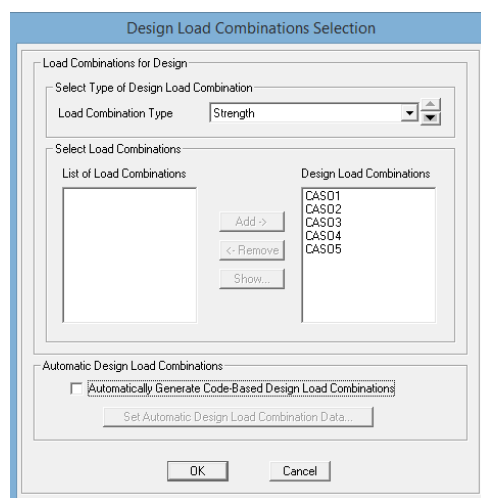


Figura 4. 28 Selección de combinaciones de carga.

Fuente: SAP2000.

4.6.11 Parámetros de diseño

El programa SAP2000 necesita que se definan los parámetros de diseño, los cuales dependen de las diferentes normas de diseño existentes. SAP2000 v16 nos ofrece algunas normas que están en vigencia en diferentes países, por lo cual, se seleccionará la norma AISC 360-10 que se encuentra en vigencia internacionalmente. Además, el diseño de los perfiles se debe elegir el OMF (Ordinary Moment Frame), ya que no se consideran cargas externas de momento.

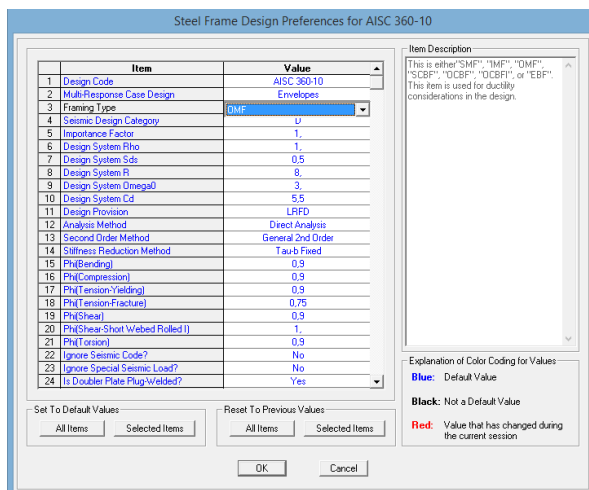


Figura 4. 29 Parámetros de diseño.

Fuente: SAP2000.

4.6.12 Análisis de la estructura mediante SAP2000

Una vez definidos cada uno de los parámetros anteriores, se procede a correr el programa para obtener los resultados que proporciona SAP2000 del análisis de la estructura. Estos resultados deben ser analizados e interpretados correctamente por el diseñador para corregir los fallos que existan en la estructura de la torre de transmisión.

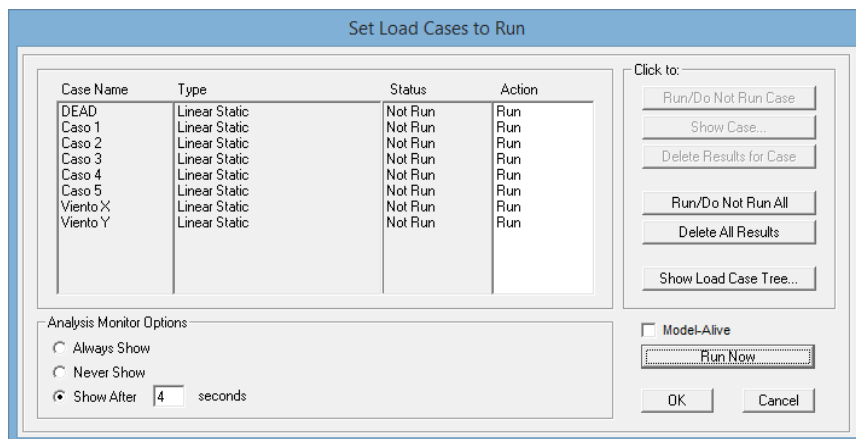


Figura 4. 30 Corrida del programa SAP2000.

Fuente: SAP2000.

4.6.13 Interpretación de los resultados obtenidos por SAP2000

Después de correr el programa se debe interpretar y analizar los resultados del comportamiento de cada elemento, para de esta forma establecer si la falla es coherente. Una vez analizados dichos resultados se llegará a determinar si los elementos estructurales están sub dimensionados o sobredimensionados.

Lo primero que se debe revisar de cada elemento es la relación demanda/capacidad (RATIO), la cual debe tener un valor menor que 1,00 lo que nos indica que el elemento no está sobrecargado. Se recomienda que este valor oscile entre 0,80 y 0,90 para garantizar que los elementos no fallen por la reducción del área debido a las uniones apernadas.

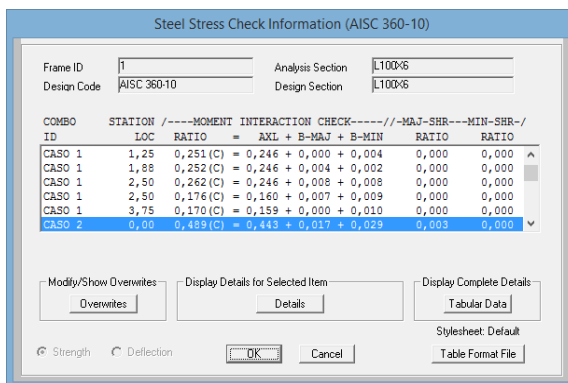


Figura 4. 31 Relación demanda/capacidad (RATIO).

Fuente: SAP2000.

En el caso de que la relación demanda/capacidad (RATIO) sea mayor que 1,00 se debe revisar los esfuerzos a los que está expuesto el elemento, para de esta forma llegar a determinar si la falla es coherente o no.

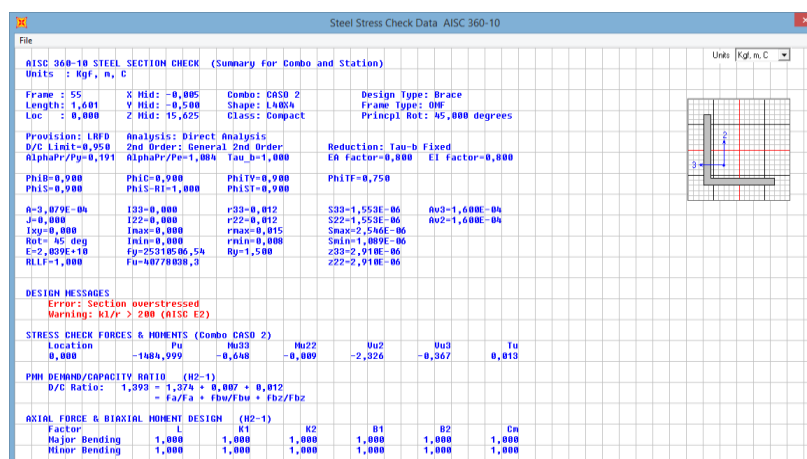


Figura 4. 32 Detalle de esfuerzos del elemento.

Fuente: SAP2000.

En este caso, el elemento se encuentra sobre esforzado y su relación de esbeltez es mayor que 200, pero se debe tener en cuenta que el programa interpreta que la longitud en análisis es la longitud del elemento, dando como resultado una falla errónea, ya que, el elemento analizado es parte de un arriostramiento y para su análisis se debe considerar la mitad de la longitud del elemento. Esto debido a que existe un perno en la intersección de los elementos arriostrados por ser un arriostramiento doble. En estos

casos se debe sobrescribir la longitud (L), al ser la mitad se establece el valor de 0,50 como se muestra en la Figura 4.33.

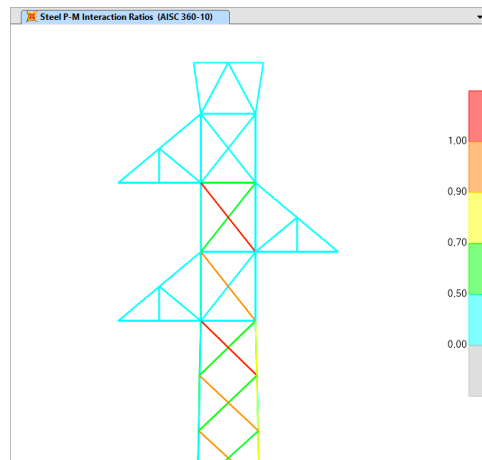


Figura 4. 33 Elemento de arriostramiento.

Fuente: SAP2000.

Item	Value
1. Current Design Section	Program Determined
2. Framing Type	Program Determined
3. Omega ϕ	Program Determined
4. Consider Deflection?	No
5. Deflection Check Type	Program Determined
6. DL Limit L /	Program Determined
7. Super DL+LL Limit L /	Program Determined
8. Live Load Limit L /	Program Determined
9. Total Limit L /	Program Determined
10. Total-Camber Limit L /	Program Determined
11. DL Limit abs	Program Determined
12. Super DL+LL Limit abs	Program Determined
13. Live Load Limit abs	Program Determined
14. Total Limit abs	Program Determined
15. Total-Camber Limit abs	Program Determined
16. Specified Camber	Program Determined
17. Net Area to Total Area Ratio	Program Determined
18. Live Load Reduction Factor	Program Determined
19. Unbraced Length Ratio (Major)	0.5
20. Unbraced Length Ratio (Minor)	0.5
21. Unbraced Length Ratio (L/TB)	0.5
22. Effective Length Factor (K1 Major)	Program Determined
23. Effective Length Factor (K1 Minor)	Program Determined
24. Effective Length Factor (K2 Major)	Program Determined

Explanation of Color Coding for Values:
Blue: All selected items are program determined.
Black: Some selected items are user defined.
Red: Value that has changed during the current session.

Figura 4. 34 Sobrescribir la longitud del elemento.

Fuente: SAP2000.

Cuando persiste la falla, se debe sustituir el elemento por otro más resistente hasta garantizar que la sección no esté sobre esforzada. Además, se debe revisar que la longitud crítica de pandeo no sobrepase la relación máxima de pandeo, lo cual se puede visualizar en el SAP2000 de forma general qué elementos tienen este tipo de falla como se muestra en las Figuras 4.35 y 4.36.

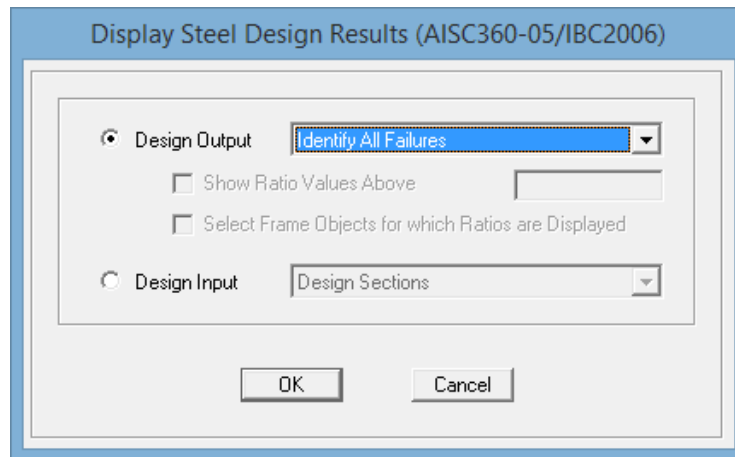


Figura 4. 35 Mostrar resultados de todas las fallas.

Fuente: SAP2000.

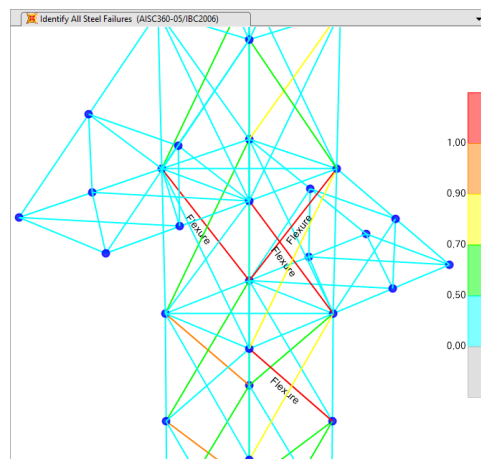


Figura 4. 36 Visualización de todas las fallas en la torre.

Fuente: SAP2000.

4.6.14 Verificación de datos de entrada y salida

Una vez corregidas todas las fallas de la estructura, hay que verificar que los datos de entrada sean los correctos, por lo cual, SAP2000 nos permite visualizar todos los datos de entrada mediante tablas, entre las cuales tenemos que verificar las más importantes. Cada una de estas tablas se adjunta en el Anexo F y a continuación se explica qué información presentan cada una de ellas, además en el Anexo A se presenta la configuración de la estructura, en el Anexo C se presenta las reacciones y deformaciones de la torre de transmisión y en el Anexo D se presenta el diseño de la estructura.

En la Tabla 1 se puede visualizar las propiedades mecánicas básicas de los materiales que se utilizó en la torre de transmisión, las cuales se deben verificar que sean las mismas que nos proporciona el fabricante; además, en la Tabla 2 se presenta los datos del acero.

En la Tabla 3 se debe verificar las asignaciones de carga, donde deben constar todas los tipos de carga que actúan sobre la torre de transmisión, en el caso del viento se debe verificar que el factor de escala sea 1,5.

En la Tabla 4 se observa las propiedades de los perfiles utilizados en el diseño de la torre de transmisión; además, se debe verificar que los perfiles sean del material con el cual se piensa construir la estructura. Por otro lado, de esta tabla se puede obtener el peso que se va a necesitar de cada tipo de perfil.

En la siguiente tabla se presenta las combinaciones de carga, las cuales se deben verificar que estén de acuerdo a los casos de carga establecidos por la empresa contratante. En el caso de la carga de viento y carga muerta deben tener los factores de carga especificados en el pliego.

Mediante el programa SAP2000 se puede obtener las reacciones que se generan en la base de la torre de transmisión. En la Tabla 6 se encuentra las fuerzas que transmite la torre a la cimentación, la cual posteriormente tiene que transmitir al suelo.

En la siguiente tabla se muestra las reacciones que se generan en cada una de las patas de la torre, en este caso son 8 puntos en los cuales se pusieron restricciones. La tabla proporciona las reacciones F1, F2 y F3 que corresponden a los ejes X, Y y Z respectivamente.

Otro aspecto que hay que tomar en cuenta es el desplazamiento de la cúpula de la torre, cuyo desplazamiento máximo debe estar especificado en los pliegos. Es recomendable que la deformación máxima de la cúpula de la torre no sobrepase el 1% de la altura total de la torre. En la Tabla 8 se muestra cada uno de los desplazamientos de la cúpula para cada uno de los casos de carga.

Además se debe revisar el resultado del diseño según la norma AISC 360-10 de la torre de transmisión. En la tabla 9 se deben revisar tres columnas; en la columna Ratio ningún valor debe superar a 1,00, lo que significa que ningún elemento está sobrecargado. En la columna ErrMsg se debe verificar que no se presente algún error (No Messages). Por último se debe verificar que en la columna WarnMsg no presente error alguno, lo que nos garantizará que ningún elemento sobrepase la relación máxima de esbeltez.

Como se puede observar en la tabla de diseño existen tres elementos que están sobre esforzados con una relación demanda/capacidad que sobrepasa el valor de 1. Al ser una evaluación se procederá a realizar el cálculo de la resistencia de cada una de ellos para ser comparados con los resultados que nos proporciona el SAP2000. A continuación se muestra los elementos que están sobrecargados.

Tabla 4. 4 Elementos sobre esforzados.

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC 360-10							
Frame	DesignSect	Status	Ratio	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Unitless	Text	m	Text	Text
92	L40X4	Overstressed	1,020582	CASO 4	0,71414	No Messages	No Messages
162	L40X4	Overstressed	1,071187	CASO 4	0,80039	No Messages	No Messages
166	L40X4	Overstressed	0,987431	CASO 4	0,80039	No Messages	No Messages

Elaborado por: Autor.

Con la ayuda de una herramienta informática, como es el Excel, se procederá a realizar el cálculo de cada uno de los esfuerzos que pueden resistir los perfiles y obtener la relación demanda/capacidad. Se procede a realizar este cálculo, ya que por aspectos

constructivos se han reducido las longitudes de estos elementos. En el Anexo G se presenta las tablas de cálculo de cada elemento, mientras que en la Tabla 4.5 se presenta sólo la relación demanda/capacidad.

Tabla 4. 5 Relación D/C de los elementos sobre esforzados.

Frame	Sección	fra	frbw	frbz	Fra	Frbw	Frbz	D/C
		kg	kg-cm	kg-cm	kg	kg-cm	kg-cm	
92	L40X4	4393,14	46,33	0	4441,51	8306,67	3721,02	0,995
162	L40X4	4062,97	50,9	0	3800,28	7991,17	3721,02	1,075
166	L40X4	3751,52	50,9	0	4039,66	8079,86	3721,02	0,935

Elaborado por: Autor.

Como se puede observar, los perfiles 92 (A60-27) y 166 (A60-26) se pueden aceptar, ya que los elementos están trabajando a compresión y el área no se ve afectada por la unión apernada, pero estarían muy cerca de pandearse. Por otro lado, el perfil 162 (A60-8) puede ser reforzado o ser cambiado por un perfil de mayor resistencia, lo más recomendable sería cambiar los tres perfiles L40x4 por unos perfiles L40x6 o perfiles L50x4 de acero ASTM A36. Otra solución viable podría ser reforzar las alas de los perfiles angulares con placas de acero ASTM A36 de 3 mm de espesor por 40 mm de ancho.

4.6.15 Diseño sísmico estático de la torre de transmisión

En lo que se refiere a las combinaciones de carga, la NEC establece dos combinaciones con la carga de sismo como son:

$$1,2 * D + 1,0 * E + L + 0,2 * S$$

$$0,9 * D + 1,0 * E$$

Donde:

D = Carga permanente

E = Carga de sismo

L = Sobrecarga

S = Carga de granizo

de acción del viento por la altura de la torre. Una vez obtenida el área equivalente se multiplica por la presión del viento aplicada sobre 1 ½ veces la cara de la torre (Presión de viento x 1,5) para obtener el cortante por la acción del viento. Para la obtención del momento se multiplica por la mitad de la altura de la torre.

Las cargas de trabajo por estructura que no incluyen factores de seguridad, se muestran en la tabla del Anexo H y el cálculo de los esfuerzos que actúan sobre la cimentación se muestra en la tabla del Anexo I. El estudio de suelo se encuentra en el Anexo J.

Conforme a la fórmula de Sulzberger los datos necesarios para el diseño de la cimentación tipo monobloque son:

Momento máximo = 119614 kg-m = 119,614 Ton-m.

Cortante máximo = 8351 kg = 8,351 Ton.

Carga vertical de diseño = 6595 kg = 6,595 Ton

Coeficiente de balasto (K_s) = 15 kg/cm³

γ Hormigón = 2300 kg/m³

q_a = 20 Ton/m²

Separación entre las patas de la torre = 1,6 m

La torre está embebida en el hormigón 1,6 m.

Distancias mínimas a considerar:

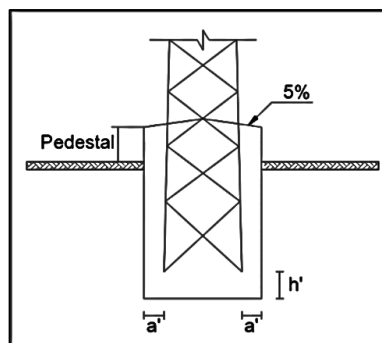


Figura 4. 38 Distancias mínimas.

Fuente: Iberdrola, 1999.

$$a' \geq 10 \text{ cm}$$

$$h' \geq 10 \text{ cm}$$

$$\text{Pedestal} \geq 20 \text{ cm.}$$

Cálculo:

Se impone medidas al monobloque para aplicar el método de Sulzberger.

$$a = b = 2,00 \text{ m}$$

$$h_{\text{total}} = 3,18 \text{ m}$$

$$\text{Pedestal (parte que sobresale del suelo)} = 0,30 \text{ m}$$

La longitud de empotramiento del monobloque en el suelo será:

$$t = 3,18 \text{ m} - 0,30 \text{ m} = 2,88 \text{ m}$$

La carga P es igual a carga vertical de diseño más el peso del monobloque.

$$P = 6595 \text{ kg} + 2 \text{ m} * 2 \text{ m} * 3,18 \text{ m} * 2300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

$$P = 35851 \text{ kg} = 35,851 \text{ Ton}$$

Momento de vuelco:

$$M_v = \text{Momento máx.} + \text{Cortante máx.} * \frac{2}{3} * t$$

$$M_v = 119614 \text{ kg} - \text{m} + 8351 \text{ kg} * \frac{2}{3} * 2,88 \text{ m}$$

$$M_v = 136 \text{ ton} - \text{m}$$

Momento estabilizante:

$$M_e = 0,139 * K_s * b * t^4 + 0,88 * b^3 * t + 0,4 * P * a$$

$$M_e = 0,139 * 15 * 2 * 2,88^4 + 0,88 * 2^3 * 2,88 + 0,4 * 35,851 * 2$$

$$M_e = 336 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\frac{M_e}{M_v} = \frac{336 \text{ Ton} - \text{m}}{136 \text{ Ton} - \text{m}}$$

$$\frac{M_e}{M_v} = 2,48 > 1,5$$

Tensión transmitida al suelo.

$$\sigma_s \text{ de trabajo} = \frac{P}{\text{Área del monobloque}}$$

$$\sigma_s \text{ de trabajo} = \frac{35,851 \text{ Ton}}{2\text{m} * 2\text{m}}$$

$$\sigma_s \text{ de trabajo} = 8,96 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Debido a las dimensiones del monobloque y por su característica principal de trabajar como cimentación de hormigón en masa, esta no requiere de acero de refuerzo desde un punto de vista estructural. Se coloca acero de refuerzo para garantizar que la cimentación trabaje como un sólo bloque y para evitar que el hormigón se fisure. Por este motivo se puede colocar barras corrugadas de diámetro mínimo de 12 mm y separaciones máximas de 30 cm (Calvo Corrales, 2013).

Según el ACI 318 la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser mayor a 0,18 % cuando se utilice acero de refuerzo con una resistencia a la fluencia de 420 MPa (ACI Committee, 2014). Por lo tanto, nos establecemos una cuantía de 0,20%

$$\rho = 0,20\% = \frac{A_s}{A_h}$$

Donde:

A_s = Área de acero de refuerzo, en m^2 .

A_h = Área del hormigón, en m^2 .

Entonces:

$$A_s = 0,20\% * 2m * 2m = 0,008 m^2$$

$$A_s = 80 cm^2$$

Por lo tanto, se colocara 52 varillas de 14 mm de diámetro con una separación de 14 cm.

En cuanto a los estribos se recomienda colocar varillas de 10 mm de diámetro con un espaciamiento de 20 cm en los $\frac{3}{4} h$ de la altura inferior del monobloque y varillas de 10 mm de diámetro con un espaciamiento de 10 cm en la parte restante de la altura del monobloque. La longitud de los ganchos de los estribos es de 200 mm que es mayor a lo estipulado por el ACI 318 que es $12d_b$ que es 120 mm con un dobléz de 90° .

Conclusión

Las normas para el diseño de torres de transmisión especifican que se debe utilizar la relación de esbeltez de la norma ASCE 10-97 para el cálculo de miembros a compresión, pero se pudo notar con la ayuda de SAP2000 y realizando los cálculos mediante Excel que los resultados son similares, ya sea utilizando la relación de esbeltez del ASCE 10-97 o del AISC 360-10. En cuanto al análisis sísmico, este se puede o no realizar, ya que, las cargas estáticas de sismo son similares a las cargas de viento. Para la cimentación los métodos empíricos recomiendan no utilizar acero de refuerzo para este tipo de cimentación, pero ciertos diseñadores recomiendan colocarlo, no desde un punto de vista estructural, sino para garantizar que la cimentación trabaje como un bloque de hormigón y evitar que éste se fisure.

CAPÍTULO V

RESULTADOS

Introducción

Este capítulo está relacionado con los documentos que se debe presentar al momento de realizar el diseño de una torre de transmisión, entre los documentos más importantes tenemos: esquema general de la torre de transmisión, planos de taller y de montaje de la estructura, los planos de la cimentación y el presupuesto referencial.

5.1 Elaboración de esquema

El esquema presenta una visión general de la estructura, el cual muestra de forma detallada la geometría de la torre con sus respectivas dimensiones. Además debe constar la ubicación de las juntas entre los montantes, número de pernos en las uniones, tipo de perfiles y pernos que se utilizará en la fabricación de la torre de transmisión (Semblantes Vélez, 2010). El esquema de la torre de transmisión se presenta en el Anexo M.

5.2 Planos de diseño de la estructura

Al momento de diseñar cualquier estructura de acero se debe presentar como mínimo los planos de taller y los planos de montaje. Por otro lado, cuando se culmina el montaje de la estructura se debe presentar los planos “as built” los mismos que deben ser revisados y aprobados por el fiscalizador de la estructura (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

5.2.1 Planos de taller

Los planos de taller presentan información necesaria para iniciar las actividades de fabricación de los miembros que componen la estructura. En estos planos se debe presentar cada una de las piezas de la estructura con sus respectivas dimensiones, código, ubicación y dimensiones de las perforaciones, distancia entre agujeros, configuración de las conexiones. Además, se debe realizar una distinción entre conexiones de taller y de campo. Los planos de taller deben ser presentados al fiscalizador cuando los documentos contractuales así lo requieran (Chusín Morales & Reimundo Loachamín, 2008). Los planos de taller se presentan en el Anexo P.

5.2.2 Planos de montaje

Los planos de montaje deben presentar su información de forma detallada y lo suficientemente visible, por lo cual, se debe mostrar los gráficos en una escala adecuada para facilidad del montaje de la estructura. Estos planos deben contener las medidas, sección y la localización de los miembros de la estructura con su respectivo código que se les asignó en los planos de taller. También debe contener información sobre las conexiones como: número, tipo, diámetro y longitud de los pernos de cada junta. Al igual que los planos de taller, estos se deben presentar al fiscalizador siempre y cuando se estipule en los documentos contractuales (Chusín Morales & Reimundo Loachamín, 2008). Los planos de montaje se presentan en el Anexo O.

5.3 Planos de diseño de la cimentación

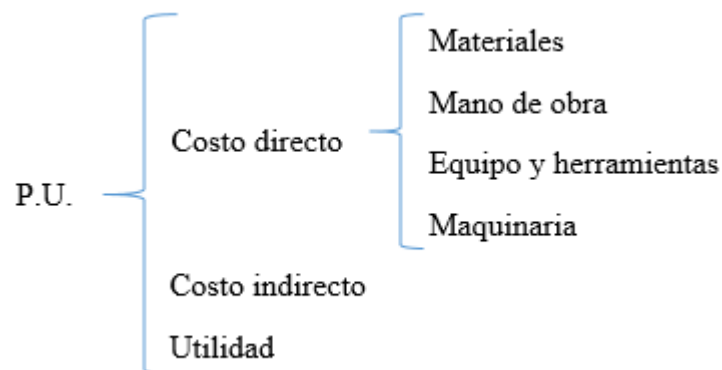
El plano de diseño de la cimentación debe contar con las especificaciones técnicas necesarias para la ejecución de la obra en campo, tales como: resistencia característica del hormigón y acero de refuerzo, recubrimiento mínimo, geometría de la cimentación con sus respectivas medidas. En lo que se refiere al acero de refuerzo, el plano debe contar con información como: número de varillas, diámetro y longitud. El plano de la cimentación se presenta en el Anexo N.

5.4 Análisis de precios unitarios

Una vez realizado los respectivos estudios estructurales, tanto de la cimentación como de la torre de transmisión, se procede a realizar un análisis de precios unitarios para determinar su costo final. Este procedimiento nos ayudará a determinar un precio estimado de la cimentación y de la torre de transmisión, una vez finalizado la construcción y el montaje de las mismas.

5.4.1 Precio unitario

El precio unitario (PU) es el valor monetario de un concepto de trabajo, es decir, es el pago total que debe cubrirse al contratista por unidad de concepto terminado, ejecutado conforme al proyecto, especificaciones de construcción y normas de calidad (Beltrán Razura, 2011). Para realizar un correcto análisis de precios unitarios se debe tener en cuenta los siguientes elementos que componen un precio unitario:



5.4.1.1 Costo directo

Son los costos aplicables al concepto de trabajo debido a los materiales, mano de obra, maquinaria, equipo y herramientas que se utilizan exclusivamente para realizar dicho concepto de trabajo.

5.4.1.1.1 Materiales

Son los materiales necesarios para realizar un concepto de trabajo, por lo cual, se debe tener especial cuidado al momento de realizar la estimación de rendimiento, pérdida y precio de los materiales. Se debe especificar si en el precio de los materiales ya está incluido el transporte, caso contrario se deberá crear un rubro de transporte de materiales (Beltrán Razura, 2011).

5.4.1.1.2 Mano de obra

Es el esfuerzo físico e intelectual de una o varias personas que intervienen en la realización de un concepto de trabajo. El costo de mano de obra depende del rendimiento de la persona y el precio a pagar por sus actividades. El rendimiento depende directamente de la habilidad, capacitación y experiencia de la persona. Por otro lado el precio de la mano de obra depende de la oferta y demanda de la misma (Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba, 2010). Para el análisis de precios unitarios se ha tomado los valores de los salarios mínimos por ley del 2016 que presenta la Contraloría General del Estado.

5.4.1.1.3 Equipo y herramientas

Para realizar un concepto de trabajo es necesario garantizar la seguridad de los trabajadores proporcionándoles su equipo necesario para asegurar su integridad laboral. Por otro lado, dependiendo del método constructivo se puede determinar las herramientas necesarias para realizar un concepto de trabajo.

5.4.1.1.4 Maquinaria

La magnitud de la obra y el método constructivo son factores importantes para determinar el tipo de maquinaria necesaria para la ejecución de la obra. Por este motivo

es necesario calcular el costo horario de cada una de la maquinaria que intervendrá directamente en la realización de la obra.

5.4.1.2 Costo indirecto

Los gastos generales y administrativos del contratista no se incluyen en los costos directos, pero estos gastos son imprescindibles para la ejecución de la obra. Estos gastos no pueden ser considerados como directos ya que no influyen directamente en la ejecución de un concepto de trabajo; por lo cual, son considerados como costos indirectos. Estos valores se deben a gastos de administración, organización, dirección técnica y vigilancia, tanto de las oficinas centrales como las de campo (Beltrán Razura, 2011). El costo indirecto se expresa como un porcentaje del costo directo de cada concepto de trabajo.

5.4.1.3 Utilidad

El ingeniero o la empresa contratista deben percibir un beneficio o ganancia por la ejecución de un concepto de trabajo, a lo que se denomina cargo por utilidad. Este valor es determinado por el propio contratista y es considerado como un porcentaje de la suma de los costos directos e indirectos (Beltrán Razura, 2011). Por lo general, la utilidad se incluye en los costos indirectos teniendo como resultado un valor que oscila entre el 20% y 25% de los costos directos.

5.4.2 Análisis de precios unitarios de la estructura de la torre de transmisión

En el Anexo K se presenta el análisis de precios unitarios de cada uno de los conceptos de trabajo necesarios para el montaje de la estructura de la torre de transmisión. Para el galvanizado, trabajos de taller y montaje de la estructura, se realizó una cotización con la empresa “GALVANICA CÍA. LTDA.”, cuya cotización se muestra en el Anexo L. En el análisis de precios unitarios de cada concepto de trabajo ya se incluye el transporte y no se incluye el IVA.

5.5 Presupuesto referencial

El presupuesto referencial de una obra se refiere al monto necesario para ser ejecutada, en el cual debe constar cada uno de los conceptos de trabajo, involucrados en la ejecución de la obra, con su respectivo precio unitario. Antes de realizar el presupuesto referencial se debe elaborar previamente el análisis de precios unitarios de cada uno de los conceptos de trabajo, además de realizar la respectiva cuantificación de cada uno de ellos. El monto del presupuesto referencial está en función de la sumatoria del producto del precio unitario de cada uno de los conceptos de trabajo, por su respectiva cuantificación. Se debe especificar si en los precios unitarios se incluyen o no conceptos como: impuestos, permisos, seguros u otros conceptos que puedan influir en el costo final de la obra (Beltrán Razura, 2011).

Tabla 5. 1 Presupuesto referencial.

PRESUPUESTO REFERENCIAL					
	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1	CIMENTACIÓN				
1.1	Replanteo y trazado	m ²	6,25	1,14	7,15
1.2	Excavación con maquinaria	m ³	15	1,84	27,66
1.3	Compactación de terreno natural	m ²	4	7,39	29,55
1.4	Replanteo con hormigón simple f'c =180 kg/cm ²	m ³	0,2	95,47	19,09
1.5	Acero de refuerzo Fy = 4200 kg/cm ²	kg	420,58	3,22	1356,24
1.6	Encofrado recto	m ²	0,12	7,96	0,95
1.7	Colocación de stubs	u	1	37,38	37,38
1.8	Hormigón f'c = 210 kg/cm ²	m ³	14,54	106,80	1552,86
1.9	Relleno y compactación	m ³	0,32	7,73	2,47
2	TRABAJOS DE TALLER Y GALVANIZADO				
2.1	Galvanizado de perfiles (incluye trabajos de taller)	kg	2690,96	3,50	9418,36
3	MONTAJE				
3.1	Montaje de torre galvanizada	kg	2690,96	1,20	3229,152
COSTO TOTAL					15680,88

Elaborado por: Autor

Conclusión

La correcta elaboración, tanto de los planos de taller como de los planos de montaje, nos ayudan a reducir tiempo al momento del montaje de la estructura, por ende esto lleva a una reducción de costos. El presupuesto referencial puede variar debido a la accesibilidad al lugar en donde se va a construir la torre de transmisión, ya que esto llega a influenciar directamente en el método empleado para el montaje de la estructura, así como en el traslado de los materiales para la cimentación y la estructura. Otro factor importante que influye directamente es la cantidad de torres de transmisión que se vayan a construir, ya que de esto también dependerá el método que se utilice para el montaje.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- La modelación de la torre metálica tipo “A - 60” ÁNGULO 0 - 50° se realizó en el programa SAP2000 para verificar su dimensionamiento, aplicando la norma AISC 360 – 10 debido a que la Norma Ecuatoriana de la Construcción está enfocada a un diseño sísmoresistente y se debe aplicar sólo en estructuras que tengan un coeficiente de reducción de respuesta sísmica mayor a 3.
- El presente trabajo de grado posee un manual, donde se describe de forma ordenada y concisa cada uno de los procedimientos a seguir, para la realización de futuras evaluaciones y diseños de torres autoportantes para líneas de transmisión de energía eléctrica.
- Al momento de realizar la evaluación estructural de la torre metálica autoportante, con los árboles de cargas proporcionado por la CENTRO SUR, se determinó que tres elementos están sobre esforzados, los que corresponden a los siguientes códigos: A60-8, A60-26 y A60- 27. Estos elementos están ubicados en la parte posterior de la torre.
- Los perfiles que están sobre esforzados pueden ser reemplazados por perfiles L40X6 o perfiles L50x4 de acero ASTM A36. Otra solución viable podría ser, reforzar las alas de los perfiles angulares con placas de acero ASTM A36 de 3 mm de espesor.
- Debido a que no existen normas establecidas para el diseño de cimentaciones de tipo monobloque, ésta se efectuó mediante el método empírico de Sulzberger. Con lo cual, se determinó que su diseño y dimensionamiento están correctamente realizados, y de esta manera se garantiza su correcto funcionamiento ante las sollicitaciones que generan las cargas aplicadas en la torre de transmisión.

Recomendaciones:

- Al realizar la geometría 3D de la torre en el AUTOCAD, se debe tomar en cuenta que los miembros estructurales no se encuentren realizados en polilínea y se encuentren agrupados en diferentes capas que no sean la que viene por defecto en el programa.
- Al momento de realizar la importación del AUTOCAD al SAP2000 se debe tener especial cuidado; ya que, las unidades del AUTOCAD deben ser las mismas en las que se va a trabajar en SAP2000.
- En lo que se refiere al análisis sísmico, éste se puede o no realizar, ya que las cargas estáticas de sismo son casi similares a las cargas por viento, de esta manera se ha corroborado el porqué de no contemplar la carga de sismo en el diseño de torres de transmisión.
- Se recomienda utilizar cimentaciones tipo monobloque sólo en torres de base pequeña, en torres con bases grandes se utilizan cimentaciones mediante pilotes.
- En cuanto a la cuantía de refuerzo se recomienda tomar un valor de 0.0018 que es lo que permite el ACI 318, con esto se lograría reducir el costo de la cimentación en lo que tiene que ver con acero de refuerzo.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI Committee. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. Michigan: American Concrete Institute.
- Almeida Prócel, D. S., & López Rodríguez, C. R. (2013). *DISEÑO Y SIMULACIÓN DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA TIPO AR2-C4*. Quito: Universidad Politécnica Salesiana.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: American National Standard.
- American Society for Testing and Materials. (1999). *Standard Specification for Steel Transmission Tower Bolts, Zinc - Coated and Bare*. Philadelphia: Annual Book of ASTM Standards.
- American Society of Civil Engineers. (2000). *Desing of Latticed Steel Transmission Structures: ASCE 10-97*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Arias Pazmiño, J. L. (2011). *PROYECTO DE NORMALIZACIÓN PARA DISEÑO DE LÍNEAS DE TRANSMISIÓN AÉREAS HASTA 230 kV*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Arquigrafico. (2015, Noviembre 25). *Arquigrafico*. Retrieved from Arkigrafico.com: <http://www.arkigrafico.com/pilotes-de-cimentacion-para-la-construccion/#>
- Barrios Padrón, J. (1996). *CONSTRUCCIÓN DE LÍNEAS AÉREAS DE TRANSMISIÓN*. México: Instituto Tecnológico de la Construcción.
- Beltrán Razura, Á. (2011). *Costos y Presupuestos*. Instituto Tecnológico de Tepic.
- Calvo Corrales, J. C. (2013). *Cálculo y Diseño de Cimentaciones Semiprofundas*. INGENOA SERVICIOS AVANZADOS, S.L.
- Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba. (2010). *ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE REFERENCIA PARA LA CONSTRUCCIÓN*. Cochabamba: Cámara Departamental de la Construcción Cochabamba.

- Chusín Morales, A. I., & Reimundo Loachamín, R. V. (2008). *REGLAMENTO TÉCNICO PARA LA FABRICACIÓN Y MONTAJE DE EDIFICACIONES DE ACERO*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Comisión Federal de Electricidad. (2011). *TORRES PARA LÍNEAS DE TRANSMISIÓN Y SUBTRANSMISIÓN*. México: Comisión Federal de Electricidad.
- Computers & Structures, Inc. (2016, Enero 22). *Software Estructural para el Análisis y Diseño*. Retrieved from csiamerica: <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>
- Consejería de Industria y Comercio. (1999). Orden de 19 de agosto de 1997, por la que se aprueba la Norma Particular para Centros de Transformación de hasta 30 kV, en el ámbito de suministro de Unión Eléctrica de Canarias S.A. *Boletín Oficial de Canarias número 31*, 3246-3310.
- Departamento de Ingeniería de Diseño. (2010). *MÓDULO DE UNIONES APERNADAS Y SOLDADAS*. Macro Steel Project.
- Dirección General de Electricidad. (2003). *NORMA DGE "ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA EL SUMINISTRO DE MATERIALES Y EQUIPOS DE LÍNEAS DE TRANSMISIÓN PARA ELECTRIFICACIÓN RURAL"*. Lima: Ministerio de energía y minas.
- Fang, S.-j., Roy, S., & Kramer, J. (1999). *TRANSMISSION STRUCTURES*. Boca Ratón: CRC Press LLC.
- Galletero Montero, P., & Montero Martínez, J. (1999). *E.L.U. DE INESTABILIDAD. PANDEO*. Albacete: Universidad de Castilla.
- Gallo Galarza, J. (1981). *PROYECTO DE LÍNEAS DE TRANSMISIÓN DE ALTA TENSIÓN*. Guayaquil: Escuela Superior Politécnica del Litoral.
- Garzón Chalco, C. (2011). PERNOS ESTRUCTURALES DE ALTA RESISTENCIA. *Ciencia*, 58-78.
- Hernández Rosas, A. N., & Morales Padilla, F. (2005). *DISEÑO DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA*. Mexico: Instituto Politécnico Nacional.

- Iberdrola. (1999). *Cimentaciones para apoyos de líneas aéreas, hasta 66 kV*. Bilbao: Iberdrola.
- ieb Ingeniería Especializada. (2003). *CONSTRUCCIÓN DEL SEGUNDO CIRCUITO A 115 kV ENTRE LAS SUBESTACIONES SURIA - PUERTO LÓPEZ - PUERTO GAITÁN*. Medellín.
- Instituto Costarricense de Electricidad. (2011). *Líneas de Transmisión y Campos Electromagnéticos*. San José: ICE.
- IPAC. (2015, Noviembre 21). IPAC. Retrieved from <http://www.ipac-acero.com/producto-detalle.php?id=37>
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero* (Quinta edición ed.). México: Alfaomega Grupo Editor.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *ESTRUCTURAS DE ACERO*. Dirección de Comunicación Social.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *PELIGRO SÍSMICO Y DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Riley, W., & Sturges, L. (1996). *INGENIERÍA MECÁNICA: DINÁMICA*. Reverté.
- Sacalxot López, W. L. (2005). *CIMENTACIONES PARA TORRES AUTOSOPORTADAS*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Semblantes Vélez, M. L. (2010). *DISEÑO DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA AUTOSOPORTADA PARA UNA LÍNEA DE 69KV*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Task Committee on Updating Manual 52 of the Structural Division. (1988). *Guide for Desing of Steel Transmission Towers*. New York: American Society of Civil Engineers.

Telecommunications Industri Association. (1996). *Normas Estructurales para Torres y Estructuras de Acero para Antenas*. Arlington: Global Engineering Documents.

The American Society of Mechanical Engineers. (2010). *Square, Hex, Heavy Hex and Askew Head Bolts and Hex, Heavy Hex, Hex Flange, Lobed Head and Lag Screws (Inch Series)*. New York: The American Society of Mechanical Engineers.

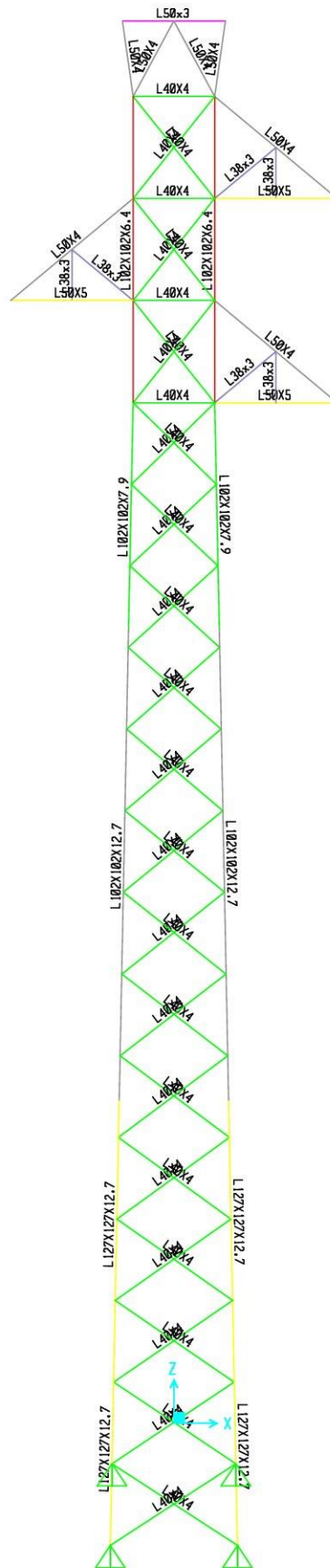
Universidad de Carabobo. (2015, Diciembre 05). *Universidad de Carabobo*. Retrieved from Facultad de Ingenieria: <http://www.ing.uc.edu.ve/~vipper/LINEAS.html>

Valencia Clement, G. (2006). *ESTRUCTURAS DE ACERO: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.

ANEXOS

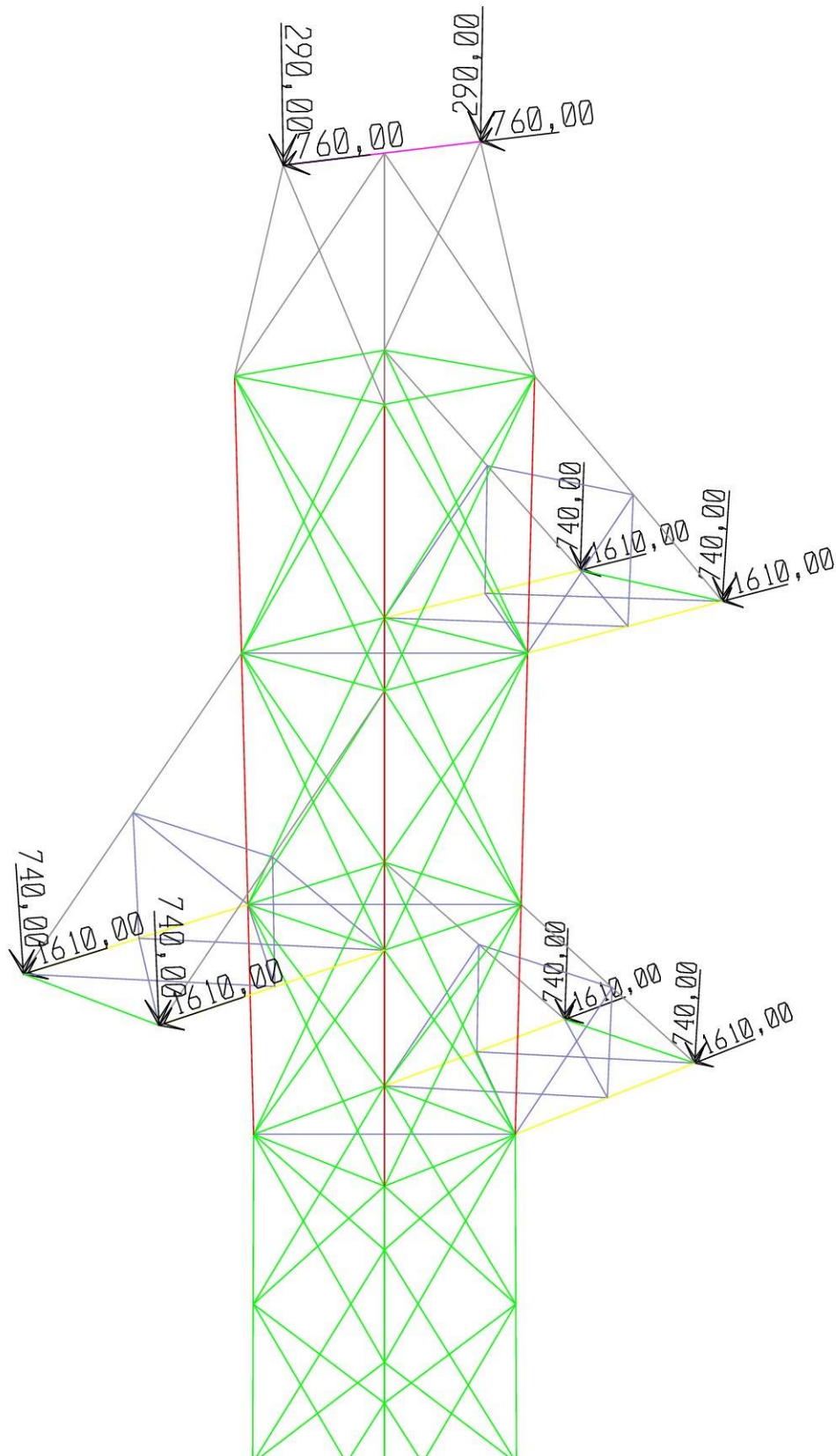
Anexo A

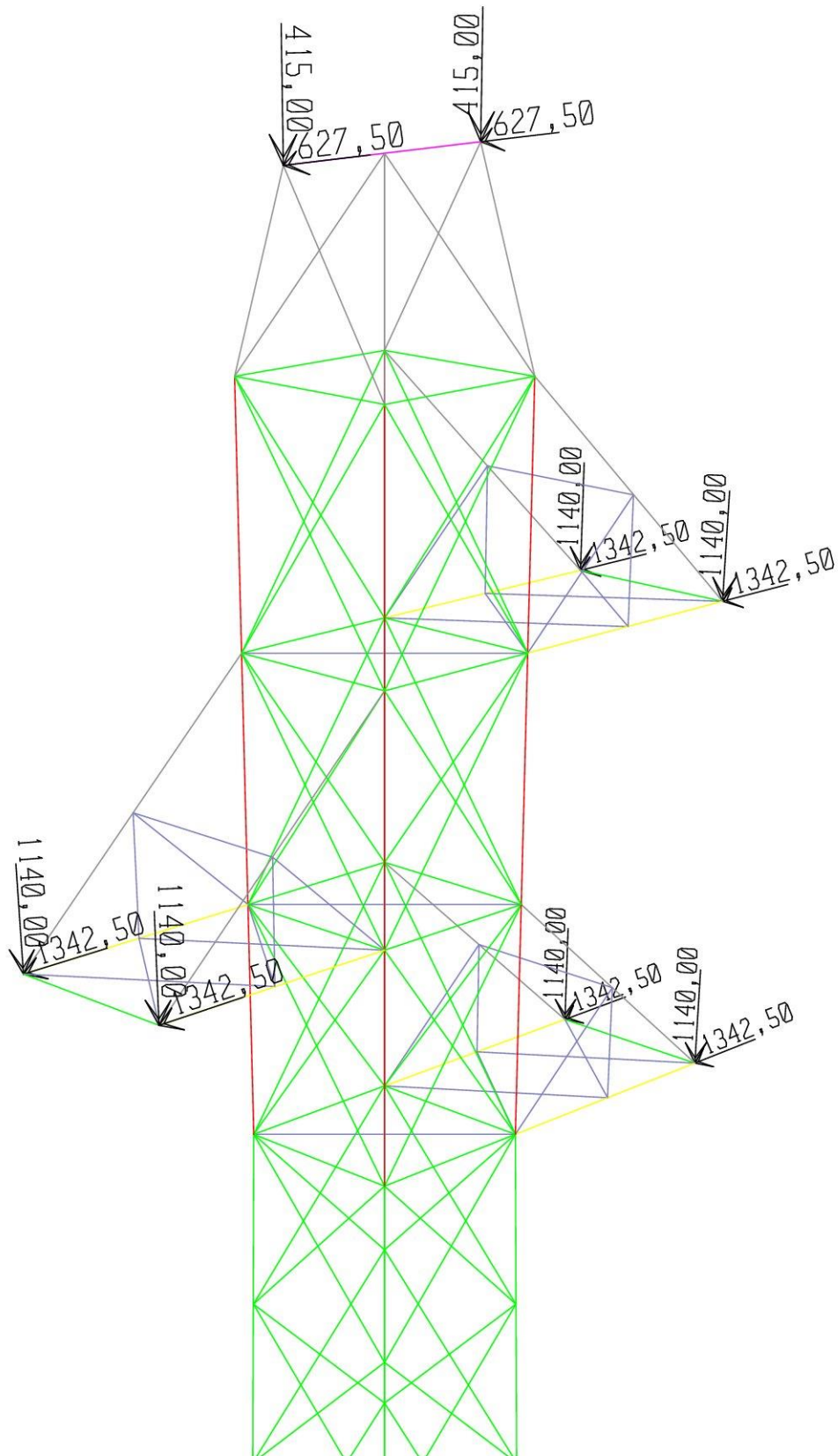
Configuración de la estructura.

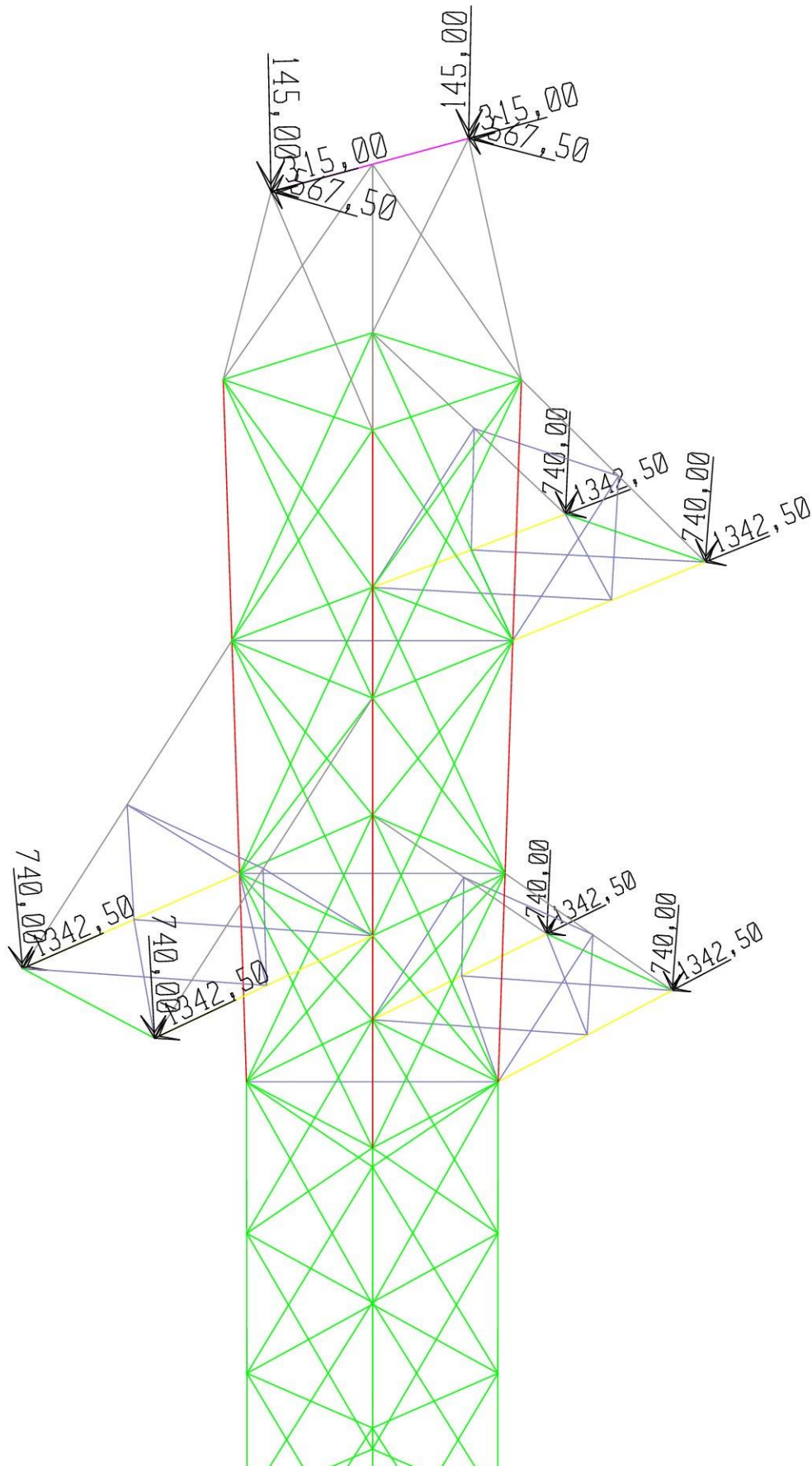


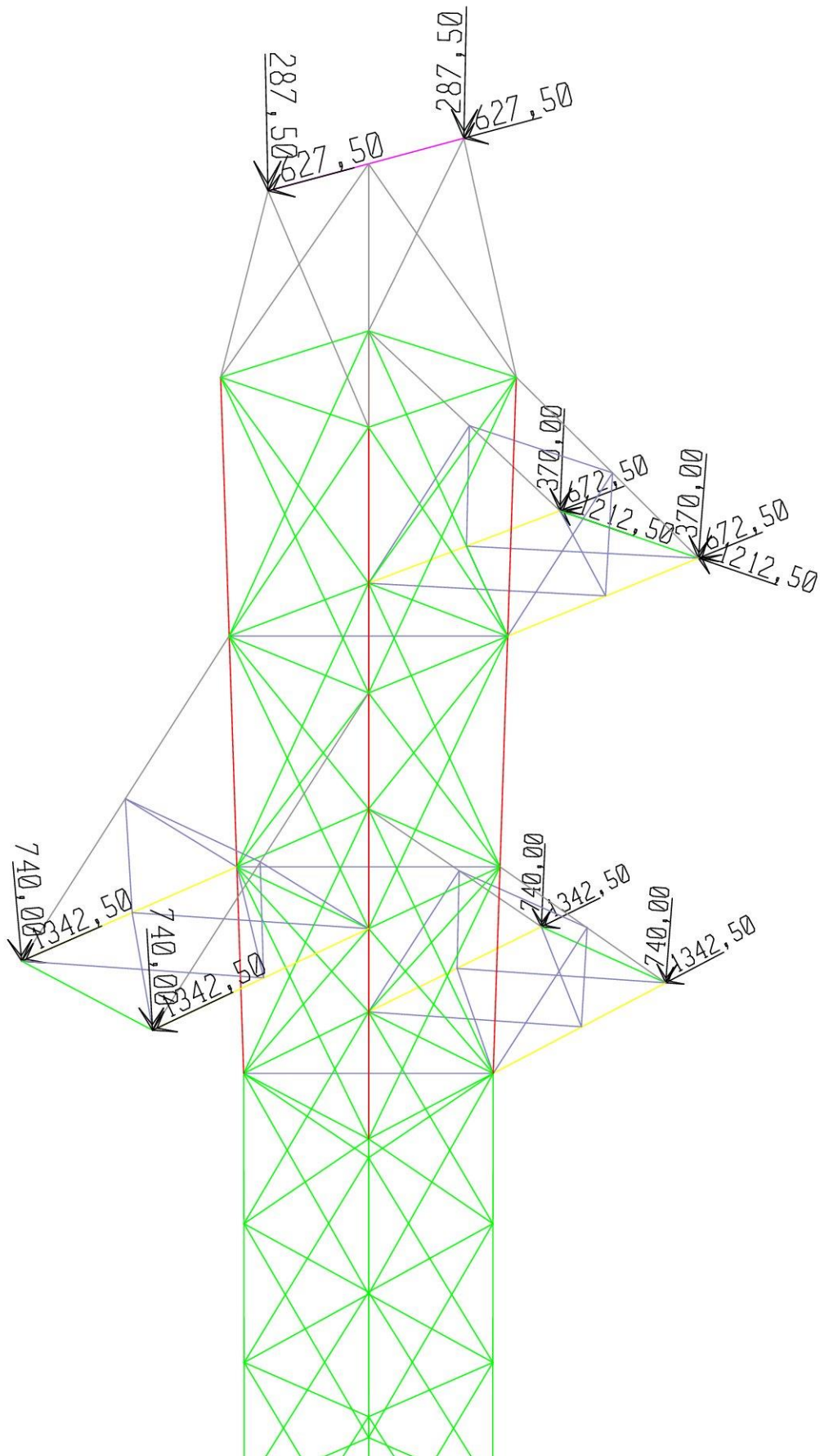
Anexo B

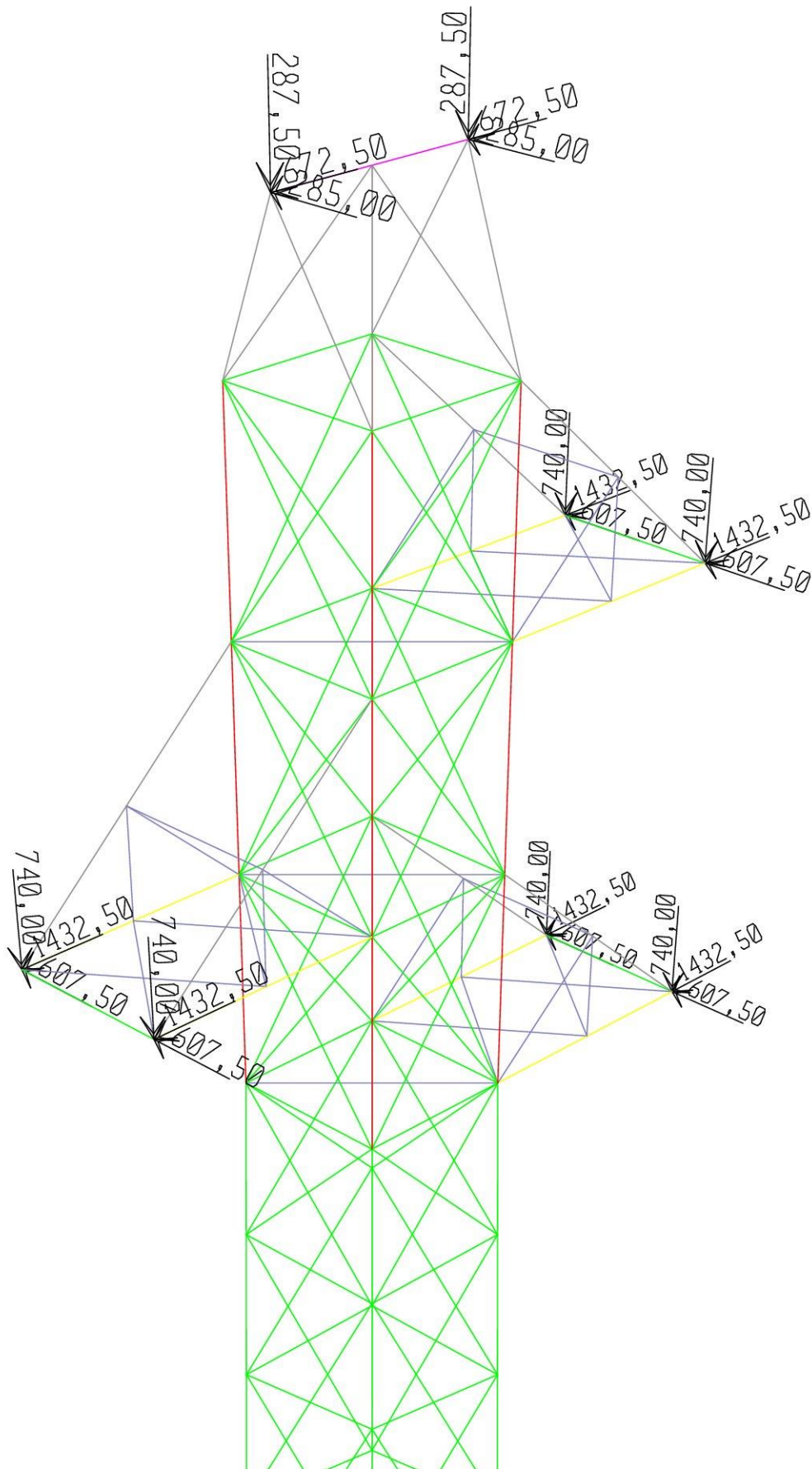
Árbol de cargas.

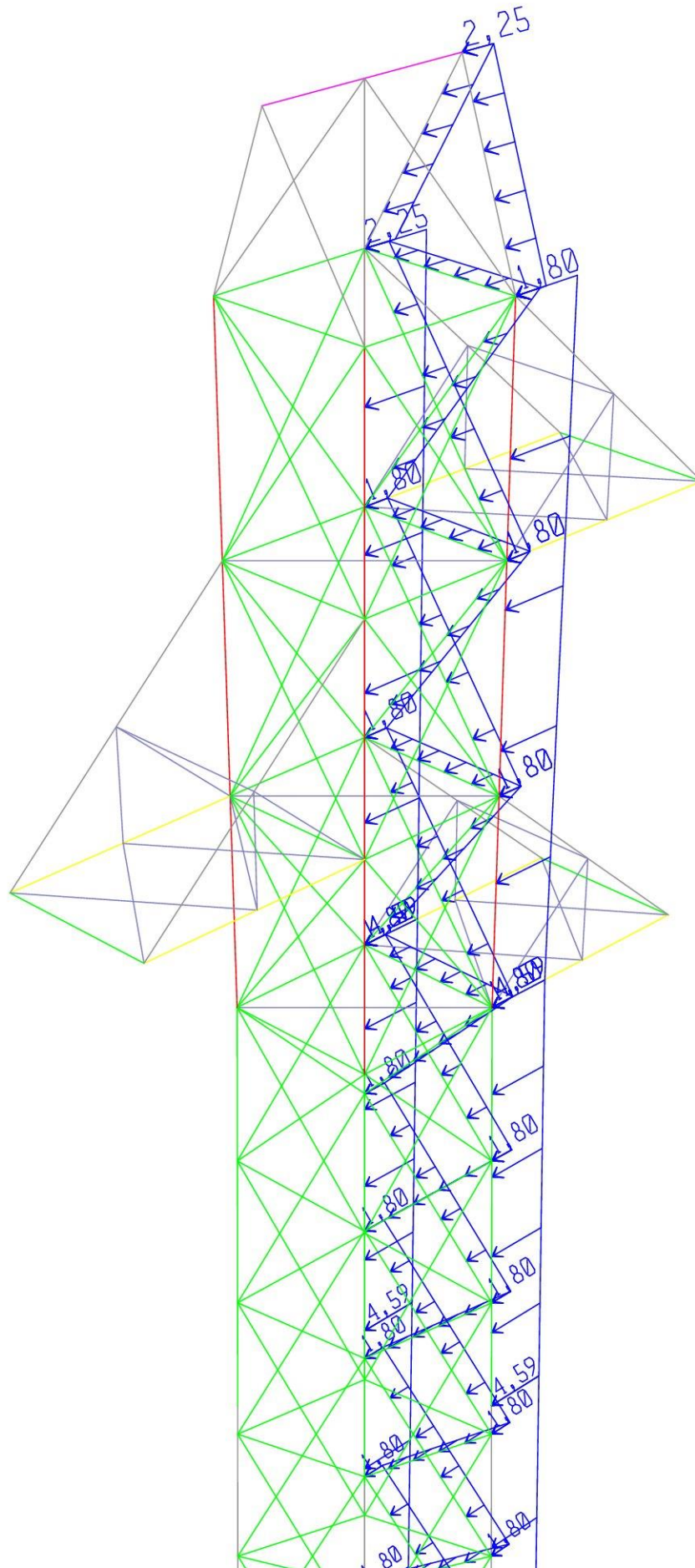


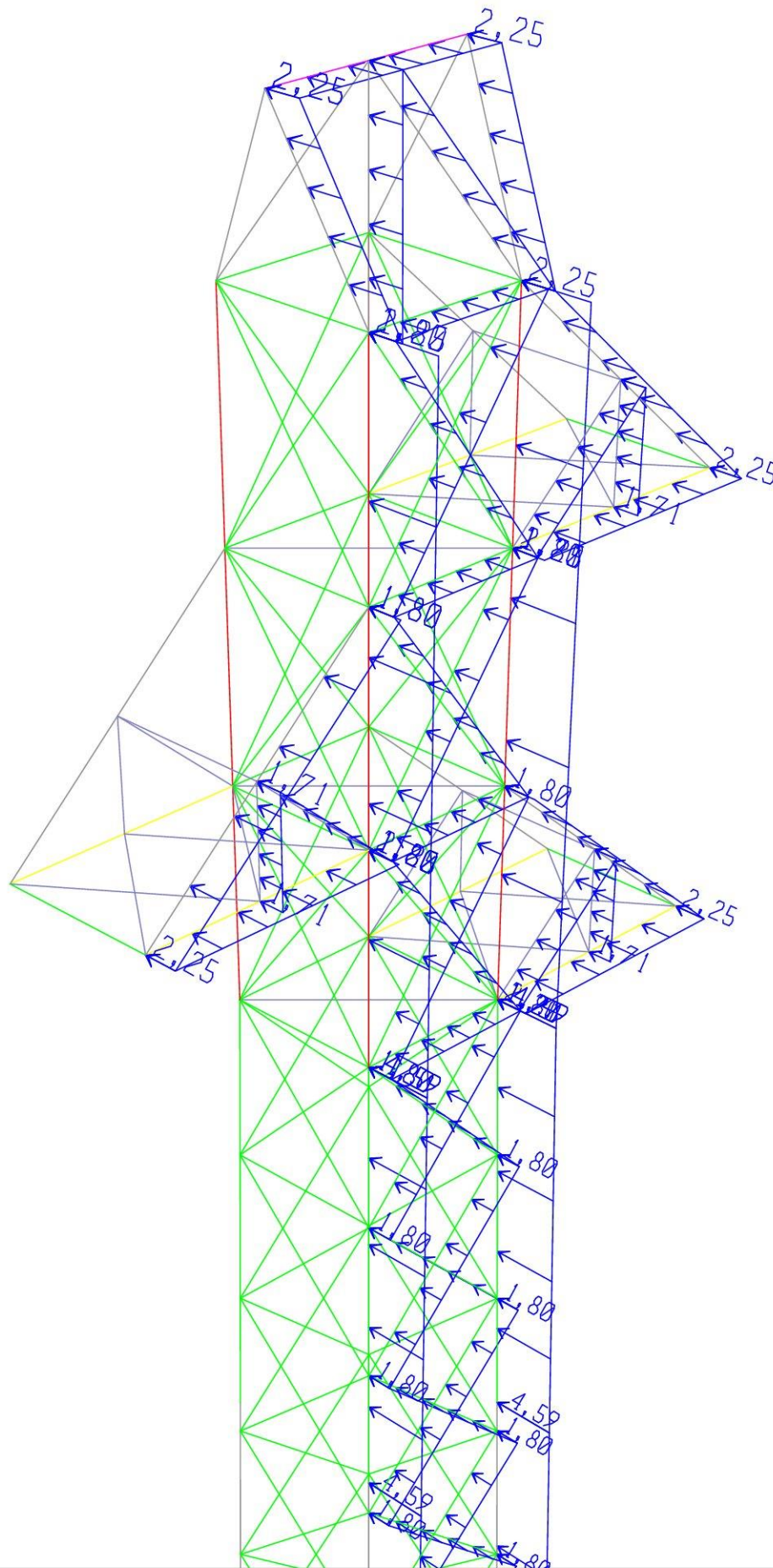


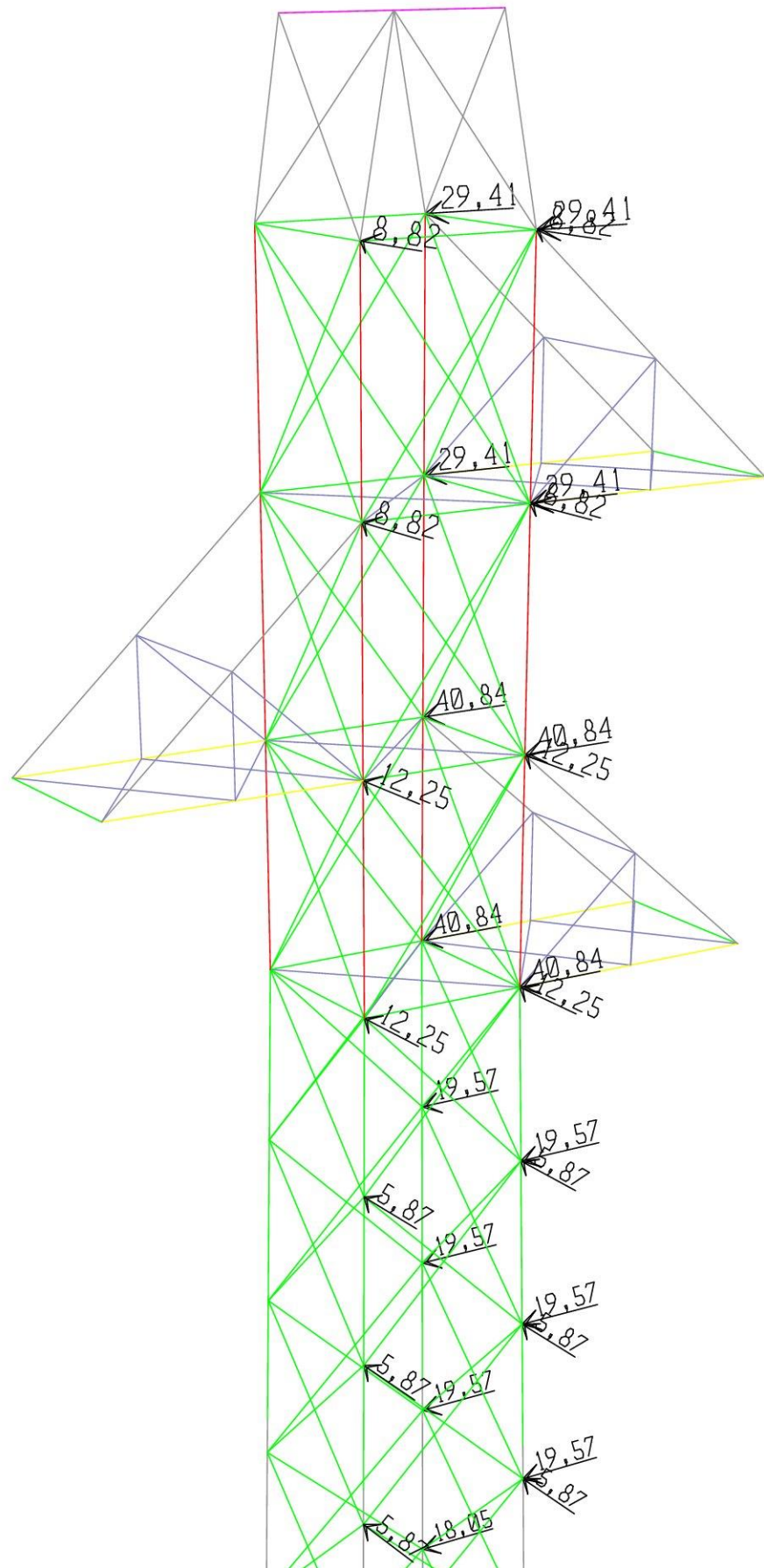


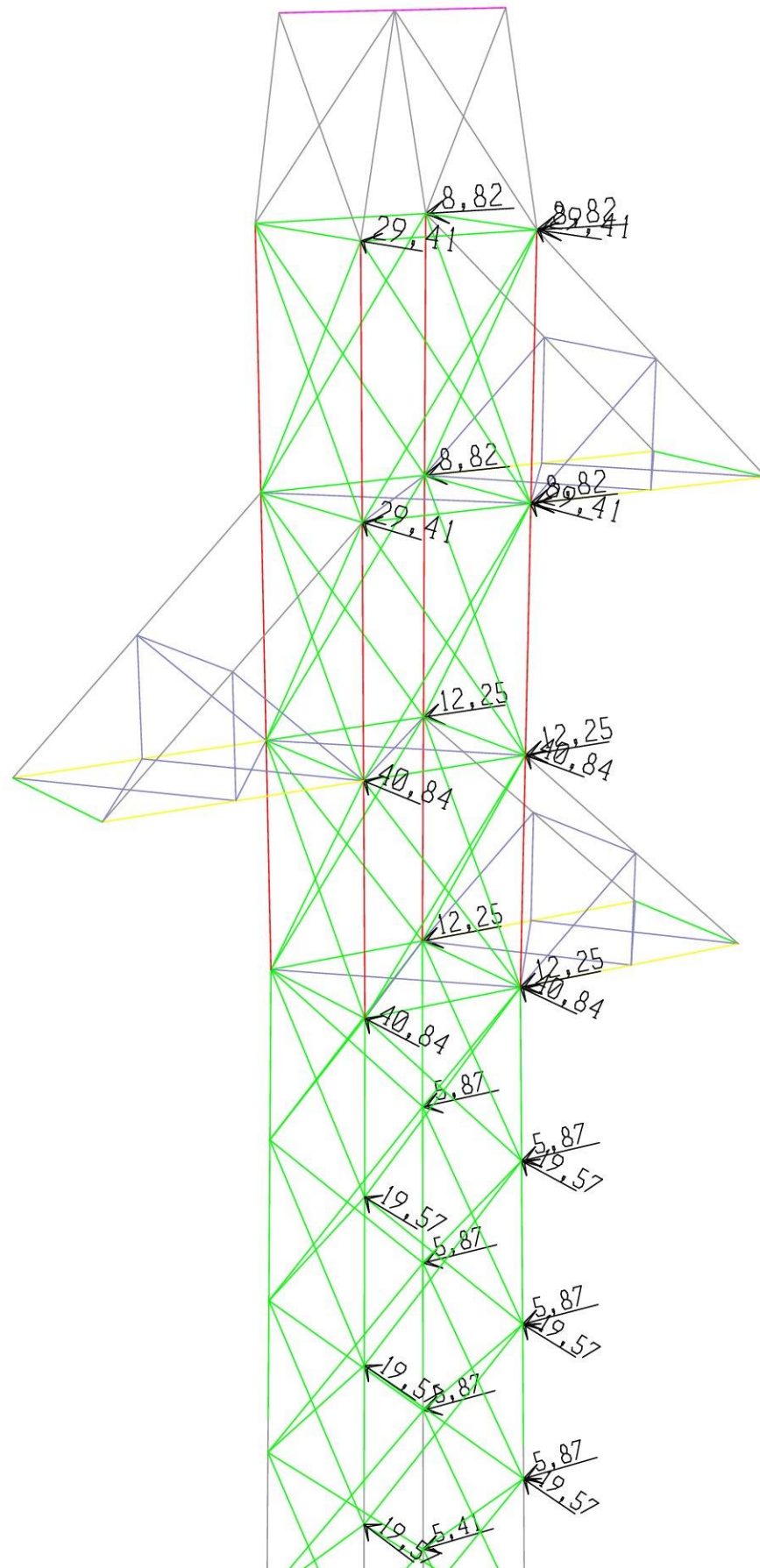






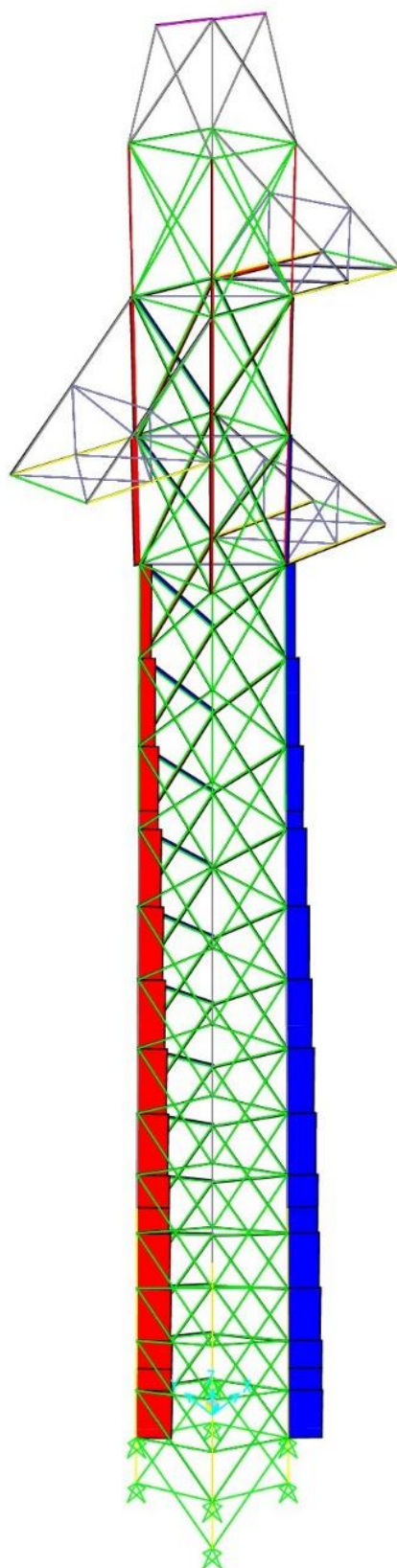


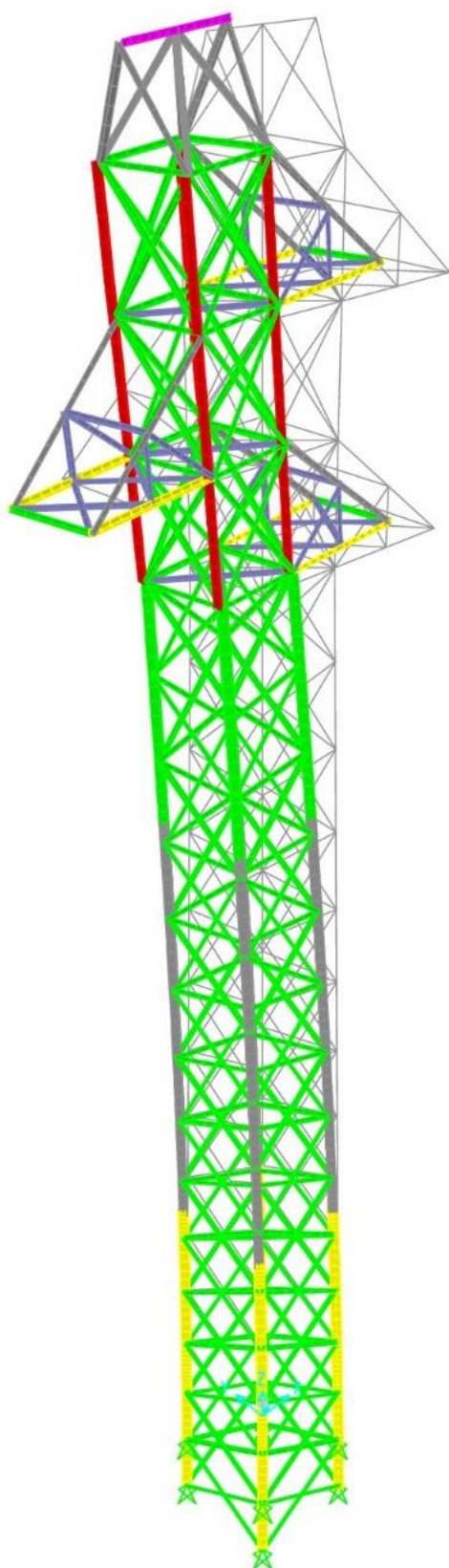




Anexo C

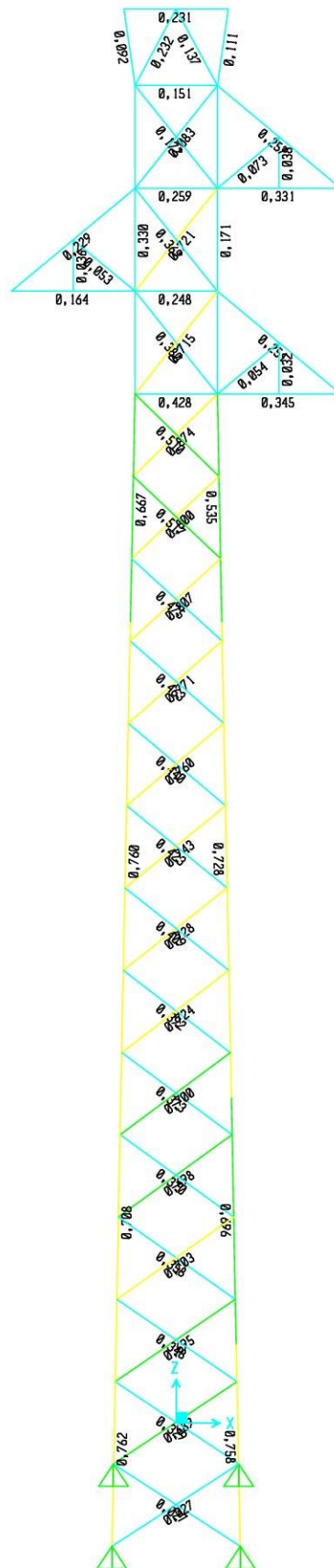
Reacciones y deformaciones.





Anexo D

Diseño de la estructura.



0,00

0,50

0,70

0,90

1,00

Anexo E

Cálculo de juntas apernadas.

PROYECTO: TORRE TIPO "A-60"

UBICACIÓN: LÍNEA DE TRANSMISIÓN A 69 KB TURI-LENTAG

ALTURA TORRE: 18,10 m

	[mm]	[in]	
Distancia entre borde y centro	25,4	1	
	Tipo	Fy [Ksi]	Fu[Ksi]
Tipo de Acero Pernos	A394-T0	-	74
Acero Perfiles 1	A572-Gr50	50	65,3
Acero Perfiles 2	A-36	36	58
Tipo de Acero Placas	A-36	36	58

DISEÑO DE CONEXIONES CON PERNOS DE MONTANTES a Cortante Simple															
Diseño en Base a la Especificación AISC J3.6															
Torre	Pu	φ perno	e perfil	Fu, perfil	Fu, perno	Lc	Placa	Vn/perno	Vn.ap/perno	Vn Placa Max	No. Pernos Max	No. Pernos	Grado	Pu/V admisible	Validez
[m]	[kips]	[in]	[in]	[ksi]	[ksi]	[in]		[kips]	[kips]	[kips]	Calc	True			
0,95	141,84	1/2	1/2	65,3	74	0,750	Doble	13,51	29,39	39,18	10,50	14	A394-T0	0,750	OK
3,95	118,95	1/2	1/2	65,3	74	0,750	Doble	13,51	29,39	39,18	8,80	12	A394-T0	0,734	OK
9,73	58,9	1/2	1/3	65,3	74	0,750	Doble	13,51	18,28	24,37	4,36	10	A394-T0	0,436	OK
12,50	32,35	1/2	1/4	65,3	74	0,750	Simple	6,76	14,81	19,74	4,79	10	A394-T0	0,479	OK
16,25	1,84	1/2	1/4	65,3	74	0,750	Simple	6,76	14,69	19,59	0,27	1	A394-T1	0,272	OK

Anexo F

Tablas de SAP2000 Vs. 16.

Tabla 1 Propiedades mecánicas básicas de los materiales.

TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties						
Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
Text	Kgf/m3	Kgf-s2/m4	Kgf/m2	Kgf/m2	Unitless	1/C
4000Psi	2402,8	245,01	2534563541	1056068142	0,2	0,0000099
A36	7849	800,38	20390000000	7841930445	0,3	0,0000117
A572Gr50	7849	800,38	20390000000	7841930445	0,3	0,0000117

Fuente: SAP2000.

Tabla 2 Propiedades del acero.

TABLE: Material Properties 03a - Steel Data				
Material	Fy	Fu	EffFy	EffFu
Text	Kgf/m2	Kgf/m2	Kgf/m2	Kgf/m2
A36	25310506,54	40778038,32	37965759,81	44855842,15
A572Gr50	35153481,31	45699525,7	38668829,44	50269478,27

Fuente: SAP2000.

Tabla 3 Casos de carga.

TABLE: Case – Static 1 – Load Assignments			
Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Text	Text	Text	Unitless
DEAD	Load pattern	Carga muerta	1
Caso 1	Load pattern	Caso 1	1
Caso 2	Load pattern	Caso 2	1
Caso 3	Load pattern	Caso 3	1
Caso 4	Load pattern	Caso 4	1
Caso 5	Load pattern	Caso 5	1
Viento X	Load pattern	Viento X	1,5
Viento Y	Load pattern	Viento Y	1,5

Fuente: SAP2000.

Tabla 4 Propiedades de la sección de los perfiles.

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	Area	TotalWt
Text	Text	Text	m	m	M	m	m2	Kgf
L102X102X12.7	A572Gr50	Angle	0,102	0,102	0,0127	0,0127	0,00242	438,93
L102X102X6.4	A572Gr50	Angle	0,102	0,102	0,00635	0,00635	0,00125	147,17
L102X102X7.9	A572Gr50	Angle	0,102	0,102	0,00794	0,00794	0,00155	135,04
L127X127X12.7	A572Gr50	Angle	0,127	0,127	0,0127	0,0127	0,00306	528,84
L38x3	A36	Angle	0,038	0,038	0,003	0,003	0,000219	62,04
L40X4	A36	Angle	0,04	0,04	0,004	0,004	0,000308	579,19
L50x3	A36	Angle	0,05	0,05	0,003	0,003	0,000291	2,89
L50X4	A36	Angle	0,05	0,05	0,004	0,004	0,000389	62,98
L50X5	A572Gr50	Angle	0,05	0,05	0,005	0,005	0,00048	33,93

Fuente: SAP2000.

Tabla 5 Combinaciones de carga.

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
CASO 1	Linear Add	Linear Static	Caso 1	1	Strength
CASO 1		Linear Static	DEAD	1,4	
CASO 1		Linear Static	Viento X	1	
CASO 2	Linear Add	Linear Static	Caso 2	1	Strength
CASO 2		Linear Static	DEAD	1,4	
CASO 2		Linear Static	Viento X	0,44	
CASO 3	Linear Add	Linear Static	Caso 3	1	Strength
CASO 3		Linear Static	DEAD	1,4	
CASO 3		Linear Static	Viento Y	0,44	
CASO 4	Linear Add	Linear Static	Caso 4	1	Strength
CASO 4		Linear Static	DEAD	1,4	
CASO 4		Linear Static	Viento Y	0,44	
CASO 5	Linear Add	Linear Static	Caso 5	1	Strength
CASO 5		Linear Static	DEAD	1,4	
CASO 5		Linear Static	Viento Y	0,67	

Fuente: SAP2000.**Tabla 6 Reacciones en la base.**

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
CASO 1	Combination	11548,13	6,851E-10	7807,42	-9,201E-09	159030,57	1,954E-09
CASO 2	Combination	9471,98	5,555E-10	10457,42	-7,44E-09	129056	1,572E-09
CASO 3	Combination	8685	-1323,11	7517,42	21255,31	118543,14	-8,25
CASO 4	Combination	7970	-2613,11	7062,42	38136,69	110657,51	-4858,25
CASO 5	Combination	9940	-4501,45	7802,42	62591,07	138248,26	-2442,57

Fuente: SAP2000.

Tabla 7 Reacciones en cada una de las patas de la torre.

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
25	CASO 1	Combination	-226,46	-28,39	30,02	0	0	0
25	CASO 2	Combination	-187,18	-23,4	29,14	0	0	0
25	CASO 3	Combination	-159,28	-14,64	28,41	0	0	0
25	CASO 4	Combination	-71,64	-27,67	26,91	0	0	0
25	CASO 5	Combination	-129,23	-12,32	27,76	0	0	0
26	CASO 1	Combination	2858,64	-1657,12	-52047,05	0	0	0
26	CASO 2	Combination	2313,53	-1312,69	-41225,39	0	0	0
26	CASO 3	Combination	2357,82	-1581,63	-45580,24	0	0	0
26	CASO 4	Combination	1573,9	-2750,93	-48762,34	0	0	0
26	CASO 5	Combination	2707,28	-3103,51	-66185,18	0	0	0
51	CASO 1	Combination	3200,43	1718,49	55971,52	0	0	0
51	CASO 2	Combination	2657,27	1425,75	46461,43	0	0	0
51	CASO 3	Combination	2189,07	959,25	34968,28	0	0	0
51	CASO 4	Combination	911,75	1335,64	26435,83	0	0	0
51	CASO 5	Combination	1629,43	755,83	27596,62	0	0	0
52	CASO 1	Combination	-58,69	81,34	22,13	0	0	0
52	CASO 2	Combination	-47,83	64,46	22,68	0	0	0
52	CASO 3	Combination	-48,06	85,84	22,25	0	0	0
52	CASO 4	Combination	-26,31	172,03	20,96	0	0	0
52	CASO 5	Combination	-50,87	190,13	20,11	0	0	0
53	CASO 1	Combination	3080,93	1603,8	-52120,55	0	0	0
53	CASO 2	Combination	2496,44	1270,62	-41286,37	0	0	0
53	CASO 3	Combination	2078,05	845,78	-31263,25	0	0	0
53	CASO 4	Combination	2599,48	-346,56	-22916,55	0	0	0
53	CASO 5	Combination	2424,43	-142,74	-23866,65	0	0	0
66	CASO 1	Combination	-221,92	-27,77	19,93	0	0	0
66	CASO 2	Combination	-180,61	-22,05	20,87	0	0	0
66	CASO 3	Combination	-155,32	-13,93	21,54	0	0	0
66	CASO 4	Combination	-197,52	15,02	21,28	0	0	0
66	CASO 5	Combination	-190,84	9,4	21,3	0	0	0
67	CASO 1	Combination	2974,66	-1776,1	55903,59	0	0	0
67	CASO 2	Combination	2469,6	-1473,69	46407,72	0	0	0
67	CASO 3	Combination	2471,44	-1693,68	49292,73	0	0	0
67	CASO 4	Combination	3249,14	-1056,37	52209,1	0	0	0
67	CASO 5	Combination	3622,66	-2328,22	70159,47	0	0	0
80	CASO 1	Combination	-59,46	85,76	27,83	0	0	0
80	CASO 2	Combination	-49,25	71	27,33	0	0	0
80	CASO 3	Combination	-48,72	89,91	27,7	0	0	0
80	CASO 4	Combination	-68,8	45,71	27,22	0	0	0
80	CASO 5	Combination	-72,86	129,98	28,98	0	0	0

Fuente: SAP2000.

Tabla 8 Desplazamientos de la cúpula de la torre

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	M	Radians	Radians	Radians
96	CASO 1	Combination	-0,210231	0,000005259	0,010325	-0,000003133	-0,018062	0,00028
96	CASO 2	Combination	-0,16818	0,000003152	0,007643	0,000003723	-0,014329	0,000293
96	CASO 3	Combination	-0,153677	0,033075	0,007178	-0,003447	-0,01278	0,000567
96	CASO 4	Combination	-0,146611	0,062726	0,007126	-0,004808	-0,012649	0,014943
96	CASO 5	Combination	-0,183021	0,087856	0,008882	-0,007245	-0,015709	0,006861
97	CASO 1	Combination	-0,210243	0,000002775	-0,011787	-0,000011	-0,017695	0,00015
97	CASO 2	Combination	-0,168197	-5,247E-07	-0,009736	0,00000635	-0,013913	0,000148
97	CASO 3	Combination	-0,153683	0,033044	-0,008532	-0,003247	-0,01252	-0,0003
97	CASO 4	Combination	-0,146623	0,043812	-0,008415	-0,004458	-0,012473	0,015114
97	CASO 5	Combination	-0,183033	0,079603	-0,010342	-0,006951	-0,015408	0,006478

Fuente: SAP2000.**Tabla 9 Diseño según AISC 360-10**

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC 360-10							
Frame	DesignSect	Status	Ratio	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Unitless	Text	m	Text	Text
1	L102X102X7.9	No Messages	0,535238	CASO 5	2,775	No Messages	No Messages
2	L102X102X12.7	No Messages	0,727651	CASO 5	5,777	No Messages	No Messages
3	L127X127X12.7	No Messages	0,696399	CASO 5	2,448	No Messages	No Messages
4	L127X127X12.7	No Messages	0,758319	CASO 5	1,448	No Messages	No Messages
5	L102X102X7.9	No Messages	0,43639	CASO 1	2,775	No Messages	No Messages
6	L102X102X12.7	No Messages	0,594622	CASO 1	5,777	No Messages	No Messages
7	L127X127X12.7	No Messages	0,567615	CASO 1	2,448	No Messages	No Messages
8	L127X127X12.7	No Messages	0,613854	CASO 1	1,448	No Messages	No Messages
9	L102X102X7.9	No Messages	0,81173	CASO 5	2	No Messages	No Messages
10	L102X102X12.7	No Messages	0,924876	CASO 5	5,777	No Messages	No Messages
11	L127X127X12.7	No Messages	0,86603	CASO 5	2,448	No Messages	No Messages
12	L127X127X12.7	No Messages	0,925297	CASO 5	1,448	No Messages	No Messages
13	L102X102X7.9	No Messages	0,666423	CASO 1	2,775	No Messages	No Messages
14	L102X102X12.7	No Messages	0,76016	CASO 1	5,777	No Messages	No Messages
15	L127X127X12.7	No Messages	0,708345	CASO 1	2,448	No Messages	No Messages
16	L127X127X12.7	No Messages	0,762341	CASO 1	1,448	No Messages	No Messages
17	L102X102X6.4	No Messages	0,169826	CASO 4	0	No Messages	No Messages
18	L102X102X6.4	No Messages	0,159889	CASO 1	1,25	No Messages	No Messages
19	L102X102X6.4	No Messages	0,421649	CASO 5	1,25	No Messages	No Messages
20	L102X102X6.4	No Messages	0,322474	CASO 1	0	No Messages	No Messages
21	L40X4	No Messages	0,026675	CASO 1	0,91793	No Messages	No Messages
22	L40X4	No Messages	0,328984	CASO 1	0,90123	No Messages	No Messages
23	L40X4	No Messages	0,694631	CASO 1	0,88467	No Messages	No Messages
24	L40X4	No Messages	0,35824	CASO 1	0,86825	No Messages	No Messages
25	L40X4	No Messages	0,698477	CASO 1	0,85198	No Messages	No Messages
26	L40X4	No Messages	0,372893	CASO 1	0,83588	No Messages	No Messages

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC 360-10							
Frame	DesignSect	Status	Ratio	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Unitless	Text	m	Text	Text
27	L40X4	No Messages	0,724001	CASO 1	0,81994	No Messages	No Messages
28	L40X4	No Messages	0,408826	CASO 1	0,80419	No Messages	No Messages
29	L40X4	No Messages	0,742609	CASO 1	0,78863	No Messages	No Messages
30	L40X4	No Messages	0,439968	CASO 1	0,77327	No Messages	No Messages
31	L40X4	No Messages	0,770512	CASO 1	0,75813	No Messages	No Messages
32	L40X4	No Messages	0,475457	CASO 1	0,74322	No Messages	No Messages
33	L40X4	No Messages	0,799914	CASO 1	0,72855	No Messages	No Messages
34	L40X4	No Messages	0,509866	CASO 1	0,71414	No Messages	No Messages
35	L40X4	No Messages	0,873878	CASO 1	0,71414	No Messages	No Messages
36	L40X4	No Messages	0,517384	CASO 1	0,72855	No Messages	No Messages
37	L40X4	No Messages	0,806905	CASO 1	0,74322	No Messages	No Messages
38	L40X4	No Messages	0,463431	CASO 1	0,75813	No Messages	No Messages
39	L40X4	No Messages	0,760192	CASO 1	0,77327	No Messages	No Messages
40	L40X4	No Messages	0,423489	CASO 1	0,78863	No Messages	No Messages
41	L40X4	No Messages	0,728403	CASO 1	0,80419	No Messages	No Messages
42	L40X4	No Messages	0,392258	CASO 1	0,81994	No Messages	No Messages
43	L40X4	No Messages	0,699719	CASO 1	0,83588	No Messages	No Messages
44	L40X4	No Messages	0,36992	CASO 1	0,85198	No Messages	No Messages
45	L40X4	No Messages	0,70283	CASO 1	0,86825	No Messages	No Messages
46	L40X4	No Messages	0,347625	CASO 1	0,88467	No Messages	No Messages
47	L40X4	No Messages	0,688965	CASO 1	0,90123	No Messages	No Messages
48	L40X4	No Messages	0,026675	CASO 1	0,91793	No Messages	No Messages
49	L40X4	No Messages	0,342171	CASO 4	0,5	No Messages	No Messages
50	L40X4	No Messages	0,026675	CASO 1	0,91793	No Messages	No Messages
51	L40X4	No Messages	0,323987	CASO 4	0,90123	No Messages	No Messages
52	L40X4	No Messages	0,223993	CASO 4	0,88467	No Messages	No Messages
53	L40X4	No Messages	0,458121	CASO 4	0,86825	No Messages	No Messages
54	L40X4	No Messages	0,250042	CASO 4	0,85198	No Messages	No Messages
55	L40X4	No Messages	0,47535	CASO 4	0,83588	No Messages	No Messages
56	L40X4	No Messages	0,269986	CASO 4	0,81994	No Messages	No Messages
57	L40X4	No Messages	0,49426	CASO 4	0,80419	No Messages	No Messages
58	L40X4	No Messages	0,287459	CASO 4	0,78863	No Messages	No Messages
59	L40X4	No Messages	0,507264	CASO 4	0,77327	No Messages	No Messages
60	L40X4	No Messages	0,306726	CASO 4	0,75813	No Messages	No Messages
61	L40X4	No Messages	0,523908	CASO 4	0,74322	No Messages	No Messages
62	L40X4	No Messages	0,331421	CASO 4	0,72855	No Messages	No Messages
63	L40X4	No Messages	0,550081	CASO 4	0,71414	No Messages	No Messages
64	L40X4	No Messages	0,380569	CASO 4	0,71414	No Messages	No Messages
65	L40X4	No Messages	0,571772	CASO 4	0,72855	No Messages	No Messages
66	L40X4	No Messages	0,335922	CASO 4	0,74322	No Messages	No Messages
67	L40X4	No Messages	0,533653	CASO 4	0,75813	No Messages	No Messages
68	L40X4	No Messages	0,304238	CASO 4	0,77327	No Messages	No Messages

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC 360-10							
Frame	DesignSect	Status	Ratio	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Unitless	Text	m	Text	Text
69	L40X4	No Messages	0,502413	CASO 4	0,78863	No Messages	No Messages
70	L40X4	No Messages	0,277949	CASO 4	0,80419	No Messages	No Messages
71	L40X4	No Messages	0,484143	CASO 4	0,81994	No Messages	No Messages
72	L40X4	No Messages	0,258618	CASO 4	0,83588	No Messages	No Messages
73	L40X4	No Messages	0,47945	CASO 4	0,85198	No Messages	No Messages
74	L40X4	No Messages	0,250304	CASO 4	0,86825	No Messages	No Messages
75	L40X4	No Messages	0,524881	CASO 4	0,88467	No Messages	No Messages
76	L40X4	No Messages	0,267573	CASO 4	0,90123	No Messages	No Messages
77	L40X4	No Messages	0,026675	CASO 1	0,91793	No Messages	No Messages
78	L40X4	No Messages	0,076102	CASO 1	0,5	No Messages	No Messages
79	L40X4	No Messages	0,026675	CASO 1	0,91793	No Messages	No Messages
80	L40X4	No Messages	0,798619	CASO 5	0,90123	No Messages	No Messages
81	L40X4	No Messages	0,399939	CASO 4	0,88467	No Messages	No Messages
82	L40X4	No Messages	0,798467	CASO 4	0,86825	No Messages	No Messages
83	L40X4	No Messages	0,415784	CASO 4	0,85198	No Messages	No Messages
84	L40X4	No Messages	0,79842	CASO 4	0,83588	No Messages	No Messages
85	L40X4	No Messages	0,449613	CASO 4	0,81994	No Messages	No Messages
86	L40X4	No Messages	0,835572	CASO 4	0,80419	No Messages	No Messages
87	L40X4	No Messages	0,486718	CASO 4	0,78863	No Messages	No Messages
88	L40X4	No Messages	0,874365	CASO 4	0,77327	No Messages	No Messages
89	L40X4	No Messages	0,536854	CASO 4	0,75813	No Messages	No Messages
90	L40X4	No Messages	0,933441	CASO 4	0,74322	No Messages	No Messages
91	L40X4	No Messages	0,604852	CASO 4	0,72855	No Messages	No Messages
92	L40X4	Overstressed	1,020582	CASO 4	0,71414	No Messages	No Messages
93	L40X4	No Messages	0,58512	CASO 4	0,71414	No Messages	No Messages
94	L40X4	No Messages	0,929082	CASO 4	0,72855	No Messages	No Messages
95	L40X4	No Messages	0,546346	CASO 4	0,74322	No Messages	No Messages
96	L40X4	No Messages	0,887475	CASO 4	0,75813	No Messages	No Messages
97	L40X4	No Messages	0,504175	CASO 4	0,77327	No Messages	No Messages
98	L40X4	No Messages	0,850456	CASO 4	0,78863	No Messages	No Messages
99	L40X4	No Messages	0,465354	CASO 4	0,80419	No Messages	No Messages
100	L40X4	No Messages	0,819071	CASO 4	0,81994	No Messages	No Messages
101	L40X4	No Messages	0,427885	CASO 4	0,83588	No Messages	No Messages
102	L40X4	No Messages	0,797542	CASO 4	0,85198	No Messages	No Messages
103	L40X4	No Messages	0,40126	CASO 4	0,86825	No Messages	No Messages
104	L40X4	No Messages	0,756369	CASO 4	0,88467	No Messages	No Messages
105	L40X4	No Messages	0,354053	CASO 4	0,90123	No Messages	No Messages
106	L40X4	No Messages	0,026675	CASO 1	0,91793	No Messages	No Messages
107	L40X4	No Messages	0,483129	CASO 5	0,5	No Messages	No Messages
108	L40X4	No Messages	0,026675	CASO 1	0,91793	No Messages	No Messages
109	L40X4	No Messages	0,285789	CASO 4	0,90123	No Messages	No Messages

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC 360-10							
Frame	DesignSect	Status	Ratio	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Unitless	Text	m	Text	Text
110	L40X4	No Messages	0,118343	CASO 4	0,88467	No Messages	No Messages
111	L40X4	No Messages	0,196178	CASO 4	0,86825	No Messages	No Messages
112	L40X4	No Messages	0,126715	CASO 5	0,85198	No Messages	No Messages
113	L40X4	No Messages	0,186849	CASO 4	0,83588	No Messages	No Messages
114	L40X4	No Messages	0,135536	CASO 5	0,81994	No Messages	No Messages
115	L40X4	No Messages	0,186378	CASO 4	0,80419	No Messages	No Messages
116	L40X4	No Messages	0,128571	CASO 5	0,78863	No Messages	No Messages
117	L40X4	No Messages	0,201254	CASO 4	0,77327	No Messages	No Messages
118	L40X4	No Messages	0,131496	CASO 4	0,75813	No Messages	No Messages
119	L40X4	No Messages	0,221926	CASO 4	0,74322	No Messages	No Messages
120	L40X4	No Messages	0,147052	CASO 4	0,72855	No Messages	No Messages
121	L40X4	No Messages	0,244485	CASO 4	0,71414	No Messages	No Messages
122	L40X4	No Messages	0,175585	CASO 5	0,71414	No Messages	No Messages
123	L40X4	No Messages	0,194596	CASO 4	0,72855	No Messages	No Messages
124	L40X4	No Messages	0,153893	CASO 5	0,74322	No Messages	No Messages
125	L40X4	No Messages	0,188991	CASO 4	0,75813	No Messages	No Messages
126	L40X4	No Messages	0,143109	CASO 5	0,77327	No Messages	No Messages
127	L40X4	No Messages	0,190114	CASO 4	0,78863	No Messages	No Messages
128	L40X4	No Messages	0,131389	CASO 5	0,80419	No Messages	No Messages
129	L40X4	No Messages	0,186322	CASO 4	0,81994	No Messages	No Messages
130	L40X4	No Messages	0,128193	CASO 5	0,83588	No Messages	No Messages
131	L40X4	No Messages	0,174783	CASO 4	0,85198	No Messages	No Messages
132	L40X4	No Messages	0,151692	CASO 5	0,86825	No Messages	No Messages
133	L40X4	No Messages	0,114781	CASO 5	0,88467	No Messages	No Messages
134	L40X4	No Messages	0,259546	CASO 5	0,90123	No Messages	No Messages
135	L40X4	No Messages	0,026675	CASO 1	0,91793	No Messages	No Messages
136	L40X4	No Messages	0,098659	CASO 1	0,5	No Messages	No Messages
137	L40X4	No Messages	0,16656	CASO 5	0,5	No Messages	No Messages
138	L40X4	No Messages	0,22007	CASO 1	0,5	No Messages	No Messages
139	L40X4	No Messages	0,144876	CASO 4	0,5	No Messages	No Messages
140	L40X4	No Messages	0,078096	CASO 1	0,5	No Messages	No Messages
141	L40X4	No Messages	0,236346	CASO 3	0,5	No Messages	No Messages
142	L40X4	No Messages	0,02998	CASO 2	0,5	No Messages	No Messages
143	L40X4	No Messages	0,575544	CASO 4	0,5	No Messages	No Messages
144	L40X4	No Messages	0,051872	CASO 1	0,5	No Messages	No Messages
145	L40X4	No Messages	0,100623	CASO 1	0,5	No Messages	No Messages
146	L40X4	No Messages	0,108018	CASO 2	0,5	No Messages	No Messages
147	L40X4	No Messages	0,072079	CASO 1	0,5	No Messages	No Messages
148	L40X4	No Messages	0,108393	CASO 2	0,5	No Messages	No Messages
149	L40X4	No Messages	0,71612	CASO 1	0,80039	No Messages	No Messages
150	L40X4	No Messages	0,382335	CASO 5	0,80039	No Messages	No Messages

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC 360-10							
Frame	DesignSect	Status	Ratio	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Unitless	Text	m	Text	Text
151	L40X4	No Messages	0,37019	CASO 1	0,80039	No Messages	No Messages
152	L40X4	No Messages	0,723884	CASO 2	0,80039	No Messages	No Messages
153	L40X4	No Messages	0,084384	CASO 2	0,80039	No Messages	No Messages
154	L40X4	No Messages	0,174652	CASO 2	0,80039	No Messages	No Messages
155	L40X4	No Messages	0,481429	CASO 4	0,80039	No Messages	No Messages
156	L40X4	No Messages	0,700919	CASO 4	0,80039	No Messages	No Messages
157	L40X4	No Messages	0,063501	CASO 2	0,80039	No Messages	No Messages
158	L40X4	No Messages	0,67594	CASO 4	0,80039	No Messages	No Messages
159	L40X4	No Messages	0,428412	CASO 4	0,80039	No Messages	No Messages
160	L40X4	No Messages	0,153708	CASO 3	0,80039	No Messages	No Messages
161	L40X4	No Messages	0,435872	CASO 4	0,80039	No Messages	No Messages
162	L40X4	Overstressed	1,071187	CASO 4	0,80039	No Messages	No Messages
163	L40X4	No Messages	0,174815	CASO 2	0,80039	No Messages	No Messages
164	L40X4	No Messages	0,107054	CASO 4	0,80039	No Messages	No Messages
165	L40X4	No Messages	0,509367	CASO 4	0,80039	No Messages	No Messages
166	L40X4	Overstressed	0,987431	CASO 4	0,80039	No Messages	No Messages
167	L40X4	No Messages	0,477612	CASO 5	0,80039	No Messages	No Messages
168	L40X4	No Messages	0,302704	CASO 4	0,80039	No Messages	No Messages
169	L40X4	No Messages	0,114289	CASO 3	0,80039	No Messages	No Messages
170	L40X4	No Messages	0,417449	CASO 4	0,80039	No Messages	No Messages
171	L40X4	No Messages	0,191661	CASO 3	0,80039	No Messages	No Messages
172	L40X4	No Messages	0,085993	CASO 3	0,80039	No Messages	No Messages
173	L40X4	No Messages	0,06808	CASO 4	1	No Messages	No Messages
174	L40X4	No Messages	0,055061	CASO 5	1	No Messages	No Messages
175	L40X4	No Messages	0,071103	CASO 4	0	No Messages	No Messages
176	L50X5	No Messages	0,335935	CASO 2	0,75	No Messages	No Messages
177	L50X5	No Messages	0,130432	CASO 5	0	No Messages	No Messages
178	L50X5	No Messages	0,423391	CASO 5	0,75	No Messages	No Messages
179	L50X5	No Messages	0,117303	CASO 5	0	No Messages	No Messages
180	L50X5	No Messages	0,325514	CASO 2	0	No Messages	No Messages
181	L50X5	No Messages	0,437045	CASO 4	0	No Messages	No Messages
182	L50X4	No Messages	0,256662	CASO 2	1,95256	No Messages	No Messages
183	L50X4	No Messages	0,247252	CASO 2	0,97628	No Messages	No Messages
184	L50X4	No Messages	0,232891	CASO 2	0,97628	No Messages	No Messages
185	L50X4	No Messages	0,231822	CASO 2	1,95256	No Messages	No Messages
186	L50X4	No Messages	0,254605	CASO 2	0,97628	No Messages	No Messages
187	L50X4	No Messages	0,254412	CASO 2	0,97628	No Messages	No Messages
188	L50X4	No Messages	0,104848	CASO 1	0,58216	No Messages	No Messages
189	L50X4	No Messages	0,104716	CASO 1	0,58216	No Messages	No Messages
190	L50X4	No Messages	0,228541	CASO 1	0,58216	No Messages	No Messages
191	L50X4	No Messages	0,228657	CASO 1	0,58216	No Messages	No Messages

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AISC 360-10							
Frame	DesignSect	Status	Ratio	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Unitless	Text	m	Text	Text
192	L50X4	No Messages	0,18084	CASO 3	0	No Messages	No Messages
193	L50X4	No Messages	0,159496	CASO 3	0	No Messages	No Messages
194	L50X4	No Messages	0,119095	CASO 2	1,05974	No Messages	No Messages
195	L50X4	No Messages	0,078055	CASO 3	1,05974	No Messages	No Messages
196	L50x3	No Messages	0,214062	CASO 1	1,264	No Messages	No Messages
197	L38x3	No Messages	0,163707	CASO 5	0,83333	No Messages	No Messages
198	L38x3	No Messages	0,227426	CASO 5	0,41667	No Messages	No Messages
199	L38x3	No Messages	0,237941	CASO 5	0,41667	No Messages	No Messages
200	L38x3	No Messages	0,165142	CASO 5	0,83333	No Messages	No Messages
201	L38x3	No Messages	0,007899	CASO 5	0,3125	No Messages	No Messages
202	L38x3	No Messages	0,01062	CASO 5	0,5	No Messages	No Messages
203	L38x3	No Messages	0,00436	CASO 4	0	No Messages	No Messages
204	L38x3	No Messages	0,018078	CASO 2	0,48814	No Messages	No Messages
205	L38x3	No Messages	0,021391	CASO 2	0,48814	No Messages	No Messages
206	L38x3	No Messages	0,221413	CASO 5	0,41667	No Messages	No Messages
207	L38x3	No Messages	0,156845	CASO 5	0,41667	No Messages	No Messages
208	L38x3	No Messages	0,241837	CASO 5	0,41667	No Messages	No Messages
209	L38x3	No Messages	0,173449	CASO 5	0,83333	No Messages	No Messages
210	L38x3	No Messages	0,00438	CASO 5	0,3125	No Messages	No Messages
211	L38x3	No Messages	0,010577	CASO 5	0,5	No Messages	No Messages
212	L38x3	No Messages	0,001784	CASO 2	0	No Messages	No Messages
213	L38x3	No Messages	0,013723	CASO 2	0,48814	No Messages	No Messages
214	L38x3	No Messages	0,014436	CASO 2	0,48814	No Messages	No Messages
215	L38x3	No Messages	0,316661	CASO 4	0,41667	No Messages	No Messages
216	L38x3	No Messages	0,446529	CASO 4	0,41667	No Messages	No Messages
217	L38x3	No Messages	0,451297	CASO 4	0,41667	No Messages	No Messages
218	L38x3	No Messages	0,316069	CASO 4	0,41667	No Messages	No Messages
219	L38x3	No Messages	0,006378	CASO 5	0,3125	No Messages	No Messages
220	L38x3	No Messages	0,012542	CASO 5	0,5	No Messages	No Messages
221	L38x3	No Messages	0,003145	CASO 4	0	No Messages	No Messages
222	L38x3	No Messages	0,229468	CASO 4	0,94281	No Messages	No Messages
223	L38x3	No Messages	0,148339	CASO 4	0,4714	No Messages	No Messages
224	L38x3	No Messages	0,082328	CASO 4	0,4714	No Messages	No Messages
225	L38x3	No Messages	0,10132	CASO 5	0,94281	No Messages	No Messages
226	L38x3	No Messages	0,091324	CASO 2	0,4714	No Messages	No Messages
227	L38x3	No Messages	0,183251	CASO 5	0,4714	No Messages	No Messages
228	L38x3	No Messages	0,019276	CASO 2	0,48814	No Messages	No Messages
229	L38x3	No Messages	0,020336	CASO 5	0,48814	No Messages	No Messages

Fuente: SAP2000.

Anexo G

Cálculo de esfuerzos de elementos que fallan.

Datos del material		
Material(ASTM)	A36	
Fy=	2531	kg/cm ²
Fu=	4078	kg/cm ²
E=	2039000	kg/cm ²

Cálculo a compresión		
L(mayor) =	73,6	cm
L(menor) =	55,9	cm
L/R =	84,26	<=120
KL/r =	93,19	Curva 2
b/t =	10	Compacto
Qs =	1	
Fe =	2317,04	kg/cm ²
Fcr =	1602,27	kg/cm ²
Pn =	4935,01	kg
φcPn=	4441,51	kg

Cálculo de momento		
Myw =	6444,06	kg-cm
Myz =	2756,31	kg-cm
Me =	37083,03	kg-cm
Mnw =	9229,64	kg-cm
φ Mnw =	8306,67	kg-cm
Mnz =	4134,47	kg-cm
φ Mnz =	3721,02	kg-cm

Datos del perfil		
Longitud	129,5	cm
Perfil	L40x4	
Frame =	92	A60-28
Área=	3,08	cm ²
b=	40	mm
t=	4	mm
rx = ry =	1,21	cm
rz=	0,77	cm
Sw =	2,546	cm ³
Sz =	1,089	cm ³

Capacidad/Demanda		
fra =	4393,14	kg
Fra =	4441,51	kg
frbw =	46,33	kg-cm
Fcbw =	8306,67	kg-cm
frbz =	0,00	kg-cm
Frbz =	3721,02	kg-cm

C/D =	0,995
-------	-------

Datos del material		
Material(ASTM)	A36	
Fy=	2531	kg/cm ²
Fu=	4078	kg/cm ²
E=	2039000	kg/cm ²

Cálculo a compresión		
L(mayor) =	80	cm
L(menor) =	80	cm
L/R =	103,90	<=120
KL/r =	107,92	Curva 2
b/t =	10	Compacto
Qs =	1	
Fe =	1727,81	kg/cm ²
Fcr =	1370,95	kg/cm ²
Pn =	4222,53	kg
ϕ cPn=	3800,28	kg

Cálculo de momento		
Myw =	6444,06	kg-cm
Myz =	2756,31	kg-cm
Me =	30014,08	kg-cm
Mnw =	8879,07	kg-cm
ϕ Mnw =	7991,17	kg-cm
Mnz =	4134,47	kg-cm
ϕ Mnz =	3721,02	kg-cm

Datos del perfil		
Longitud	160	cm
Perfil	L40x4	
Frame =	162	A60-9
Área=	3,08	cm ²
b=	40	mm
t=	4	mm
rx = ry =	1,21	cm
rz=	0,77	cm
Sw =	2,546	cm ³
Sz =	1,089	cm ³

Capacidad/Demanda		
fra =	4062,97	kg
Fra =	3800,28	kg
frbw =	50,90	kg-cm
Fcbw =	7991,17	kg-cm
frbz =	0,00	kg-cm
Frbz =	3721,02	kg-cm

C/D =	1,075
-------	-------

Datos del material		
Material(ASTM)	A36	
Fy=	2531	kg/cm ²
Fu=	4078	kg/cm ²
E=	2039000	kg/cm ²

Cálculo a compresión		
L(mayor) =	81,6	cm
L(menor) =	69,5	cm
L/R =	96,54	<=120
KL/r =	102,40	Curva 2
b/t =	10	Compacto
Qs =	1	
Fe =	1919,00	kg/cm ²
Fcr =	1457,31	kg/cm ²
Pn =	4488,51	kg
ϕ cPn=	4039,66	kg

Cálculo de momento		
Myw =	6444,06	kg-cm
Myz =	2756,31	kg-cm
Me =	31781,95	kg-cm
Mnw =	8977,63	kg-cm
ϕ Mnw =	8079,86	kg-cm
Mnz =	4134,47	kg-cm
ϕ Mnz =	3721,02	kg-cm

Datos del perfil		
Longitud	151,1	cm
Perfil	L40x4	
Frame =	166	A60-25
Área=	3,08	cm ²
b=	40	mm
t=	4	mm
rx = ry =	1,21	cm
rz=	0,77	cm
Sw =	2,546	cm ³
Sz =	1,089	cm ³

Capacidad/Demanda		
fra =	3751,52	kg
Fra =	4039,66	kg
frbw =	50,90	kg-cm
Fcbw =	8079,86	kg-cm
frbz =	0,00	kg-cm
Frbz =	3721,02	kg-cm

C/D =	0,935
-------	-------

Anexo H

Cargas de trabajo por estructura.

EMPRESA ELECTRICA REGIONAL CENTRO SUR C.A.

L/ST A 69 KV. TURI-LENTAG

CARGAS DE DISEÑO POR ESTRUCTURA (INCLUYEN FACTORES DE SEGURIDAD)

ANEXO No. 4.1

Cálculo de cargas mecánicas sobre las estructuras																										
							Viento máximo				Rotura de conductor o hilo de guardia								Desequilibrio longitudinal							
							Tc	Vc	Tcg	Vcg	Tc	Vc	Tcg	Vcg	Tc(BC)	Vc(BC)	Tcg(BC)	Vcg(BC)	Lc(BC)	Lcg(BC)	Tc	Vc	Tcg	Vcg	Lc	Lcg
No. Actual	TIPO	APA	Vano adelante	Vano medio	vano peso	Angulo decimal	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg		
S/E	PORTICO	10,00	63,62																							
E6	A10+3	15,50	610,78	647	985	5,29	1196	1744	586	670	549	1744	266	670	274	872	133	335	2844	1416	764	1744	373	670	1422	708
E155	TSP+6	18,40	630,77	611	359	3,00	1016	704	496	317	404	704	195	317	202	352	97	158	1422	708	608	704	295	317	416	176
E176	A 30	12,50	1047,56	562	622	23,00	2099	1212	1036	481	1537	1212	759	481	769	606	379	241	2844	1416	1725	1212	851	481	1422	708
E177	A10+5	18,00	619,07	833	858	10,90	1768	1557	870	604	935	1557	458	604	468	779	229	302	2844	1416	1213	1557	596	604	1422	708
E178	A 30	12,50	305,34	462	288	18,00	1681	723	829	308	1219	723	600	308	610	362	300	154	2844	1416	1373	723	676	308	1422	708
E179	TSP+0	12,40	222,05	264	442	3,00	552	825	268	360	289	825	137	360	144	413	69	180	1422	708	376	825	181	360	416	176
E180	A 60	12,50	847,35	535	805	52,00	3219	1480	1519	576	2685	1480	1255	576	1342	740	628	288	2424	1134	2863	1480	1343	576	1212	567
E181	TSP+0	12,40	298,22	573	345	3,00	964	684	471	309	392	684	188	309	196	342	94	155	1422	708	582	684	282	309	416	176

CARGAS DE TRABAJO POR ESTRUCTURA (NO INCLUYEN FACTORES DE SEGURIDAD)

Cálculo de cargas mecánicas sobre las estructuras																			
Viento máximo							Rotura de conductor o hilo de guardia						Desequilibrio longitudinal						
No. Actual	TIPO	APA	Vano adelante	Vano medio m	vano peso	Angulo decimal	Tc	Vc	Tcg	Vcg	Tc	Vc	Tcg	Vc	Tcg	Vc	Lc(BC)	Lc(BC)	Lc(BC)
S/E	PORTICO	10,00	63,62																
E6	A10+3	15,50	610,78	647	985	5,29	812	1246	398	479	380	1246	185	479	190	623	92	239	2370
E155	TSP+6	18,40	630,77	611	359	3,00	685	503	335	226	278	503	134	226	139	251	67	113	1185
E176	A 30	12,50	1047,56	562	622	23,00	1463	866	722	344	1088	866	537	344	544	433	269	172	2370
E177	A10+5	18,00	619,07	833	858	10,90	1209	1112	595	431	653	1112	321	431	327	556	160	216	2370
E178	A 30	12,50	305,34	482	288	18,00	1170	517	577	220	862	517	425	220	431	258	212	110	2370
E179	TSP+0	12,40	222,05	264	442	3,00	376	590	182	257	201	590	96	257	100	295	48	128	1185
E180	A 60	12,50	847,35	535	805	52,00	2264	1057	1068	412	1908	1057	892	412	954	528	446	206	2020
E181	TSP+0	12,40	288,22	573	345	3,00	651	488	318	221	269	488	130	221	135	244	65	110	1185

Anexo I

Esfuerzos sobre la cimentación.

CÁLCULO DE ESFUERZOS EN LA CIMENTACIÓN																
DATOS DE LA TORRE																
Cuerpo de la torre =	12,50	m	Separación entre patas =										1,6 m			
Pedestal =	0,30	m	Peso(cond e hilo guardia) =										3595 kg			
Dist. Cruceta mas baja =	12,50	m	Peso de la torre =										3000 kg			
Dist. Entre crucetas =	1,25	m	Carga vertical total =										6595 kg			
Dist. Cruceta alta-punta torre =	3,10	m	Coef. De área acción viento =										0,4 m2/m			
Altura de la torre =	18,10	m	Área equival. De acción del viento =										7,24 m2			
FUERZAS		LONGITUDINAL										TRANSVERSAL				
HIPÓTESIS DE CARGA	1ra	2da	3ra	HG	Presión viento	Carga	Cor. Vy	1ra	2da	3ra	HG	Presión viento	Carga	Cor. Vx		
Carga vertical y transversal	0	0	0	0	0	0	0	2264	2264	2264	1070	45	489	8351		
Sobrecarga vertical	0	0	0	0	0	0	0	1910	1910	1910	892	20	217	6839		
Rotura del cable de guardia	0	0	0	945	20	217	1162	1910	1910	1910	446	0	0	6176		
Rotura de un conductor	0	0	2020	0	20	217	2237	1910	1910	955	892	0	0	5667		
Desbalanciamiento longitudinal	1010	1010	1010	473	30	326	3829	2027	2027	2027	951	0	0	7032		
Altura de amarre	12,80	14,05	15,30	18,40	d=	9,2		12,80	14,05	15,30	18,40	d=	9,2			
MOMENTOS		LONGITUDINAL										TRANSVERSAL				
HIPÓTESIS DE CARGA	1ra	2da	3ra	HG	M viento			My	1ra	2da	3ra	HG	M viento	Mx		
Carga vertical y transversal	0	0	0	0	0			0	28979	31809	34639	19688	4499	119614		
Sobrecarga vertical	0	0	0	0	0			0	24448	26836	29223	16413	1996	98916		
Rotura del cable de guardia	0	0	0	17388	1996			19384	24448	26836	29223	8206	0	88713		
Rotura de un conductor	0	0	30906	0	1996			32902	24448	26836	14612	16413	0	82309		
Desbalanciamiento longitudinal	12928	14191	15453	8703	2999			54274	25946	28479	31013	17498	0	102936		
HIPOTESIS CRÍTICA	Carga vertical y transversal				Momento maximo =				119614 kg-m				Cortante maximo =			
													8351 kg			

Anexo J

Estudio de suelos.

EMPRESA ELECTRICA CENTRO SUR

ESTUDIO DE SUELOS

L/sT: TURI – LENTAG

Sector: Turi – Lentag, vía Girón - Pasaje

Provincia del Azuay

FEBRERO-2011

INFORME DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, L/ST: TURI - LENTAG, A 69kV

Preparado por:
Ing. Marco Abarca M.

Ubicación: Turi –Lentag, Provincia del Azuay
Fecha: Febrero del 2011

1.- ANTECEDENTES:

Por contratación con el Ingeniero Fabián Castillo M., se procedió a la ejecución del Estudio de Suelos, para la construcción de la L/ST: Turi - Lentag, ubicada en el centro de sur del país en la provincia de Azuay, la misma que formará parte del sistema eléctrico de la empresa eléctrica Centro Sur.

2. ALCANCE DEL TRABAJO.-

Dentro de los objetivos del estudio de suelos de dicha línea, es conocer el tipo de suelos, su grado de compacidad, las condiciones de construcción y mas parámetros que permitan establecer los procedimientos y las recomendaciones necesarias para el diseño de las cimentaciones de las estructuras metálicas, dentro de valores de capacidad de carga, profundidad de cimentación y tipo de rellenos.

Los trabajos se realizaron en base de perforaciones con ensayos de Penetración Estándar en sitio, excavaciones de calicatas, fundamentalmente la observación de los tipos de suelos que conforman el entorno, toma de muestras para determinar los tipos de suelos mediante la clasificación visual manual de campo y las clasificaciones de los suelos dentro del sistema SUCS con la ejecución de ensayos de laboratorio.

Determinar los parámetros de resistencia a las diferentes profundidades en los sitios explorados, la profundidad segura y económica de cimentación de las estructuras de tal forma de tener una obra segura dentro de parámetros de economía razonables construida con equipos y técnicas conocidas y garantizadas en el país para este tipo de obras.

Estos parámetros, nos permiten determinar la resistencia del suelo, la profundidad de cimentación de cada una de las estructuras, el tipo de fundación, el tipo de relleno, y más información necesaria para el diseño de las cimentaciones y la construcción de las mismas.



Dicho estudio también nos permite conocer mediante un análisis objetivo la topografía de cada sector, la disponibilidad de caminos de acceso y la factibilidad de construirlos, los sistemas de drenaje y más obras complementarias o de protección según la necesidad.

3. TRABAJOS REALIZADOS.-

3.1. TRABAJOS DE CAMPO.-

Como parte fundamental del estudio de Mecánica de Suelos y Cimentaciones se efectuó un recorrido de la línea, realizando perforaciones con ensayos de penetración Standard SPT en los sitios señalados como lugares de cimentación de estructuras metálicas, con toma de muestras para determinar los parámetros mecánicos y físicos necesarios para calcular la resistencia del suelo como elemento de cimentación.

Se investigó los suelos de excavación como materiales de relleno sobre las zapatas y la disponibilidad de los mismos, así como se analizó las alternativas de cimentación considerando que la cimentación mediante monobloques dará los mejores resultados, tanto técnicos como económicos.

3.2. TRABAJOS DE LABORATORIO.-

Los trabajos de laboratorio consistieron en determinar las características físicas y mecánicas de los diferentes materiales, en muestras alteradas recuperadas en tubo partido o directamente de las diferentes calicatas.

Se determinó la humedad natural, límites de Atterberg y granulometría para efectos de clasificación del material; la máxima densidad y óptima humedad del suelo para ser utilizado como material de relleno sobre las zapatas, concluyendo que al ser materiales rocosos genera dificultades para la compactación estableciéndose como una mejor alternativa la cimentación mediante monobloques.

Los resultados de los ensayos de penetración standard, han sido evaluados y se ha determinado un valor de diseño que consta en el “Resumen de Fundaciones Recomendadas”.

Los perfiles estratigráficos con los resultados de campo y laboratorio, se presentan en el Anexo No. 1, con los respectivos ensayos de clasificación.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS.-

Nº de Estructura	Tipo de suelo	Cap. de carga q_a (ton/m ²)	Prof de ciment. Df (m)	Coef. de balasto Ks
E06	Arcilla limosa, con presencia de arena fina color café amarillento, poco húmeda, plástica y muy compacta.	20	≥ 2.00	15
E155	Roca descompuesta en fragmentos de diferente diámetro, es la roca masiva fragmentada.	20	≥ 2.00	15
E176-E180	Roca descompuesta en fragmentos de diferente diámetro, es la roca masiva fragmentada.	20	≥ 2.00	15
E181	Superficialmente, arcilla limosa, luego roca descompuesta y fragmentos de roca de diferente diámetro, es la roca masiva en proceso de meteorización.	20	≥ 2.00	15

Los valores de Ks, son adoptados basándose en correlaciones existentes en tablas para estos tipos de suelos, en condiciones de suelo natural.

Debe indicarse que los suelos del sitio de la E181, corresponden superficialmente a arcillas potencialmente expansivas, pero debido a que el espesor de este material es pequeño, alrededor de 0.60 m, no implica ningún riesgo a la estructura allí cimentada.

Al recomendarse cimentaciones con Monobloques, el cálculo de las dimensiones de estas estructuras, para obtener las condiciones de equilibrio con un factor de seguridad recomendado, $F_s=1.5$, se ha realizado en función de los árboles de carga, y del material encontrado, teniendo como coeficiente de Balasto, $K_s=15 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$, y una capacidad de carga a la compresión $q_a \Rightarrow 20 \text{ ton/m}^2$, dicho diseño se ha realizado con las fórmulas de **Sulzberger**, monobloques que deben ser construidos in situ **sin encofrado**.

NOTAS IMPORTANTES

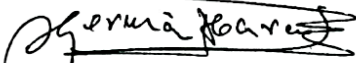
- La capacidad de carga recomendada, es producto de la evaluación de los resultados obtenidos en los ensayos de penetración estándar, con los parámetros de cohesión y ángulo de fricción correlacionados en función de los ensayos SPT, y basándose en la experiencia en este tipo de trabajos.
- El factor de seguridad utilizado para determinar la capacidad de carga del suelo, es $F_s= 3$, pero en el mayor de los casos el factor de seguridad supera este valor, por las fuerzas de tracción que genera la cimentación de torres y postes.
- La profundidad de cimentación, se considera desde el nivel natural del terreno para cada estructura.

- **Asentamientos:** Los valores de los asentamientos son estimados de acuerdo a las consideraciones que se hacen en el ensayo de penetración estándar para este tipo de suelos, siendo estos menores a 10 mm, considerando las recomendaciones constructivas, de profundidad y capacidad de carga aquí señaladas.

Cualquier aclaración, o consulta respecto al presente informe, estamos a su disposición.

Quito, febrero 20 del 2011

Atentamente,



Ing. Marco Abarca M.
LP 17-1964
Tel. 2 494 870

Anexo K

Análisis de precios unitarios.

Código:	1.1					
Rubro:	Replanteo y trazado					
Unidad:	m2					
Descripción:	Replanteo y trazado para la cimentación					
Rendimiento:	220	m2/día				
Jornada:	8	Horas/día				
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Estacas	u		0,500	5%	0,85	0,45
Cal de blanqueo	kg		0,030	5%	0,55	0,02
Clavos	kg		0,009	5%	1,98	0,02
MANO DE OBRA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Topógrafo	HH	1	0,036		3,66	0,13
Cadenero	HH	1	0,036		3,30	0,12
Peón	HH	1	0,036		3,26	0,12
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Equipo de topografía	u	1	0,036		2,00	0,07
Herramienta menor	% M.O.		3%		0,37	0,01
MAQUINARIA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
			TOTAL COSTO DIRECTO			0,94
			INDIRECTOS Y UTILIDADES: 22%			0,21
			COSTO TOTAL			1,14

Código:	1.2					
Rubro:	Excavación con maquinaria					
Unidad:	m3					
Descripción:	Excavación con maquinaria para la cimentación					
Rendimiento:	210	m3/día				
Jornada:	8	Horas/día				
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
MANO DE OBRA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Maestro mayor	HH	1	0,038		3,66	0,14
Operador retroexcavadora	HH	1	0,038		3,66	0,14
Peón	HH	2	0,076		3,26	0,25
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Herramienta menor	% M.O.		3%		0,53	0,02
Equipo de seguridad	% M.O.		3%		0,53	0,02
MAQUINARIA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Retroexcavadora	HM	1	0,038		25	0,95
			TOTAL COSTO DIRECTO			1,51
			INDIRECTOS Y UTILIDADES: 22%			0,33
			COSTO TOTAL			1,84

Código:	1.3					
Rubro:	Compactación de terreno natural					
Unidad:	m2					
Descripción:	Compactación del terreno natural para garantizar su resistencia					
Rendimiento:	19	m2/día				
Jornada:	8	Horas/día				
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Agua	m3		2	5%	0,01	0,02
MANO DE OBRA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Maestro mayor	HH	1	0,421		3,66	1,54
Operador de equipo liviano	HH	1	0,421		3,30	1,39
Peón	HH	1	0,421		3,26	1,37
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Herramienta menor	% M.O.		3%		4,30	0,13
Equipo de seguridad	% M.O.		3%		4,30	0,13
MAQUINARIA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Vibro apisonador	HM	1	0,421		3,50	1,47
			TOTAL COSTO DIRECTO			6,06
			INDIRECTOS Y UTILIDADES: 22%			1,33
			COSTO TOTAL			7,39

Código:	1.4					
Rubro:	Replantillo con hormigón simple f'c =180 kg/cm2					
Unidad:	m3					
Descripción:	Capa de replantillo de e = 5 cm para la cimentación					
Rendimiento:	30	m3/día				
Jornada:	8	Horas/día				
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Cemento Portland Tipo I (50 kg)	Saco		6,00	5%	7,00	44,10
Arena	m3		0,48	5%	19,64	9,90
Grava	m3		0,95	5%	19,64	19,59
Agua	lt		170,00	5%	0,01	1,79
MANO DE OBRA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Maestro mayor	HH	1	0,267		3,66	0,98
Peón	HH	2	0,533		3,26	1,74
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Herramienta menor	% M.O.		3%		2,71	0,08
Equipo de seguridad	% M.O.		3%		2,71	0,08
MAQUINARIA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
			TOTAL COSTO DIRECTO			78,25
			INDIRECTOS Y UTILIDADES: 22%			17,22
			COSTO TOTAL			95,47

Código:	1.5					
Rubro:	Acero de refuerzo					
Unidad:	Kg					
Descripción:	Acero de refuerzo de la cimentación					
Rendimiento:	240	Kg/día				
Jornada:	8	Horas/día				
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Alambre de amarre N° 18 negro	kg		0,057	5%	2,05	0,12
Acero corrugado Fy = 4200 kg/cm2	kg		1,000	5%	1,65	1,73
MANO DE OBRA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Técnico de obras civiles	HH	0,3	0,010		3,66	0,04
Albañil	HH	1	0,033		3,30	0,11
Fierrero	HH	1	0,033		3,30	0,11
Peón	HH	2	0,067		3,26	0,22
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Herramienta manual	% M.O.		5%		0,47	0,02
Equipo de seguridad	% M.O.		5%		0,47	0,02
MAQUINARIA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Camioneta 4x4	u	1	0,033		8	0,27
			TOTAL COSTO DIRECTO			2,64
			INDIRECTOS Y UTILIDADES: 22%			0,58
			COSTO TOTAL			3,22

Código:	1.6					
Rubro:	Encofrado recto					
Unidad:	m2					
Descripción:	Encofrado para la cimentación					
Rendimiento:	80	m2/día				
Jornada:	8	Horas/día				
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Alambre negro N° 8	kg		0,300	3%	2,05	0,63
Clavos de 3"	kg		0,500	3%	1,98	1,02
Líquido desencofrante	gal		0,100	3%	0,08	0,01
Tira de eucalipto 4x5 cm	m		1,000	3%	1,08	1,11
Tabla ordinaria	m		0,710	3%	2,50	2,58
MANO DE OBRA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Maestro mayor	HH	0,6	0,060		3,66	0,22
Carpintero	HH	1	0,100		3,30	0,33
Ayudante de carpintero	HH	1	0,100		3,30	0,33
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Herramienta menor	% M.O.		3%		0,88	0,03
Equipo de seguridad	% M.O.		3%		0,88	0,03
MAQUINARIA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Camioneta 4x4	u	0,3	0,030		8	0,24
			TOTAL COSTO DIRECTO			6,52
			INDIRECTOS Y UTILIDADES: 22%			1,43
			COSTO TOTAL			7,96

Código:	1.7					
Rubro:	Colocación de stubs					
Unidad:	u					
Descripción:	Colocación de parte de la torre que está embebida en la cimentación					
Rendimiento:	4	u/día				
Jornada:	8	Horas/día				
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
MANO DE OBRA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Maestro mayor	HH	0,5	1,000		3,66	3,66
Topógrafo	HH	0,5	1,000		3,66	3,66
Peón	HH	3	6,000		3,26	19,56
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Gabarito	u	1	0,5		2,30	1,15
Herramienta menor	% M.O.		3%		26,88	0,81
Equipo de seguridad	% M.O.		3%		26,88	0,81
MAQUINARIA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Equipo de topografía	u	1	0,5		2	1
			TOTAL COSTO DIRECTO			30,64
			INDIRECTOS Y UTILIDADES: 22%			6,74
			COSTO TOTAL			37,38

Código:	1.8					
Rubro:	Hormigón f'c = 210 kg/cm2					
Unidad:	m3					
Descripción:	Hormigón para la cimentación(Incluye vertido)					
Rendimiento:	60	m3/día				
Jornada:	8	Horas/día				
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Cemento Portland Tipo I (50 kg)	saco		7	5%	7	51,45
Arena	m3		0,56	5%	19,64	11,55
Grava	m3		0,84	5%	19,64	17,32
Agua	m3		180	5%	0,01	1,89
MANO DE OBRA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Maestro mayor	HH	1	0,13		3,66	0,49
Operador de equipo liviano	HH	1	0,13		3,3	0,44
Peón	HH	8	1,07		3,26	3,48
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Herramienta menor	% M.O.		3%		4,41	0,13
Equipo de seguridad	% M.O.		3%		4,41	0,13
MAQUINARIA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Concretera un saco	HM	1	0,13		3,15	0,42
Vibrador de concreto	HM	1	0,13		1,80	0,24
Camioneta 4x4	u	0,3	0,040		8	0,32
			TOTAL COSTO DIRECTO			87,54
			INDIRECTOS Y UTILIDADES: 22%			19,26
			COSTO TOTAL			106,80

Código:	1.9					
Rubro:	Relleno y compactación					
Unidad:	m3					
Descripción:	Relleno y compactación con material propio a los lados de la cimentación					
Rendimiento:	17	m3/día				
Jornada:	8	Horas/día				
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Agua	m3		1	5%	1	1,05
MANO DE OBRA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Maestro mayor	HH	0,2	0,094		3,66	0,34
Operador de equipo liviano	HH	1	0,471		3,30	1,55
Peón	HH	1	0,471		3,26	1,53
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Herramienta menor	% M.O.		3%		3,43	0,10
Equipo de seguridad	% M.O.		3%		3,43	0,10
MAQUINARIA						
Descripción	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Desperdicio(%)	Precio	Total
Vibro apisonador	HM	1	0,47		3,50	1,65
Camioneta 4x4	u	0,3	0,141		8	1,13
			TOTAL COSTO DIRECTO			6,33
			INDIRECTOS Y UTILIDADES: 22%			1,39
			COSTO TOTAL			7,73

Anexo L

Cotización de la Empresa Galvánica cia. Ltda.

COTIZACIÓN N° 007-2016

Fecha: jueves, 28 de enero de 2016

Para: Sr. Pablo Albarracin

email:

ITEM	MATERIAL DESCRIPCIÓN	Peso KG	Cant	Prec/Unit	P.Total
1	kilo de estructura galvanizada al caliente según norma ASTM 123	1.00	1	3.50	3.50
2	Montaje de torre galvanizada	1.00	1	1.20	1.20

TOTAL US \$

\$4.70

12% IVA

\$0.56

NETO \$

\$5.26

Las normas que cumple el galvanizado de los productos es de acuerdo al cuadro detallado.

GALVANIZADO AL CALIENTE SEGÚN ASTM 123 (NTE INEN 255)	
ESPEORES MATERIALES	ESP.RECUB.M IN (µm)
Hasta 1,6mm	45
Hasta 3,2mm	65
Hasta 6,4mm	85
Mayores 6,4mm	100

TIEMPO DE ENTREGA:

VALIDEZ DE LA OFERTA:

CONDICIONES DE PAGO:

NO INCLUYE TRANSPORTE

NOTA PRECIOS SUJETOS A CAMBIO EN CASO DE HABER INCREMENTO EN EL HIERRO

Atentamente



Ing. Alexandra Vásquez

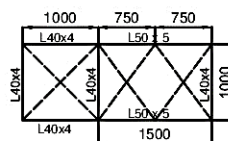
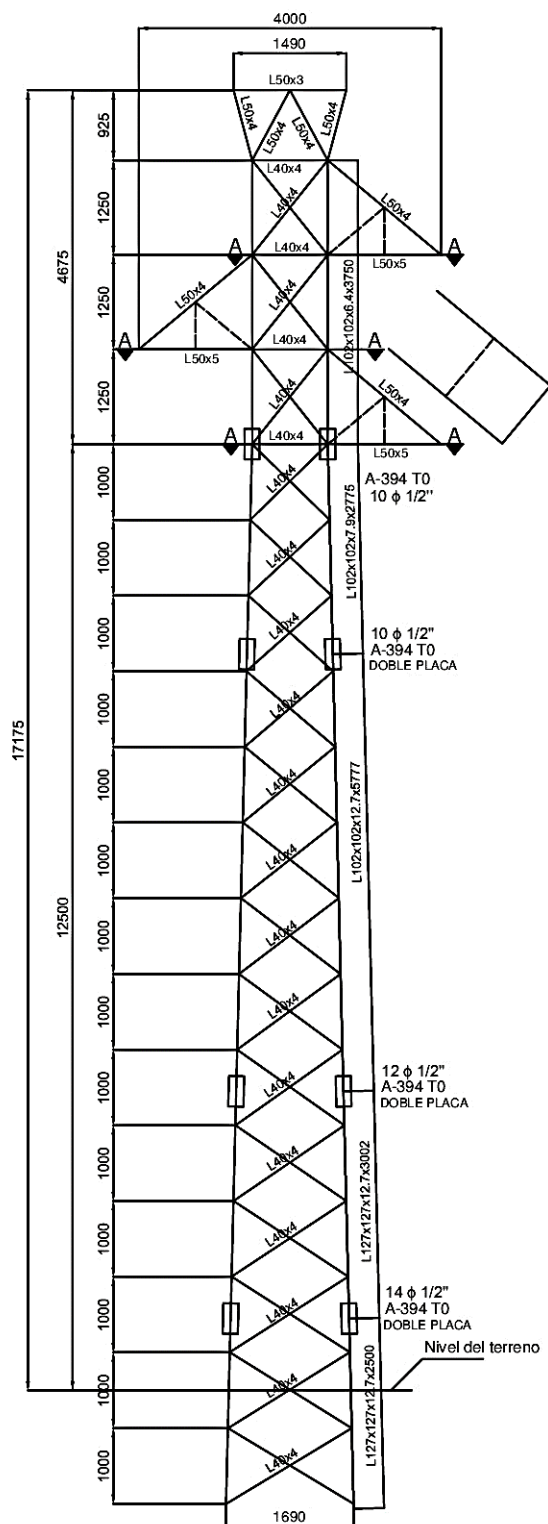
GERENTE

Oficina: Bulán 1-63 y Hurtado de Mendoza * Teléfono: 2806-501 Fax: 2350-015

Fábrica: Monay Sector El Aguacate Km 1 ½ Telefax: 2350-015 – 2350-511

Anexo M

Esquema de la estructura



CORTE A - A

NOTAS GENERALES

-Todos los perfiles L38x3, L40x4, L50x3 y L50x4 serán de acero ASTM A 36, el resto de perfiles angulares serán de acero estructural de alta resistencia ASTM A572 Gr50.

-Todas las placas serán ASTM A36 con un espesor 1mm mayor que el espesor de los perfiles que une.

-Todos los perfiles, placas y elementos roscados serán galvanizados en caliente.

-Todos los pernos serán de acero tipo ASTM A394 T0, con rosca gruesa y llevarán tuerca, arandela plana y arandela de presión

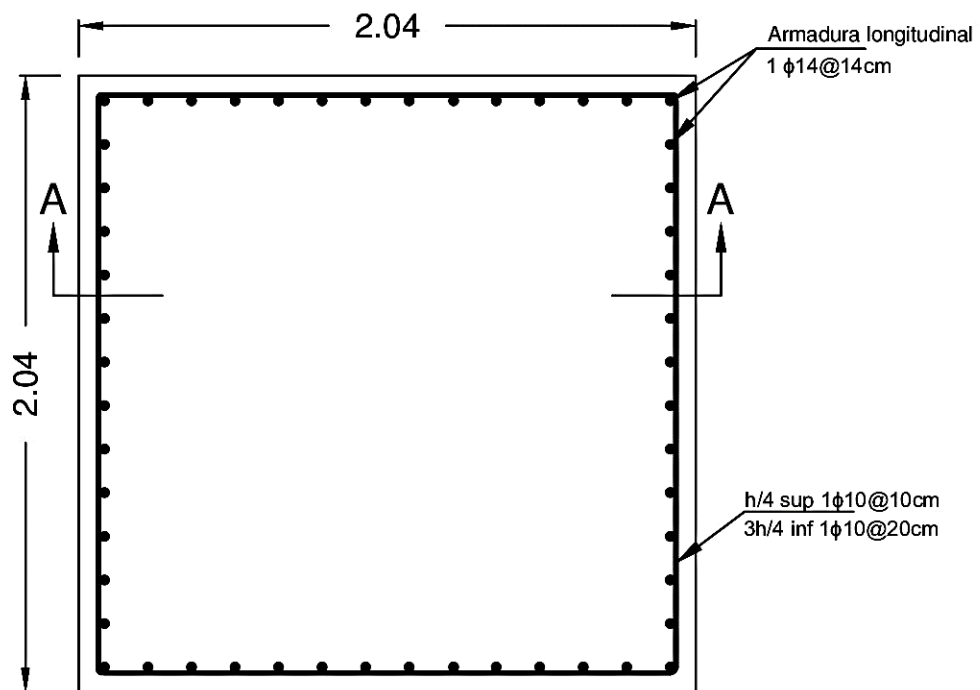
-Todas las perforaciones serán 1.5mm mayor que el diámetro de los pernos.

-Todos los perfiles de línea punteada serán L38x3.

PROYECTO:	TORRES PARA 69 kV TURI LENTAG
DESCRIPCIÓN:	TORRE TRANSMISIÓN
ESQUEMA:	TORRE TIPO A60
NOMBRE:	PABLO ALBARRACÍN
ESCALA:	1: 100
TAMAÑO:	A4
HOJA N°:	1/1

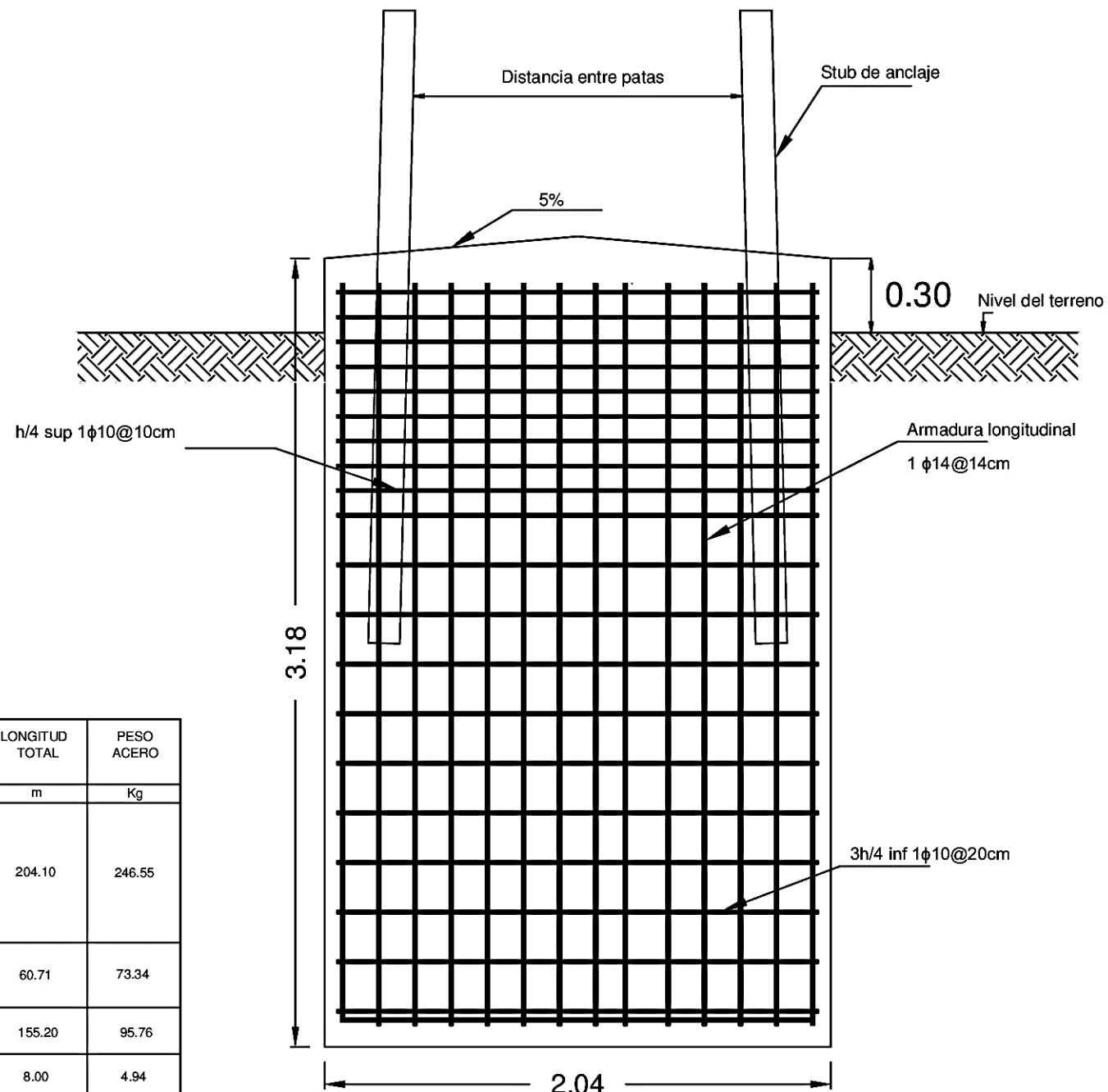
Anexo N

Planos de la cimentación.



PLANTA
ESCALA: 1:25

A 60	DIÁMETRO DE DE BARRA	SEPARACIÓN ENTRE EJE DE BARRA	PESO UNITARIO DE BARRA	FORMA TIPO		a	b	a	b	LONGITUD DE ELEMENTO	NÚMERO DE ELEMENTOS	LONGITUD TOTAL	PESO ACERO
	mm	cm	Kg/m			m	m	m	m	m	U	m	Kg
ACERO LONGITUDINAL	14	0.14	1.208	U		2.97	1.91	2.97		7.85	26	204.10	246.55
ACERO LONGITUDINAL	14	0.14	1.208	C		0.2	1.94	0.2		2.34	26	60.71	73.34
ACERO ESTRIBO	10	1/4 h @ 10cm 3/4 h @ 20cm	0.617	O		1.94	1.94	1.94	1.94	7.76	20	155.20	95.76
GANCHO DE ESTRIBO	10		0.617	L		0.2	0.2			0.4	20	8.00	4.94
PESO TOTAL ACERO DE REFUERZO												420.58 Kg	



CORTE A-A
ESCALA: 1:25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- Se usará hormigón de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días.
- Se usará acero de refuerzo de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ corrugado grado 60.
- El recubrimiento en la fundación será de 7 cm.
- El espaciamiento del estribo en el monobloque será en los 3/4 inferior de 20 cm y en el 1/4 superior será de 10 cm.
- Las cimentaciones tipo monobloque no tienen encofrado en la excavación, solo en la parte exterior de la excavación.

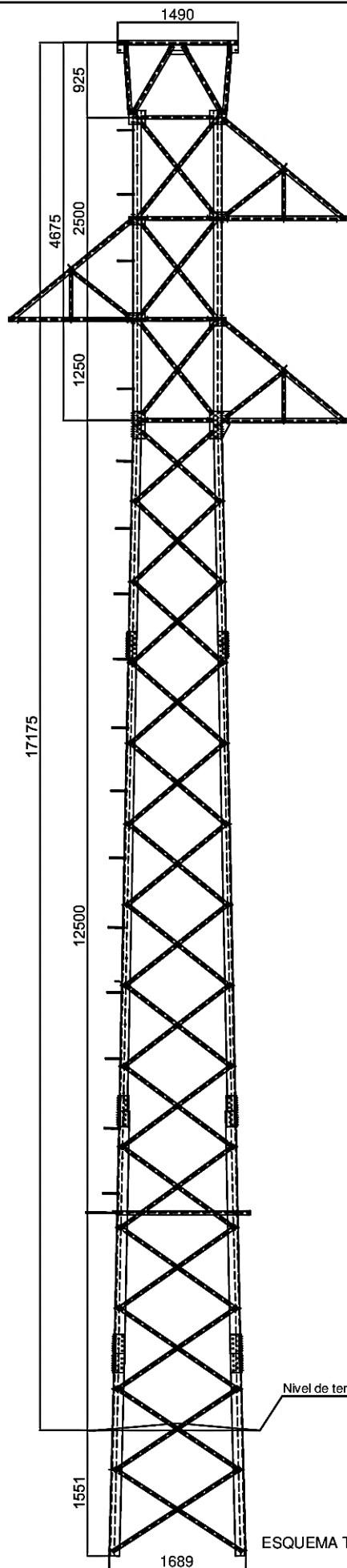
TIPO DE CIMENTACIÓN	MONOBLOQUE
Distancia entre patas (m)	1.69
Excavación (m3)	12
Hormigón (m3)	13.23
qadm (Ton/m2)	20

EMPRESA ELÉCTRICA REGIONAL CENTRO SUR C.A.

Proyecto:	Línea de transmisión 69 kV
Descripción:	Cimentación tipo monobloque
Escala:	1 : 25
Diseñado:	Pablo Albarracín

Anexo O

Planos de montaje.

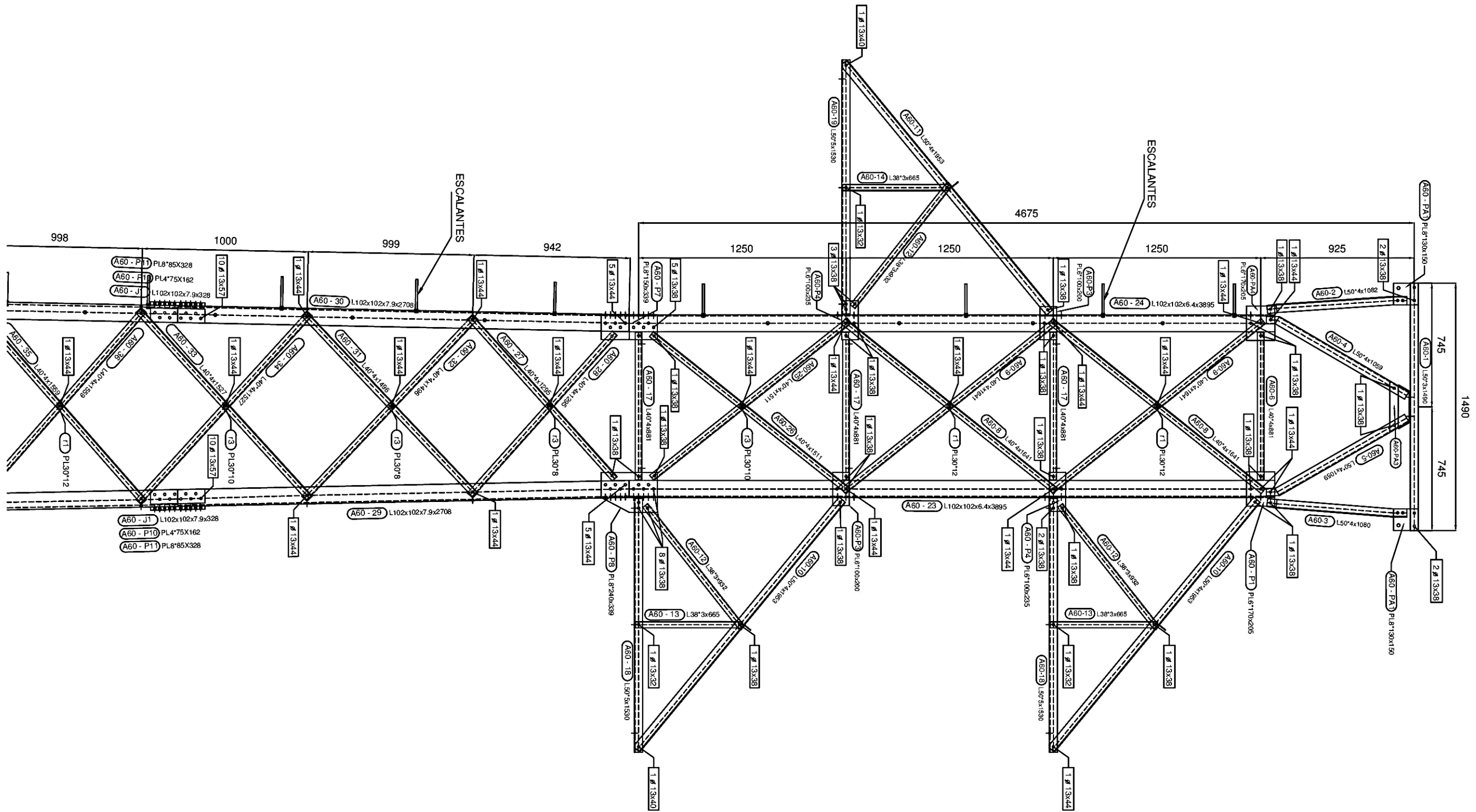


NOTAS GENERALES

- Los perfiles estructurales serán ASTM A36 y ASTM A572, galvanizados en caliente.
- Los pernos serán tipo ASTM A394 T0, con rosca gruesa y llevarán tuerca, arandela plana y arandela de presión.
- Todas las dimensiones están en milímetros.

PROYECTO:	TORRES PARA 69 kV TURI LENTAG
DESCRIPCIÓN:	TORRE TIPO A60
PLANO DE:	MONTAJE
ESCALA:	1: 75
TAMAÑO:	A4
HOJA N°:	1/5

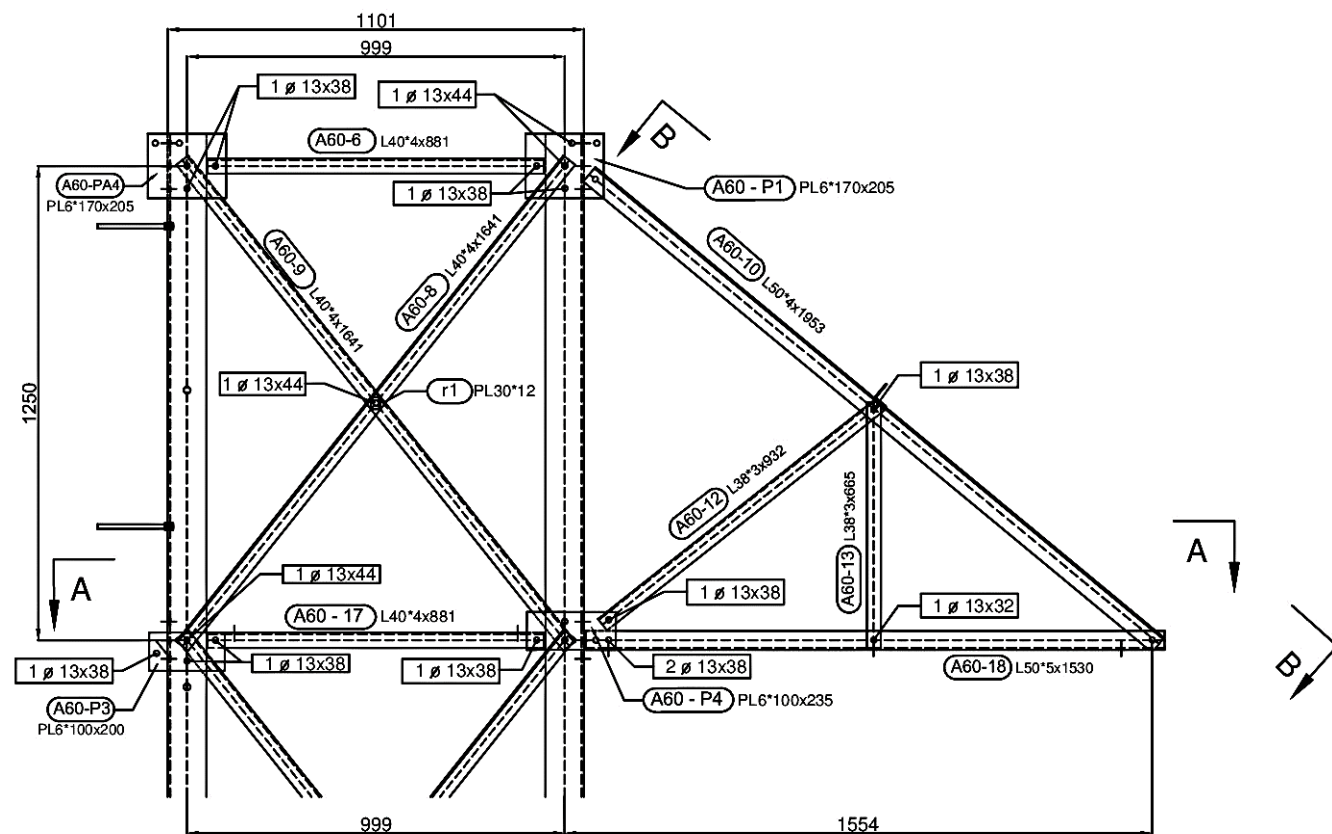
VISTA FRONTAL CUERPO



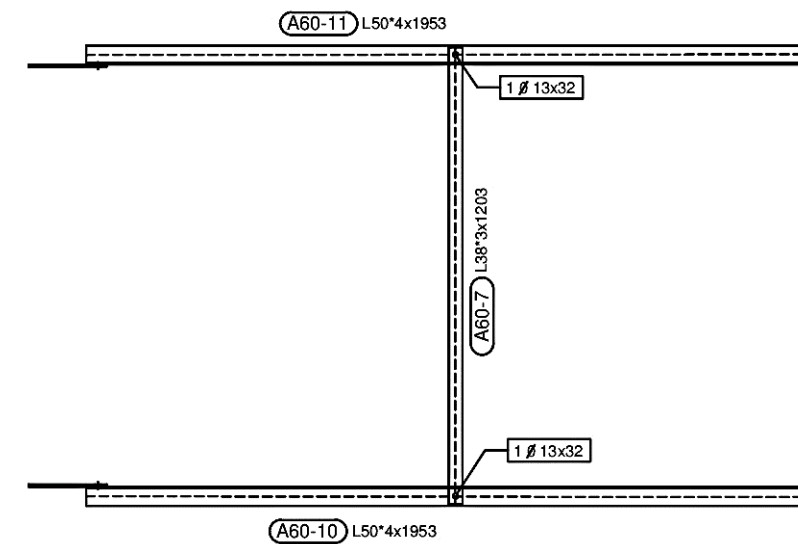
NOTAS GENERALES

- Los perfiles estructurales serán ASTM A36 y ASTM A572, galvanizados en caliente.
- Los pernos serán tipo ASTM A394 T0, con rosca gruesa y llevarán tuerca, arandela plana y arandela de presión.
- Todas las dimensiones están en milímetros.

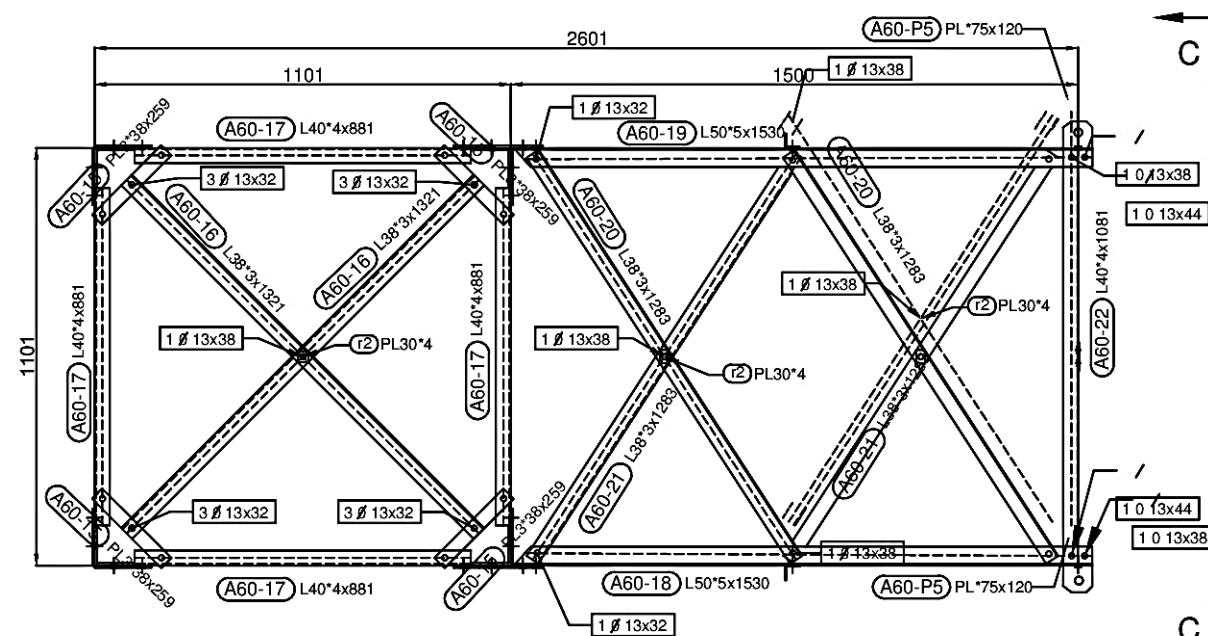
PROYECTO:	TORRES PARA 69 kV TURI LENTAG
DESCRIPCIÓN:	TORRE TIPO A60
PLANO DE:	MONTAJE
ESCALA:	1: 25
TAMAÑO:	A3
HOJA N°:	3/5



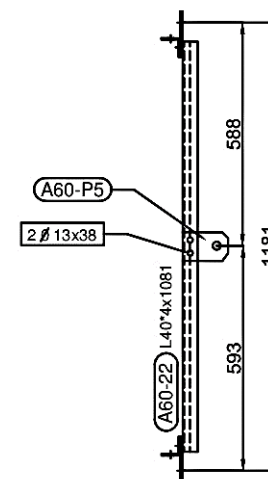
DETALLE DE CRUCETAS
ESCALA 1 : 20



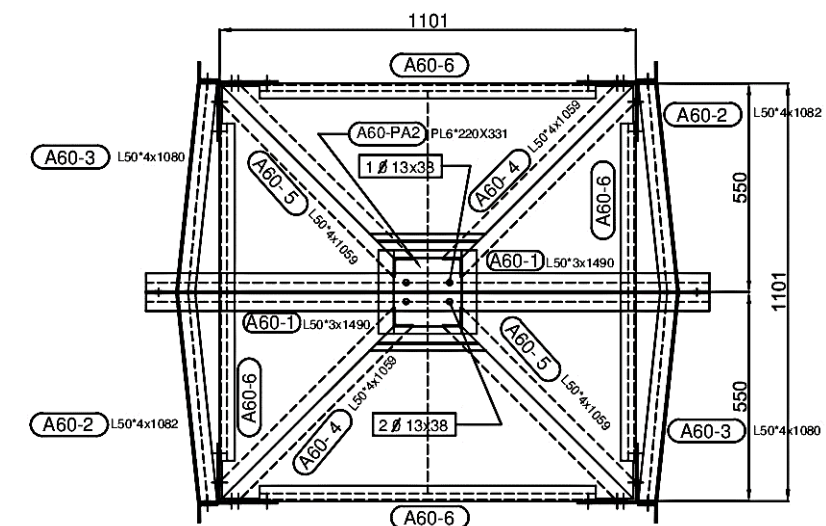
SECCIÓN B-B
ESCALA 1 : 20



SECCIÓN A-A
ESCALA 1 : 20



SECCIÓN C-C
ESCALA 1 : 20

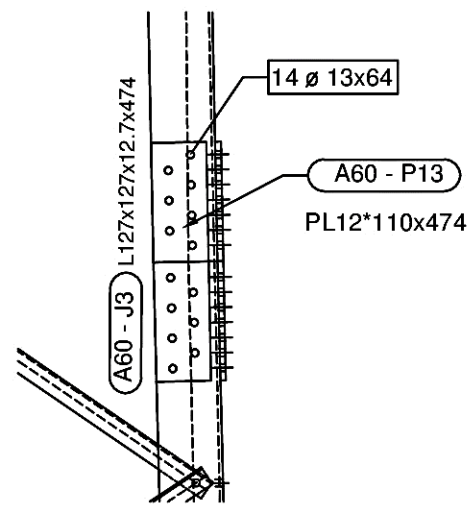


VISTA SUPERIOR CUPULA
ESCALA 1 : 20

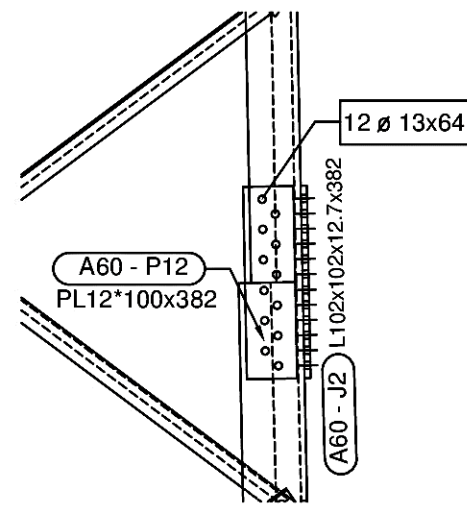
NOTAS GENERALES

- Los perfiles estructurales serán ASTM A36 y ASTM A572, galvanizados en caliente.
- Los pernos serán tipo ASTM A394 T0, con rosca gruesa y llevarán tuerca, arandela plana y arandela de presión.
- Todas las dimensiones están en milímetros.

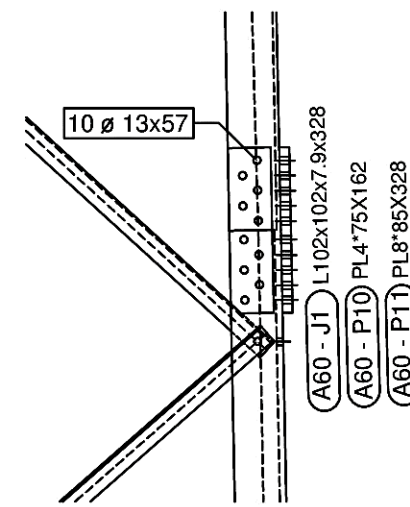
PROYECTO:	TORRES PARA 69 kV TURI LENTAG
DESCRIPCIÓN:	TORRE TIPO A60
PLANO DE:	MONTAJE
ESCALA:	1: 20
TAMAÑO:	A3
HOJA N°:	4/5



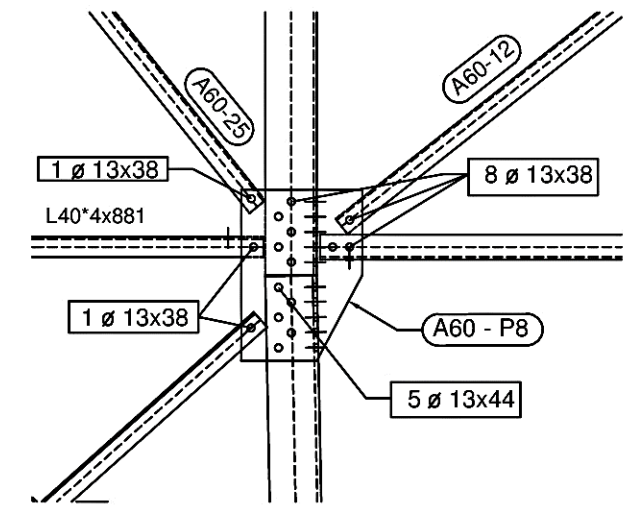
DETALLE JUNTA A60-J3
ESCALA 1:15



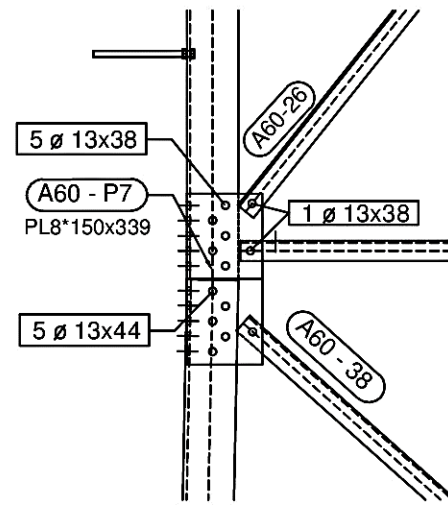
DETALLE JUNTA A60-J2
ESCALA 1:15



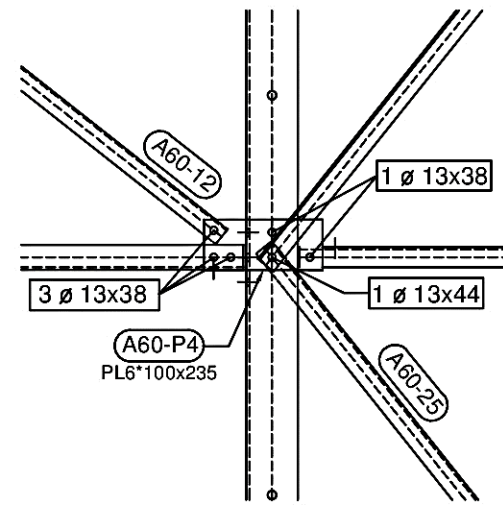
DETALLE JUNTA A60-J1
ESCALA 1:15



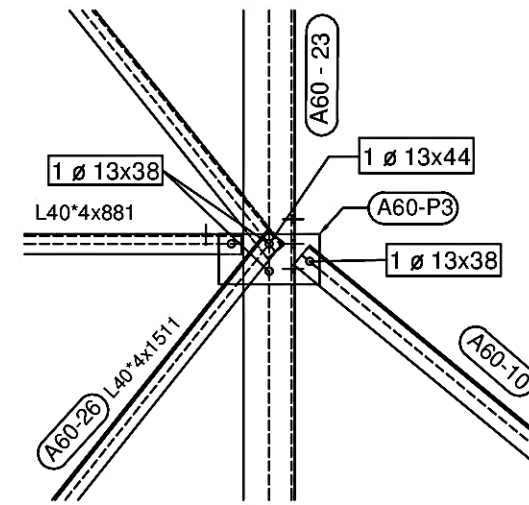
DETALLE JUNTA A60-P8
ESCALA 1:15



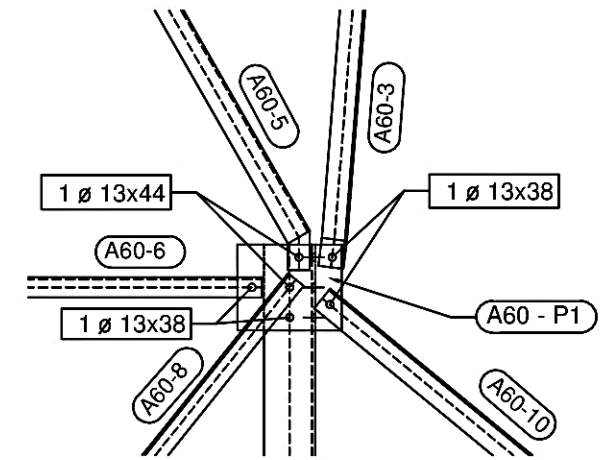
DETALLE JUNTA A60-P7
ESCALA 1:15



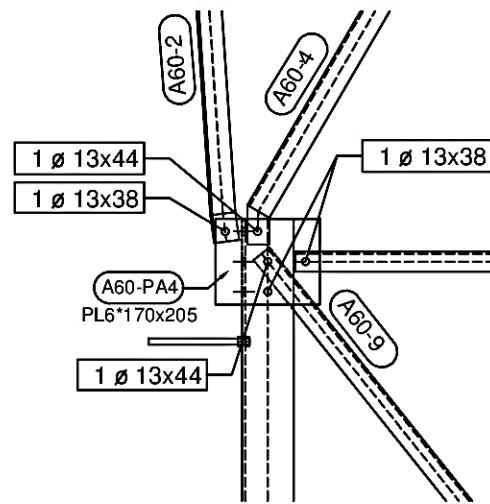
DETALLE JUNTA A60-J4
ESCALA 1:15



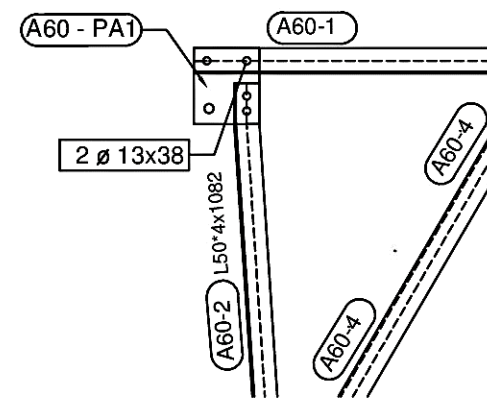
DETALLE JUNTA A60-P3
ESCALA 1:15



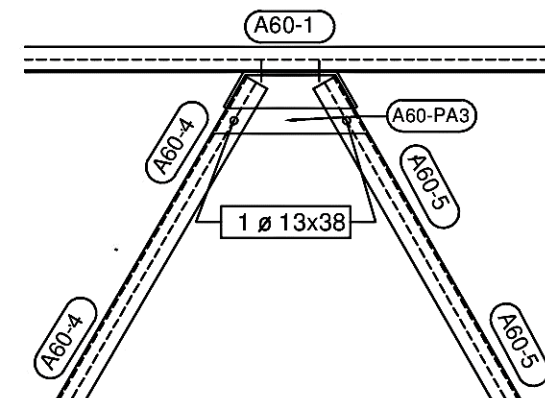
DETALLE JUNTA A60-P1
ESCALA 1:15



DETALLE JUNTA A60-PA4
ESCALA 1:15



DETALLE JUNTA A60-PA1
ESCALA 1:10

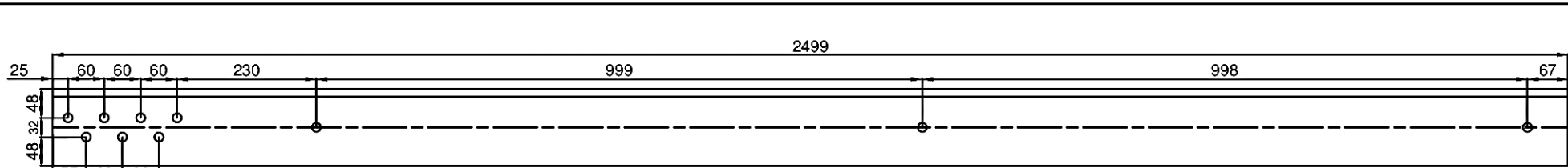


DETALLE JUNTA A60-PA3
ESCALA 1:10

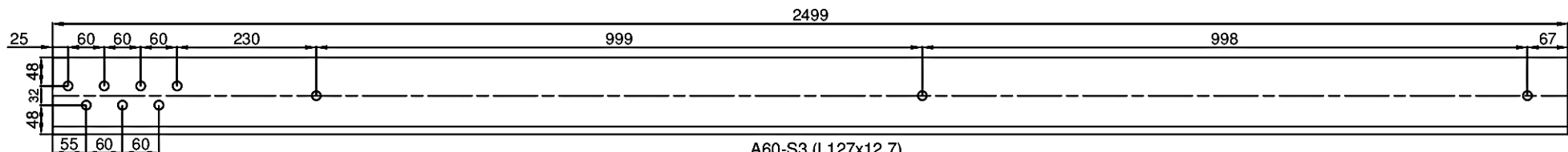
PROYECTO:	TORRES PARA 69 kV TURI LENTAG
DESCRIPCIÓN:	TORRE TIPO A60
PLANO DE:	MONTAJE
ESCALA:	1: 15
TAMAÑO:	A3
HOJA N°:	5/5

Anexo P

Planos de taller.



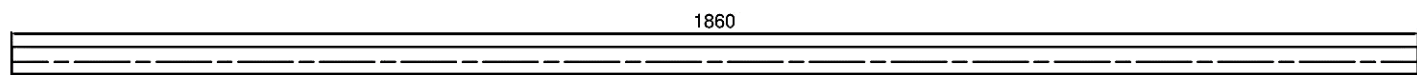
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 10



A60-S3 (L127x12.7)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 10



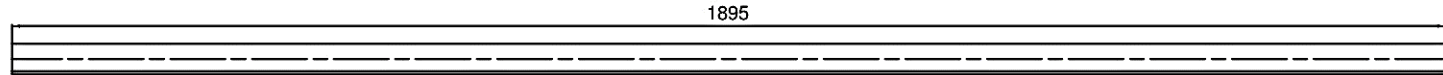
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 10



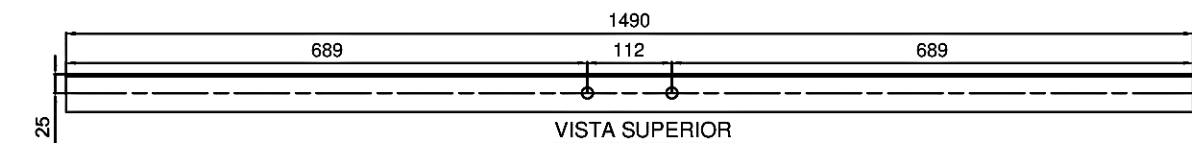
A60-S1 (L40x4) A60-S2 (L40x4)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 10



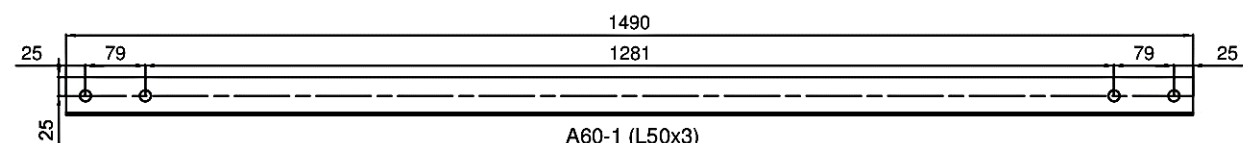
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 10



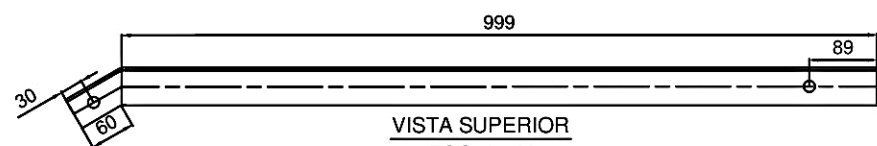
A60-S4 (L40x4) A60-S5 (L40x4)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 10



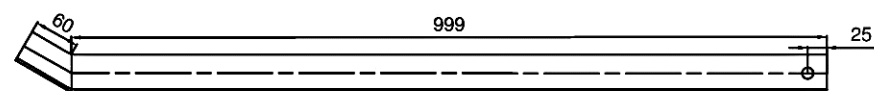
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 10



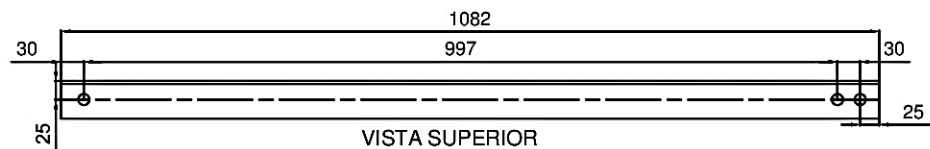
A60-1 (L50x3)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 10



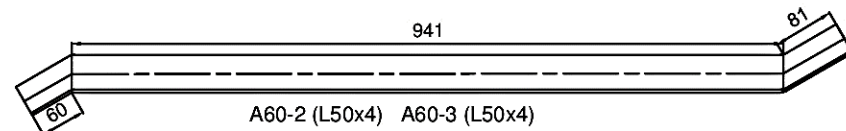
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 10



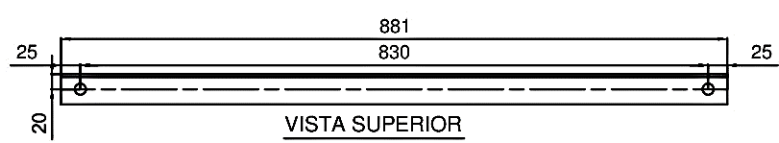
A60-4 (L50x4) A60-5 (L50x4)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 10



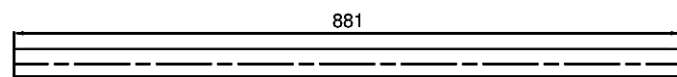
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 10



A60-2 (L50x4) A60-3 (L50x4)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 10



VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 10



A60-6 (L40x4)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 10

LISTA DE MATERIALES

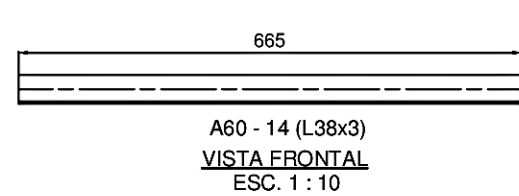
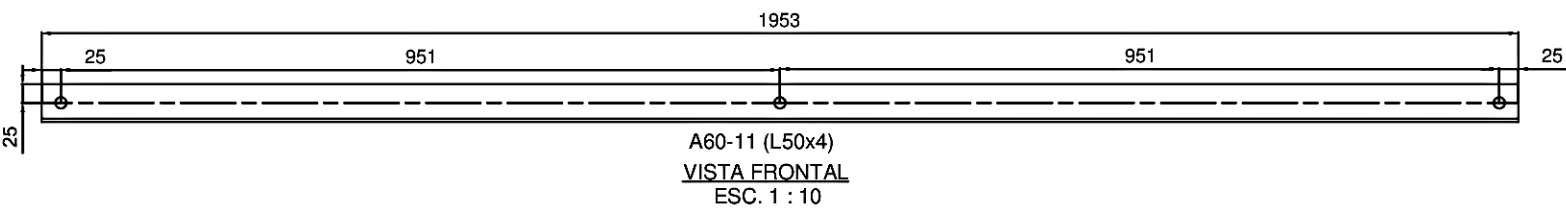
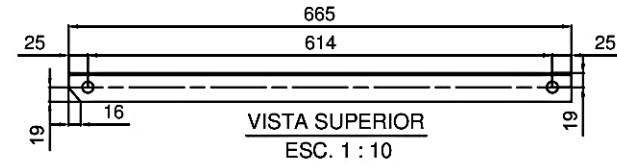
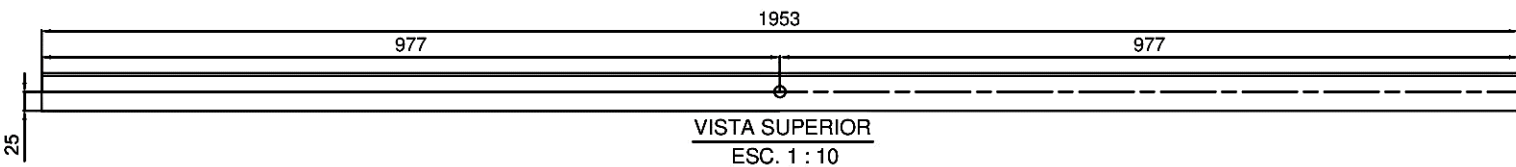
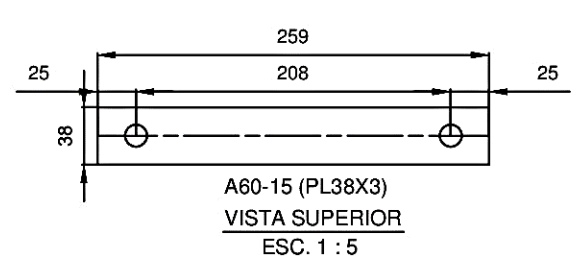
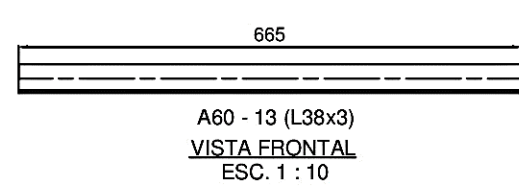
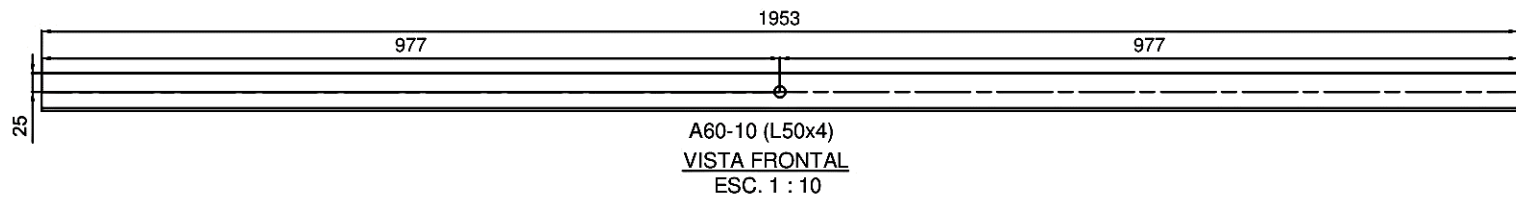
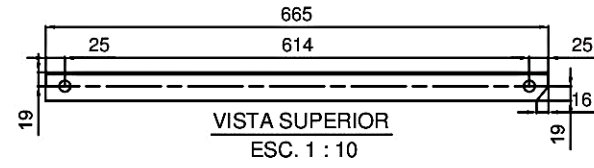
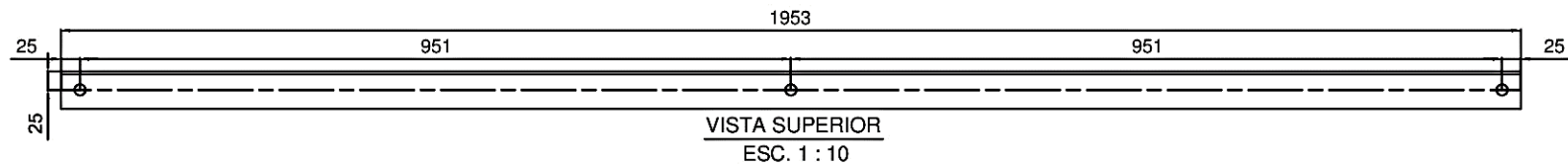
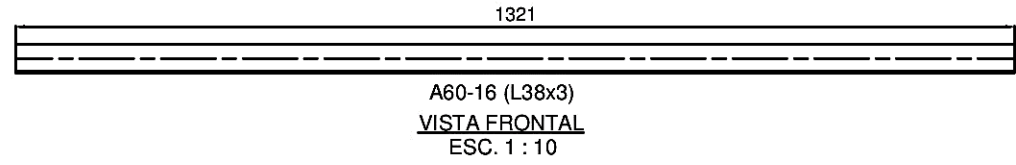
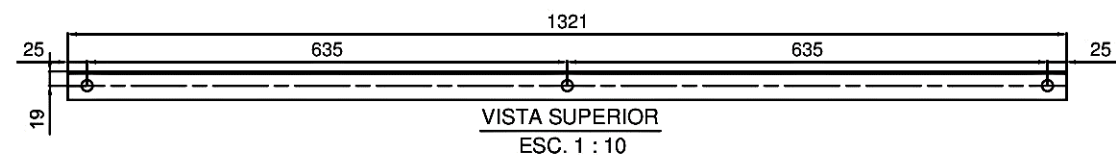
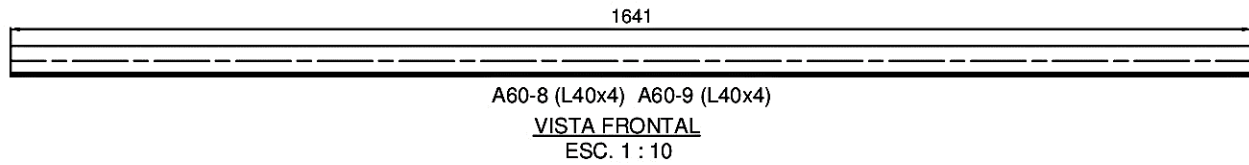
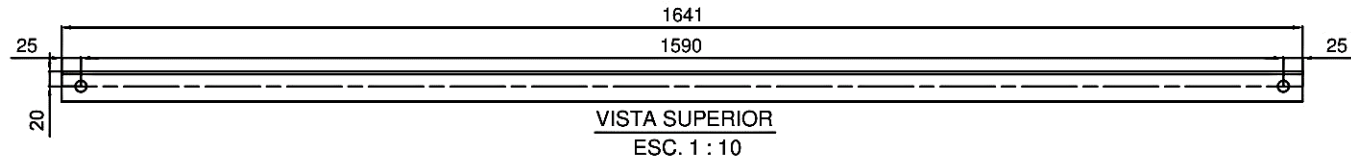
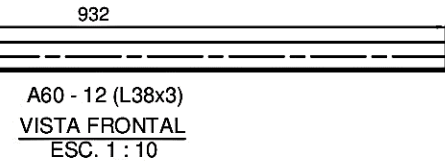
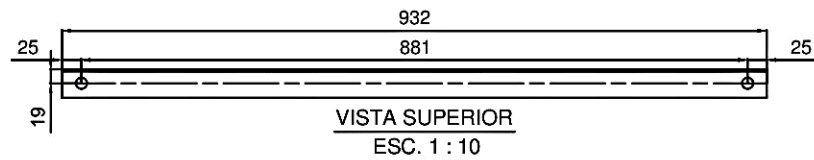
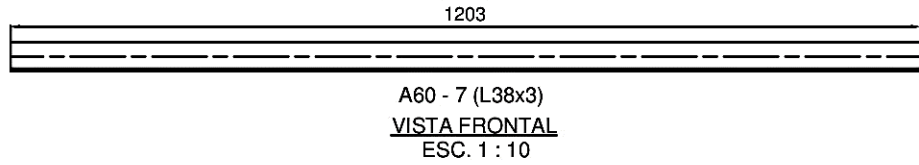
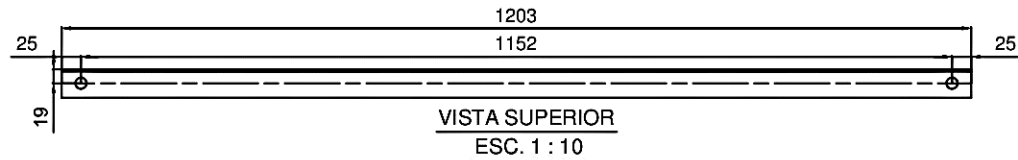
MARCA	CANT.	PERFIL	LARGO	PESO TOTAL	NORMA
A60-S3	4	L127x12.7	2499	255.42	A572
A60-S1	4	L40x4	1860	19.09	A36
A60-S2	4	L40x4	1860	19.09	A36
A60-S4	4	L40x4	1895	19.44	A36
A60-S5	4	L40x4	1895	19.44	A36
A60-1	2	L50x3	1490	7.45	A36
A60-2	2	L50x4	1082	7.02	A36
A60-3	2	L50x4	1082	7.02	A36
A60-4	2	L50x4	1059	7.01	A36
A60-5	2	L50x4	1059	7.01	A36
A60-6	4	L40x4	881	9.04	A36

NOTAS

1. Todas las dimensiones estan en milimetros.
2. Todas las perforaciones son de 14.7mm de diametro, a menos que se especifique lo contrario
3. Todos los perfiles estructurales seran galvanizados en caliente conforme a la norma ASTM A-123 y ASTM A-153.

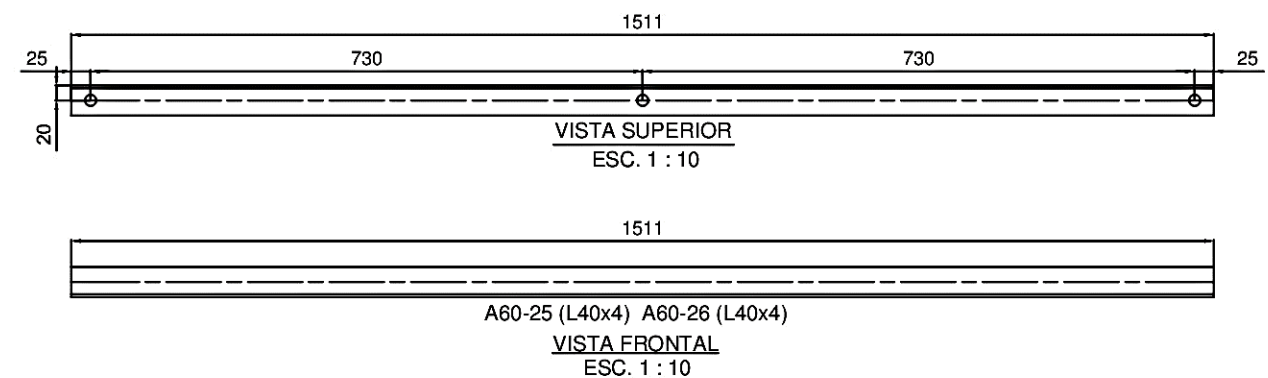
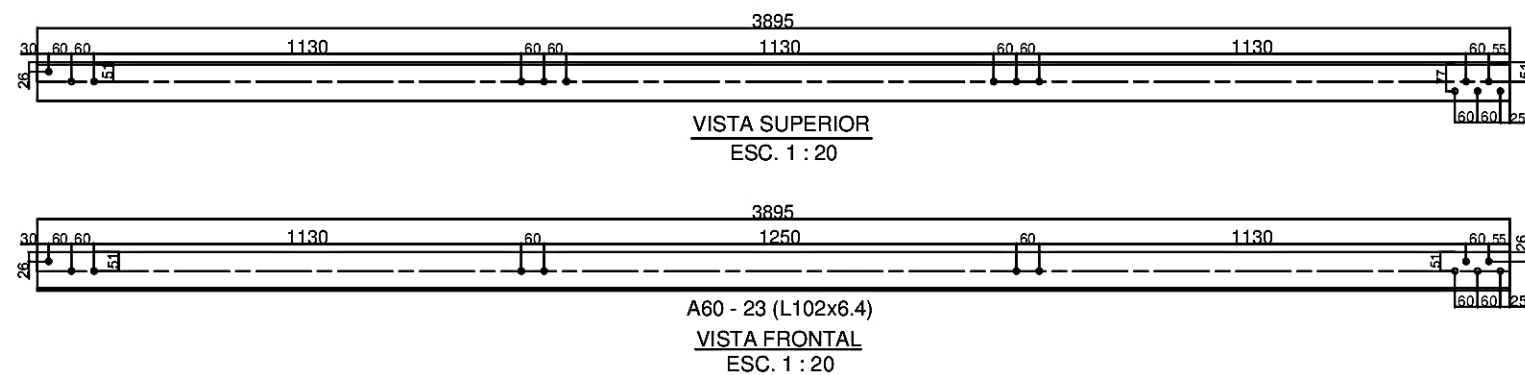
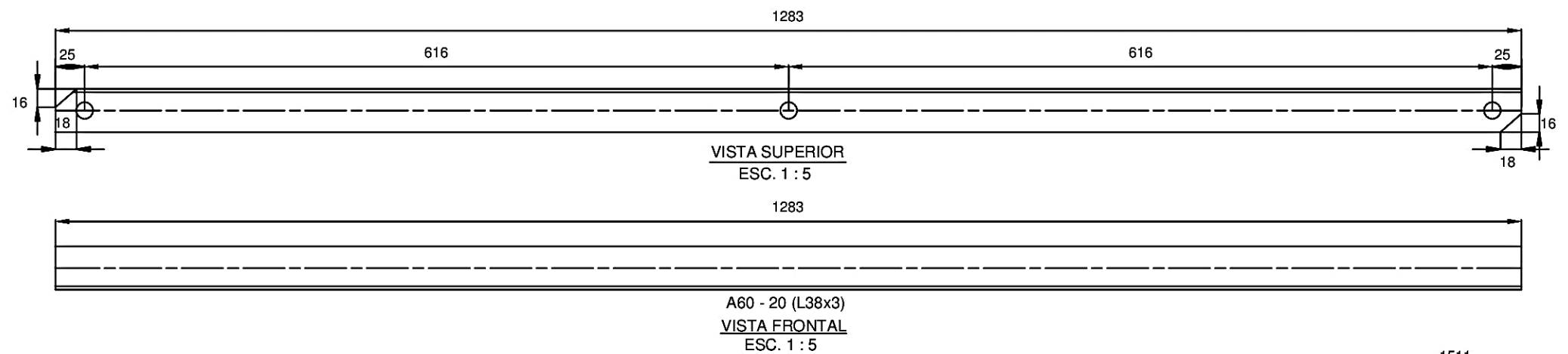
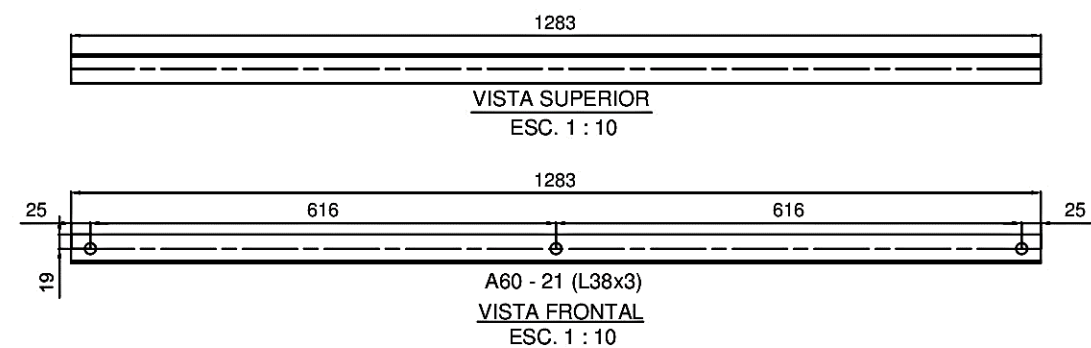
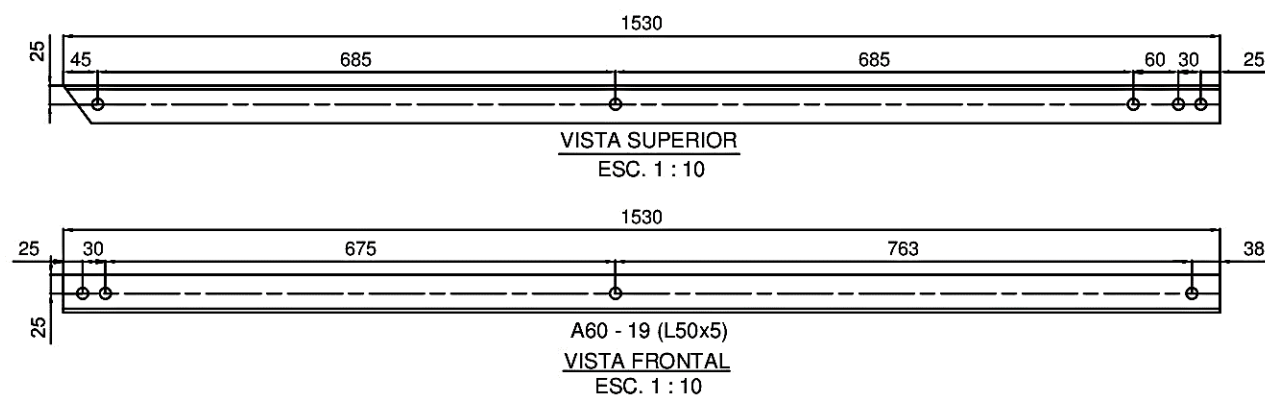
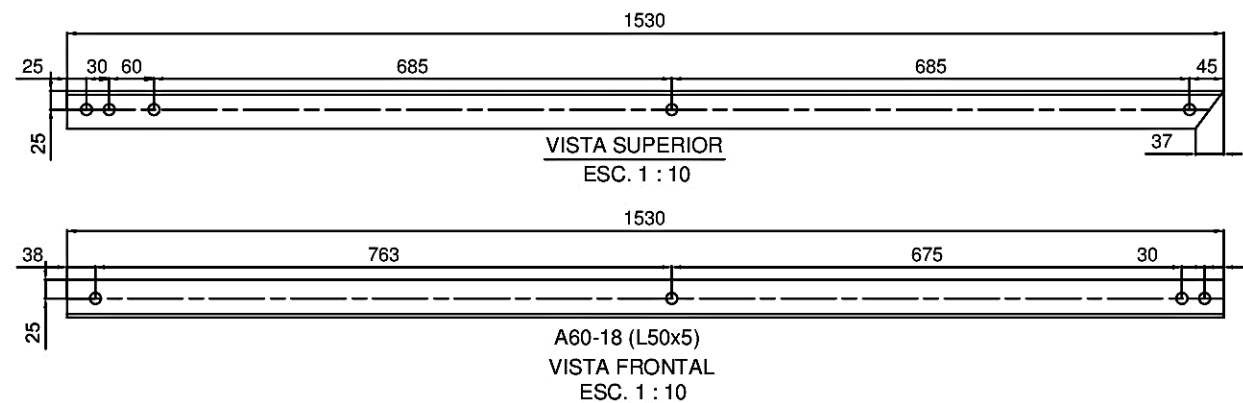
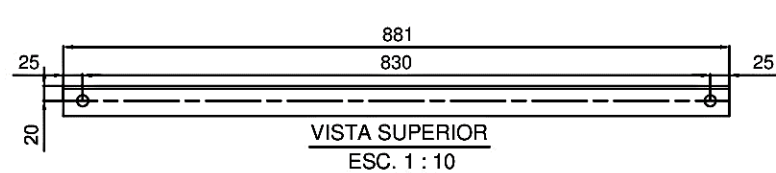
PROYECTO:	TORRES PARA 69 kV TURI LENTAG
DESCRIPCIÓN:	TORRE TIPO A60
PLANO DE:	TALLER
ESCALA:	1: 10
TAMAÑO:	A3
HOJA N°:	1/9

LISTA DE MATERIALES					
MARCA	CANT.	PERFIL	LARGO	PESO TOTAL	NORMA
A60-7	3	L38x3	1203	6.89	A36
A60-8	8	L40x4	1641	36.68	A36
A60-9	8	L40x4	1641	38.68	A36
A60-10	3	L50x4	1053	19.00	A36
A60-11	3	L50x4	1053	19.00	A36
A60-12	6	L38x3	932	10.67	A36
A60-13	3	L38x3	665	3.81	A36
A60-14	3	L38x3	665	3.81	A36
A60-15	12	PL38x3	1059	2.93	A36
A60-16	6	L38x3	1321	15.12	A36



NOTAS
1. Todas las dimensiones estan en milimetros.
2. Todas las perforaciones son de 14.7mm de diametro, a menos que se especifique lo contrario
3. Todos los perfiles estructurales seran galvanizados en caliente conforme a la norma ASTM A-123 y ASTM A-153.

PROYECTO:	TORRES PARA 69 kV TURI LENTAG
DESCRIPCIÓN:	TORRE TIPO A60
PLANO DE:	TALLER
ESCALA:	1: 10
TAMAÑO:	A3
HOJA N°:	2/9



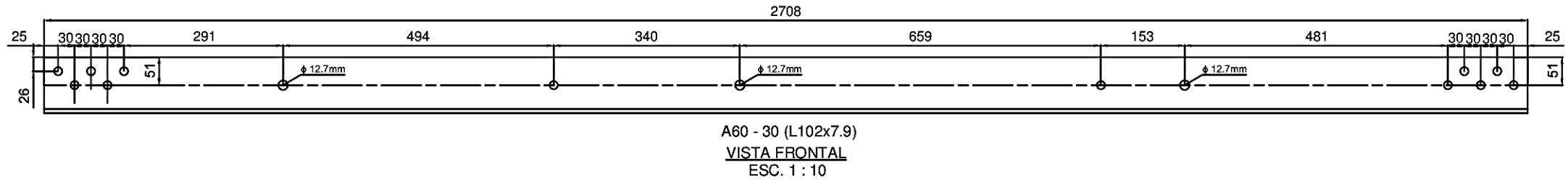
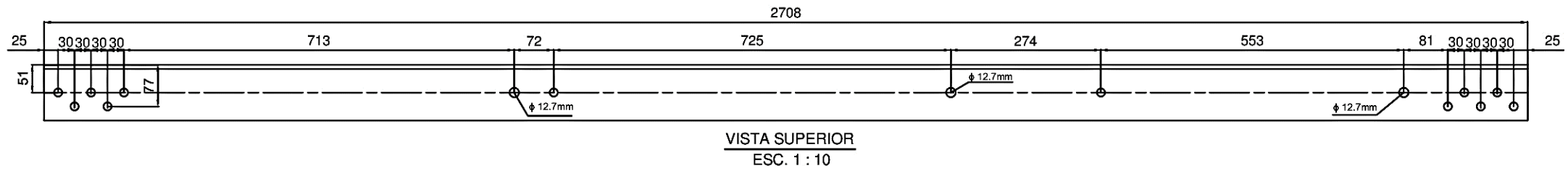
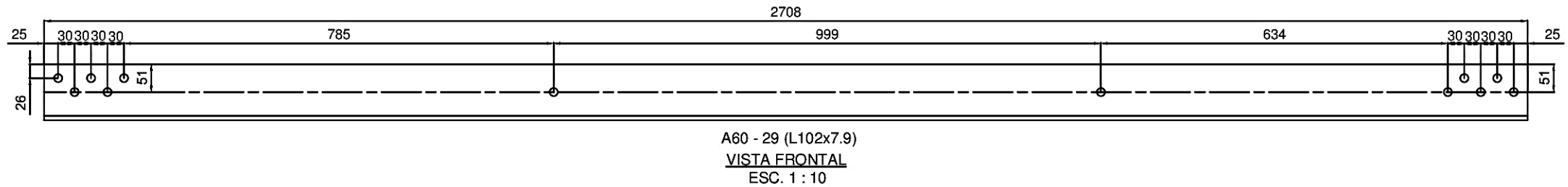
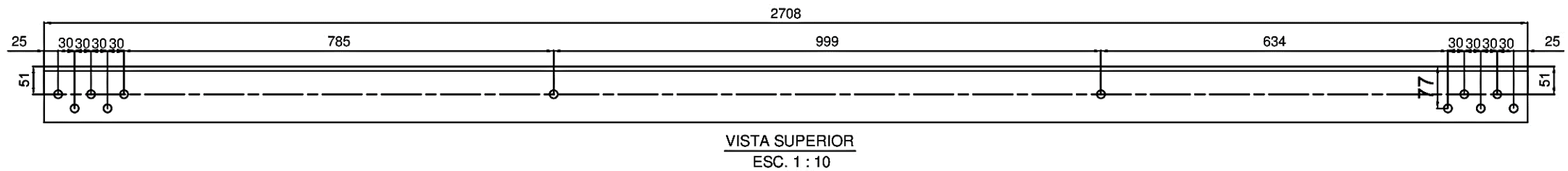
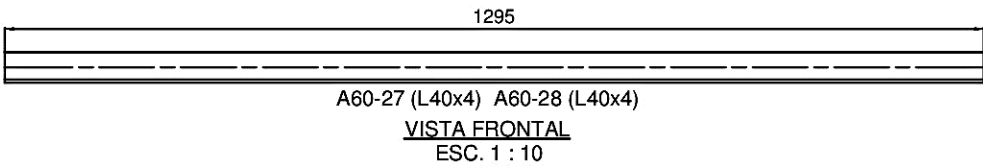
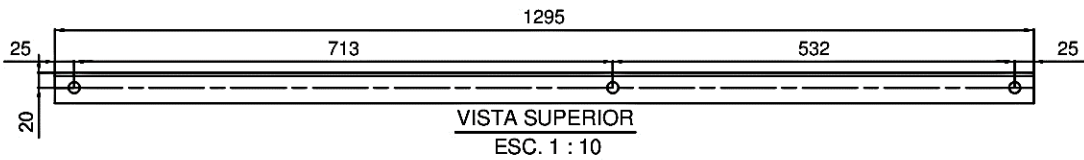
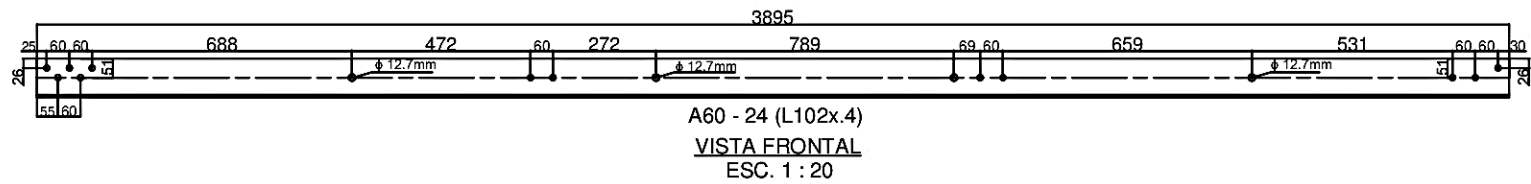
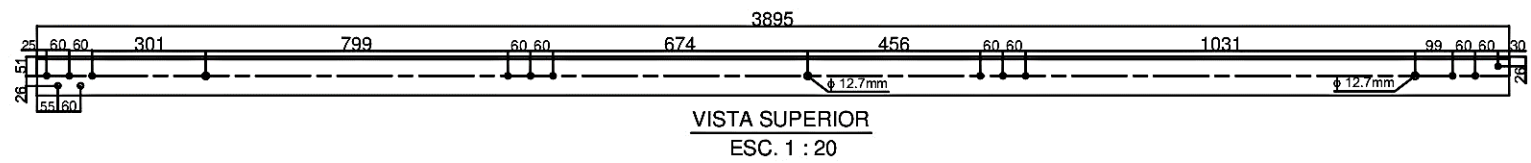
LISTA DE MATERIALES					
MARCA	CANT.	PERFIL	LARGO	PESO TOTAL	NORMA
A60-17	12	L40x4	881	27.12	A36
A60-18	3	L50x5	1530	18.34	A572
A60-19	3	L50x5	1530	18.34	A572
A60-20	6	L38x3	1283	14.69	A36
A60-21	6	L38x3	1283	14.69	A36
A60-23	3	L102x6.4	3895	19.44	A572
A60-25	4	L40x4	1511	15.50	A36
A60-26	4	L40x4	1511	15.50	A36

NOTAS

1. Todas las dimensiones estan en milímetros.
2. Todas las perforaciones son de 14.7mm de diametro, a menos que se especifique lo contrario
3. Todos los perfiles estructurales seran galvanizados en caliente conforme a la norma ASTM A-123 y ASTM A-153.

PROYECTO:	TORRES PARA 69 kV TURI LENTAG
DESCRIPCIÓN:	TORRE TIPO A60
PLANO DE:	TALLER
ESCALA:	1: 10
TAMAÑO:	A3
HOJA N°:	3/9

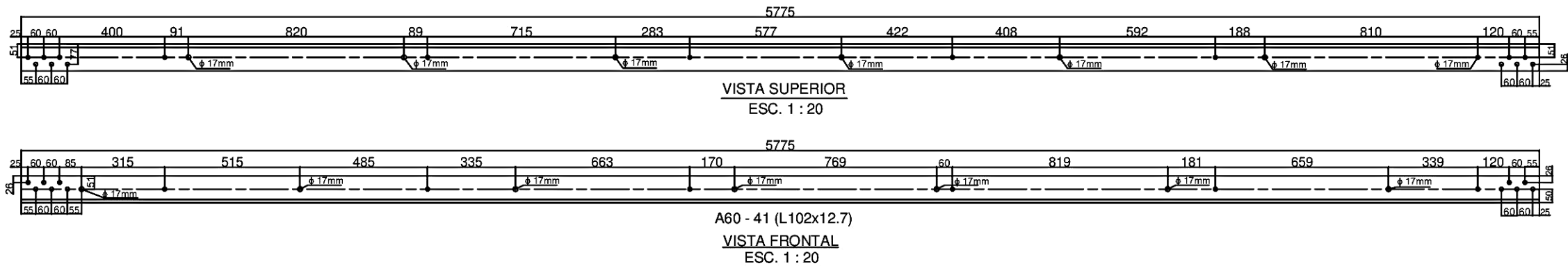
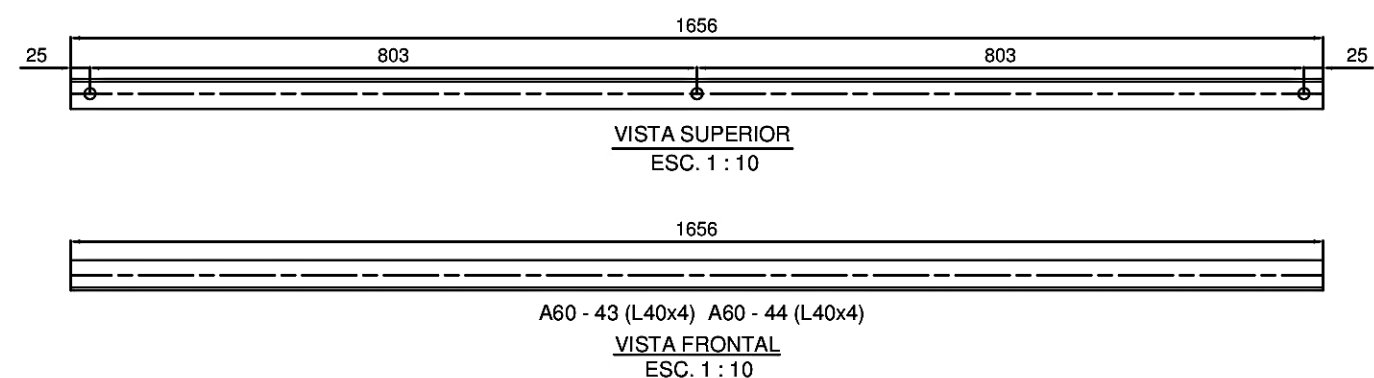
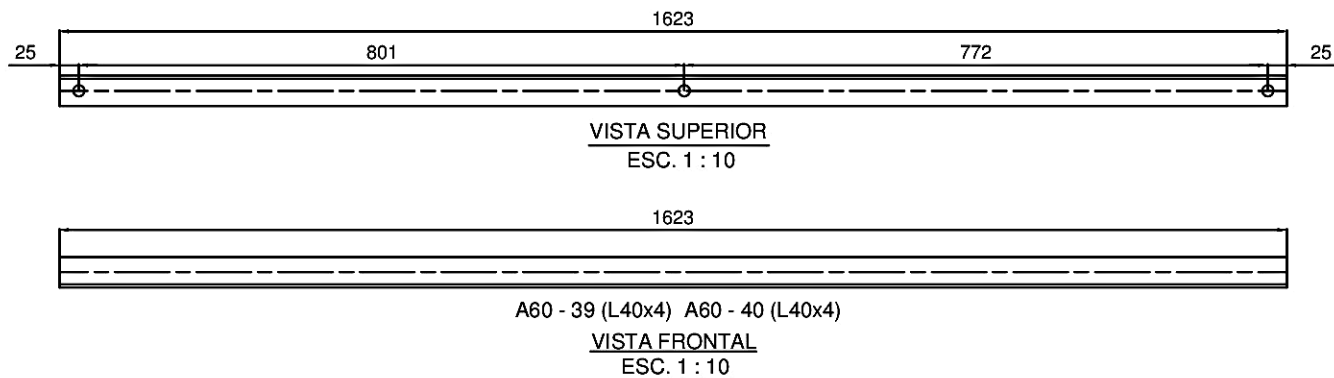
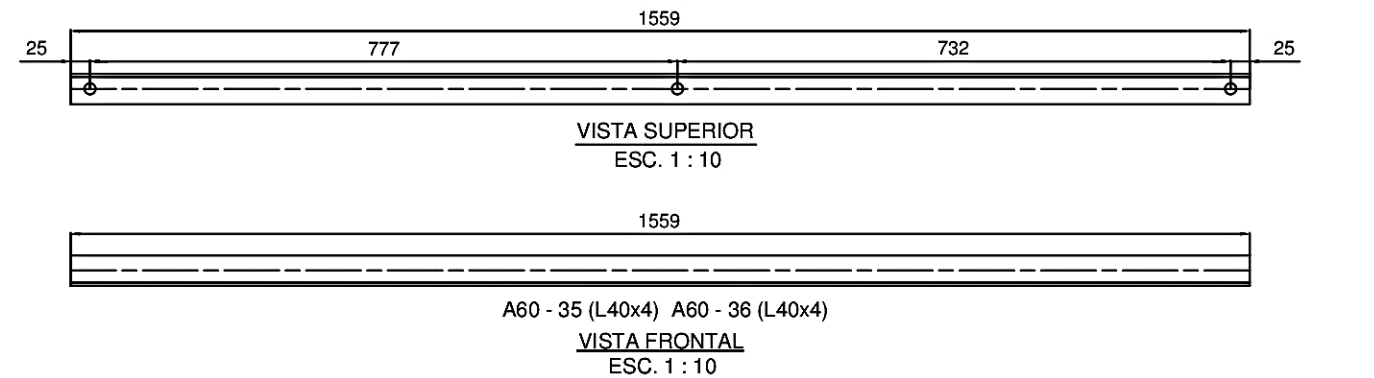
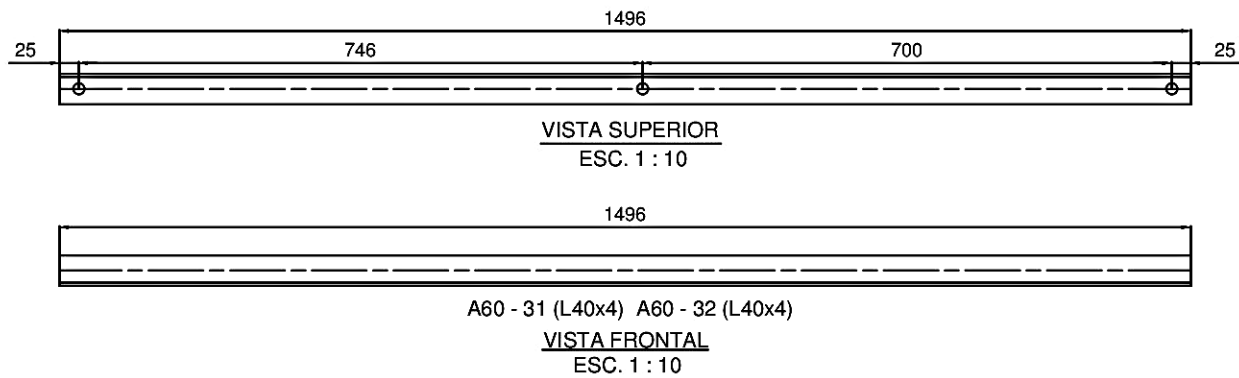
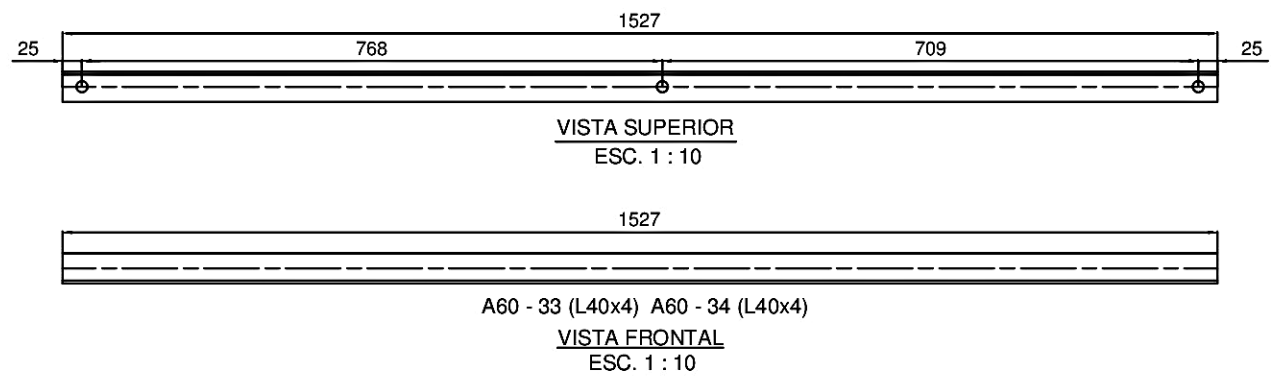
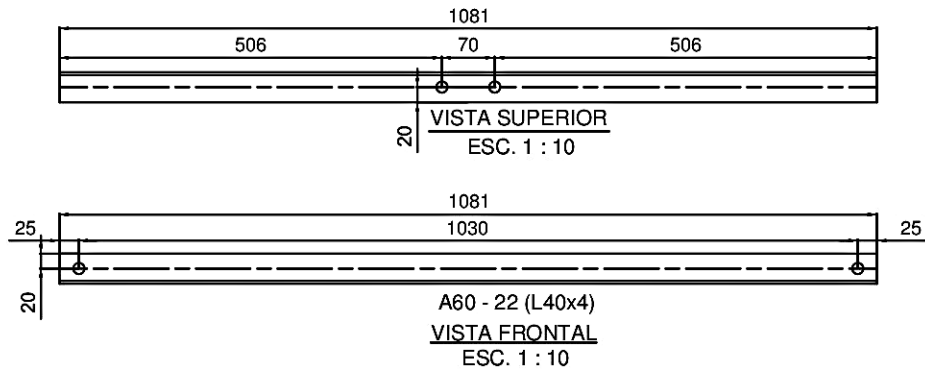
LISTA DE MATERIALES					
MARCA	CANT.	PERFIL	LARGO	PESO TOTAL	NORMA
A60-24	1	L102x6.4	3895	7.45	A572
A60-27	4	L40x4	1295	13.29	A36
A60-28	4	L40x4	1295	13.29	A36
A60-29	3	L102x7.9	2708	105.06	A572
A60-30	1	L102x7.9	2708	32.05	A572



- NOTAS
1. Todas las dimensiones estan en milímetros.
 2. Todas las perforaciones son de 14.7mm de diametro, a menos que se especifique lo contrario
 3. Todos los perfiles estructurales seran galvanizados en caliente conforme a la norma ASTM A-123 y ASTM A-153.

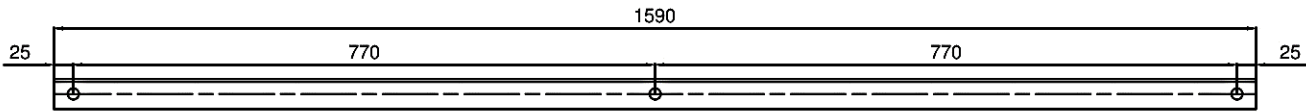
PROYECTO:	TORRES PARA 69 kV TURI LENTAG
DESCRIPCIÓN:	TORRE TIPO A60
PLANO DE:	TALLER
ESCALA:	1: 10
TAMAÑO:	A3
HOJA N°:	4/9

LISTA DE MATERIALES					
MARCA	CANT.	PERFIL	LARGO	PESO TOTAL	NORMA
A60-22	3	L40x4	1081	8.32	A36
A60-31	4	L40x4	1496	15.35	A36
A60-32	4	L40x4	1496	15.35	A36
A60-33	4	L40x4	1527	15.67	A36
A60-34	4	L40x4	1527	15.67	A36
A60-35	4	L40x4	1559	16.00	A36
A60-36	4	L40x4	1559	16.00	A36
A60-39	4	L40x4	1623	16.65	A36
A60-40	4	L40x4	1623	16.65	A36
A60-41	1	L102x12.7	5775	116.31	A572
A60-43	4	L40x4	1656	16.99	A36
A60-44	4	L40x4	1656	16.99	A36

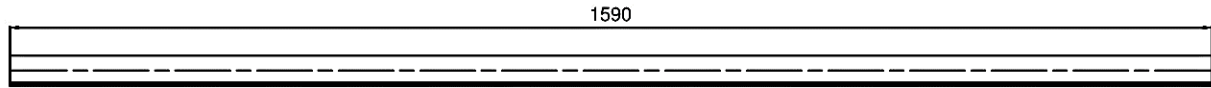


- NOTAS
1. Todas las dimensiones estan en milímetros.
 2. Todas las perforaciones son de 14.7mm de diametro, a menos que se especifique lo contrario
 3. Todos los perfiles estructurales seran galvanizados en caliente conforme a la norma ASTM A-123 y ASTM A-153.

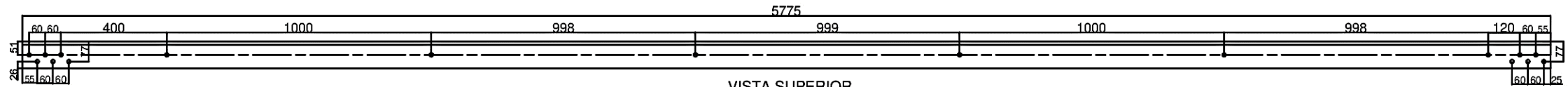
PROYECTO:	TORRES PARA 69 kV TURI LENTAG
DESCRIPCIÓN:	TORRE TIPO A60
PLANO DE:	TALLER
ESCALA:	1: 10
TAMAÑO:	A3
HOJA N°:	5/9



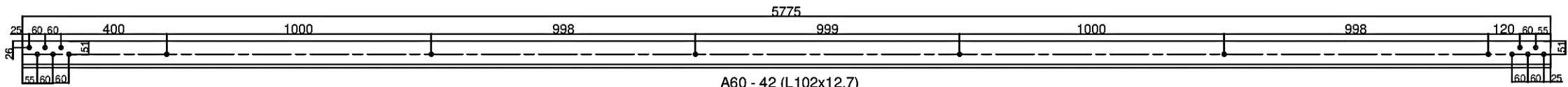
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 10



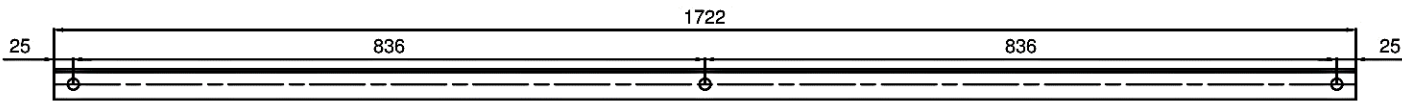
A60 - 37 (L40x4) A60 - 38 (L40x4)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 10



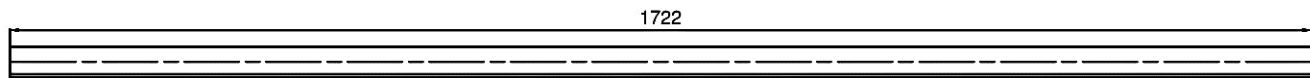
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 20



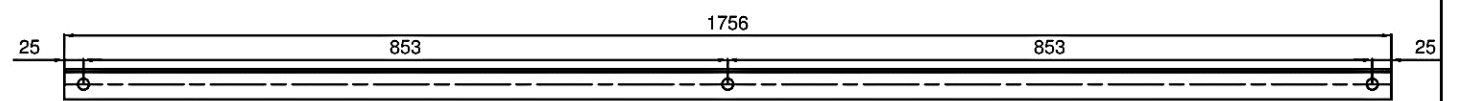
A60 - 42 (L102x12.7)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 20



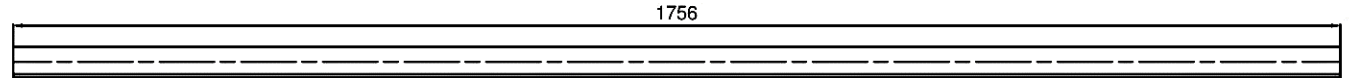
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 10



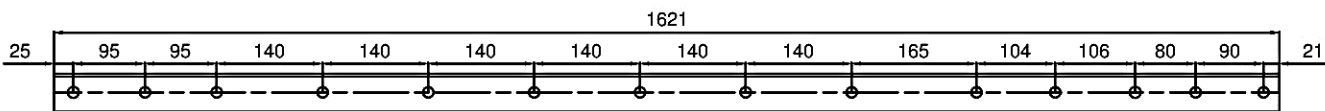
A60 - 47 (L40x4) A60 - 48 (L40x4)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 10



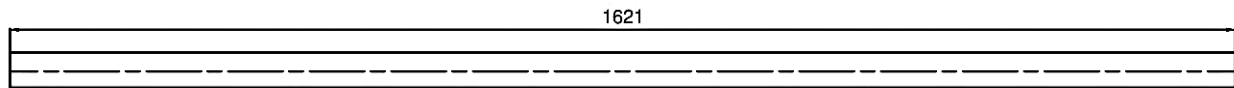
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 10



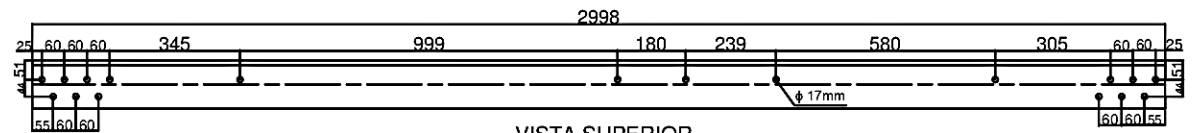
A60 - 49 (L40x4) A60 - 50 (L40x4)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 10



VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 10



A60 - 51 (L50x4)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 10



VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 20



A60 - 52 L(127X12.7)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 20

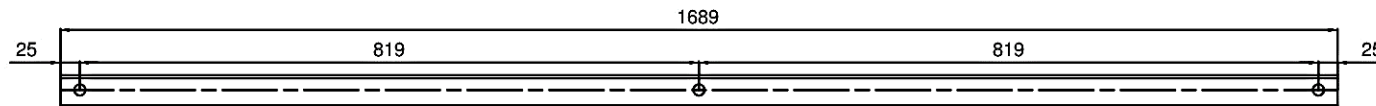
LISTA DE MATERIALES

MARCA	CANT.	PERFIL	LARGO	PESO TOTAL	NORMA
A60-37	4	L40x4	1590	16.31	A36
A60-38	4	L40x4	1590	16.31	A36
A60-42	3	L102x12.7	5775	348.93	A572
A60-47	4	L40x4	1722	17.67	A36
A60-48	4	L40x4	1722	17.67	A36
A60-49	4	L40x4	1756	18.02	A36
A60-50	4	L40x4	1756	18.02	A36
A60-51	4	L50x4	1621	21.03	A36
A60-52	1	L127x12.7	2998	76.60	A572

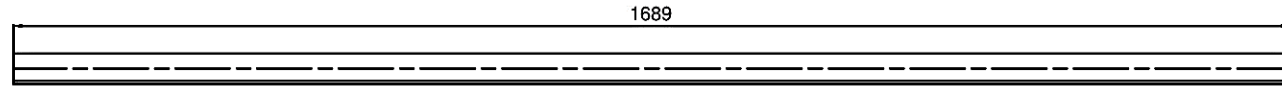
NOTAS

1. Todas las dimensiones estan en milímetros.
2. Todas las perforaciones son de 14.7mm de diametro, a menos que se especifique lo contrario
3. Todos los perfiles estructurales seran galvanizados en caliente conforme a la norma ASTM A-123 y ASTM A-153.

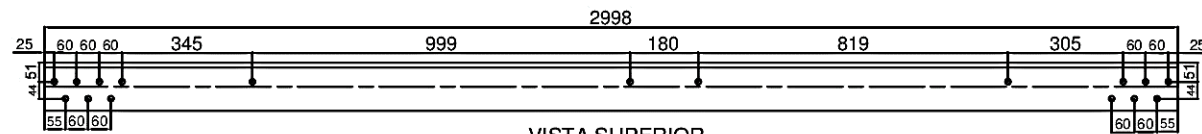
PROYECTO:	TORRES PARA 69 kV TURI LENTAG
DESCRIPCIÓN:	TORRE TIPO A60
PLANO DE:	TALLER
ESCALA:	1: 10
TAMAÑO:	A3
HOJA N°:	6/9



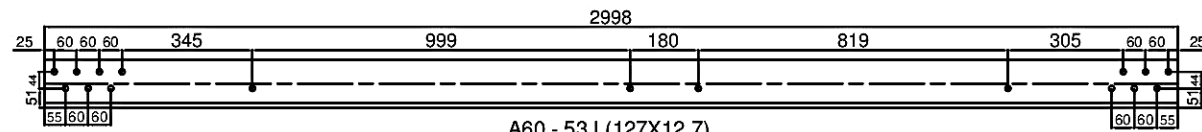
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 10



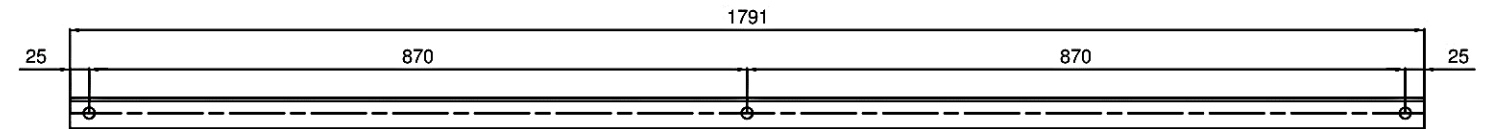
A60 - 45 (L40x4) A60 - 46 (L40x4)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 10



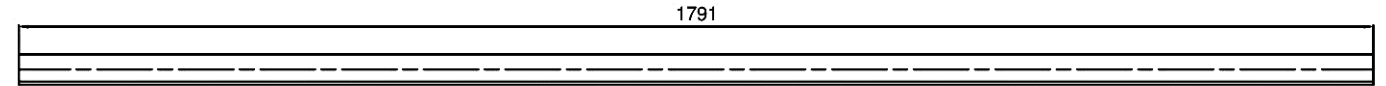
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 20



A60 - 53 L(127X12.7)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 20



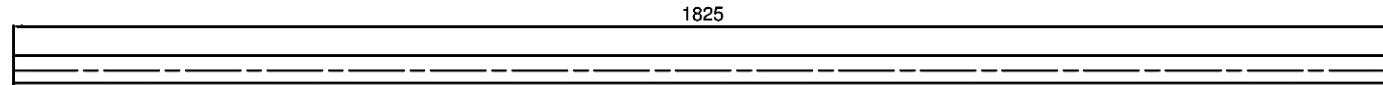
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 10



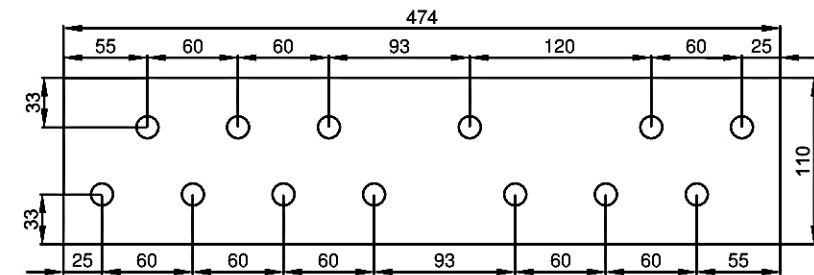
A60 - 54 (L40x4) A60 - 55 (L40x4)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 10



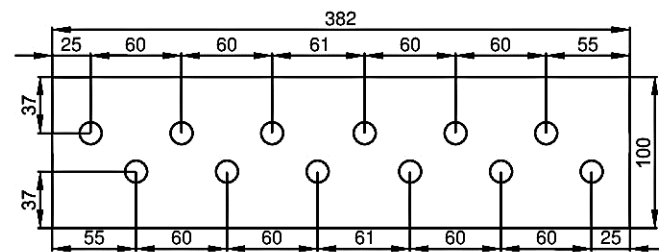
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 10



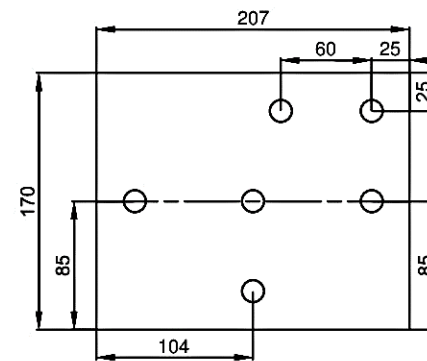
A60 - 56 (L40x4) A60 - 57 (L40x4)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 10



A60 - P13 (12mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5



A60 - P12 (12mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5



A60 - P1 (6mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5

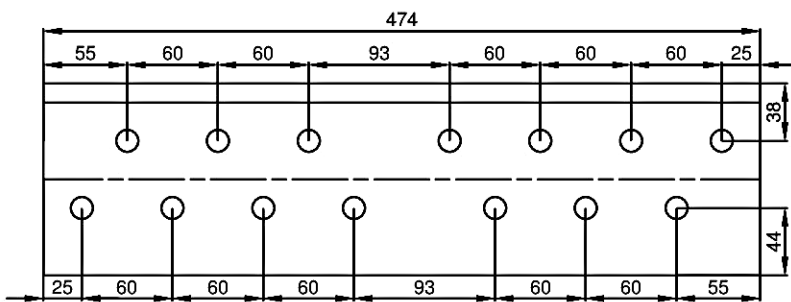
LISTA DE MATERIALES

MARCA	CANT.	PERFIL	LARGO	PESO TOTAL	NORMA
A60-45	4	L40x4	1689	17.33	A36
A60-46	4	L40x4	1689	17.33	A36
A60-53	3	L127x12.7	2998	229.81	A572
A60-54	4	L40x4	1791	18.38	A36
A60-55	4	L40x4	1791	18.38	A36
A60-56	4	L40x4	1825	18.73	A36
A60-57	4	L40x4	1825	18.73	A36
A60-P1	2	PLE 6mm	205	3.48	A36
A60-P12	8	PLE 12mm	382	30.51	A36
A60-P13	8	PLE 12mm	474	41.65	A36

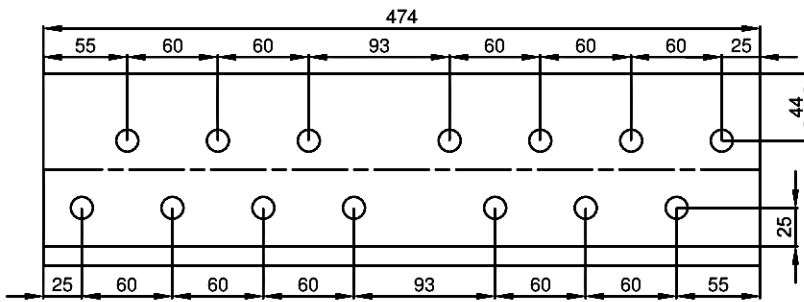
NOTAS

1. Todas las dimensiones estan en milímetros.
2. Todas las perforaciones son de 14.7mm de diametro, a menos que se especifique lo contrario
3. Todos los perfiles estructurales seran galvanizados en caliente conforme a la norma ASTM A-123 y ASTM A-153.

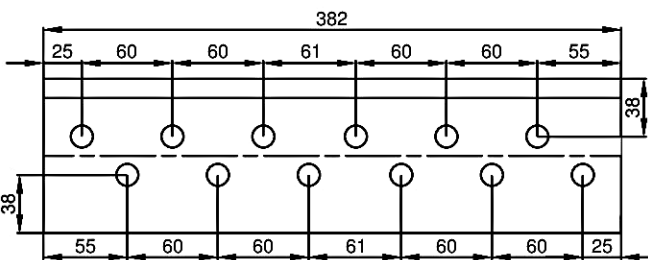
PROYECTO:	TORRES PARA 69 kV TURI LENTAG
DESCRIPCIÓN:	TORRE TIPO A60
PLANO DE:	TALLER
ESCALA:	1: 10
TAMAÑO:	A3
HOJA N°:	7/9



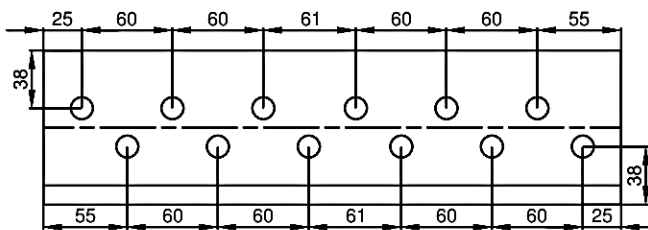
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 5



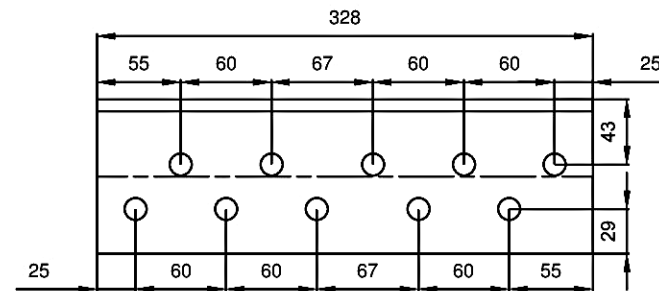
A60 - J3 (L127x12.7)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5



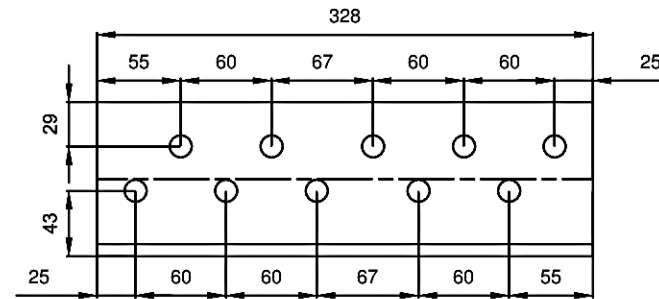
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 5



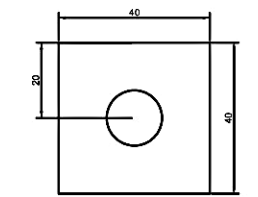
A60 - J2 (L102x12.7)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5



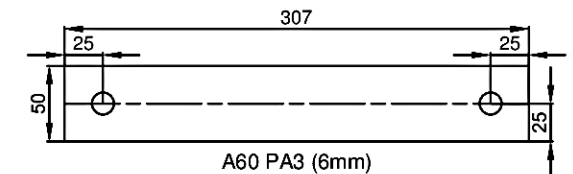
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 5



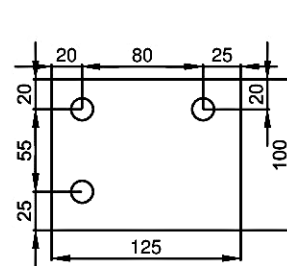
A60 - J1 (L102x7.9)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5



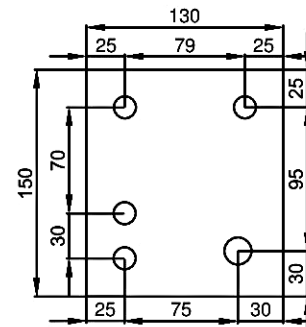
r1 - r2 - r3 (12 - 4 - 8mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 2



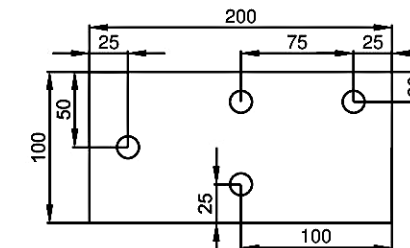
A60 PA3 (6mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5



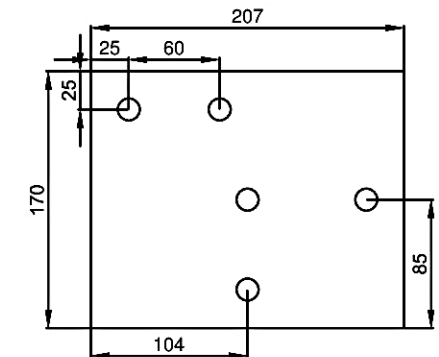
A60 - P2 (6mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5



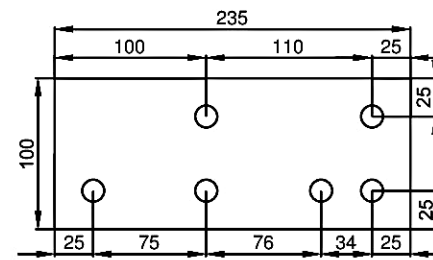
A60 - PA1 (8mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5



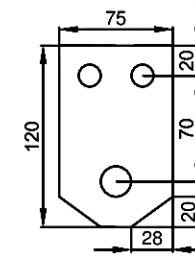
A60 - P3 (6mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5



A60 PA4 (6mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5



A60 - P4 (6mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5



A60 - P5 (6mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5

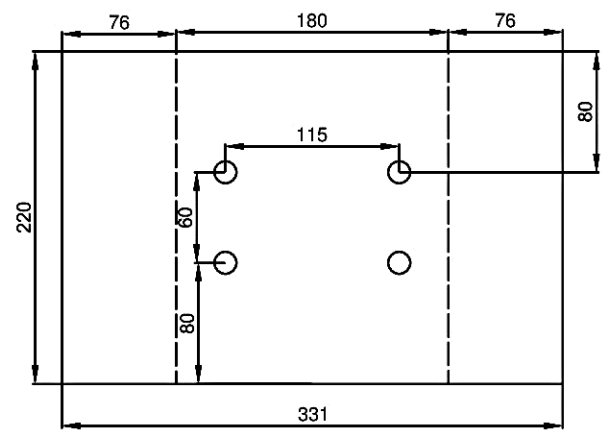
LISTA DE MATERIALES

MARCA	CANT.	PERFIL	LARGO	PESO TOTAL	NORMA
A60-J1	4	L102x7.9	328	16.97	A572
A60-J2	4	L102x12.7	382	30.77	A572
A60-J3	4	L127x12.7	474	48.45	A572
A60-PA1	2	PLE 8mm	150	2.60	A36
A60-PA3	2	PLE 6mm	307	1.53	A36
A60-PA4	2	PLE 6mm	205	3.48	A36
A60-P2	14	PLE 6mm	125	8.74	A36
A60-P3	6	PLE 6mm	200	5.99	A36
A60-P4	4	PLE 6mm	100	4.69	A36
A60-P5	9	PLE 6mm	75	4.04	A36

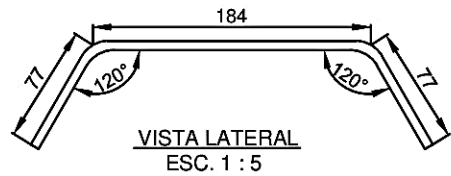
NOTAS

1. Todas las dimensiones estan en milímetros.
2. Todas las perforaciones son de 14.7mm de diametro, a menos que se especifique lo contrario
3. Todos los perfiles estructurales seran galvanizados en caliente conforme a la norma ASTM A-123 y ASTM A-153.

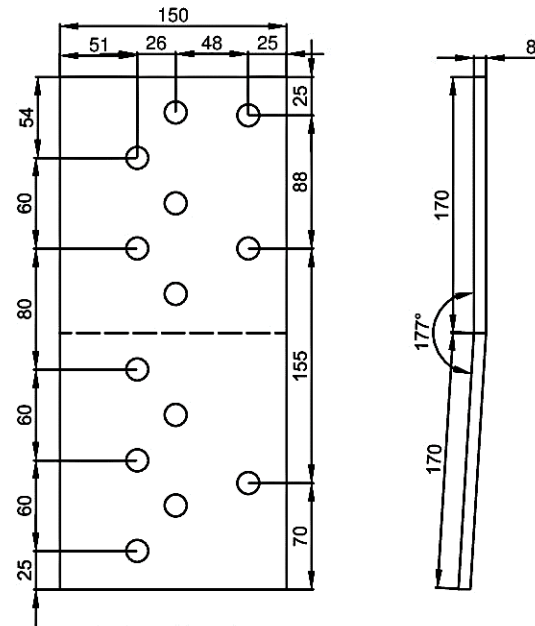
PROYECTO:	TORRES PARA 69 kV TURI LENTAG
DESCRIPCIÓN:	TORRE TIPO A60
PLANO DE:	TALLER
ESCALA:	1: 10
TAMAÑO:	A3
HOJA N°:	8/9



A60 - PA2 (6mm)
VISTA SUPERIOR
ESC. 1 : 5

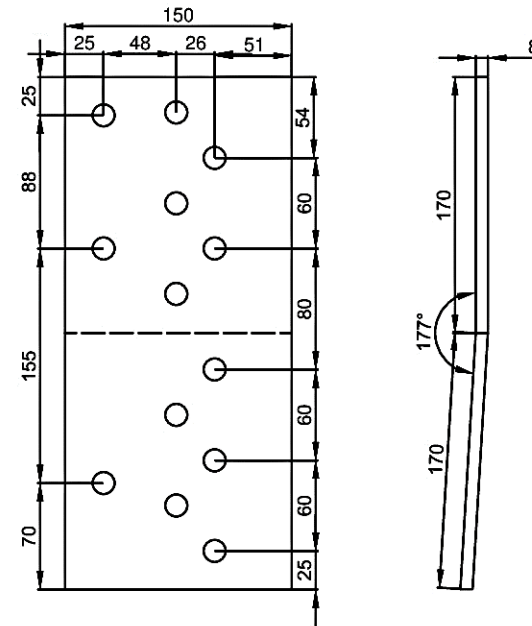


VISTA LATERAL
ESC. 1 : 5



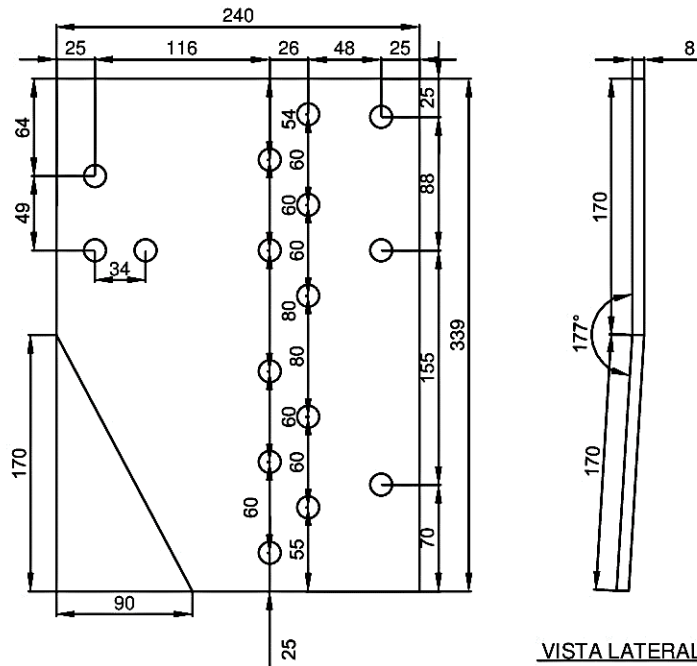
A60 - P7 (8mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5

VISTA LATERAL
ESC. 1 : 5



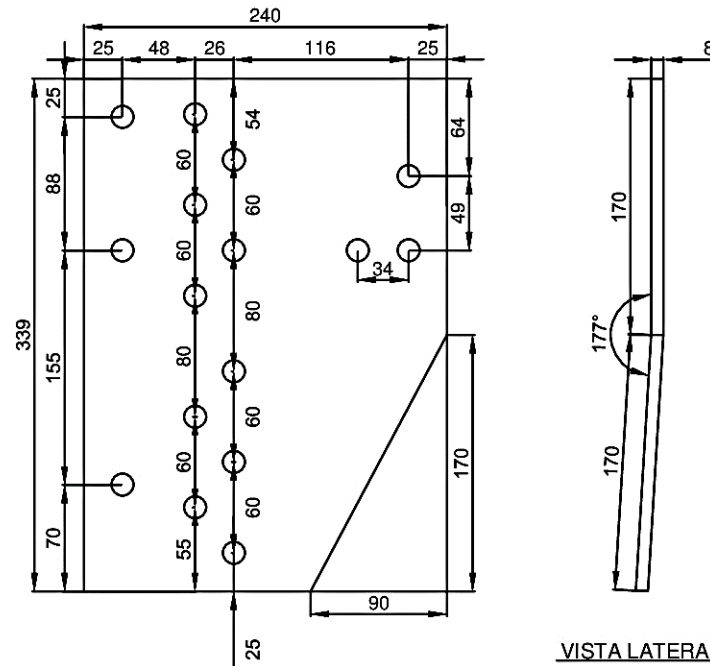
A60 - P6 (8mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5

VISTA LATERAL
ESC. 1 : 5



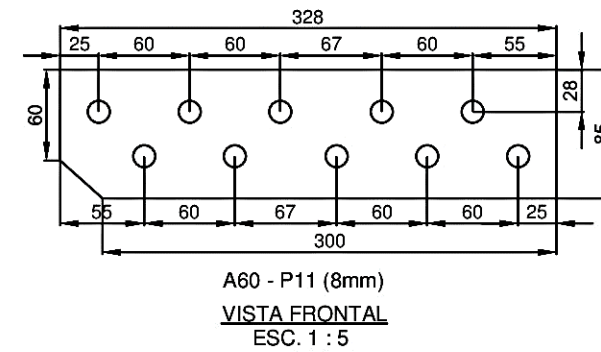
A60 - P8 (8mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5

VISTA LATERAL
ESC. 1 : 5

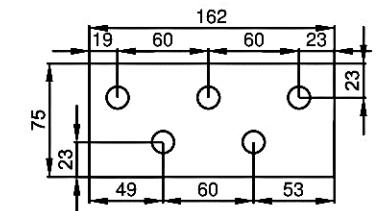


A60 - P9 (8mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5

VISTA LATERAL
ESC. 1 : 5



A60 - P11 (8mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5



A60 - P10 (4mm)
VISTA FRONTAL
ESC. 1 : 5

LISTA DE MATERIALES

CÓDIGO	CANT.	PERFIL	LARGO	PESO TOTAL	NORMA
A60-PA2	1	PLE 6mm	331	3.64	A36
A60-P6	3	PLE 8mm	339	10.15	A36
A60-P7	3	PLE 8mm	339	10.15	A36
A60-P8	1	PLE 8mm	339	5.42	A36
A60-P9	1	PLE 8mm	339	5.42	A36
A60-P10	8	PLE 4mm	162	3.24	A36
A60-P11	8	PLE 8mm	328	14.85	A36

CÓDIGO	CANT.	DESCRIPCIÓN	PERFIL	LARGO	PESO TOTAL	NORMA
e1	37	ESCALANTE	VAR. BRL 12	200	16.54	A36
ae1	50	ANTIESCALANTE	VAR. BRL 15	400	22.73	A36
φ 13x32	75	GALVANIZADO	PERNO 1/2" x 1 1/4"		13.08	A394 T0
φ 13x38	211	GALVANIZADO	PERNO 1/2" x 1 1/2"		39.78	A394 T0
φ 13x44	288	GALVANIZADO	PERNO 1/2" x 1 3/4"		62.41	A394 T0
φ 13x51	88	GALVANIZADO	PERNO 1/2" x 2"		19.07	A394 T0
φ 13x57	88	GALVANIZADO	PERNO 1/2" x 2 1/4"		21.53	A394 T0
φ 13x64	228	GALVANIZADO	PERNO 1/2" x 2 1/2"		55.78	A394 T0
r1	60	ACCESORIOS	Relleno, e = 12mm	40	3.17	A36
r2	12	ACCESORIOS	Relleno, e = 4mm	40	0.26	A36
r3	30	ACCESORIOS	Relleno, e = 8mm	40	1.06	A36

NOTAS

1. Todas las dimensiones estan en milímetros.
2. Todas las perforaciones son de 14.7mm de diametro, a menos que se especifique lo contrario
3. Todos los perfiles estructurales seran galvanizados en caliente conforme a la norma ASTM A-123 y ASTM A-153.
4. Todos los pernos seran colocados con una tuerca, arandela plana y arandela de presión.
5. Todos los pernos, tuercas y arandelas seran galvanizados en caliente conforme a la norma ASTM-123 y ASTM A-153.

PROYECTO:	TORRES PARA 69 kV TURI LENTAG
DESCRIPCIÓN:	TORRE TIPO A60
PLANO DE:	TALLER
ESCALA:	1: 10
TAMAÑO:	A3
HOJA N°:	9/9