

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA ELÉCTRICA,  
ELECTRÓNICA Y SISTEMAS**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA  
ELÉCTRICA**



**DISEÑO SIMULACIÓN DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN  
ELÉCTRICA SUSPENSIÓN AUTOSOPORTADA LIVIANA (ASL)  
DE UNA LÍNEA DE 500 KV**

**TESIS**

**PRESENTADA POR:**

**WILSON PORTO ALIAGA**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO MECÁNICO ELECTRICISTA**

**PUNO – PERÚ**

**2018**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA ELÉCTRICA ELECTRÓNICA Y**

**SISTEMAS**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA ELÉCTRICA**

**DISEÑO SIMULACIÓN DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN  
ELÉCTRICA SUSPENSIÓN AUTOSOPORTADA LIVIANA (ASL) DE  
UNA LÍNEA DE 500 KV**

PRESENTADA POR:

**WILSON PORTO ALIAGA**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

**INGENIERO MECÁNICO ELECTRICISTA**

FECHA DE SUSTENTACIÓN 21-12-2018

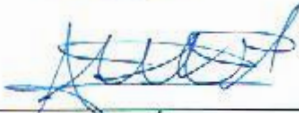


APROBADA POR EL JURADO REVISOR:

PRESIDENTE:

  
Dr. NORMAN JESÚS BELTRAN CASTAÑÓN


PRIMER MIEMBRO:

  
M.Sc. MARCOS JOSÉ VILLANUEVA CORNEJO

SEGUNDO MIEMBRO:

  
M.Sc. JOSÉ ANTONIO VARGAS MARÓN

DIRECTOR / ASESOR:

  
M.Sc. JOSÉ MANUEL RAMOS CUTIPA

ÁREA : MECÁNICA  
TEMA : ESTRUCTURA

## DEDICATORIA

*La presente tesis la dedico a:*

*Mis padres, Modesto y Isabel, por hacerme dado la oportunidad de estudiar una carrera Universitaria.*

*A mis hermanos y familiares por su apoyo y comprensión en los años de estudio.*

*A mi esposa Esther por estar presente acompañándome para la realización de la presente tesis.*

*A mi Director de Tesis M.Sc. Ing. Jose Manuel Ramos Cutipa, por su incondicional orientación en la culminación de mi tesis.*

## AGRADECIMIENTO

*A todos mis docentes, administrativos y compañeros, por acompañarme durante todo este arduo camino y compartir conmigo alegrías y fracasos.*

*A mi primo Dieter Canchari, por su apoyo incondicional y buenos consejos por el buen desenvolvimiento profesional.*

*A mis amigos, que junto a sus ideas hemos pasado momentos académicos inolvidables.*

## INDICE

DEDICATORIA	
AGRADECIMINETO	
INDICE GENERAL	
INDICE DE FIGURAS	
INDICE DE TABLAS	
RESUMEN .....	16
PALABRA CLAVE: .....	17
ABSTRACT.....	18
KEY WORDS:.....	19
CAPITULO I .....	20
1.1 INTRODUCCIÓN .....	20
1.1.1 OBJETIVOS GENERAL .....	21
1.1.2. OBJETIVO ESPECIFICO.....	21
1.1.3. JUSTIFICACIÓN.....	22
CAPITULO II.....	23
2.1 MARCO REFERENCIAL.....	23
2.1.1. MARCO TEORICO.....	24
2.1.2. ESTRUCTUCTURAS ESPECIALES ARTICULADAS.....	24
2.1.3. ESTRUCTURAS METALICAS EN LA TRANSMISION ELECTRICA.....	25
2.3.1.1. Ventajas y desventajas de las torres de acero.....	26
2.3.1.2. Miembros de acero.....	27
2.1.4. TIPOS DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA EN ACERO.....	28
2.1.4.1. Según el uso dentro de la línea.....	28
2.1.4.2. Según el número de circuitos.....	31
2.1.4.3. Según la disposición de los circuitos .....	32
2.14.4. Según su geometría.....	32
2.1.5. CONDUCTORES EN LINEAS DE TRANSMISON .....	33
2.1.6. AISLADORES Y HERRAJES.....	33
2.1.7. PARTES DE UNA TORRE .....	34
2.1.7.1. Cúpula de la torre.....	35
2.1.7.2. <i>Crucetas de la torre</i> .....	35
2.1.7.3. Cabeza de la torre.....	35
2.1.7.4. Cuerpo piramidal.....	35

2.1.7.5. Patas de la torre.....	36
2.1.7.6. Extensiones de pata.....	36
2.1.7.7. Ángulo de anclaje. o STUB.....	36
CAPÍTULO III.....	37
3.1. ANÁLISIS DE LA TORRE (ASL) .....	37
3.1.1. DETERMINACIÓN BÁSICA DE LA GEOMETRÍA. ....	37
3.1.1.1. Dimensionamiento dieléctrico. ....	38
3.1.1.2. Distancias mínimas recomendadas .....	38
3.1.1.3. Corrección por condiciones climáticas. ....	40
3.1.1.4. Corrección por contaminación atmosférica .....	41
3.1.1.5. Requisitos adicionales de aislamiento en la estructura de soporte. ....	42
3.1.2. HIPOTESIS DE CARGA .....	44
3.1.2.1. Aplicación de cargas.....	44
3.1.2.2. Cargas aplicadas .....	44
3.1.3. EVALUACIÓN DE CARGAS INTERNAS .....	46
3.1.3.1. Verificación de miembros en compresión .....	46
3.1.3.2. Verificación de miembros en tracción .....	48
3.1.3.3. Evaluación de miembros al corte.....	49
3.1.3.4. Uniones atornilladas .....	49
3.1.3.5. Deformación .....	50
3.1.4. VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS .....	51
3.1.4.1. CONSIDERACIÓN DE TIPOS DE PERFILES EN ANÁLISIS. ....	51
3.1.4.1.1. Consideraciones de perfiles simples y armados.....	51
3.1.4.1.2. Perfiles estructurales simples.....	52
3.1.4.1.3. Miembros armados. ....	52
3.1.5. PARÁMETROS DE PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.....	53
3.1.5.1. Pernos de alta resistencia. ....	54
3.1.5.2. Ventajas de los pernos de alta resistencia.....	54
3.1.5.3. Tipos de pernos de alta resistencia. ....	55
3.1.5.4. Tuercas para pernos de alta resistencia.....	56
3.1.5.5. Arandelas para pernos de alta resistencia. ....	56
3.1.5.6. Dimensiones de pernos y tuercas de alta resistencia. ....	57
3.1.5.7. Longitudes de pernos .....	58
3.1.5.8. Perforaciones para alojar pernos de alta resistencia. ....	58

3.1.7. PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE JUNTAS APERNADAS. ....	59
3.1.7.1. Espaciamiento mínimo. ....	60
3.1.7.2. Distancia mínima al borde. ....	60
3.1.7.3. Distancia máxima a los bordes y espaciamento. ....	62
3.1.9. LOS MIEMBROS Y ELEMENTOS CONECTADOS. ....	62
3.1.9.1. Resistencia de placas en tracción. ....	62
3.1.9.2. Resistencia de placas en corte. ....	62
3.1.9.3. Resistencia de aplastamiento de agujeros en placas. ....	63
3.1.9.4. Requisitos para las placas de conexión. ....	63
3.1.10. REQUERIMIENTOS DE LA TORRE ASL. ....	64
3.1.10.1. Descripción general del requerimiento. ....	64
3.1.10.2. Condiciones generales. ....	64
3.1.10.3. Requerimientos específicos de diseño estructural. ....	64
3.1.10.4. Requerimiento de materiales, diseño, detalle y fabricación. ....	65
3.1.10.5. Límites de longitud de los miembros. ....	65
3.1.10.6. Requerimientos límites para los miembros y pernos. ....	65
3.1.10.7. Requerimiento General de las conexiones. ....	66
3.1.11. ANÁLISIS DE CUERPO LIBRE Y ESTABILIDAD DE LA TORRE ASL. ...	67
3.1.11.1 Distancias mínimas en torres tipo ASL. ....	71
3.1.11.2 Corrección por condiciones climáticas. ....	74
3.1.11.3. distancia del conductor al terreno. ....	75
3.1.11.4 Geometría de la torre ASL. ....	76
CAPÍTULO IV .....	77
4.1. PARÁMETROS DE SIMULACIÓN CON SOFTWARE. ....	77
4.1.1. Métodos de análisis. ....	77
4.1.2. Método de geometría fija. ....	77
4.1.3. Antecedentes de SAP 2000. ....	77
4.1.4. Aplicación de simulación en SAP 2000. ....	78
4.1.5. Estado de pre simulación. ....	78
4.1.6. Selección de combinaciones de caga de diseño. ....	86
4.1.7. Determinación del modelo de simulación. ....	86
4.1.8. Detalles de corrida del programa. ....	90
4.1.9. Estado de post simulación. ....	90
4.2. ANTECEDENTES DE TEKLA STRUCTURES. ....	95

4.2.1. Aplicación de modelación en TEKLA Structures.....	96
4.2.2. Generación del entorno.....	96
4.2.3. Generación de vistas de trabajo.....	96
4.2.4. Importación del modelo de trabajo.....	97
4.2.5. Principios de sistemas de sujeción y perfiles.....	98
4.2.6. Aplicación de diversos tipos de macros.....	99
4.2.7. Metodología de aplicación de macros.....	99
4.2.8. Principios de juntas apernadas mediante macros.....	101
4.2.9. Principio de aplicación de placas de conexión.....	102
4.2.10. Principio de unión de perfiles consecutivos.....	104
4.2.11. Generación de planos.....	106
CAPITULO V.....	110
Conclusiones.....	110
Recomendaciones.....	111
BIBLIOGRAFÍA.....	112
ANEXOS.....	113
ANEXO DE CARGAS.....	114
ANEXO PLANO AUTOCAD.....	132
ANEXO CALCULO SAP 2000 V15.....	133
ANEXO PLANOS TEKLA STRUTURE.....	136



## ÍNDICE DE FIGURAS

FIG. 2. 1 Clasificación de las torres según su posición en la línea.....	29
FIG. 2. 2 Torres de suspensión. ....	30
FIG. 2. 3 Torres de anclaje angular .....	30
FIG. 2. 4 Según el número de circuitos .....	31
FIG. 2. 5 Según su geometría .....	32
FIG. 2. 6 Partes de la torre .....	34
FIG. 3. 1 Distancia mínima recomendadas .....	38
FIG. 3. 2 Desplazamiento en la cadena de aisladores.....	43
FIG. 3. 3 Fuerza debido a cambios de dirección .....	43
FIG. 3. 4 Tipos de miembros a tensión.....	53
FIG. 3. 5 Pernos de alta resistencia.....	55
FIG. 3. 6 Tipos de pernos de alta resistencia .....	56
FIG. 3. 7 Tuercas para pernos de alta resistencia .....	56
FIG. 3. 8 Arandelas para pernos de alta resistencia.....	57
<i>FIG. 3. 9 Dimensiones de pernos de alta resistencia .....</i>	<i>57</i>
FIG. 3. 10 Longitud para los pernos de alta resistencia.....	58
FIG. 3. 11 Sobre dimensiones para los pernos de alta resistencia .....	59
FIG. 3. 12 Diagrama de cuerpo libre .....	67
FIG. 3. 13 Puntos de estabilidad ASL .....	69
FIG. 3. 14 Centro de estabilidad ASL .....	70
FIG. 3. 15 Base de la torre .....	71
FIG. 3. 16 Distancias recomendadas de torre tipo ASL .....	72
FIG. 3. 17 Silueta de torre ASL.....	76
FIG. 4. 1 Modelos de SAP 2000.....	78
FIG. 4. 2 Definir material por SAP 2000.....	79
FIG. 4. 3 Propiedades del A572 GR 50 por SAP200 .....	79
FIG. 4. 4 Importación de perfiles angulares por SAP 2000.....	80
FIG. 4. 5 Importación de perfiles angulares por SAP 2000.....	81
FIG. 4. 6 Patrones de carga según SAP 2000 .....	82
FIG. 4. 7 Definición de casos de carga según SAP 2000 .....	83
FIG. 4. 8 Definición de combinaciones según SAP 2000 V14.....	83
FIG. 4. 9 Definición de parámetros de junta según SAP 2000.....	84

FIG. 4. 10 Definición de parámetros de diseño .....	85
FIG. 4. 11 Selección de combos de diseño según SAP 2000 .....	86
FIG. 4. 12 Determinación de modelo por AUTOCAD 2010.....	87
FIG. 4. 13 Importación de modelo según SAP 2000 .....	87
FIG. 4. 14 Asignación de perfil en el modelo de simulación .....	88
FIG. 4. 15 Asignación restricciones y liberación de momentos .....	89
FIG. 4. 16 Asignación cargas externas en los nodos .....	89
FIG. 4. 17 Aplicación de cargas según SAP 2000.....	89
FIG. 4. 18 Visualización de radios de trabajo según SAP 2000.....	90
FIG. 4. 19 Información AISC SAP 2000.....	91
FIG. 4. 20 Comportamiento del elemento según SAP 2000.....	91
FIG. 4. 21 Visualización de fallas según SAP 20000.....	92
FIG. 4. 22 Visualización de deformación .....	92
FIG. 4. 23 Visualización axiales y cortantes .....	93
FIG. 4. 24 Visualización reacciones en la base .....	94
FIG. 4. 25 Visualización fuerzas axiales .....	94
FIG. 4. 26 Visualización análisis de resultados .....	95
FIG. 4. 27 Generación modelo en TEKLA.....	96
FIG. 4. 28 Generación de vistas de trabajo según TEKLA STRUCTURES.....	97
FIG. 4. 29 Importación del mallado a TEKLA STRUCTURES .....	97
FIG. 4. 30 Designación de perfil según TEKLA STRUCTURES.....	98
FIG. 4. 31 Base de datos de macros según TEKLA STRUCTURES.....	99
FIG. 4. 32 Macro para cálculo de diagonales y montantes.....	100
FIG. 4. 33 Parámetros de despunte de ángulos según TEKLA STRUCTURES.....	100
FIG. 4. 34 Parámetros de unión de ángulos según TEKLA STRUCTURES.....	101
FIG. 4. 35 Distancias de perfiles a la placa según TEKLA STRUCTURES. ....	102
FIG. 4. 36 Despuntes de perfil .....	103
FIG. 4. 37 Parámetros de pernos para placas según TEKLA STRUCTURES.....	103
FIG. 4. 38 Unión de perfiles consecutivos según TEKLA STRUCTURES.....	104
FIG. 4. 39 Aplicación de partes según TEKLA STRUCTURES .....	105
FIG. 4. 40 Aplicación de partes según TEKLA STRUCTURES. ....	105
FIG. 4. 41 Torre ASL modelada según TEKLA STRUCTURES.....	106
FIG. 4. 42 Alerta leve de conexión según TEKLA STRUCTURES.....	107
FIG. 4. 43 Configuración de numeración según TEKLA STRUCTURES .....	108

FIG. 4. 44 Generación de plano de montaje según TEKLA STRUCTURES. .... 108

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3. 1 Contaminación de aisladores .....	41
Tabla 3. 2 Factores de reducción para las distancias de aislamiento .....	42
Tabla 3. 3 Dimensiones estándares de pernos y tuercas .....	57
Tabla 3. 4 Dimensiones de agujero según AISC-360-05.....	59
Tabla 3. 5 Distancias mínima al borde según AISC 360-05.....	61
Tabla 3. 6 Incremento mínimo al borde según AISC 360-05.....	61
Tabla 3. 7 Factor de corrección por humedad .....	75
Tabla 3. 8 Niveles de aislamiento normalizados .....	75

## LISTA DE SIMBOLOS

- Fy: Esfuerzo de fluencia del acero.
- Fu Tensión última mínima especificada del tipo de acero utilizado.
- K Factor de longitud efectiva.
- L Longitud no arriostrada lateralmente del miembro.
- r Radio de giro.
- Cc Esbeltez crítica de Euler
- E Modulo de Elasticidad del acero
- w Ancho del ala
- t Ancho del alma
- A<sub>g</sub> Área bruta de la sección en análisis.
- A<sub>g</sub> Área neta de la sección en análisis
- P Tracción admisible en la conexión.
- A<sub>v</sub> Área neta resistente al corte en la dirección de la fuerza.
- A<sub>t</sub> Área neta resistente a la tracción en la dirección perpendicular a la fuerza
- d Diámetro nominal de perno.
- N Número de roscas.
- A<sub>b</sub> Área del cuerpo no roscado del perno.
- A<sub>s</sub> Área del stub mínima
- T Tensión o compresión actuante,
- V Cortante resultante.
- V<sub>x</sub> Cortante transversal,
- v<sub>y</sub> Cortante longitudinal.
- P<sub>v</sub> Carga de viento.
- K<sub>v</sub> Constante de presión del, CNE

$V_d$  Velocidad del viento,

$St$  Factor de forma del C.N.E.

$A$  Área proyectada.

$q_z$  Presión dinámica de viento

$K_z$  Coeficiente de presión dinámica,

$k_{zd}$  Factor topográfico.<sup>1</sup>

$k_d$  Factor de probabilidad de la dirección del viento.

## LISTA DE SIGLAS

ASCE	:	American Society Civil Engineers
OSHA	:	Occupational Safety And Health Administration
ASTM	:	American Society For Testing And Matrials
ANSI	:	American National Standards Institute
CNE	:	Código Nacional De Electricidad

## RESUMEN

Con el incremento del desarrollo de la industria, y las grandes compañías mineras, y la calidad de vida del poblador Peruano y su alto consumo de Energía Eléctrica a partir de la segunda mitad de la última década, se ha venido impulsando un gran número de proyectos de líneas de transmisión eléctricas, aumentado cada vez más los niveles de tensión hasta 500 kV, paralelo a ello también se incrementan las estructuras de transmisión o también conocidas como torres de transmisión eléctrica que son componentes vitales para el apoyo de los conductores, y con ello transportar la energía eléctrica y los elementos electromecánicos que lo componen, para le proporcionara confiabilidad y seguridad que debe minimizar el riesgo de corte en el suministro de energía que a su vez puede degenerar en falla en pórtico o torres de alta tensión. La poca información que se tiene acerca de diseños de estructuras en líneas de transmisión, En el informe se indica de manera general referencias, conceptos y consideraciones principales para que el lector se familiarice de manera sencilla con los temas a desarrollar; debido a la falta de código y normas peruanas que traten específicamente el diseño estructural de las torres de transmisión, se utiliza la normativa ASCE 10-97, la cual desarrolla los requisitos necesarios para la selección de las propiedades estructurales y el dimensionamiento de los perfiles Metálicos de la torre de transmisión. el objetivo de esta investigación es enriquecer nuestros conocimientos acerca de aspectos teóricos y técnicos que se tiene que cumplir en los análisis de los diseños estructurales, fabricación y montaje. Se debe indicar que la elaboración de estructuras es compleja que requieren capacitaciones ya que en el diseño de torres o armaduras de soporte son productos de análisis, conocimiento, comprensión, invención y producción. y plantear una metodología para el diseño estructural de torres de transmisión eléctrica utilizando la normativa ASCE 10 – 97. La aplicación de la metodología propuesta se realiza en la línea de transmisión



500 kV Chilca – Marcona – Ocoña - Montalvo específicamente la costa Sur de del Perú debido a que actualmente existen proyectos para implementar una línea de transmisión de 500 kV, se optó por tomar como referente la torre de SUSPENSION AUTOSOPORTADA LIVIANA (ASL) por ser la más representativa, y tiene como resultado que los tipos de arrojamiento planteados, corresponden de una manera equilibrada al sistema estructural en cuanto al diseño se encontró que es factible por contractibilidad, gracias a la elaboración de planos por el programa TEKLA STRUCTURE

### **PALABRA CLAVE:**

Un diseño resistencia seguro, estable y buen dibujo de planos para la ingeniería de detalle.

## ABSTRACT

With the increase in the development of the industry, and the large mining companies, and the quality of life of the Peruvian population and its high consumption of Electric Power since the second half of the last decade, a large number of projects have been promoted of electric transmission lines, increasingly increasing the voltage levels up to 500 kV, parallel to this also increase the transmission structures or also known as electrical transmission towers that are vital components for the support of the conductors, and with it transport electrical energy and the electromechanical elements that compose it, to provide reliability and safety that must minimize the risk of power supply cutoff that in turn can degenerate into gantry failure or high voltage towers. The little information that is had about designs of structures in transmission lines. In the report general references, concepts and main considerations are indicated so that the reader is easily acquainted with the topics to be developed; due to the lack of Peruvian code and norms that specifically address the structural design of the transmission towers, the ASCE 10-97 standard is used, which develops the necessary requirements for the selection of structural properties and the sizing of the metallic profiles of the transmission tower. The objective of this research is to enrich our knowledge about theoretical and technical aspects that must be met in the analysis of structural designs, fabrication and assembly. It should be noted that the elaboration of structures is complex, requiring training since in the design of support towers or reinforcement are products of analysis, knowledge, compression, invention and production. and propose a methodology for the structural design of electrical transmission towers using the ASCE 10-97 standard. The application of the proposed methodology is carried out in the 500 kV Chilca - Marcona - Ocoña - Montalvo transmission line, specifically the southern coast of Peru. Due to the fact that there are currently projects to implement a 500 kV transmission line, it was decided to

use the LIGHT SUSPENSION SUSPENSION (ASL) tower as the most representative, and as a result, the types of bracing proposed correspond to A balanced way to the structural system in terms of design was found to be feasible for constructibility, thanks to the preparation of plans by the TEKLA STRUCTURE program.

### **KEY WORDS:**

A safe, stable resistance design and good drawing of drawings for detail engineering

## CAPITULO I

### 1.1 INTRODUCCIÓN

Las líneas de transmisión eléctrica juegan un rol muy importante en la operación confiable del sistema eléctrico, a partir de la segunda mitad de la última década, se ha venido impulsando un gran número de proyectos de líneas de transmisión y sub estaciones eléctricas, y el exponencial aumento de los consumos en los sistemas de potencia de la industrias del país han aumentado cada vez más los niveles de tensión de sus líneas de transmisión hasta 500 kV, paralelo a ello incrementa las estructuras de transmisión o también conocidas como torres de trasmisión eléctrica que son componentes vitales cuya confiabilidad y seguridad debe minimizar el riesgo de corte en el suministro de energía que a su vez puede degenerar en falla de la estructura, pórtico o torres de alta tensión.

Con la necesidad de aumentar nuestro sistema interconectado nacional demandara de estructuras de transmisión confiable y a su vez económicas en términos de transporte, montaje y mantenimiento, lo cual es directamente proporcional al peso de la estructura, la forma de lograrlo es mediante un adecuado proceso de diseño que se orienta a la reducción en peso de dichas estructuras.

**CAPITULO I**, Objetivos Generales, Establecer los conceptos fundamentales y criterios técnico económicos para la planificación y diseño de una de las estructuras de la línea de transmisión, Objetivos Específicos, Por otra parte, los diseñadores de líneas de transmisión buscan minimizar los costos de inversión en base a un buen criterio de selección de estructuras y Justificaciones de la poca información que se ha podido encontrar.

**CAPITULO II**, se indica los tipos de estructuras por nivel de tensión y clases que se puede encontrar en línea de transmisión eléctrica las partes de una estructura elementos que los componen estructuralmente.

**CAPITULO III**, se calcula los parámetros de diseño que se va a optar conceptos y consideraciones principales para que el lector se familiarice de manera sencilla con los temas a desarrollar; debido a la falta de código y normas peruanas que traten específicamente el diseño estructural de las torres de transmisión, se utiliza la normativa ASCE 10-97.

**CAPITULO IV**, en esta unidad se utilizó softwares como AUTOCAD, SAP2000, TEKLA STRUCTURES para la simulación la cual desarrolla los requisitos necesarios para la selección de las propiedades estructurales y el dimensionamiento de los perfiles Metálicos de la torre de transmisión.

### **1.1.1 OBJETIVOS GENERAL**

Establecer los conceptos fundamentales y criterios técnico económicos para la planificación y diseño de una de las estructuras de la línea de transmisión.

Detallar los aspectos de diseño de una estructura de una línea de transmisión de 500 kV entre las subestaciones Chilca, Marcona, Ocoña y Montalvo, para un buen diseño de planos en el software TEKLA STRUCTURE.

- 

### **1.1.2. OBJETIVO ESPECIFICO.**

- Diseñar la estructura de transmisión eléctrica, llamase torres de alta tensión
- Dimensionar la estructura y hallar los parámetros para dibujar la estructura en software
- realizar los cálculos de esfuerzos de tracción y compresión y de estabilidad de la estructura,
- realizar la ingeniería de detalle de dicha estructura en los softwares de diseño.

### 1.1.3. JUSTIFICACIÓN.

La demanda de la energía eléctrica en los sectores: industrial y minero, además del crecimiento sostenido del país hace que se construyan nuevas líneas de transmisión por ende emigrar el nivel de tensión a 500 kV, pero esto trae como consecuencia la aparición de estructuras también llamados torres de transmisión eléctrica, por tanto, es importante realizar una buena selección óptima de estructura de acuerdo a la topología del terreno que presenta nuestro país.

Por otra parte, los diseñadores de líneas de transmisión buscan minimizar los costos de inversión en base a un buen criterio de selección de estructuras.

Esta tesis presenta una visión a largo plazo de los proyectos futuros que fortalecerán el sistema de transmisión a 500 kV del SEIN. En ella se planteará la selección óptima de las estructuras que brindará confiabilidad al SEIN. Asimismo, ofrecerá una plataforma sólida de diseño para proyectos futuros de interconexiones internacionales plenas a 500 kV hacia el eje Ecuador Colombia, al Brasil, y hacia Chile y Bolivia de acuerdo al plan de transmisión 2013 -2022 del COES, las estructuras requieren de optimización en peso ya que el ahorro en material conlleva al ahorro en transporte montaje y mantenimiento, los cuales son directamente proporcionales a la masa estructural. En el presente trabajo se realiza se utiliza las herramientas de software AUTOCAD y SAP200 para el análisis de la estructura para identificar los elementos con menor carga y buscamos combinaciones de ángulos que soporten las cargas de trabajo logrando de esta forma un diseño con el peso optimo y confiable, además con ayuda del software TEKLA STRUCTURE para la ingeniería de detalle.

## CAPITULO II.

### 2.1 MARCO REFERENCIAL.

La energía eléctrica está relacionada con la calidad de vida de la población y es fundamental en el desarrollo de la industria y el comercio del Perú, es el catalizador que acelera el crecimiento económico de la sociedad moderna; la crisis energética actual a forzado la creación de nuevos proyectos de generación eléctrica, como por ejemplo la construcción actual de la central hidroeléctrica San Gabán III ubicada en nuestro Departamento de Puno en la Provincia de Carabaya, Distrito de San Gabán con una inversión de US\$ 438 millones con el banco de desarrollo de china (china development bank). Esta central aportara al sistema eléctrico 205 MW de potencia, generando energía limpia.

Luego de entrar en servicio la línea de transmisión en 220 kV Mantaro-Socabaya en setiembre del año 2006 que sirvió para la Interconexión del Sistema Eléctricos interconectado Centro-Norte y Sur (SINC y SIS) luego nace el Sistema Interconectado Nación (SEIN) tiempo después la Zona Sur del País a consecuencia el Ministerio de Energía y Minas (MEM) considero priorizar la puesta en marcha del Proyecto Reforzamiento de la Interconexión Eléctrica del Centro – Sur que se incluye por primera vez el Plan de Referencial de Electricidad 2006 pero en 220 kV posteriormente se publica la ley para asegurar el desarrollo eficiente de la generación eléctrica se elabora el plan transitorio de transmisión 2007-2008 que fue modificad en marzo 2007 mediante la Resolución 143-2007-MMEM/DM para incluir el reforzamiento de la interconexión Centro - Sur más tarde se encarga la licitación de este Proyecto a la Agencia de Promoción de la Inversión Privada (Proinversión) que en su primer momento licito el proyecto como una línea entre las sub estaciones e Mantaro – Cotaruse – Socabaya (septiembre 2007) es decir una segunda línea paralela a la ya existente, sin embargo dejo los detalles de la

configuración de la línea al Ministerio Energía y Minas (MEM) es así que en el informe N° 066 – 2007 – MEM - DGE se estableció que la línea a construir sería en 500 kV en las subestaciones Mantaro y Montalvo con una subestación intermedia en Caraveli, en este estudio se recomendó que la línea operara inicialmente en 220 kV posteriormente los equipos en 500 kV de la subestación al momento en que sea necesario, sin embargo luego de la publicación por parte de Proinversión de la configuración y características del proyecto, acerca de nuevos Proyectos Mineros en la Zona Sur del País fueron tomados en cuenta , así que en el informe N° 014 – 2008 – MEM - DGE establece definitivamente que la línea operaría en 500 kV y en esta configuración la que finalmente es licitada.

Las estructuras en las líneas de transmisión eléctrica juegan un rol importante en la operación confiable del Sistema de Energía Eléctrica son componentes vitales cuya confiabilidad y seguridad debe minimizar el riesgo de corte en el suministro de energía que a su vez puede degenerar en fallas de las estructuras, llámense pórticos o torres de alta tensión.

### **2.1.1. MARCO TEORICO.**

### **2.1.2. ESTRUCTURAS ESPECIALES ARTICULADAS.**

Lo principal del diseño de estructural en celosía planas es la formación de triángulos con los perfiles para impedir el desplazamiento de los nodos, siendo así el triángulo la base de cualquier celosía por otra parte para la creación de estructuras espaciales se usa el tetraedro como unidad mínima indeformable, se llama estructura espacial articulada al sistema espacial que no varía su compuesto por barras rectas unidas por nodos o rotulas en los extremos.

Aunque es muy difícil encontrar estructuras espaciales basadas únicamente en el tetraedro debido a la dificultad que presenta el diseño de las juntas en este tipo de



esculturas encareciendo el producto final, por esta razón en la práctica muchas estructuras de celosía espaciales no son nada más que celosías planas, simples o compuestas, dispuestas en formas espaciales, tal es el caso de las torres de transmisión eléctrica o telecomunicaciones, y pórticos usados en subestaciones de distribución eléctrica, donde es necesaria la utilización de elementos rigidizadores ubicados entre cara y cara de la torre, este tipo de elementos se les conoce como antitorsos ya que refuerzan las estructuras planas de las caras para que trabajen en conjunto como una estructura espacial.

Para garantizar el buen funcionamiento del conjunto es necesario que estas celosías estén interconectadas entre sí, evitando así deformaciones excesivas del conjunto estructural.

Entre las principales ventajas de los perfiles acero destaca que es un material de gran resistencia. Esto significa que los elementos que formarán la estructura en cualquier construcción podrán ser de una sección transversal mucho menor que en el caso del hormigón, ocupando, por lo tanto, menos espacio. Las estructuras de acero son, por lo general, más ligeras que las realizadas con otros materiales; esto supone menor coste de cimentación. Las columnas más pequeñas aumentan la utilización efectiva del espacio y, cuando se requieren mayores luces, el ahorro en el coste entre el acero y otras formas de construcción se incrementa considerablemente. La construcción con estructura metálica permite disponer de grandes espacios diáfanos y permite edificaciones de gran altura

### **2.1.3. ESTRUCTURAS METALICAS EN LA TRANSMISION ELECTRICA.**

Las torres o estructuras como se sabe constituyen el soporte mecánico de las líneas de transmisión y económicamente hablando representan la mayor inversión, en el Perú se construyen principalmente de acero o cemento armado para distribución y subestaciones.

En algunos países como Canadá, Estados Unidos, Alemania, Suecia, Finlandia, etc., se pueden encontrar líneas de transmisión con estructuras de madera.

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

En el caso de las torres de transmisión eléctrica, en el año 2003 se construyó en el paso del río Yangtzé en China una torre de altura récord de 346.5m. dejando atrás a la torre de paso por el río Orinoco en Venezuela que alcanzo en 1991 los 240m de altura, siendo entonces los más altos del mundo. (Wikipedia, 2018)

#### **2.3.1.1. Ventajas y desventajas de las torres de acero.**

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

**Facilidad de transporte:** los elementos que conforman las torres, se transportan sueltos, ocupando poco espacio y facilitando su manejo.

**Fabricación inmediata:** con diseños aprobados, el proceso de fabricación y galvanizado es muy rápido, para garantizar entregas oportunas.

**Rapidez de montaje:** el ensamble con ángulos, placas y tornillos para conformar secciones, se realiza fácilmente y con muy poco personal y herramienta.

**Durabilidad:** por ser galvanizadas en caliente, las torres ofrecen mayor duración, aún en las condiciones más desfavorables (zonas industriales, ambientes marinos).

**Menor peso:** las torres son muy livianas y por consiguiente económicas. El bajo peso implica economía en sus cimentaciones.

Posibilidad de reemplazos parciales: fácil y rápido cambio de elementos estructurales, cuando las circunstancias lo requieran.

Fácil acceso a sitios de montaje: los elementos que constituyen una torre son livianos y transportables en lomo de mula, hasta lugares que carecen de vías para acceso.

Tienen elevada resistencia.

Al demolerlas todavía conserva el valor residual del material, ya que éste es recuperable.

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

Son necesarios elementos adicionales para conseguir rigidez. (diagonales, nudos rígidos, paneles, etc.)

La elevada resistencia del material origina problemas de esbeltez.

Es necesario proteger las estructuras metálicas de la corrosión y del fuego.

#### **2.3.1.2. Miembros de acero.**

Lo principal es la elección del tipo de perfil a utilizarse en la fabricación de torres se basan en dos hipótesis básicas, la primera es que las torres son estructuras de celosía formadas por elementos estructurales esbeltos, y la segunda es que dichos elementos trabajan a tracción y compresión por lo tanto el tipo de perfil a seleccionarse debe tener dos propiedades principales.

- a) Trabajar bien a solicitud de tracción o compresión.
- b) Presentar facilidad de conexión entre ellos para formar celosías.

El perfil que trabaja mejor a tracción y compresión es el tubular de sección redonda puesto que presenta la mejor relación entre radio de giro sobre área, esta propiedad permite conseguir menores relaciones de esbeltez que otras geometrías con el mismo

peso, por consiguiente mayores resistencias a la compresión, pero presenta una dificultad muy grande para el diseño de juntas elevando demasiado los costos de armado, por esta razón es poco factible el empleo de perfiles tubulares para la fabricación de las torres.

Otras posibilidades es el uso de ángulos de alas iguales ya que estos poseen una buena relación radio de giro sobre área y facilitan de sobremanera las conexiones entre elementos y al ser abiertos facilita el galvanizado por esta razón este tipo de perfiles es utilizado en casi la totalidad de las torres de transmisión

#### **2.1.4. TIPOS DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA EN ACERO.**

Las torres son sistemas estructurales formados por perfiles “L”, placas de unión y pernos, pero para un análisis idealizado se las considera como un conjunto de barras unidas mediante nodos; para los cálculos se consideró que el material de las barras es elástico homogéneo e isótropo.

Las torres son construidas para soportar los cables conductores y el cable de aguada, que sirve para proteger los conductores contra rayos y en la actualidad también se usa para la transmisión de datos por medio de fibra óptica

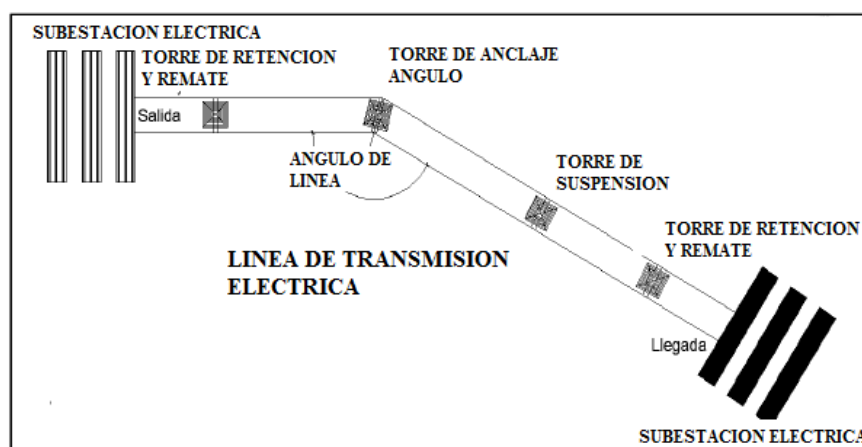
Una vez que el tipo base de estructura se ha establecido, una familia de estructuras puede ser diseñadas, basadas en la ruta de la línea y el tipo de terreno que esta atraviesa, así como los distintos estados de carga, a fin de resultar lo más económicas posible. (FANG. S.J., 1999) (SATISH KUMAR. S.R., 2005) cap. 15

##### **2.1.4.1. Según el uso dentro de la línea.**

Las torres se clasifican de acuerdo al uso independiente del número de conductores que se apoyan. Una torre tiene que soportar cargas que van desde tramos rectos hasta

diversos ángulos de acuerdo a la topografía que atraviesa la línea. Para simplificar los diseños y garantizar economía y mantenimiento, los diseños se limitan generalmente a una familia de estructuras tipo estándar de la siguiente manera. (Ver Fig. N.º 2.1). (SATISH KUMAR. S.R., 2005) cap. 7

FIG. 2. 1 Clasificación de las torres según su posición en la línea.



FUENTE: (SATISH KUMAR. S.R., 2005)

Torres de Suspensión.

Torres de anclaje angular.

Torres de retención y remate.

#### 2.1.4.1.1. Torres de suspensión.

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

Si la línea de transmisión atraviesa relativamente terrenos sin rasgos distintivos, el 90% de la línea puede estar compuesta de este tipo de torre. Tomando en cuenta que estas son las más livianas al solo poseer cargas de sustentación, proporciona la mayor oportunidad para el ingeniero estructural de minimizar el peso total de acero requerido. (Ver Fig. N.º 2.2). (FANG. S.J., 1999) cap. 15

*FIG. 2. 2 Torres de suspensión.*

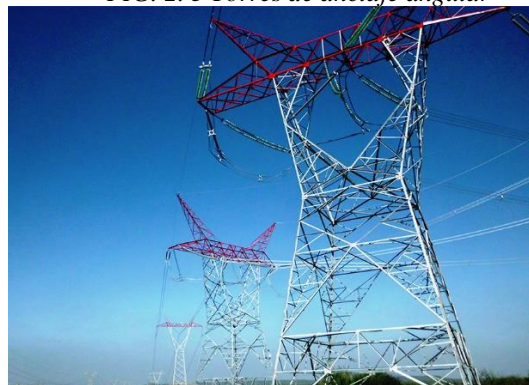
*FUENTE: (FANG. S.J., 1999)*

#### **2.1.4.1.2. Torres de anclaje angular**

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

Teóricamente, los diferentes ángulos de línea requieren torres diferentes, pero por economía la experiencia ha demostrado que con la siguiente gama de ángulos es adecuada la estandarización. (SATISH KUMAR. S.R., 2005) cap. 7

- ❖ Angulo liviano de  $3^\circ$  a  $15^\circ$ .
- ❖ Angulo medio  $15^\circ$  a  $30^\circ$ .
- ❖ Angulo pesado  $30^\circ$  a  $60^\circ$ .

*FIG. 2. 3 Torres de anclaje angular*

*Elaboración propia*

### 2.1.4.1.3. Torres de retención y remate

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

### 2.1.4.2. Según el número de circuitos

La mayoría de las líneas de alta tensión pueden ser

De simple circuito

De doble circuito

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

El número de cables de tierra utilizados en la línea depende de las tormentas eléctricas en la zona, como de la importancia de la línea, a fin de garantizar funcionamiento óptimo, regularmente son uno o dos. (SATISH KUMAR. S.R., 2005) cap. 7 (ver fig. N°. 2.4)

*FIG. 2. 4 Según el número de circuitos*



*FUENTE: (SATISH KUMAR. S.R., 2005)*

### 2.1.4.3. Según la disposición de los circuitos

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

Torre en disposición horizontal

Torre en disposición vertical.

Torres en disposición delta o triangulo

### 2.14.4. Según su geometría

Se ha notado que la eficiencia en el diseño se ha concentrado en 7 grandes grupos, dejando de lado la creatividad del diseñador, quien al momento de diseñar podrá manejar las variables geométricas. (Ver Fig. N.º 2.5) (FANG. S.J., 1999)

Torres piramidales de base cuadrada y patas.

Torres piramidales tipo mono bloque.

Torres piramidales tipo mono bloque atirantadas

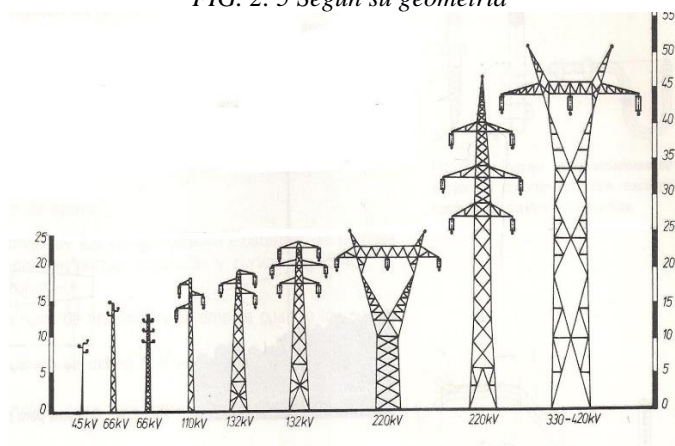
Torres piramidales y cabeza tipo cara de gato

Torres tipo delta con tirantes

Torres tipo delta con base piramidal y patas

Torres tipo pórtico

FIG. 2. 5 Según su geometría



FUENTE: (FANG. S.J., 1999)



### **2.1.5. CONDUCTORES EN LINEAS DE TRANSMISION**

En la actualidad, prácticamente todas las líneas de transmisión de alta tensión se construyen utilizando conductores de aluminio y sus aleaciones. Este masivo uso del aluminio como conductor eléctrico se remonta desde la Segunda Guerra Mundial, en que la escasez de cobre llevó a buscar sustitutos. En efecto, su buena conductividad eléctrica, junto con una excelente relación peso/diámetro (en comparación con el cobre), y su bajo costo en relación a los mejores conductores eléctricos tales como la plata y el cobre, han llevado a un uso universal del aluminio como conductor para la transmisión de energía.

En la industria de conductores de aluminio para líneas de transmisión, es posible encontrar cuatro (4) grandes grupos, que son los más utilizados comercialmente:

All Aluminum Conductor (AAC)

Aluminum Conductor Steel Reinforced (ACSR)

All Aluminum Alloy Conductor (AAAC ó AASC)

Aluminum Conductor Alloy Reinforced (ACAR)

### **2.1.6. AISLADORES Y HERRAJES.**

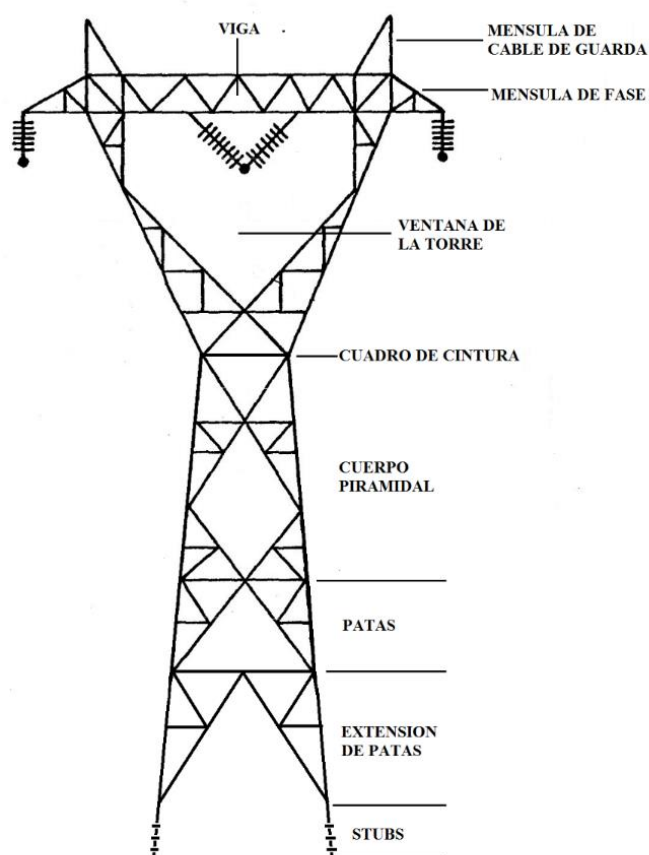
Los aisladores representan el punto mecánico de soporte de los conductores en la estructura y cumplen también con la función de proporcionar el aislamiento entre conductor y estructura dando la distancia dieléctrica requerida en el aire, siendo estos de vidrio o porcelana. Los elementos de unión de los conductores, para la fijación de los conductores a los aisladores y para la fijación de los perfiles por pernos y placas de estos últimos a la torre

### 2.1.7. PARTES DE UNA TORRE

En general las torres se componen de: (Ver Fig. N° 2.6).

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

FIG. 2. 6 Partes de la torre



Elaboración propia

#### **2.1.7.1. Cúpula de la torre.**

Soporte donde se ancla el cable o los cables de guardia, generalmente viene a formar una viga en disposición horizontal en el caso de dos cables de guardia y una cúspide piramidal en el caso de un solo cable de guardia. (FANG. S.J., 1999) cap. 15.

#### **2.1.7.2. Crucetas de la torre.**

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

#### **2.1.7.3. Cabeza de la torre.**

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

#### **2.1.7.4. Cuerpo piramidal.**

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

#### **2.1.7.5. Patas de la torre.**

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

#### **2.1.7.6. Extensiones de pata.**

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

#### **2.1.7.7. Ángulo de anclaje. o STUB**

Es el ángulo de anclaje a la cimentación, el mismo que se debe diseñar de acuerdo a las especificaciones de la norma A.S.C.E (Sociedad Americana de Ingeniería Civil) ya que posee ciertas características para que se ancle a la cimentación con el fin de que el perfil propuesto tenga el anclaje suficiente para resistir las fuerzas de tensión y compresión a las que está sometida la estructura en la zona donde terminan las extensiones y termina el terreno para así dar comienzo a la cimentación , el ángulo posee lo que se llama ángulo de espera que es el perfil que llega a la cimentación y las garras que son perfiles L, sujetos al ángulo en espera y colocados de cierta manera para distribuir los esfuerzos a la cimentación. (SATISH KUMAR. S.R., 2005) cap. 7.

## CAPÍTULO III

### 3.1. ANÁLISIS DE LA TORRE (ASL)

Esto requiere el desarrollo de nuevos tipos de estructuras y nuevas técnicas de construcción, las que a menudo necesitan soluciones más científicas y rigurosas; así pues, la mecánica debe intervenir en el arte de crear mejores edificios, puentes, diversas estructuras, como máquinas y equipos. El sentido amplio de la palabra “diseño incluye tanto arte creativo como análisis científico”. (SAUL, 2008) cap. 3, pág. 68.

Las torres de acero pueden ser construidas en un sin número de maneras, pero el uso más eficiente del material se consigue mediante el uso de un enrejado de acero abierto. El uso de celosía abierta evita la exposición de la estructura completa al viento, y permite la construcción de estructuras extremadamente ligeras y rígidas. La mayoría de las estructuras de transmisión de energía son de esta manera. (KNOWLES, 1992) cap. 5  
Pág. 157

#### 3.1.1. DETERMINACIÓN BÁSICA DE LA GEOMETRÍA.

La geometría principal de una torre depende de:

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

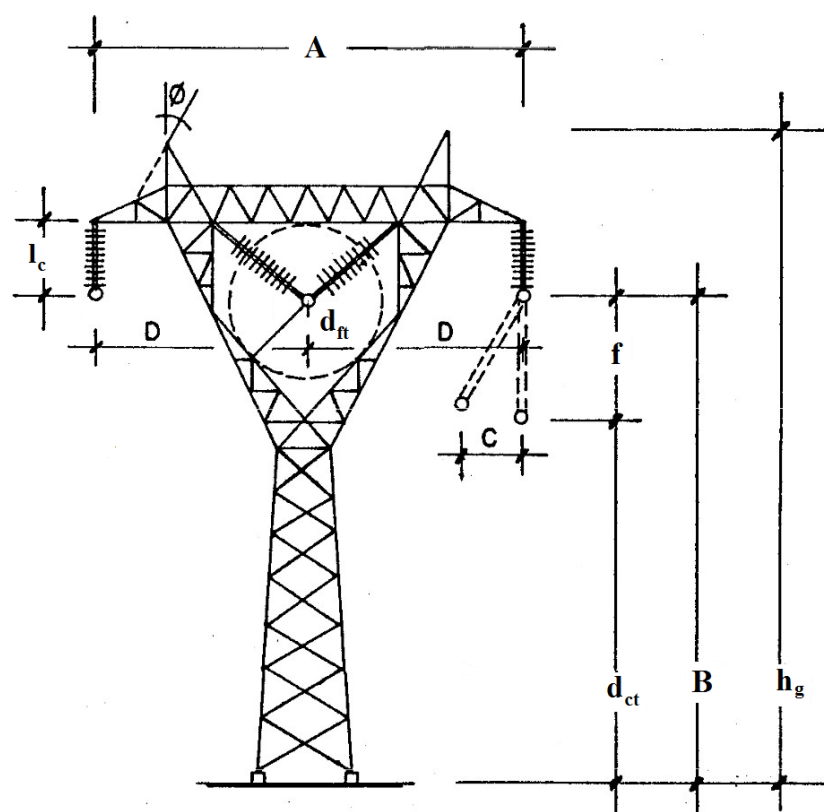
### 3.1.1.1. Dimensionamiento dieléctrico.

Las configuraciones geométricas generales de las estructuras de soporte deberán ser tal que el aislamiento de la línea de transmisión ser conserven cualquier condición de operación, incluyendo las sobretensiones provocadas por factores externos o internos y considerando la influencia del medio ambiente en cuanto a presión barométrica, temperatura, humedad, contaminación. Etc.

### 3.1.1.2. Distancias mínimas recomendadas

El esquema de la torre está determinado esencialmente por tres factores: altura de la torre, ancho de la base, y el ancho en el cuerpo o cabeza superior. (Ver Fig. N° 3.1)

FIG. 3.1 Distancia mínima recomendadas



Elaboración propia

$l_c$  : longitud de cadena de aisladores

$A$  : ancho de la torre.

$h_g$  : altura de los cables de guarda sobre el terreno (al pie de la estructura).

$B$  : altura de los conductores sobre el terreno (al pie de la estructura).

$f$  : flecha del conductor.

$d_{ct}$  : altura mínima del conductor sobre el terreno

$d_{ft}$  : distancia fase a tierra.

$D$  : distancia entre centros de fase

$\emptyset$  : Angulo de protección (blindaje).

$C$  : máxima oscilación del conductor.

a) Para tensiones nominales de hasta 230 kV.

Para distancias de aislamiento de la Fig. N° 10

$$d_{ft} = D = \frac{(TCF)_d}{550} \quad (3.1)$$

b) Para tensiones nominales mayores de 230 kV.

Fase a tierra.

$$d_{ft} = \left( \frac{(TCF)_d}{(550K_2)} \right)^{\frac{5}{3}} \quad (3.2)$$

Fase a fase

$$D \geq n\sqrt{f + l_c} + 0.012 K_v \quad (3.3)$$

Si:

$$f + l_c > 40 \text{ m}$$

$D \geq 3.8 + 0.012 \text{ kV}$  para conductores de aluminio.

$D \geq 3.2 + 0.012 \text{ kV}$  para otros tipos de conductores.

En las expresiones anteriores.

$n = 0.6$  para conductores de aluminio.

$n = 0.6$  para conductores de cobre o ACSR.

$f$  = flecha del conductor en m.

$l_c$  = longitud de la cadena de aisladores (para aisladores tipo alfiler o cadena en “V”.  $l_c = 0$ ), en metros.

kV = voltaje de operación.

$K_2$  = factor que depende de las configuraciones de los electrodos, sus valores se muestran en la Tabla N° 3.1

$(TCF)_d$  = Tensión crítica de diseño para flameo por rayo, en kV, se calculará de acuerdo a la Ecuación N°3.4

$(TCM)_d$  = tensión crítica de diseño para flameo por maniobra, en kV, se calculará de acuerdo con la Ecuación N° 3.5

### 3.1.1.3. Corrección por condiciones climáticas.

El aislamiento de líneas de transmisión se ve afectado por condiciones ambientales tales como presión atmosférica, temperatura, humedad y contaminación. Debido a lo anterior, las tensiones críticas de flameo de diseño para el cálculo de las distancias de aislamiento en aire se determinarán de acuerdo a la siguiente expresión.

$$(TCF)_d = \frac{K_h NBAI}{G^m 0.961} \quad (3.4)$$

$$(TCM)_d = \frac{K_h NBAI}{G^m 0.922} \quad (3.5)$$

Donde.

$K_h$  = factor de corrección por humedad absoluta (ver figura I.2)

$m$  = exponentes que dependen de la configuración de los electrodos y tiene máximo 1.0 (se recomienda usar este valor).

$G$  = factor de corrección a condiciones estándar. (temperatura ambiente de 25°C y presión barométrica 760 mm de Hg a nivel del mar).



$$G = \frac{0.392 b}{273+t} \tag{3.6}$$

$b$  = presión barométrica o atmosférica, en mm de Hg.

$t$  = temperatura ambiente, en °C.

MBAI nivel básico de aislamiento al impulso por rayo, en kV.

MBAM nivel básico de aislamiento al impulso por maniobra, en kV.

Los valores, se muestran en la Tabla N° 3.2

### 3.1.1.4. Corrección por contaminación atmosférica

para calcular la distancia de fuga requerida, el número necesario de aislamiento y la longitud correspondiente de la cadena, deberá tomarse en consideración la tensión máxima de operación que pueda soportar la cadena de aisladores en atmosfera contaminada y en caso necesario se emplearan aisladores especiales (ver Tabla N° 3.1).

TABLA 3. 1 CONTAMINACIÓN DE AISLADORES

<i>Nivel de contaminación</i>	<i>Características ambientales</i>	<i>Distancia de fuga recomendada + cm/kV fase a neutro</i>
<i>ligera</i>	<i>Áreas en industrias, zonas rurales sin quema de forrajes o hierba, áreas que están expuestas a la brisa marina, áreas con baja densidad industrial, pero sujetas a vientos frecuentes y/o lluvias, zonas agrícolas con bajo uso de fertilizantes y plaguicidas o con uso moderado y lluvias frecuentes.</i>	<i>3.0 a 3.5</i>
<i>Alta</i>	<i>Áreas con alta densidad industrial áreas cercanas al mar (menos de 1 km de la costa) o expuestas a la acción de los polvos de cemento, carbón con lluvias ligeras, combinaciones de algunas características anteriores con niebla, zonas urbanas de alto índice de población con humos derivados de petróleo, polvo y lluvias ligeras.</i>	<i>4.0 a 5.0</i>
<i>Extra alta</i>	<i>Áreas de extensiones moderadas sujetas a humos productos de procesos industriales de tipo de contaminación, áreas de extensión moderada cercanas a las costas y expuestas a brisas muy fuertes en áreas de baja densidad industrial pero expuestas a brisas marinas</i>	<i>Mayores de 6.0</i>

Elaboración propia

**3.1.1.5. Requisitos adicionales de aislamiento en la estructura de soporte.**

Para efectos de diseño geométrico y localización de la estructura de soporte sobre el terreno, deberán cumplirse los siguientes requisitos de aislamiento.

**3.1.1.5.1. Distancia del conductor al terreno.**

La distancia mínima del conductor a terreno, en metros no será menor que la calculada a partir de la siguiente expresión:

$$d_{ct} = 5 + 1.4d_{ft} \tag{3.7}$$

Donde:

$d_{ct}$  = distancia de fase a tierra para configuración conductor suelo

$d_{ct}$  = no debe ser menor que 6 m en zonas urbanas.

**3.1.1.5.2. Separación entre conductores y la estructura de soporte**

Al considerar el desplazamiento angular de las cadenas de aisladores hacia la estructura de soporte durante las condiciones de viento medio y viento máximo (figura I.3), las distancias requieren de fase a tierra, calculadas con las expresiones I.1 y I.2, podrán disminuirse afectándolas con los factores que aparecen en la Tabla 3.2

Factores de reducción para las distancias de aislamiento

*Tabla 3. 2 Factores de reducción para las distancias de aislamiento*

	Angulo ( $\emptyset$ )	$f_{vmed}$	$f_{vmax}$
<b>Cadena de aisladores en V</b>	0°	1.0	1.0
<b>Cadena de suspensión o tensión</b>	$ang \tan \left( \frac{F_{ht}}{F_v} \right)$	0.7	0.4

*Elaboración propia*

Donde:

$F_{ht}$  : fuerza horizontal transversal debida a la acción del viento sobre aisladores y conductores, en su caso se incluirá la producida por el cambio de dirección del eje de la línea (ver fig. 8) este se calcula como.

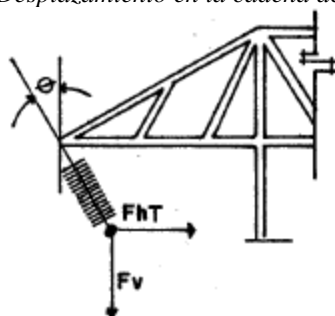
$$F_{ht} = 2T \operatorname{sen}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \tag{3.8}$$

Donde T es la tensión mecánica en los cables correspondientes a la condición de diseño en consideración (ver fig. 9) y el ángulo en grados, del cambio de dirección del eje de la línea.

$F_v$  : fuerza vertical en la cadena de aisladores debido a su propio peso y al de los cables que sostienen.

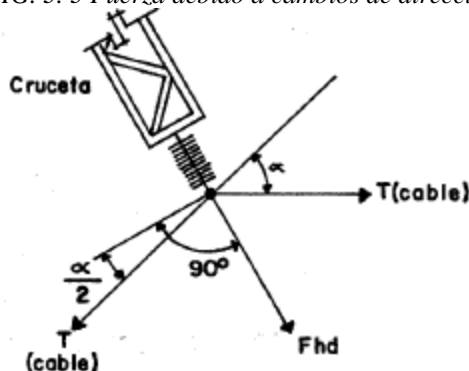
Para calcular el desplazamiento angular de las cadenas de aisladores las fuerzas  $F_{ht}$  y  $F_v$  no deberán multiplicarse por los factores de carga.

FIG. 3. 2 Desplazamiento en la cadena de aisladores



FUENTE: (SATISH KUMAR. S.R., 2005)

FIG. 3. 3 Fuerza debido a cambios de dirección



FUENTE: (SATISH KUMAR. S.R., 2005)

### 3.1.1.5.3. Angulo de protección (blindaje)

La angula de protección  $\emptyset$  (en grados) formado por un plano vertical que pasa por el cable de guarda, y el plano inclinado que pasa por el conductor externo y dicho cable será igual a (ver figura I.1)

$$\emptyset \leq 40 - 1.15h_g \quad (3.9)$$

$$\emptyset \leq 15^\circ \text{ si } kV > 230 \quad (3.10)$$

Pero

En lo anterior,  $h_g$  es la altura del cable que guarda sobre el terreno medido al pie de la estructura. El ángulo de blindaje podrá tener un valor nulo negativo en zonas de alto nivel cera único

## 3.1.2. HIPOTESIS DE CARGA

La estructura será analizada para las hipótesis de carga normal y extraordinaria según las cargas calculadas acorde al código nacional de electrificación y suministro

### 3.1.2.1. Aplicación de cargas

Las cargas de fases con accesorios se consideran puntuales en los dos correspondientes.

### 3.1.2.2. Cargas aplicadas

#### 3.1.2.2.1. Cargas por peso propio

La carga muerta está constituida por todo el peso propio y asignado por software de análisis. Se le ha asignado el 20% adicional por placas, pernos y galvanizados.

#### 3.1.2.2.2. Carga de viento

La carga total y viento se ha distribuido en todos los nodos de la estructura en igual magnitud tanto en la dirección transversal como en la longitud de la línea.

#### 3.1.2.2.3. Cargas por conductores

Las cargas en los conductores consideran el peso del conductor asimismo se toma en cuenta la sección del viento sobre estos, la dirección y la carga del viento sobre las torres se encuentran especificadas en el cuadro de las cargas, la cual se encuentra también con los factores de carga respectivos.

#### 3.1.2.2.4. Combinación de cargas.

Las cargas se diseñan utilizando son las especificaciones en el cuadro de cargas donde se indica las cargas para cada tipo de torres y para cada condición.

Las cargas de diseño utilizadas están se obtuvieron multiplicando las cargas de trabajo por los factores de carga correspondiente. los factores utilizados son los siguientes

- Cargas verticales : 1.5
- Cargas transversales x viento 2.2
- Cargas transversales x tensión 1.1
- Cargas longitudinales 1.1

Para las siguientes combinaciones se debe tener en cuenta la siguiente nomenclatura.

P: peso propio de la estructura

C: cargas por conductores

VT: viento transversal.

VL: viento longitudinal.

Caso 1

Carga de viento máximo

$P+VT+C1$

Caso 2

$P+C2$

Caso 3

Carga viento máximo

$P+VL+C3$

### 3.1.3. EVALUACIÓN DE CARGAS INTERNAS

Para el cálculo de las cargas internas sobre los elementos se utilizará el programa de elementos finitos SAP2000 en el cual se modelarán especialmente la torre con todos sus elementos

El modelo se realizará con las dimensiones en centímetros y las cargas en KgF.

Los perfiles estructurales serán verificados según el Manual ACSE 10-97. de acuerdo a esta se analizan los elementos factorando las cargas de trabajo y tomando un factor de seguridad de comparación igual a uno.

#### 3.1.3.1. Verificación de miembros en compresión

Del análisis del sap2000 se toma las fuerzas de compresión para la hipótesis de carga y tipo de elemento que se quiere verificar.

Se determina la esbeltez ( $k.l/r$ ) del perfil analizado el cual tiene como límite:

150, para montantes

200, para diagonales

250, para romperramos

- Relación de esbeltez límite:

$$Cc = \pi \sqrt{\frac{2E}{\sigma_y}} \quad (3.11)$$

$Cc = 128$  para A:36

$Cc = 109$  para alta resistencia

- La fuerza axial admisible será:

$$F_{ad} = \sigma \alpha A \quad (3.12)$$

Para:

$$\frac{kL}{r} < Cc$$

Según la norma ASCE 10-90 el esfuerzo admisible:

$$\sigma \alpha = \frac{\left[ 1 - 0.5 \left( \frac{kL}{r} \right)^2 \right] \sigma_y}{f_s} \quad (3.13)$$

Para:

$$\frac{kL}{r} > Cc$$

$$\sigma \alpha = \frac{\pi^2 E}{f_s \left( \frac{kL}{r} \right)^2}$$

Si  $P_c$  es la fuerza de compresión sobre el elemento, se debe verificar que:

$$F_{ad} > P_c$$

Donde:

$\sigma_y$  : es el esfuerzo de fluencia del material.

A: es el área del perfil considerado.

$Cc$  . coeficiente límite de esbeltez.

$f_s$  : es el factor de seguridad de acuerdo a la condición que es verificado.

Esto siempre que:

$$\frac{w}{t} \leq 13.33 \quad \text{para A-36}$$

$$\frac{w}{t} \leq 11.1 \quad \text{para alta resistencia}$$

Si  $\frac{w}{t}$ , excede estos valores, en las ecuaciones anteriores se sustituye  $\sigma_y$  por  $F_{cr}$ .

Donde:

$$F_{cr} = \frac{[1.667 - 0.677(w/t)]}{f_s(80/\sigma_y)} \quad \text{si} \quad \frac{80}{\sigma_y} < \frac{w}{t} < \frac{144}{\sigma_y}$$

### 3.1.3.2. Verificación de miembros en tracción

La tensión de diseño  $F_t$  sobre miembros concéntricamente cargados deberá ser  $F_y$  sobre la sección transversal neta  $A_n$ , donde  $A_n$  es el ancho de la sección transversal (la suma de los productos de el espesor por el ancho de cada elemento medido en su sección transversal) menos la pérdida debido a agujeros u otras aperturas en la sección investigada. Si hay una cadena de agujeros en diagonal o zigzag. El espesor neto de un elemento será determinado deducido del ancho, la suma de los diámetros de todos los agujeros en la cadena y agregando por cada agujero la cantidad  $\frac{s^2}{4g}$  donde:

$s$  = distancia longitudinal

$g$  = distancia transversal entre 2 pernos consecutivos

el área neta  $A_n$  se tiene del que da menos área.

La tensión de diseño  $F_t$  sobre e área conectado por un montante deberá ser  $0.9F_y$ . si los ángulos son desiguales y este se encuentra conectado por su lado más corto, el lado no conectado deberá ser considerado del mismo tamaño del lado conectado. Si el centroide el patrón de pernos en el lado conectado esta fuera del centro de gravedad del ángulo, la conexión deberá ser verificada por ruptura del modo siguiente:

$$P = 0.60A_vF_u + A_tF_y \tag{3.14}$$

$P$  : fuerza de tracción de diseño.



$F_y$  : esfuerzo de fluencia mínimo específico

$F_u$  : resistencia última de tracción.

$A_v$  : área neta mínima en corte a lo largo de la línea de acción de la fuerza.

$A_t$  : mínima área neta en tensión desde un agujero al filo del ángulo, perpendicular a la línea de fuerza.

### 3.1.3.3. Evaluación de miembros al corte

Los componentes de corte  $V_1$  y  $V_2$  de la fuerza de corte aplicada  $V$  sobre un ángulo deberán satisfacer las siguientes ecuaciones:

$$\frac{3V_1}{2b_1t} + \frac{V_2at}{J} \leq 0.58F_y$$

$$V_2 \left( \frac{3}{2b_2t} + \frac{at}{J} \right) \leq 0.58F_y \quad (3.15)$$

Donde:

$V_1$  : componente de  $V$  en dirección de eje  $x$ .

$V_2$  : componente de  $V$  en dirección de eje  $y$

$A$  : distancia del centro de corte a la intersección del plano de carga con eje  $y$

$b_1, b_2$  : ancho de la ala del ángulo.

$T$  : espesor del ángulo

$J$  : constante de St Venan a la torsión constante igual a  $(b_1 + b_2) t^3 / 3$

$F_y$  : esfuerzo de fluencia.

### 3.1.3.4. Uniones atornilladas

Los pernos de unión serán de acero de calidad ASTM A394 con 5200 Kg/cm<sup>2</sup> como esfuerzo de rotura y 3200 Kg/cm<sup>2</sup> como esfuerzo de corte.

La resistencia del perno al corte viene dada por:

$$Rc = \frac{As\sigma cn}{fs} \quad (3.16)$$

Donde:

$Rc$  : es la resistencia total a corte de los pernos de unión.

$Ap$  : es el área de la sección del perno.

$\sigma c$  : es esfuerzo de corte del perno.

$n$  : es 1 si se trata de una junta simple y, 2 si la unión tiene cubrejuntas.

$fs$  : es el factor de seguridad.

Se debe tener una verificación por aplastamiento; la resistencia del perno al aplastamiento es:

$$Ra = \frac{Aa1.5\sigma u}{fs} \quad (3.17)$$

Donde:

$Ra$  : es la resistencia al aplastamiento del perno de unión.

$Aa$  : es el área de aplastamiento del perno.

$\sigma u$  : es el esfuerzo de aplastamiento del material.

$Fs$  : es el factor de seguridad.

Se debe verificar que la tensión de los elementos sobre cada perno, debe ser menor que

$Rc$  y  $Ra$

### 3.1.3.5. Deformación

La deformación admisible de la torre se considera 1/100 la longitud de la torre, aunque clientes más exigentes solicitan una deformación admisible de 1/150.

### **3.1.4. VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS**

#### **3.1.4.1. CONSIDERACIÓN DE TIPOS DE PERFILES EN ANÁLISIS.**

Al momento de diseñar una estructura es necesario tomar en cuenta los diferentes tipos de perfiles, laminados al caliente de acuerdo a las características del diseño. Es común encontrar miembros sujetos a tensión y compresión en torres y sus sistemas de arriostramiento, la selección de un perfil para usarse como miembro depende realmente de los esfuerzos a los que estará sometido, así es sencillo elegir perfiles sujetos a tensión, pero en el caso que estos pudieran encontrarse en un momento dado a compresión, ya que es necesario además proporcionar rigidez necesaria para que no sufran problemas de pandeo.

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

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

##### **3.1.4.1.1. Consideraciones de perfiles simples y armados.**

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

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

#### **3.1.4.1.2. Perfiles estructurales simples.**

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

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

#### **3.1.4.1.3. Miembros armados.**

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

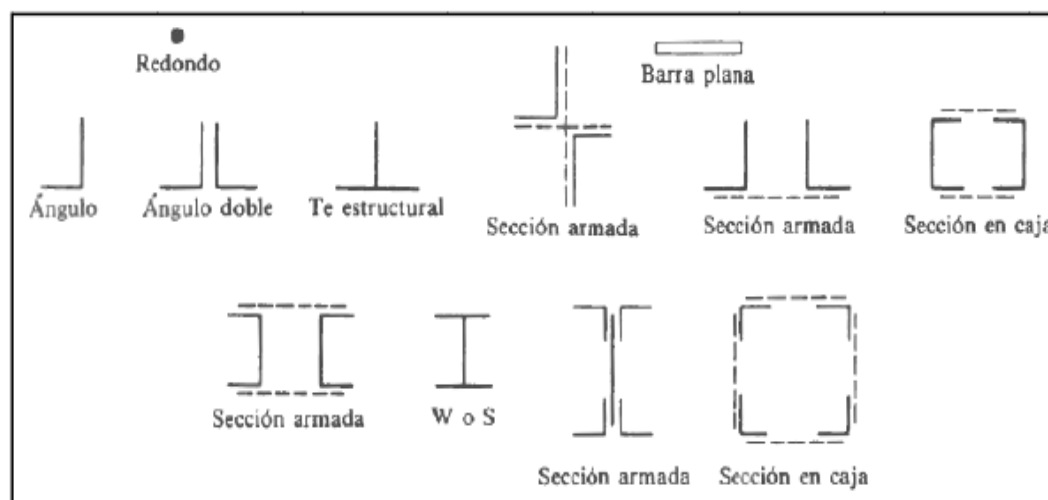
Cuando los miembros constan de más de una sección, necesitan conectarse. Las placas de unión localizadas regularmente, o bien, las cubre placas perforadas, sirven para mantener las diversas secciones en sus posiciones correctas. Estas placas también sirven para corregir cualquier distribución desigual de carga entre las diversas

secciones; además para mantener las relaciones de esbeltez de las partes individuales dentro de ciertos límites y facilitar el manejo de los miembros armados.

Se considera que ninguna de las placas de unión intermitente incrementa el área efectiva de las secciones. Como teóricamente éstas no toman porciones de la fuerza actuante en las secciones principales, sus tamaños quedan regidos generalmente por las especificaciones y a veces por el buen juicio del proyectista. (McCormac, STRUCTURAL STEEL DESIGNERS MANUAL 5th edition, 2012) pág. 63-66

Una ventaja de los miembros armados es que pueden hacerse suficientemente rígidos para que soporten compresión tanto como tensión y, por ende, son deseables en estructuras donde puedan presentarse inversiones de esfuerzos. (Ver Fig. N.º 10)

FIG. 3. 4 Tipos de miembros a tensión



FUENTE: (McCormac, STRUCTURAL STEEL DESIGNERS MANUAL , 2012)

### 3.1.5. PARÁMETROS DE PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.

Las conexiones de elementos estructurales son de suma importancia en el comportamiento general de una estructura.

Existen básicamente dos tipos de juntas estructurales generalmente entre las que se encuentran las apernadas o soldadas, más en este caso se desarrollará la teoría y diseño por el método apernado, ya que se entenderá que este método es el más efectivo por la naturaleza de la estructura, además que permite su rápida instalación, protege de posibles esfuerzos de fatiga, y hace de la estructura desarrollar la transferencia de carga de manera adecuada.

#### **3.1.5.1. Pernos de alta resistencia.**

Los pernos de alta resistencia se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados; tienen resistencias a la tensión de dos o más veces la de pernos ordinarios.

Los pernos de alta resistencia se usan para todo tipo de estructuras, desde pequeños edificios hasta rascacielos y puentes monumentales, ya que pueden apretarse hasta alcanzar esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del perno y su cabeza. (McCormac, STRUCTURAL STEEL DESIGNERS MANUAL , 2012) pág. 353

#### **3.1.5.2. Ventajas de los pernos de alta resistencia.**

- Un montaje de acero estructural más rápido que a soldadura o remaches.
- Se requiere mucho menor entrenamiento y experiencia que los necesarios para producir conexiones soldadas o remachadas.
- Las juntas apernadas tienen una mayor resistencia a la fatiga. Su resistencia a la fatiga es igual o mayor que la obtenida con juntas soldadas equivalentes.
- Fácil desmontaje de estructuras, sin perder calidad en los miembros.

### 3.1.5.3. Tipos de pernos de alta resistencia.

Los pernos de alta resistencia están especificados bajo las normas ASTM A325 Y A490. El perno A325 es fabricado bajo tratamiento térmico, el perno A490 es de un acero de baja aleación, tiene propiedades mecánicas más altas que el A325, más en general en torres de transmisión las solicitaciones generalmente abarcan a pernos A325. (Ver Fig. N°. 3.5).

*FIG. 3. 5 Pernos de alta resistencia*



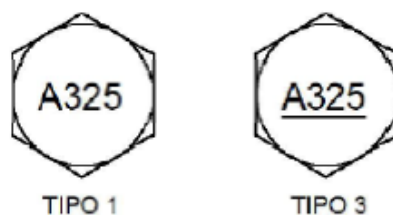
*Elaboración propia*

Los pernos de alta resistencia de acuerdo a su clasificación metalúrgica están divididos en dos grupos:

- TIPO 1. Para el perno A325 cubre aceros al medio carbono, y para el perno A490 cubre acero de baja aleación.
- TIPO 3. Cubre las especificaciones de pernos de alta resistencia, más han sido mejorados para resistir la corrosión atmosférica. (AISC) pág. 16-165

Los pernos tipo 3 se diferencian del tipo 1 en la línea que se encuentra subrayando la especificación ASTM del perno en la cabeza hexagonal del mismo. (Ver Fig. N°. 3.6)

FIG. 3. 6 Tipos de pernos de alta resistencia



FUENTE: (AISC)

#### 3.1.5.4. Tuercas para pernos de alta resistencia.

Las tuercas que se utilizan conjuntamente con los pernos de alta resistencia están bajo la normativa ASTM A563 grado C para los pernos A325, mientras que la tuerca ASTM A563 grado DH es la recomendada a usarse con los pernos A490, de igual manera que los pernos existen tuercas tipo 1 y 3. (Ver Fig. N°. 3.7).

FIG. 3. 7 Tuercas para pernos de alta resistencia



Elaboración propia

#### 3.1.5.5. Arandelas para pernos de alta resistencia.

El tipo de arandelas que se utilizan en conjunto con los pernos de alta resistencia están bajo la especificación ASTM F436, y su función fundamental es la de aportar una superficie endurecida no abrasiva bajo la arandelas tienen la finalidad de proteger la superficie exterior del material juntado a fin de evitar las consecuencias de desgaste de este material por el giro de la tuerca en la instalación con el perno, además para ayudar a optimizar la fuerza de sujeción en la instalación del perno y proporcionar superficies de dureza cabeza del perno o la tuerca de trabajo pesado.



Las consistentes. (Ver Fig. N.º 3.8).

FIG. 3. 8 Arandelas para pernos de alta resistencia

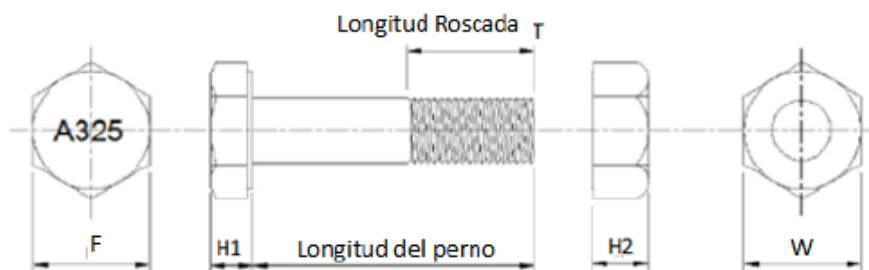


Elaboración propia

**3.1.5.6. Dimensiones de pernos y tuercas de alta resistencia.**

Las dimensiones de pernos, arandelas y tuercas de alta resistencia están estandarizadas y normadas de acuerdo a ASTM. Estas dimensiones se las encuentra en la tabla Tabla N° 3.3, y se muestra su nomenclatura en la Fig. N° 3.9

FIG. 3. 9 Dimensiones de pernos de alta resistencia



FUENTE: (AISC)

Tabla 3. 3 Dimensiones estándares de pernos y tuercas

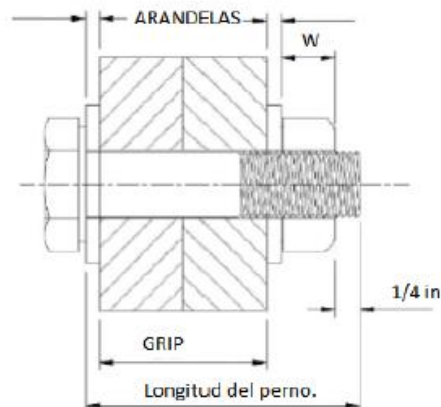
Diámetro nominal del	Pernos estructurales			Tuercas	
	F(in)	H1(in)	T(in)	W(in)	H2(in)
1/2	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1 1/16	25/64	1 1/4	1 1/16	39/64
3/4	1 1/4	15/32	1 3/8	1 1/4	47/64
7/8	1 7/16	35/64	1 1/2	1 7/16	55/64
1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	63/64
1 1/8	1 13/16	11/16	2	1.13/16	1 7/64
1 1/4	2	25/32	2	2	1 7/32

Fuente: (AISC)

### 3.1.5.7. Longitudes de pernos

La longitud del perno es la suma de las placas a unir (GRIP), más los espesores de las arandelas y tuerca, redondeando al siguiente valor de 1/4" para longitudes menores a 5". (Ver Fig. N° 3.10).

FIG. 3. 10 Longitud para los pernos de alta resistencia



FUENTE: (AISC)

### 3.1.5.8. Perforaciones para alojar pernos de alta resistencia.

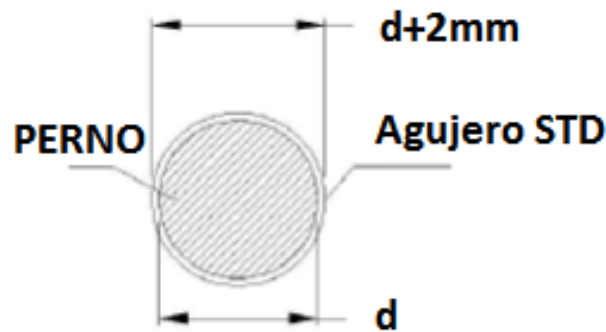
Al realizar las perforaciones, para alojar pernos de alta resistencia, se tienen tres técnicas, la primera consiste en punzonar los agujeros, esto se lo debe realizar si el espesor de las placas es relativamente delgado o si el espesor del material es menor o igual al diámetro nominal del perno más 1/8", la segunda técnica de perforación es sub punzonar los agujeros 1/16 " menos, para luego escariarlos hasta el diámetro del perno más 1/16", con esto se consigue retirar el material dañado, que es consecuencia de punzonar los agujeros. Y por último cuando se tienen placas de aceros de alta resistencia y con espesores extremadamente gruesos, entonces es necesario taladrar los agujeros.

Existen tres tipos de agujeros que se pueden utilizar para alojar los pernos de alta resistencia: agujeros estándar (STO), agujeros sobredimensionados (OVS), agujeros de

ranura corta y agujeros de ranura larga, más en torres de línea de transmisión en virtud de facilidades de construcción solo se utilizan agujeros standard.

Los agujeros estándar son aquellos en los que se aumenta en 2mm el diámetro nominal del perno, esto con el fin de brindar una holgura adicional. (Ver Fig. N° 3.11).

FIG. 3. 11 Sobre dimensiones para los pernos de lata resistencia



FUENTE: (AISC)

Los tamaños máximos de perforaciones para pernos se entregan en la Tabla N° 3.4 según AISC.

Tabla 3. 4 Dimensiones de agujero según AISC-360-05

**TABLA J 3.3M**  
**DIMENSIONES AGUJERO NOMINAL, mm**

Diámetro Perno	Dimensiones agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobremedida (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo.)	Ranura Larga (Ancho x Largo.)
<b>M16</b>	18	20	18x22	18x40
<b>M20</b>	22	24	22x26	22x50
<b>M22</b>	24	28	24x30	24x55
<b>M24</b>	27(a)	30	27x32	27x60
<b>M27</b>	30	35	30x37	30x67
<b>M30</b>	33	38	33x40	33x75
<b>≥M36</b>	d+3	d+8	(d+3) x (d+10)	(d+3) x3.5d

*(a) espacio entregado para permitir la utilización de un perno de 1 in*

Fuente: (AISC)

### 3.1.7. PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE JUNTAS APERNADAS.

- Todas las superficies de la junta cuando es ensamblada, incluyendo aquellas adyacentes a las arandelas, deben estar libres de escamas.

- Todos los pernos ASTM A325 deben ser apretados a una tensión de perno no menor que la entregada en la tabla de pre tensiones.
- Se debe asegurar la instalación por cualquiera de los siguientes métodos: método del giro de la tuerca, un indicador de tensión directo, llave calibrada.

#### **3.1.7.1. Espaciamiento mínimo.**

La distancia entre centros de perforaciones estándar, no debe ser menor que 2-2/3 veces el diámetro nominal del conector.

El espaciamiento mínimo es para facilitar la construcción y no satisface necesariamente los requisitos de resistencia de aplastamiento y desgarre.

#### **3.1.7.2. Distancia mínima al borde.**

La distancia desde el centro de una perforación estándar hasta el borde de una parte conectada en cualquier dirección no debe ser menor que el valor aplicable de la Tabla N° 15. La distancia desde el centro de una perforación sobredimensionada hasta el borde de una parte conectada no debe ser menor que la requerida por una perforación estándar hasta el borde de una parte conectada más el incremento aplicable dispuesto en la Tabla N° 7

Las distancias mínimas al borde entregadas son para facilitar la construcción y no satisfacen necesariamente los requisitos de resistencia de aplastamiento y desgarre de la Sección. Se permiten valores menores cuando se satisfacen los requisitos de diseño y se entiende los espaciamientos de construcción. (AISC) pág. 16-170

Tabla 3. 5 Distancias mínima al borde según AISC 360-05

<b>Tabla J3.4M</b>		
<b>Distancia Mínima al Borde<sup>(a)</sup>, mm, desde el centro del agujero Estándar<sup>(b)</sup> hasta el borde de la parte conectada</b>		
Diámetro Perno (in)	En bordes acerrados	En bordes laminados en planchas perfiles y barras o en bordes por corte térmico <sup>(c)</sup>
<b>16</b>	28	22
<b>20</b>	34	26
<b>22</b>	38(d)	28
<b>24</b>	42(d)	30
<b>27</b>	48	34
<b>30</b>	52	38
<b>36</b>	64	46
<b>Sobre 36</b>	1.75d	1.25d

(a) se permite utilizar de bordes menor provisto que se satisfacen las disposiciones de la sección J3 10 de forma apropiada.

(b) para agujeros sobre tamaño y ranurados ver la tabla J3 5M

(c) se permite que todas las distancias del borde en esta columna sean reducidas 3mm cuando el agujero está en un punto donde la resistencia requerida no exceda de 25 % de la resistencia máxima en el elemento

(d) se permite que estas sean de 3 mm en ambos extremos de los ángulos de conexión de vigas y en placas de cabeza de corte

Fuente: (AISC)

Tabla 3. 6 Incremento mínimo al borde SEGÚN AISC 360-05

<b>Tabla J3.5M</b>				
<b>Valores del incremento de distancia de borde <math>c_2</math>, mm</b>				
<b>Diámetro nominal del conector (mm)</b>	Agujero sobre tamaño	Agujeros ranurados		
		Eje largo perpendicular al borde		Eje largo paralelo al borde
		Ranura corta	Ranura larga <sup>(a)</sup>	
<b>22</b>	2	3		
<b>24</b>	2	3	0.75d	0
<b>27</b>	3	5		

Cuando la longitud de la ranura es menor que el máximo admisible (ver tabla J3.3M) se permite que  $C_2$  sea reducido por la mitad de la diferencia entre las longitudes de ranura máxima y actual

Fuente: (AISC)

### 3.1.7.3. Distancia máxima a los bordes y espaciamiento.

La distancia máxima desde el centro de cualquier perno hasta el borde más cercano de partes en contacto puede llegar a ser 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no debe exceder de 150 mm.

## 3.1.9. LOS MIEMBROS Y ELEMENTOS CONECTADOS.

Los elementos de miembros en conexiones y elementos conectores, tales como planchas, ángulos y soportes deben poseer las siguientes resistencias en su diseño.

### 3.1.9.1. Resistencia de placas en tracción.

La resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , cargados en tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia en tracción y fractura en tracción tal como se detalla en el diseño de miembros a tracción.

Donde:

$A_e$  = área neta efectiva para planchas de empalme apernadas.

$$A_e = A_n \leq 0.85A_g \quad (3.18)$$

### 3.1.9.2. Resistencia de placas en corte.

La resistencia de corte disponible de placas en corte debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia en corte y fractura en corte:

A) Para fluencia en corte del elemento:

$$R_n = 0.60F_y A_g \quad (3.19)$$

$$\phi = 1.00$$

B) Para fractura en corte del elemento:

$$R_n = 0.60F_y A_g \quad (3.20)$$

$$\phi = 1.00$$

Donde:

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

### 3.1.9.3. Resistencia de aplastamiento de agujeros en placas.

La resistencia de aplastamiento de diseño,  $\phi R_n$ , de superficies en contacto deben ser determinadas para el estado límite de aplastamiento (fluencia de compresión local) como se muestra a continuación:

$$\phi = 0.75$$

La resistencia de aplastamiento nominal,  $R_n$ , para varios tipos de aplastamiento debe ser determinada de acuerdo con lo siguiente:

Para superficies terminadas, pasadores en perforaciones de borde, taladrados o punzonados, y extremos de atiesadores de aplastamiento ajustado:

$$R_n = 1.8F_y A_{pb} \quad (3.21)$$

Donde:

$F_y$  : Tensión de fluencia mínima especificada,  $\text{kgf}/\text{cm}^2$

$A_{pb}$  : Área proyectada de apoyo,  $\text{cm}^2$

### 3.1.9.4. Requisitos para las placas de conexión.

Las planchas de refuerzo que se requieren para entregar la resistencia a la compresión deben ser diseñadas de acuerdo con los requisitos de compresión.

- Las planchas de refuerzo que se requieren para entregar resistencia a la tracción deben ser diseñadas de acuerdo con los requisitos de a tracción.
- Las planchas de refuerzo que se requieren para entregar resistencia al corte deben ser diseñadas de acuerdo con las disposiciones de corte.

Además, las planchas de refuerzo deben cumplir con el siguiente criterio:

El espesor y la extensión de la plancha de refuerzo deben aportar suficiente material para igualar o exceder los requisitos de resistencia. (AISC) pp. 16-211

### **3.1.10. REQUERIMIENTOS DE LA TORRE ASL.**

Los requerimientos de diseño en los que se basará esta tesis están dados por los que la empresa pública para la licitación de las torres.

#### **3.1.10.1. Descripción general del requerimiento.**

El suministro de la torre tipo ASL está compuesta de:

Cabeza con crucetas, cuerpo principal y stubs.

ASL: Torre de Anclaje (70°) y Remate (15°) a 230 kV.

#### **3.1.10.2. Condiciones generales.**

La estructura será diseñada para que pueda resistir las condiciones ambientales señaladas a continuación:

- Altura sobre el nivel del mar: entre 2500 y 3000 msnm.
- Temperatura ambiente: -5° C a 40° C.
- Viento máximo: 90 km/h.

#### **3.1.10.3. Requerimientos específicos de diseño estructural.**

El diseño estructural y de detalle será sobre la base de los datos, cargas y dimensiones básicas indicadas en las especificaciones de carga.

Mediante una modelación computacional se realizará una verificación del comportamiento para la condición de sismo y rotura de conductores.



Que se puede observar en anexó de cargas

#### **3.1.10.4. Requerimiento de materiales, diseño, detalle y fabricación.**

Las torres serán de acero galvanizado en caliente y su acabado deberá ser liso y sin rebabas, escorias o grumos, tipo en celosía autosoportantes, apropiadas para instalación en fundaciones de concreto tipo zapata, pilotes o grilla.

En las pruebas, una vez que se apliquen las cargas de diseño, se permitirá una deflexión máxima del 3% a la altura desde el nivel de suelo, y luego de liberar al prototipo de toda carga, se aceptará una deflexión de retorno de hasta el 0.5% de la altura libre probada. Se usarán pernos para todas las conexiones y uniones y se procurará que sean del mismo diámetro. Las cargas mecánicas especificadas en los planos son puntuales y se deberán calcular los esfuerzos y diseñar la estructura de tal forma que soporte sin deformarse.

#### **3.1.10.5. Límites de longitud de los miembros.**

La relación de esbeltez para el diseño de torres de transmisión:

Los miembros de los montantes o cantoneros y los miembros principales en el brazo transversal en compresión 150

Los miembros con esfuerzos secundarios 200

Los miembros redundantes y tensiones bajas 250

Los miembros a tensión 350

#### **3.1.10.6. Requerimientos límites para los miembros y pernos.**

a) Espesor mínimo de los materiales

Miembros principales de cantoneras: 6 mm

Miembros angulares de superestructuras: 5 mm

Miembros angulares secundarios: 3 mm

Platinas de unión: 4 mm

b) Ancho máximo de los ángulos de acero de alta resistencia: 16 veces el espesor.

c) Diámetro mínimo de los pernos: 16 mm ó 5/8" in2.22.9.

### **3.1.10.7. Requerimiento General de las conexiones.**

Todas las conexiones serán empernadas y los miembros sometidos a esfuerzos que determinen tensiones suplementarias deberán ser conectados por los menos con dos pernos.

Si son necesarios dos o más pernos para la unión de los miembros, deberá disponerse de cartela para la conexión, salvo en aquellos casos en que el ancho del miembro permita situar sobre el mismo dos pernos.

La excentricidad de las conexiones será reducida al valor más bajo posible, todos los miembros del cuerpo principal, extensiones de cuerpo o patas, deberán ser en lo posible hechos de una sola pieza. Todas las diagonales dobles del sistema de miembros principales deberán ser conectadas en sus puntos de intersección con por lo menos un perno.

Entre los requisitos mínimos se encuentran:

Espaciamiento mínimo entre pernos

16 mm 25 mm

19 mm 30 mm

22 mm 35 mm

Distancia mínima al filo del Miembro

16 mm 22 mm

19 mm 25 mm

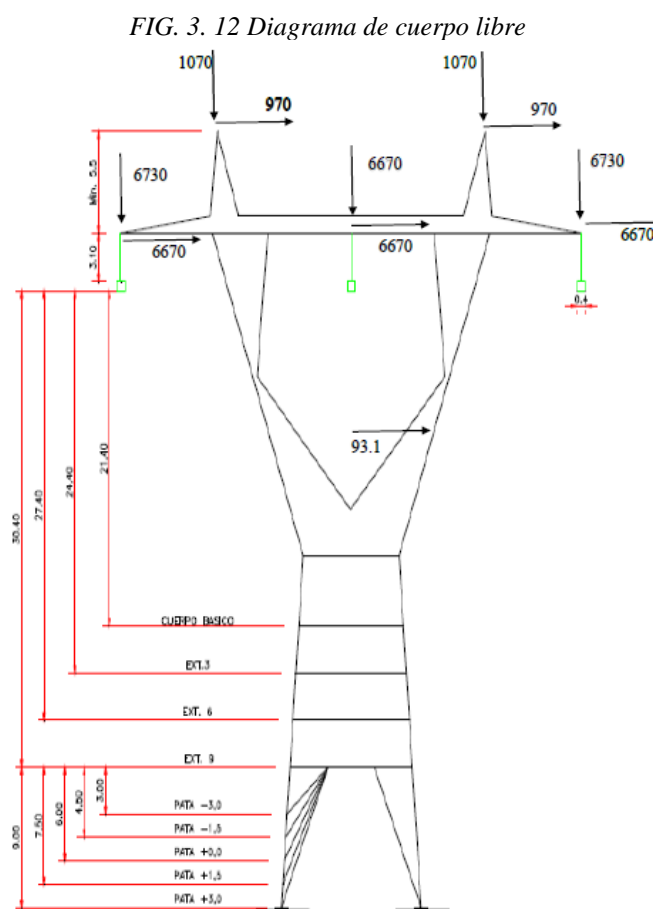
22 mm 28 mm

### 3.1.11. ANÁLISIS DE CUERPO LIBRE Y ESTABILIDAD DE LA TORRE ASL.

El primer paso del diseño de la Torre es el constituir el diagrama de cuerpo libre, que permite el comprender los requerimientos de la misma, así como la magnitud de la estructura.

Se realizó una hoja de cálculo para validar que el caso 1A ver anexos es el caso de servicio crítico de la torre, para realizar solo bajo esté el análisis de cuerpo libre.

Siguiendo las ecuaciones del equilibrio estático la torre. Fig. N° 3.12



*Elaboración propia*

$$\sum F_x = 0$$

$$970 + 970 + 6670 + 6670 + 6670 = \text{Reac } X$$

$$\text{Reac } X = 21950$$

$$\sum F_z = 0$$

$$1070 + 1070 + 6730 + 7180 + 6730 = \text{Reac } Z$$

$$\text{Reac } Z = 22780$$

$$\sum M_o(\text{BASE}) = 0$$

$$970 \times 48 + 970 \times 48 + 6730 \times 42.5 + 7180 \times 42.5 + 6730 \times 42.5 = \text{Reac} \times O'$$

$$M_o = 970320 \text{ kg} - m$$

$$M_o = 970.320 \text{ Ton} - m$$

$$\sum M_o(\text{BASE}) = \text{Reac } X \times H_B$$

$$O' = \frac{M_o}{\text{Reac } X}$$

Calculando la altura al centro de cargas global.

$$O' = \frac{970320}{21950}$$

$$O' = 44.2059 \text{ m}$$

Calculando del peso estimado de acuerdo al capítulo I

$$W = k_g H \sqrt{M_o B}$$

Se asume de acuerdo al árbol de cargas de la torre una altura final aproximada de 33, Ryle de 0.011 y el momento encontrado.

$$W = 0.011 \times 33m \sqrt{970.320}$$

$$W = 11.3074$$

Calculando la longitud de la base aproximada para torres de anclaje o ancho de la torre

$$B_o = 0.0691\sqrt{M_o B} + 1$$

$$B_o = 0.0691\sqrt{970.320} + 1$$

$$B_o = 10.798 \cong 11 \text{ m ok}$$

De acuerdo a la longitud de base aproximada encontrada se pretende encontrar la longitud del Cuello aproximada de acuerdo a lo enunciado en 1.5.2.

$$b_o = \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{3} B_o \\ \frac{2}{5} B_o \end{array} \right\}$$

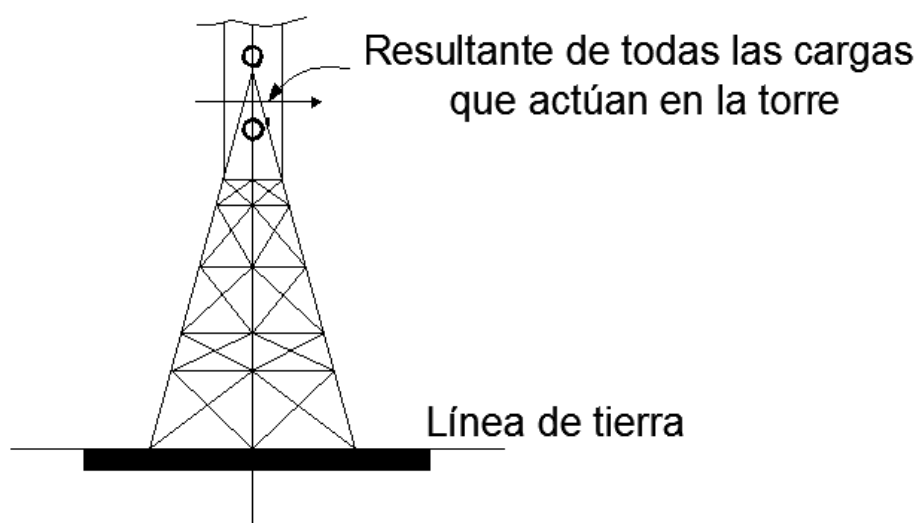
Al ser una torre de anclaje y retención directo iremos a los 2/5 de la base aproximada para darle mayor estabilidad.

$$b_o = \frac{1}{3} B_o$$

$$b_o = \frac{1}{3} (11)m = 3.66 \cong 4 \text{ m ok}$$

La estabilidad de la torre es un parámetro muy importante en el diseño, ya que en él se fundamenta la eficiencia de material y de resistencia, por tal es necesario verificar de acuerdo a lo enunciado en 1.5. (Ver Fig. N° 3.13)

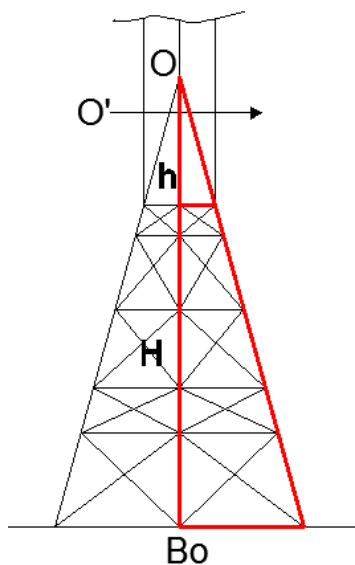
FIG. 3. 13 Puntos de estabilidad ASL



Elaboración propia

Por semejanza de triángulos el centro aproximado de la torre piramidal o punto de cono de estabilidad deberá estar por encima del centro de cargas  $O'$ ,  $O$  se determina con los anchos de base y cuello pre establecidos. (Ver Fig. N° 3.14)

FIG. 3. 14 Centro de estabilidad ASL



Elaboración propia

$$\frac{h_o + H}{\left(\frac{B_o}{2}\right)} = \frac{h_o}{\left(\frac{b_o}{2}\right)}$$

Del árbol de cargas presentado sacamos la distancia al cuello desde la base la misma que corresponde a 31 m.

$$\frac{h_o + H}{\left(\frac{B_o}{2}\right)} = \frac{h_o}{\left(\frac{b_o}{2}\right)}$$

$$\frac{h_o + 31}{\left(\frac{11}{2}\right)} = \frac{h_o}{\left(\frac{4}{2}\right)}$$

$$5.6363 = 0.3182h_o$$

$$h_o = 17.7132$$

El centro de gravedad  $O = 17.7132 + 31 = 48.71.32$  m

$$O = 48 \text{ m}$$

Por tanto, vemos que con la base y cuello aproximado encontramos que, si es estable la torre más, de acuerdo a lo estipulado para que la torre sea estable, más esto se determinara en el análisis de modelos siguientes que toman en cuenta ya el tipo de arriostramiento y la deflexión lateral permisible.

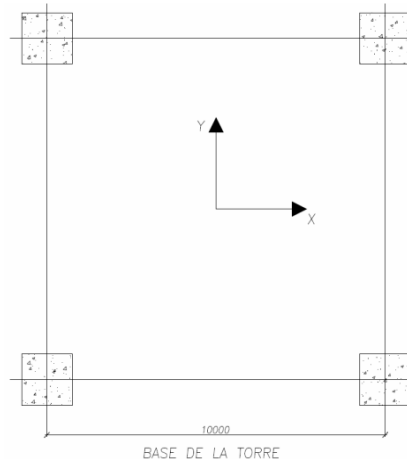
$$b_o = \frac{2}{5} B_o$$

$$b_o = \frac{2}{5} (11)$$

$$b_o = 4.4 \cong 4 \text{ m}$$

Para terminar este análisis de cuerpo libre con los datos ya presuntos encontrados es necesario el entender que pasa en las reacciones de pata de la torre para pre diseñar los elementos montantes de principales. (Ver Fig. N° 3.15).

FIG. 3. 15 Base de la torre

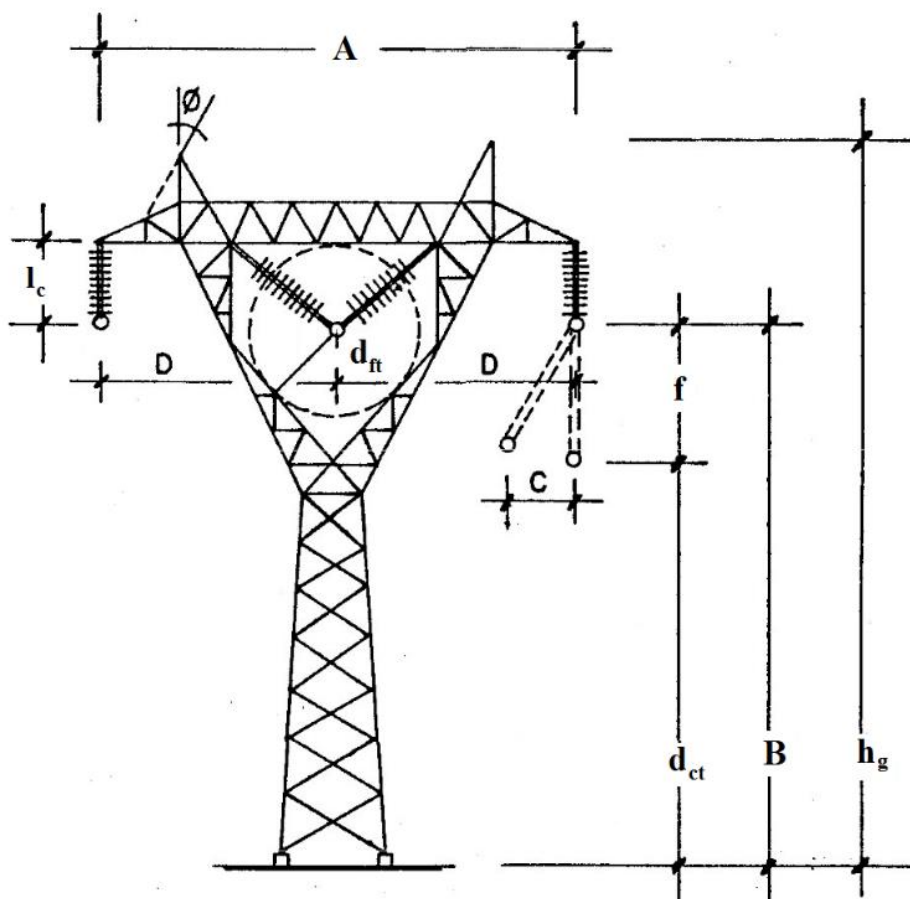


Elaboración propia

### 3.1.11.1 Distancias mínimas en torres tipo ASL.

Las distancias requeridas en torres ASL está determinado esencialmente por factores que se indican (Fig. N° 3.16)

FIG. 3. 16 Distancias recomendadas de torre tipo ASL



Elaboración propia

$l_c$  : longitud de cadena de aisladores

$A$  : ancho de la torre.

$h_g$  : altura de los cables de guarda sobre el terreno (al pie de la estructura).

$B$  : altura de los conductores sobre el terreno (al pie de la estructura).

$f$  : flecha del conductor.

$d_{ct}$  : altura mínima del conductor sobre el terreno

$d_{ft}$  : distancia fase a tierra.

$D$  : distancia entre centros de fase



$\emptyset$  : Angulo de protección (blindaje).

C : máxima oscilación del conductor.

Para tensiones nominales mayores de 230 kV.

Fase a tierra. De la ecuación

$$d_{ft} = \left( \frac{(TCM)_d}{(550K_2)} \right)^{\frac{5}{3}}$$

$$(TCM)_D = 13.93$$

$$k_2 = 1.2$$

$$d_{ft} = \left( \frac{1400}{(550 \times 1.2)} \right)^{\frac{5}{3}}$$

$$d_{ft} = 3.47 \cong 3.5 \text{ m}$$

Fase a fase

$$D \geq n\sqrt{f + l_c} + 0.012 \text{ Kv}$$

$$D \geq n\sqrt{f + l_c} + 0.012 \text{ Kv}$$

Si:

$$f + l_c > 40 \text{ m}$$

$D \geq 3.8 + 0.012 \text{ kV}$  para conductores de aluminio.

$D \geq 3.2 + 0.012 \text{ kV}$  para otros tipos de conductores.

En las expresiones anteriores.

$n = 0.6$  para conductores de aluminio.

$n = 0.6$  para conductores de cobre o ACSR.

$f$  = flecha del conductor en m.

$l_c$  = longitud de la cadena de aisladores (para aisladores tipo alfiler o cadena en "V".  $l_c = 0$ ), en metros.

kV = voltaje de operación.

$K_2$  = factor que depende de las configuraciones de los electrodos, sus valores se muestran en la Tabla N° 1

$(TCF)_d$  = Tensión crítica de diseño para flameo por rayo, en kV, se calculará de acuerdo a la Ecuación N° 4

$(TCM)_d$  = tensión crítica de diseño para flameo por maniobra, en kV, se calculará de acuerdo con la Ecuación N° 5

### 3.1.11.2 Corrección por condiciones climáticas.

El aislamiento de líneas de transmisión se ve afectado por condiciones ambientales tales como presión atmosférica, temperatura, humedad y contaminación. Debido a lo anterior, las tensiones críticas de flameo de diseño para el cálculo de las distancias de aislamiento en aire se determinarán de acuerdo a la siguiente expresión.

$$(TCM)_d = \frac{0.93}{1.0316^1} \times \frac{NB1425AI}{0.922}$$

$$(TCM)_d = 1399.538 \cong 1400$$

Donde.

$k_h = 0.93$  de tabla factor de corrección por humedad es 15.8

$NBAI=1425$  De tabla de nivel de aislamiento normalizado.

$m$  = exponentes que dependen de la configuración de los electrodos y tiene máximo 1.0 (se recomienda usar este valor).

$G$  = factor de corrección a condiciones estándar. (temperatura ambiente de 25°C y presión barométrica 760 mm de Hg a nivel del mar).

$$G = \frac{0.392 b}{273 + t} = \frac{3.921 \times Pb}{273 + t}$$

$P_b=76.22$

$t=16.7$

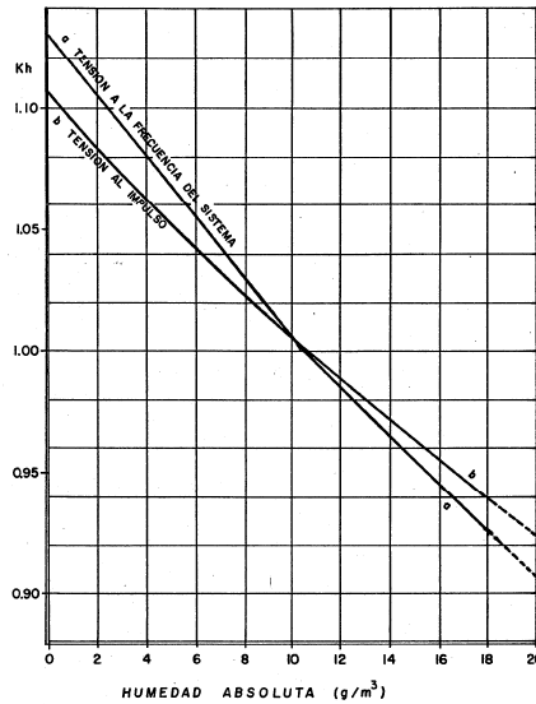
$$G = 1.0316$$

3.1.11.3. distancia del conductor al terreno.

$$d_{ct} = 5 + 1.4 \times d_{ft}$$

$$d_{ct} = 5 + 1.4 \times 3.5 = 9.9 \cong 10m$$

Tabla 3. 7 Factor de corrección por humedad



Elaboración propia

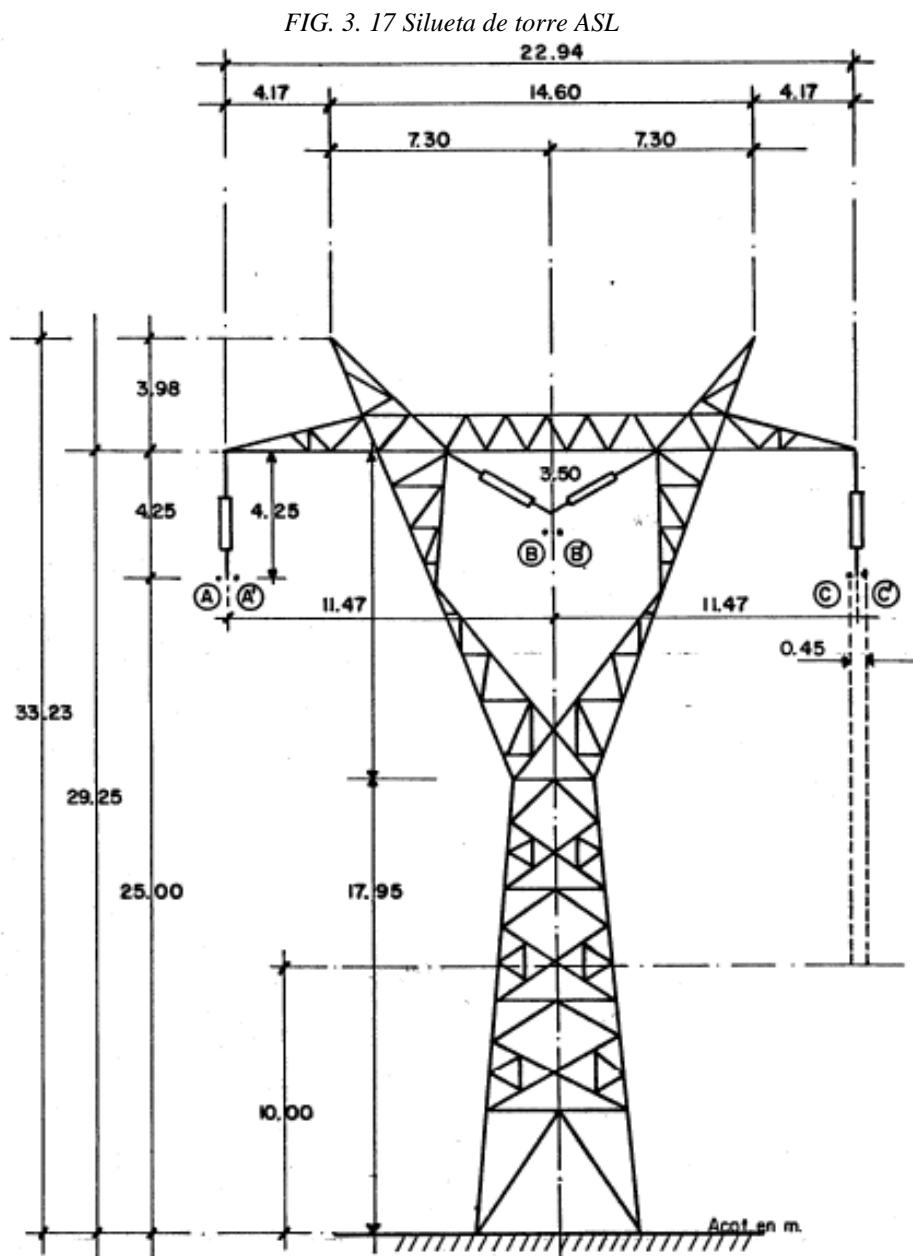
Tabla 3. 8 Niveles de aislamiento normalizados

Tensión nominal del sistema kV (eficaz)	Tensión máxima de diseño kV (eficaz)	Nivel básico de aislamiento al impulso (NBAI) en fase a tierra kV (cresta)	Nivel básico de aislamiento por maniobra (NBAM) en fase a tierra kV (cresta)	Nivel básico de aislamiento por maniobra (NBAM) en fase a fase kV (cresta)
400	420	1050		
		1175	950	1425
		1300	1050	1550
		1425		
765	800	1800		
		1950	1450	2400
		2100	1550	2550
		2400		

Elaboración propia

3.1.11.4 Geometría de la torre ASL.

De los cálculos obtenidos se llega a tener la siguiente silueta: (Fig. 3.17)



*Elaboración propia*

## CAPÍTULO IV

### 4.1. PARÁMETROS DE SIMULACIÓN CON SOFTWARE.

La disponibilidad de computadoras, ha cambiado drásticamente la manera en que se realizan y diseñan las estructuras de acero. Hoy los programas de elementos finitos, son la herramienta típica en el análisis de torres y demás estructuras a partir de cargas concebidas, gracias a ello se puede reducir considerablemente el tiempo requerido y enfatizar el desarrollo de varias alternativas basadas en los conceptos técnicos básicos.

#### 4.1.1. Métodos de análisis.

EL método de diseño por computador son los más utilizados, dependiendo de las necesidades. El primero, utiliza una geometría fija, mientras que el segundo supone, la geometría como desconocido, en este caso se utilizará el primer método en relación al tamaño y las diversas variables que existen,

#### 4.1.2. Método de geometría fija.

El diseño con geometría fija, se aplica en torres de transmisión; ya que son estructuras complejas y se someten a una variedad de condiciones de carga, de tal manera se optimiza la elección de los tamaños de los miembros, que están influenciados por su posición en relación con sus adyacentes y las condiciones de conexión.

#### 4.1.3. Antecedentes de SAP 2000.

Desde que SAP 2000, Structural and Analysis Programs (Programas de análisis y estructuras), apareció en los años 70 bajo la investigación del Ing. Ashraf Habibullah, por la dirección del Dr. Edward L. Wilson en la Universidad de California, Berkeley, el programa se ha constituido como el líder en simulación estructural, en los 40 años de su

existencia, ha pasado por una serie de modificaciones, que han dado como resultado de un programa didáctico y en lo posible completo, SAP 2000 entre sus tantas bondades es capaz de simular tanto cargas estáticas, como dinámicas, así como, en elementos tipo perfil o placa, en diferentes materiales entre los que se encuentra el acero estructural.

#### 4.1.4. Aplicación de simulación en SAP 2000.

El programa SAP 2000 es un programa, que se maneja dentro de dos estados principales, a los que se conoce como estado de pre simulación y post simulación.

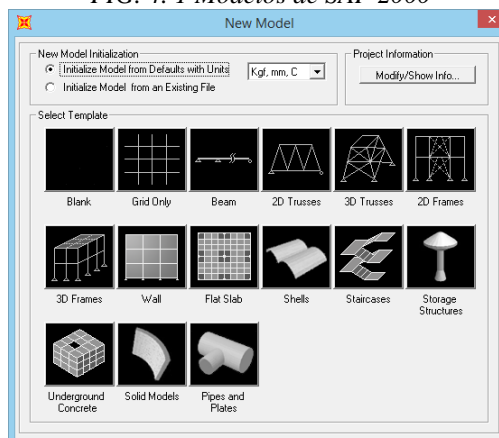
En ello es necesario el introducir y verificar una serie de parámetros, para de tal manera, realizar la simulación en forma eficiente.

#### 4.1.5. Estado de pre simulación.

##### 4.1.5.1. Definición de Modelo.

Cuando se ingresa al programa, lo primero que se debe hacer, es el escoger el tipo de modelo a realizar, ya que en base a ello se generan algunas variantes dentro del programa, como la aplicación de restricciones en los nodos, además, en este punto es necesario definir las unidades de diseño, las mismas que en este caso se tomarán en el sistema internacional. (Ver Fig. N° 4.1)

FIG. 4.1 Modelos de SAP 2000

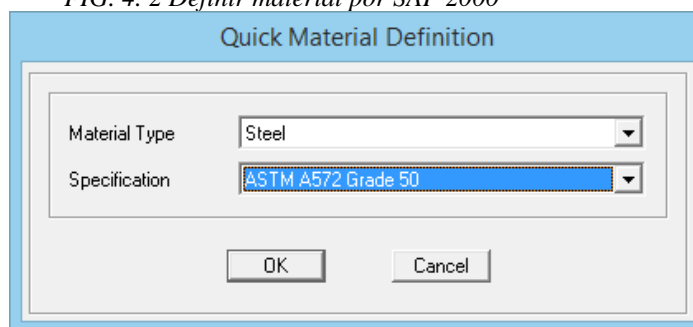


Elaboración propia

**4.1.5.2. Definición de materiales.**

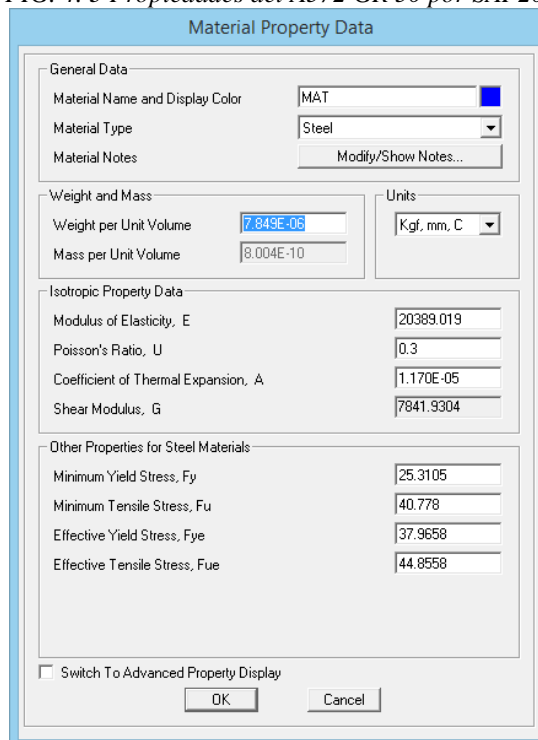
Ingresadas las unidades en el programa, es necesario determinar todos los parámetros previos a la simulación, entre los que se encuentran, el aplicar el material a poseer los perfiles angulares de la torre, así como el acero ASTM A572 gr 50, el mismo que ha sido introducido bajo las librerías propias del programa para de tal manera garantizar su correcta utilización. (Ver Fig. N° 4.2 y Fig. N° 4.3)

FIG. 4. 2 Definir material por SAP 2000



*Elaboración propia*

FIG. 4. 3 Propiedades del A572 GR 50 por SAP2000



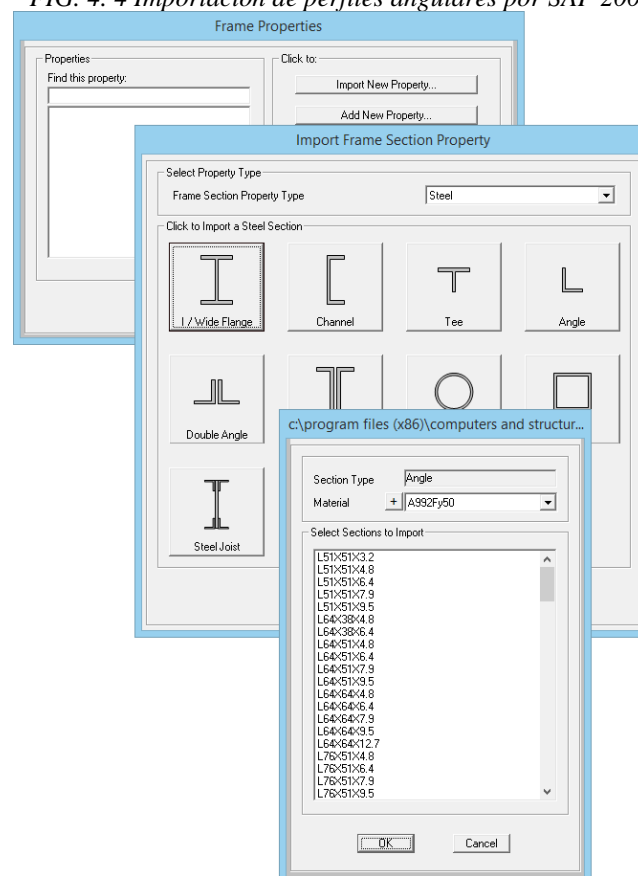
*Elaboración propia*

#### 4.1.5.3. Definición de perfiles.

Determinado el material a poseer el modelo de simulación, el siguiente paso es definir una gama de perfiles a ser asignados al mallado estructural, a fin de proveer una base bajo los perfiles más usuales en el mercado, y de tal manera garantizar la puesta en marcha del proceso.

Lamentablemente los perfiles angulares A572 gr 50 determinados como los más apropiados para este propósito, no son muy comerciales en el Perú, las empresas dedicadas a la fabricación de torres los importan de otros países, así nos hemos referido al catálogo de importación, de perfiles americanos en equivalencia internacional, bajo la norma AISC-360-05 de perfiles angulares, que viene a ser la más usada por su aplicabilidad y su comercialización. (Ver Fig. N° 4.4)

FIG. 4. 4 Importación de perfiles angulares por SAP 2000



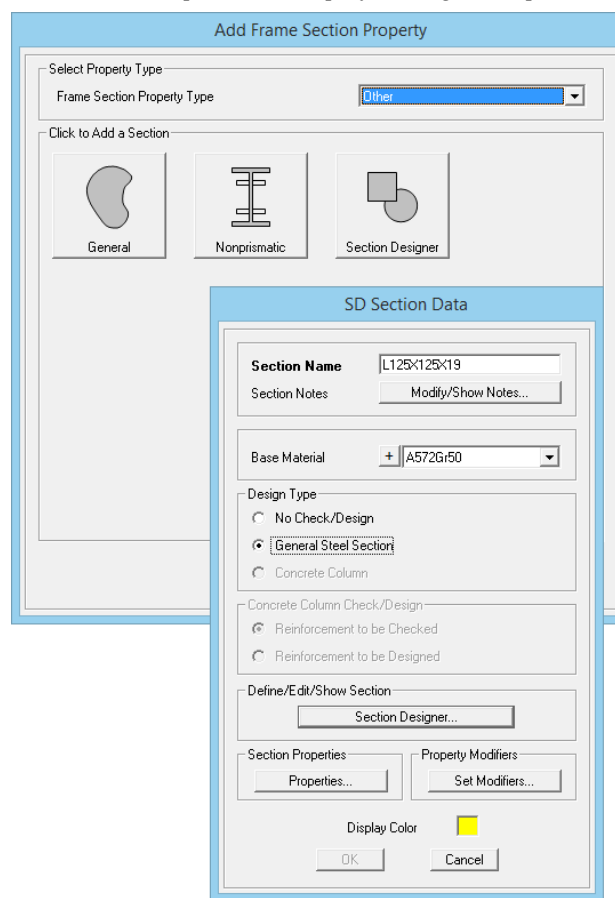
Elaboración propia



### 3.4.3.1 Definición de perfiles armados.

En muchas ocasiones es necesario armar perfiles, para mejorar las propiedades de las secciones, en el caso de la torre AR2-C4 fue necesario armar una sección tipo cruz a fin de generar simetría en inercia en los dos sentidos, y por tal el suplir la falta de resistencia a la compresión de los elementos inferiores en los montantes tronco cónicos, para tales efectos se diseñó las secciones armadas bajo la utilización del diseñador de perfiles. (Ver Fig. N° 4.5).

FIG. 4. 5 Importación de perfiles angulares por SAP 2000.



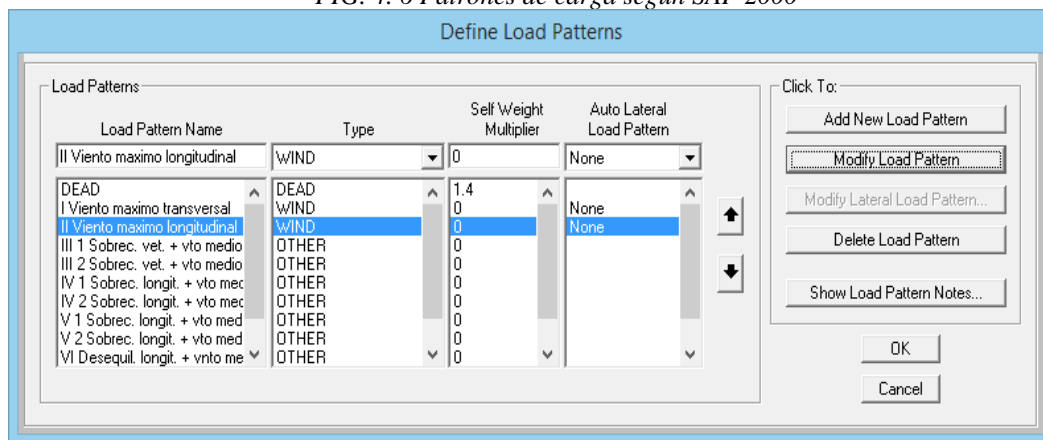
*Elaboración propia*

### 4.1.5.4. Definición de patrones de carga.

Es necesario el definir los patrones de carga a ser evaluados, entre ellos se encuentran todos los requerimientos de carga, a los que alguna vez en la vida útil de la estructura pudieran estar presentes. En este parámetro se evalúa el peso propio de

la estructura, éste es calculado directamente por el programa en base a los pesos unitarios de los elementos, las características de la fuerza de viento, como de sismo de la misma manera en relación a la norma correspondiente, donde se permite el ingresar los datos pertinentes, como dirección, factor de importancia, etc. Los mismos que igual al peso propio serán evaluados directamente por el programa. (Ver Fig. N° 4.6)

FIG. 4. 6 Patrones de carga según SAP 2000

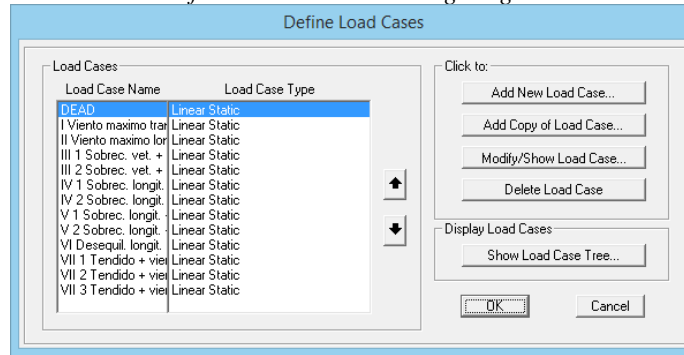


Elaboración propia

#### 4.1.5.5. Definición de casos de carga.

Luego de haber definido los patrones de carga, es necesario definir el comportamiento de éstos, como factores de maximización o reducción permanente, en el caso particular de la torre, es aquí donde se debe introducir el factor OLF (Ordinal Load Factor) de 1.4 para el peso propio o carga muerta, el mismo que simula bajo la ampliación de la carga, el comportamiento de la estructura con su peso real en relación a los pesos propios no considerados, como peso de pernos, galvanizado, accesorios, entre otros. Hay que decir que al momento de evaluar la estructura estos factores se tomarán como casos estáticos. (Ver Fig. N° 4.7).

FIG. 4. 7 Definición de casos de carga según SAP 2000

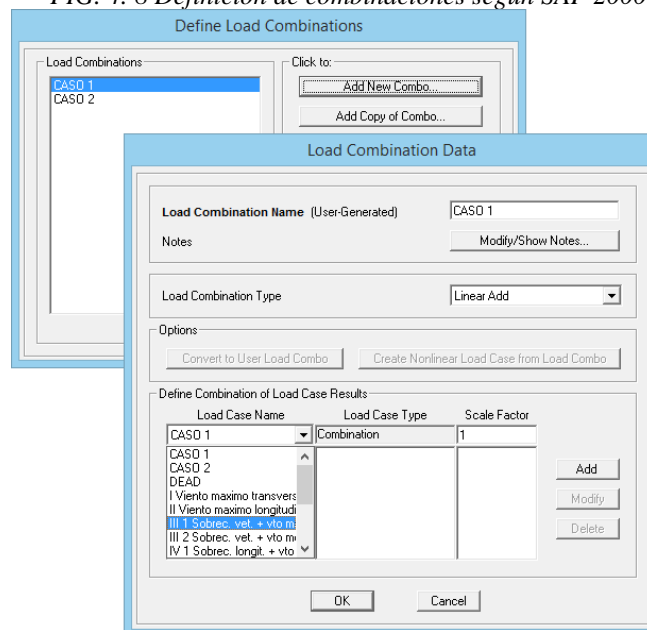


Elaboración propia

#### 4.1.5.6. Definición de combinaciones de carga.

Es necesario definir el comportamiento de las diferentes combinaciones de carga, en el caso particular de la torre, es aquí donde se debe ingresar los diferentes casos estipulados (casos combinatorios) en el diseño, hay que comprender que al hacer el análisis por el método LRFD se deben asignar los valores de factor de carga dependiendo el patrón, más la información del árbol de cargas entregada, comprende valores de carga última ya aplicado dichos factores, por tal motivo introducimos simplemente la combinación requerida. (Ver Fig. N° 4.8)

FIG. 4. 8 Definición de combinaciones según SAP 2000 VI4.

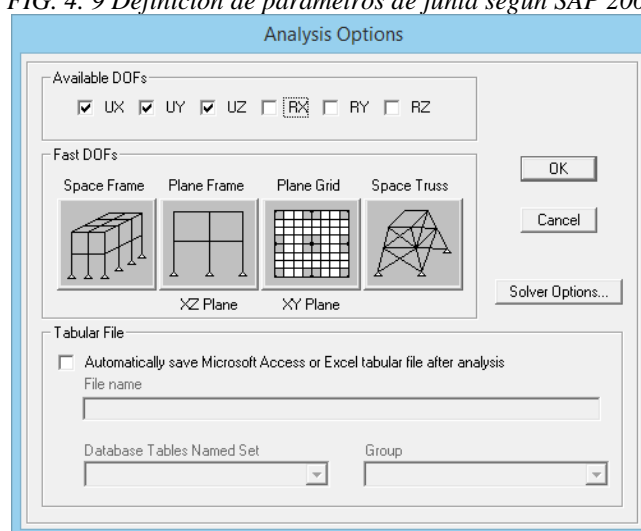


Elaboración propia

#### 4.1.5.7. Definición de parámetros de juntas.

Los parámetros por los que son evaluados las juntas, dependen del tipo de restricción aplicada, comprendiendo la liberación o no tanto de los desplazamientos relativos como de las restricciones de giro que puedan tener los puntos de conexión, en el caso de las torres de transmisión, es este el momento de liberar las juntas de las rotaciones y por tal el delimitar el cálculo al de una armadura ideal, donde los elementos trabajan sujetos a compresión y tracción pura indistintamente. (Ver Fig. N° 4.9).

FIG. 4. 9 Definición de parámetros de junta según SAP 2000



Fuente: SAP 2000 V14.

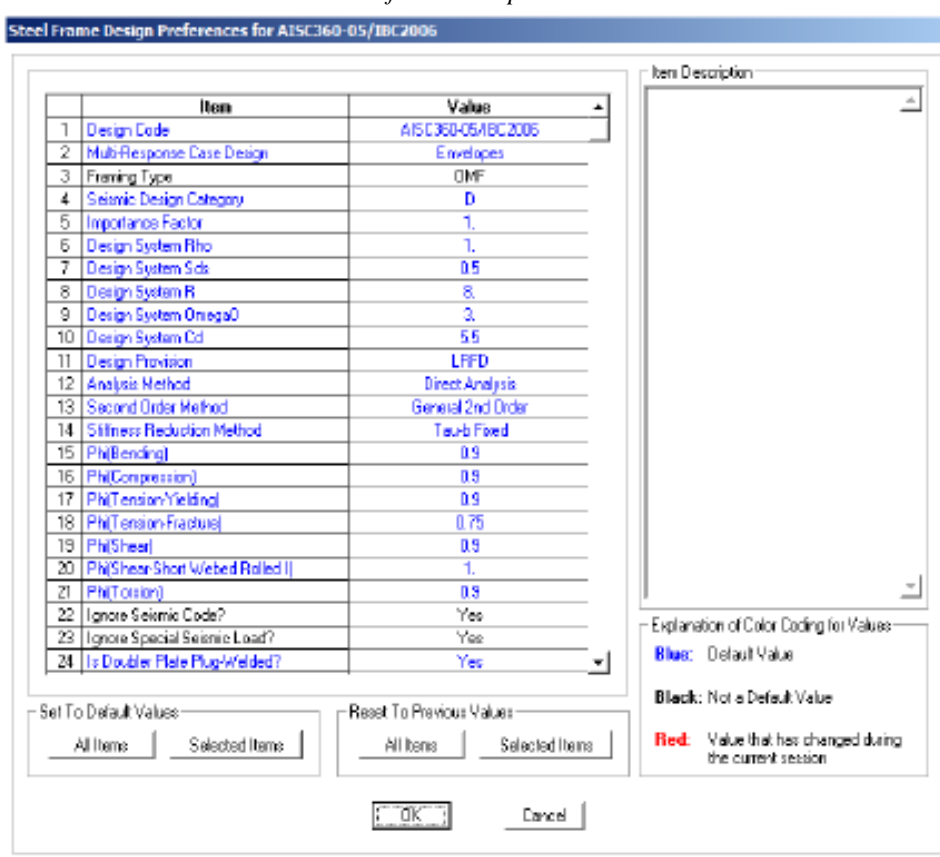
#### 4.1.5.8. Definición de parámetros de diseño.

Los parámetros por los cuales la estructura estará diseñada, depende de las diferentes normas que garantizan la confiabilidad de los diferentes métodos, en este caso se tomará la norma AISC-360-05, la misma que actualmente se encuentra en vigencia internacional, dentro de este parámetro es necesario el comprender los tipos de diseño de perfil existentes, donde se limitan por su provisión en: de ordinario, medio o especial momento, en el caso de las torres de línea de transmisión, se debe tomar como perfiles

de momento ordinario, ya que la estructura estará en lo previsto no sujeta a cargas extremas de momento, en el que el análisis de juntas no está determinado por el empotramiento absoluto o ideal.

Otra particularidad del diseño, es el verificar los factores de resistencia en el método LRFD, los cuales ya han sido determinados internamente por el programa, aquí debemos reconocer que sean los mismos utilizados en el diseño por la norma, lo cual asegura la aplicación de las reducciones por resistencia de los diferentes esfuerzos. (Ver Fig. N° 4.10)

FIG. 4. 10 Definición de parámetros de diseño

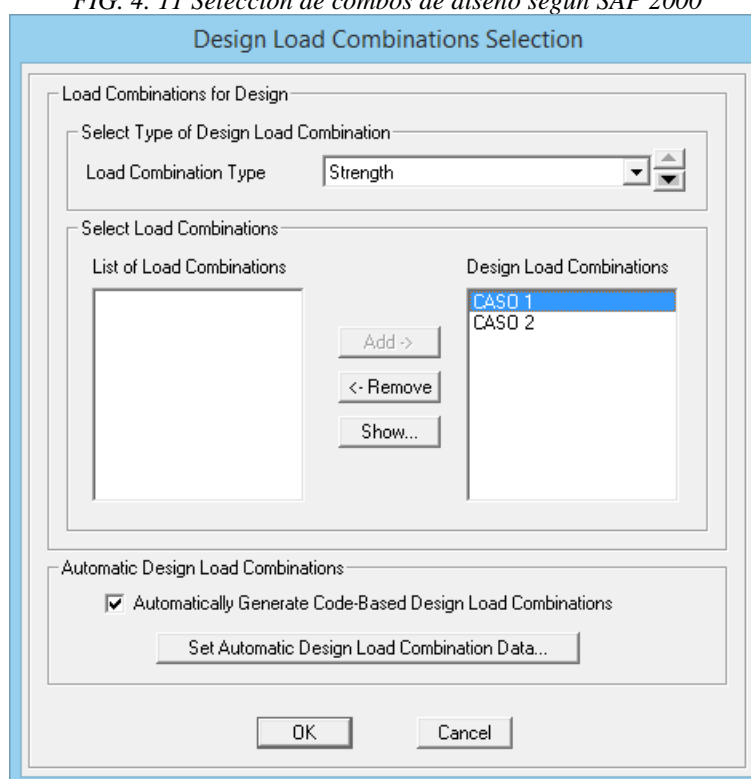


FUENTE: SAP 2000

#### 4.1.6. Selección de combinaciones de carga de diseño.

En cuanto ya se ha terminado de configurar los parámetros iniciales, es necesario, el seleccionar las combinaciones de diseño previstas para que sean analizadas, ya que el programa trae consigo por medio del método de diseño una serie de combinaciones ya prescritas, las mismas que en este caso, no son necesarias porque poseemos combinaciones propias con factores pre establecidos, así debemos agregar nuestros combos personalizados, y desactivar los combos automáticos. (Ver Fig. N° 4.11)

FIG. 4.11 Selección de combos de diseño según SAP 2000

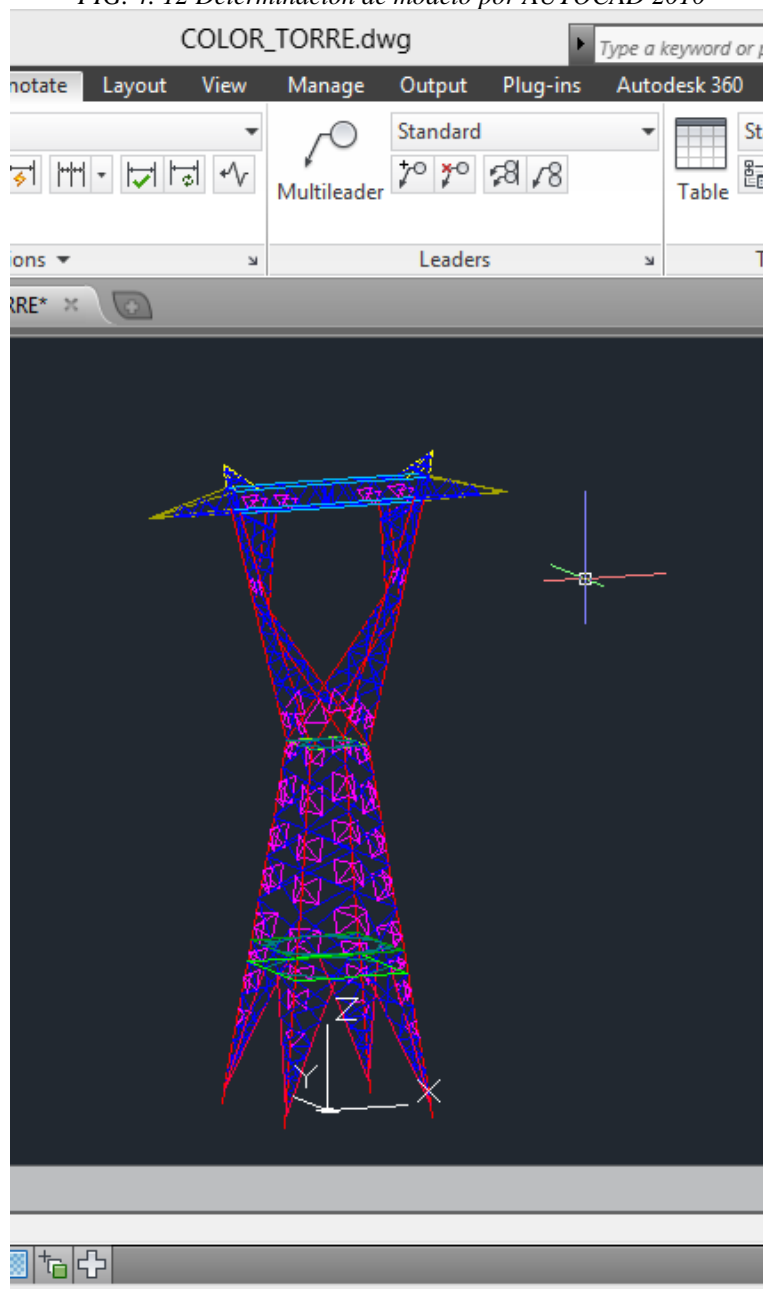


*Elaboración propia*

#### 4.1.7. Determinación del modelo de simulación.

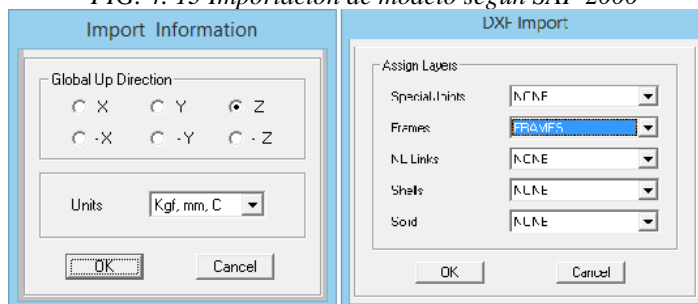
Aplicado todo parámetro, es necesario introducir el modelo, el mismo que en vista de su complejidad fue determinado bajo la importación de AUTO CAD 2010 en mallado simple. (Ver Fig. N° 4.12 y Fig. N° 4.13).

FIG. 4. 12 Determinación de modelo por AUTOCAD 2010



Elaboración propia

FIG. 4. 13 Importación de modelo según SAP 2000



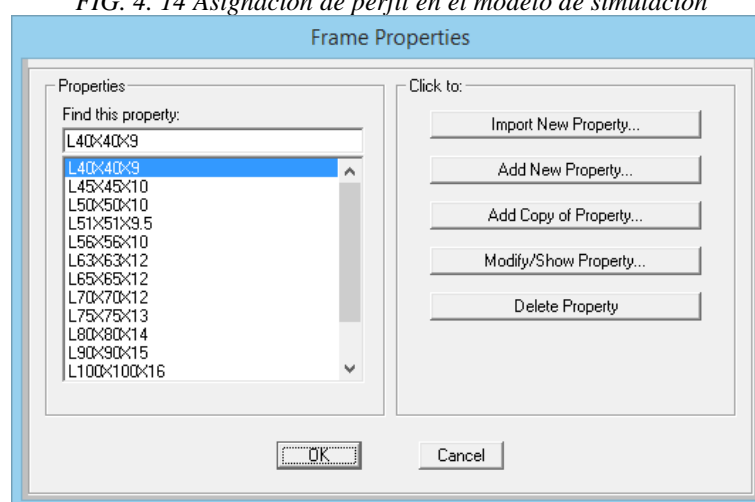
Elaboración propia

#### 4.1.7.1. Asignación de perfiles en el modelo de simulación.

Una vez importado el modelo con los determinados “frames” o perfiles, el siguiente paso es aplicar el perfil presunto de acuerdo a los requerimientos de diseño, por lo que, los diseñadores utilizan varios métodos para lo mismo, siendo el caso particular, se ha conseja el imponer a toda la torre un perfil mediano, el mismo que partirá del L102X6.4, ya que de tal manera podemos ver en gran magnitud que perfiles colapsan en el diseño.

sección y sobre diseñan por exceso de sección. (Ver Fig. N° 4.14)

FIG. 4. 14 Asignación de perfil en el modelo de simulación



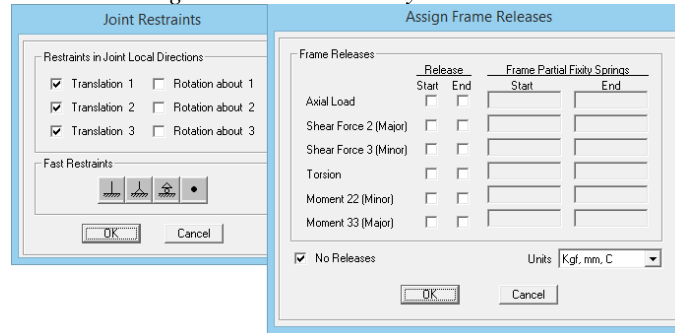
*Elaboración propia*

#### 4.1.7.2. Asignación de restricciones y de liberación de momentos.

Ya el modelo en SAP 2000, es necesario aplicar las restricciones en los nodos inferiores donde estará la cimentación, por tal, descargarán todo esfuerzo al terreno, se aplicó en todo punto inferior a la última sección de la pata, una restricción tipo articulación, para de tal manera se garantice el empotramiento de los llamados ángulos de anclaje “stubs”. Además, se debe verificar la discreción de los perfiles en sus puntos de junta, por lo que es necesario el asignar los “releases” o liberaciones de momento en los perfiles. (Ver Fig. N° 4.15).



FIG. 4. 15 Asignación restricciones y liberación de momentos

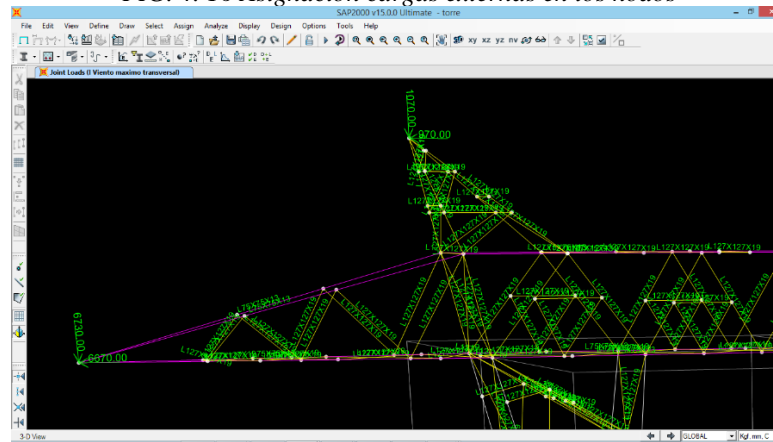


Elaboración propia

**4.1.7.3. Asignación de fuerzas externas en los nodos de aplicación.**

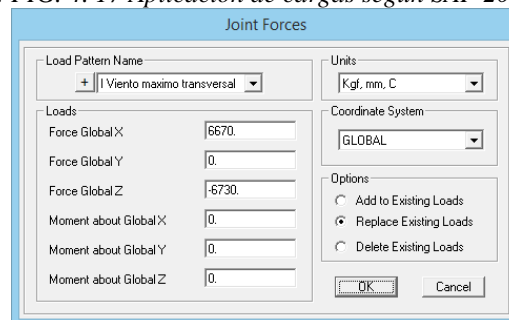
Asignado todos los requerimientos del modelo, es necesario aplicar las cargas externas de acuerdo al patrón asignado, donde se debe escoger los puntos de aplicación y aplicar cargas puntuales, tal como se indica en los requerimientos de la torre, las mismas que idealizan el comportamiento de los conductores. (Ver Fig. N° 4.16 y Fig. N° 4.17)

FIG. 4. 16 Asignación cargas externas en los nodos



Elaboración propia

FIG. 4. 17 Aplicación de cargas según SAP 2000



Elaboración propia

#### 4.1.8. Detalles de corrida del programa.

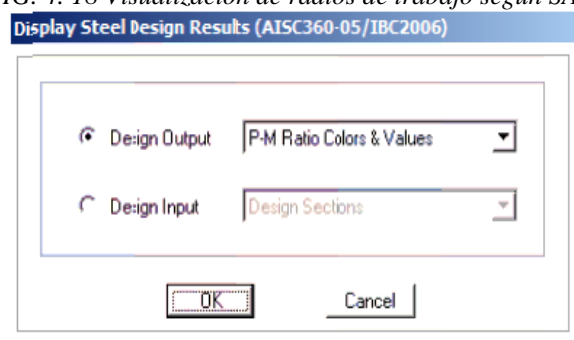
Colocado todos los parámetros pre simulación, es necesario correr el programa para visualizar los resultados y grabar el proceso de pre simulación, en este punto se ha corrido el primer proceso de falla-corrección, es importante notar que todos los casos sean evaluados y el análisis sea completado.

#### 4.1.9. Estado de post simulación.

##### 4.1.9.1. Verificación del radio de los perfiles.

Corrido el programa, pasamos al estado de post simulación, donde el diseñador debe verificar el comportamiento de la torre a los parámetros previstos, se debe comenzar verificando el radio de trabajo de los elementos, para en un futuro cambiar las secciones, y de tal manera proveer resistencia a toda la estructura. (Ver Fig. N° 4 . 1 8 )

FIG. 4. 18 Visualización de radios de trabajo según SAP 2000



*Elaboración propia*

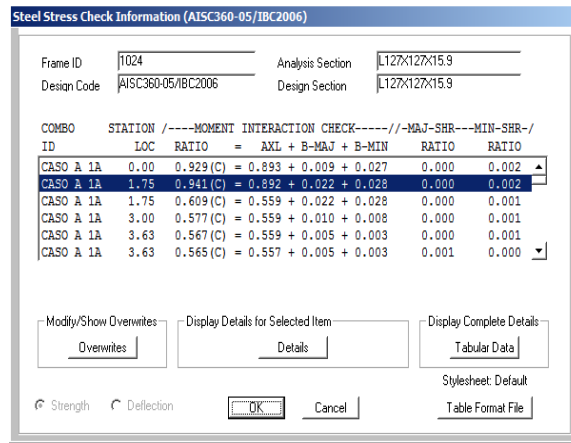
##### 4.1.9.2. Verificación de comportamiento del elemento.

Identificado el radio de trabajo, se tendrá idea de que está sucediendo en la resistencia mecánica del elemento. Luego de realizar una verificación visual de todo el modelo en contexto, se debe reconocer el estado de acuerdo a sus capacidades, para lo cual es necesario identificar, si es coherente la falla o en un supuesto están demasiados sub dimensionados los elementos o a su defecto sobre dimensionados.

La recomendación más adecuada sería calibrar los elementos por tramos de arriba hacia abajo, para de tal manera proveer la resistencia necesaria equilibradamente.

En ciertos elementos donde se constituya crítica la falla, es necesario ingresar al detalle de esfuerzos, para conocer al estado expuesto del elemento y entender si su esfuerzo es axial, de compresión o de tensión. (Ver Fig. N° 4.19 y fig. 4.20).

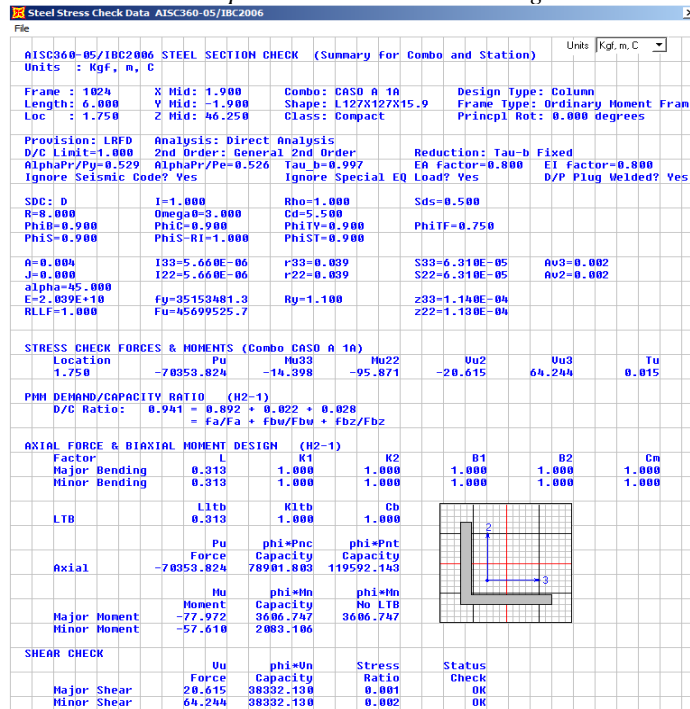
FIG. 4. 19 Información AISC SAP 2000



COMBO ID	STATION	LOC	RATIO	AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR	MIN-SHR
CASO A 1A	0.00		0.929 (C)	= 0.893 + 0.009 + 0.027	0.000	0.002
CASO A 1A	1.75		0.941 (C)	= 0.892 + 0.022 + 0.028	0.000	0.002
CASO A 1A	1.75		0.609 (C)	= 0.559 + 0.022 + 0.028	0.000	0.001
CASO A 1A	3.00		0.577 (C)	= 0.559 + 0.010 + 0.008	0.000	0.001
CASO A 1A	3.63		0.567 (C)	= 0.559 + 0.005 + 0.003	0.000	0.001
CASO A 1A	3.63		0.565 (C)	= 0.557 + 0.005 + 0.003	0.001	0.000

Elaboración propia

FIG. 4. 20 Comportamiento del elemento según SAP 2000



STEEL SECTION CHECK (Summary For Combo and Station)			
Frame : 1024	X Mid: 1.900	Combo: CASO A 1A	Design Type: Column
Length: 6.000	Y Mid: -1.900	Shape: L127X127X15.9	Frame Type: Ordinary Moment Fram
Loc : 1.750	Z Mid: 46.250	Class: Compact	Princpl Rot: 0.000 degrees
Provision: LRFD	Analysis: Direct	Analysis: 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed
D/C Limit=1.000	AlphaPr/Pr=0.529	AlphaPr/Pe=0.526	Tau b=0.997
Ignore Seismic Code? Yes	Ignore Special EQ Load? Yes	ER Factor=0.800	EI Factor=0.800
D/P Plug Welded? Yes			
SDC: D	I=1.000	Rho=1.000	Sds=0.500
R=0.000	Omega=0.000	Cd=5.500	
PhiB=0.900	PhiC=0.900	PhiTV=0.900	PhiTF=0.750
PhiS=0.900	PhiS-R1=1.000	PhiST=0.900	
A=0.000	S33=5.660E-06	r33=0.039	S33=6.310E-05
J=0.000	S22=5.660E-06	r22=0.039	S22=6.310E-05
alpha=45.000			Au3=0.002
E=2.039E+10			Au2=0.002
RLLF=1.000	fy=35153481.3	Ry=1.100	233=1.140E-04
	Fu=45699525.7		222=1.130E-04
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO A 1A)			
Location	Pu	Mu33	Mu22
1.750	-78953.824	-14.398	-95.871
			Uu2
			64.244
			Tu
			0.015
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)			
D/C Ratio:	0.941 = 0.892 + 0.022 + 0.028		
	= Fa/Fa + Fbw/Fbw + Fbz/Fbz		
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H2-1)			
Factor	L	K1	K2
Major Bending	0.313	1.000	1.000
Minor Bending	0.313	1.000	1.000
	Ltb	Kltb	Cb
LTB	0.313	1.000	1.000
	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
Axial	-78953.824	78901.803	119592.143
	Mu	phi*Mn	phi*Mn
Major Moment	-77.972	3606.747	3606.747
Minor Moment	-57.610	2083.106	No LTB
SHEAR CHECK			
	Uu	phi*Un	Stress
Major Shear	20.615	38332.130	0.001
Minor Shear	64.244	38332.130	0.002
			Status
			OK
			OK

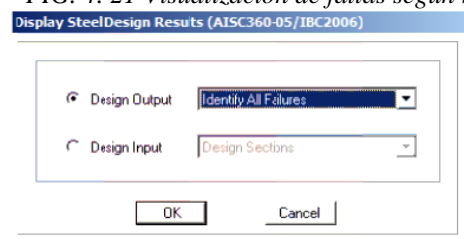
Elaboración propia

### 4.1.9.3. Verificación de comportamientos diversos.

Cuando ya se ha realizado el proceso de interacción falla-corrección de esfuerzos, es necesario que todos los elementos diseñados sean comprobados a diversas fallas

que se pueden presentar en el modelo y no verificables en el proceso de interacción, como longitudes excesivas causantes de problemas de esbeltez. (Ver Fig. N° 4.21)

FIG. 4. 21 Visualización de fallas según SAP 20000

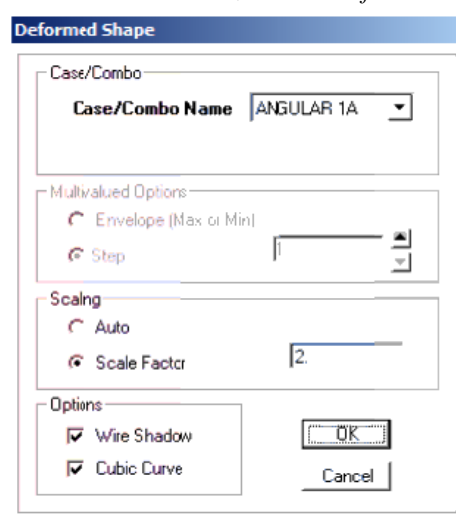


Elaboración propia

#### 4.1.9.4. Verificación de deformaciones.

Corrido el programa y revisado tanto fallas como sobre esfuerzos, es bueno entender el comportamiento de la torre a su deflexión, la misma que es un alta limitante para el correcto diseño de la torre, debido a esto se evaluó más de 8 modelos, en vista a fallas conceptuales geométricas del diseño, en primera instancia es importante verificar la silueta de la estructura, lo que comprende ancho de base, cuello y configuración de enrejados, se debe entender los requerimientos para poder obtener una silueta 3.5 4) adecuada resistente, liviana y esbelta de cualquier estructura.(Ver Fig. N° 4.22)Ver Anexo N° 3-8: Resultado de deflexiones.

FIG. 4. 22 Visualización de deformación



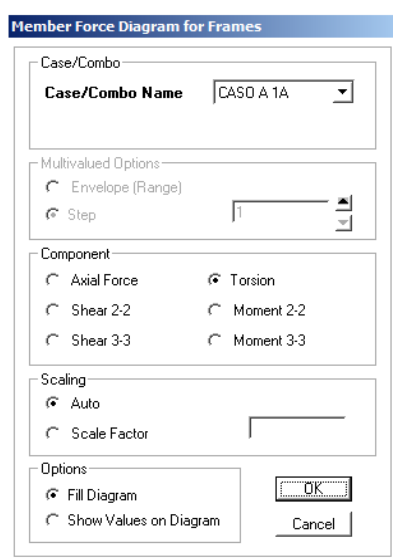
Elaboración propia

#### 4.1.9.5. Verificación de comportamiento de axiales, momentos y cortantes.

Es importante el reconocer el comportamiento global de la torre, tanto a axiales para determinar que el desarrollo de los perfiles ha distribuido las cargas de la manera adecuada, lo que se visualizará en el anexo, así como el comportamiento de momentos y cortantes resultantes en los perfiles.

El comportamiento conceptual en el diagrama de momentos, debe corresponder a la idealización de restricciones aplicadas al modelo, en este caso es fundamental el corroborar la simplicidad y discreción de los mismos, en vista a los principios de enrejado de prioridad de perfil como limitantes de excesivos momentos. (Ver Fig. N° 4.23).

FIG. 4. 23 Visualización axiales y cortantes

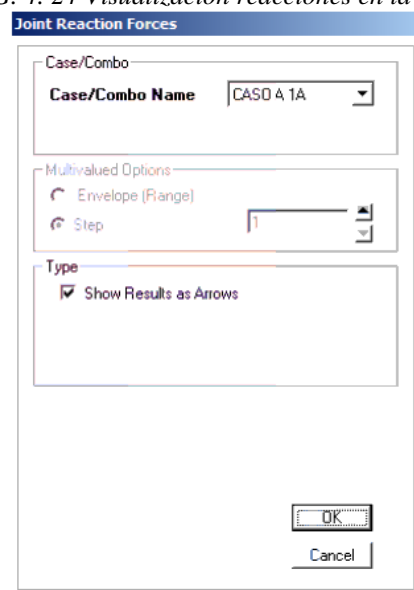


*Elaboración propia*

#### 4.1.9.4. Verificación de reacciones en la base.

Se debe verificar los resultados en las reacciones en la base, las cuales deben ser de análisis para la cimentación de la estructura y como por tal también deben ser evaluadas en el análisis de cálculo de los “stubs” o ángulos de anclaje. (Ver Fig. N° 4.24). Ver Anexo Resultado de cargas en la base.

FIG. 4. 24 Visualización reacciones en la base

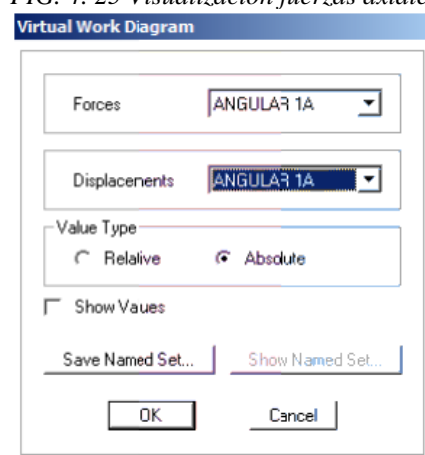


*Elaboración propia*

#### 4.1.9.5. Verificación de fuerzas axiales en el caso más crítico.

Se debe verificar el comportamiento de fuerzas axiales internas de los elementos globalmente a raíz, en lo posible contextualizar los requerimientos de juntas, al caso más desfavorable. Si bien es cierto, dichos datos no pertenecen al comportamiento final de la estructura por su variabilidad de casos en cuestión, permiten al diseñador conocer el rango de trabajo axial de la torre. (Ver Fig. N° 4.25)

FIG. 4. 25 Visualización fuerzas axiales

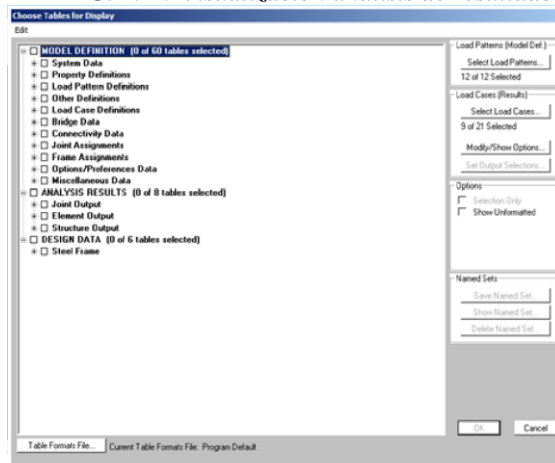


*Elaboración propia*

#### 4.1.9.6. Verificación de tablas de resultados.

además, es importante verificar los diferentes resultados de manera tabulada, con el fin de no incurrir en errores de percepción visual, para lo que es importante exportar el libro madre de diseño desde SAP 2000 hacia Excel 2010. (Ver Fig. N° 4.26).

FIG. 4. 26 Visualización análisis de resultados



Elaboración propia

## 4.2. ANTECEDENTES DE TEKLA STRUCTURES.

TEKLA STRUCTURES, hoy se constituye en uno de los grandes softwares desarrollados para la industria de la construcción, el mismo que a más de poseer una herramienta eficaz del modelado en tres dimensiones, posee grandes herramientas en planeación y administración de proyectos. En la actualidad, las más influyentes estructuras en acero, se están diseñando bajo estos parámetros.

Hay que tomar en cuenta que, a pesar de la alta simetría lograda en el diseño conceptual, es complejo limitar dichas variables bajo estándares. Así TEKLA Structures ofrece la posibilidad de manejarlas de la manera más didáctica posible.

#### 4.2.1. Aplicación de modelación en TEKLA Structures.

La idea de modelar en TEKLA Structures la torre ASL, va más allá de generar los llamados planos de montaje y de taller, es el comprender y corroborar el desarrollo de la temática del diseño de detalle en estructuras metálicas.

#### 4.2.2. Generación del entorno.

Una vez simulada la estructura en SAP 2000, es necesario realizar el diseño de detalle, a fin de facilitar la fabricación de la estructura y comprobar la posible realización del proyecto, para lo que se debe generar un modelo de detallado estructural, en este caso hemos aplicado el sistema internacional con los perfiles predeterminados. (Ver Fig. 4.27).

FIG. 4. 27 Generación modelo en TEKLA



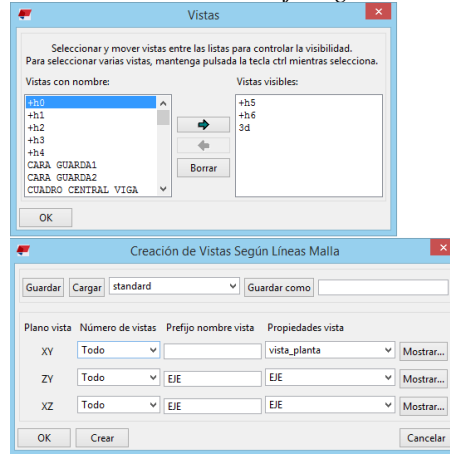
*Elaboración propia*

#### 4.2.3. Generación de vistas de trabajo.

Una vez generado un entorno de trabajo, es necesario dar a notar, en que vista se realizará el modelo, a fin de manejar de la mejor manera el detallado de la estructura. (Ver Fig. N° 4.28)



FIG. 4. 28 Generación de vistas de trabajo según TEKLA STRUCTURES

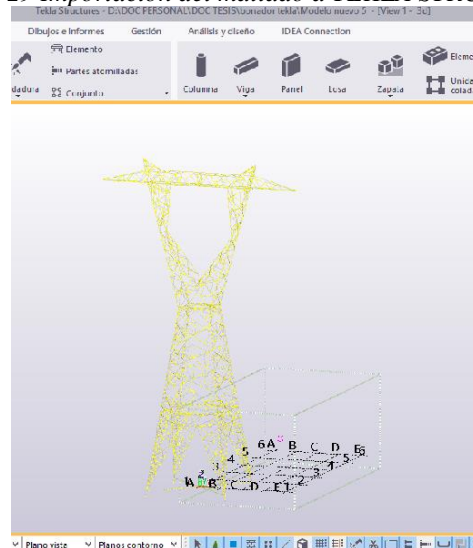


Elaboración propia

#### 4.2.4. Importación del modelo de trabajo.

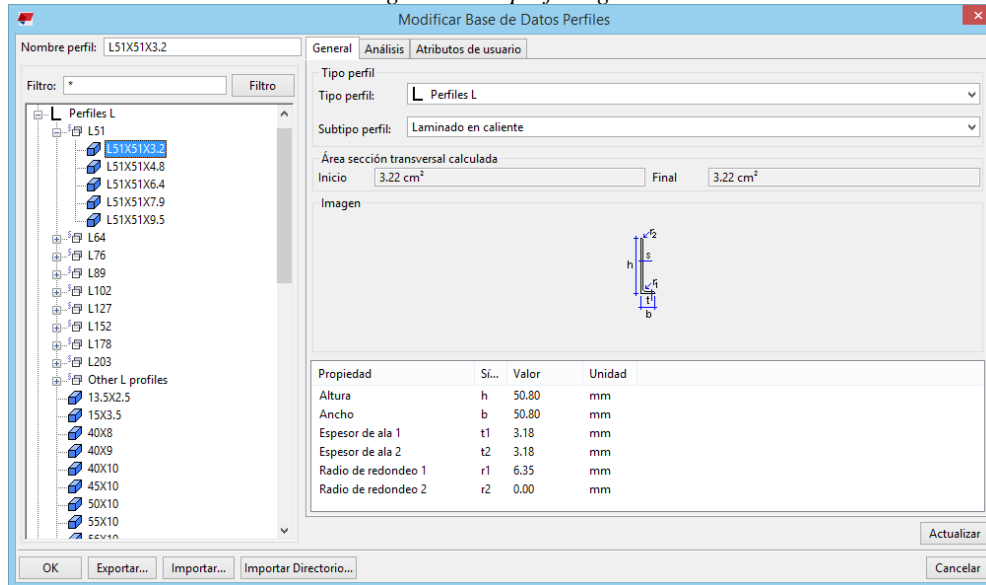
En vista de la complejidad de la torre ASL, es necesario generar líneas auxiliares que permitan la modelación, puesto que es demasiado extenso un sistema cartesiano de mallas de trabajo, por lo que se importa como líneas de referencia, de Auto Cad a TEKLA Structures el mallado de la torre. Además, al momento de importar se procurará ya tener como partes al sistema de mallado, si bien es cierto, no pertenecerán al perfil final del diseño, nos ayudarán a visualizar la posición de los perfiles dentro del sistema estructural. (Ver Fig. N° 4.29 y Fig. N° 4.30)

FIG. 4. 29 Importación del mallado a TEKLA STRUCTURES



Elaboración propia

FIG. 4. 30 Designación de perfil según TEKLA STRUCTURES



*Elaboración propia*

#### 4.2.5. Principios de sistemas de sujeción y perfiles.

En vista de la complejidad del programa, es el interés, el presentar en esta tesis a breves rasgos, el método aplicado para la generación de las sujeciones previstas en el modelo tridimensional.

TEKLA Structures comprende una serie de perfiles en sus librerías, los mismos que al ser aplicados poseen un plano de inserción, en base a ello se permite dar el posicionamiento correcto a los mismos, cabe notar que se refiere a sus relativas coordenadas

Una vez posicionados los elementos de la manera más adecuada, procurando no llevar en si altas excentricidades, se procede a aplicar la sujeción requerida para los mismos, en donde es necesario, el comprender su forma más adecuada.

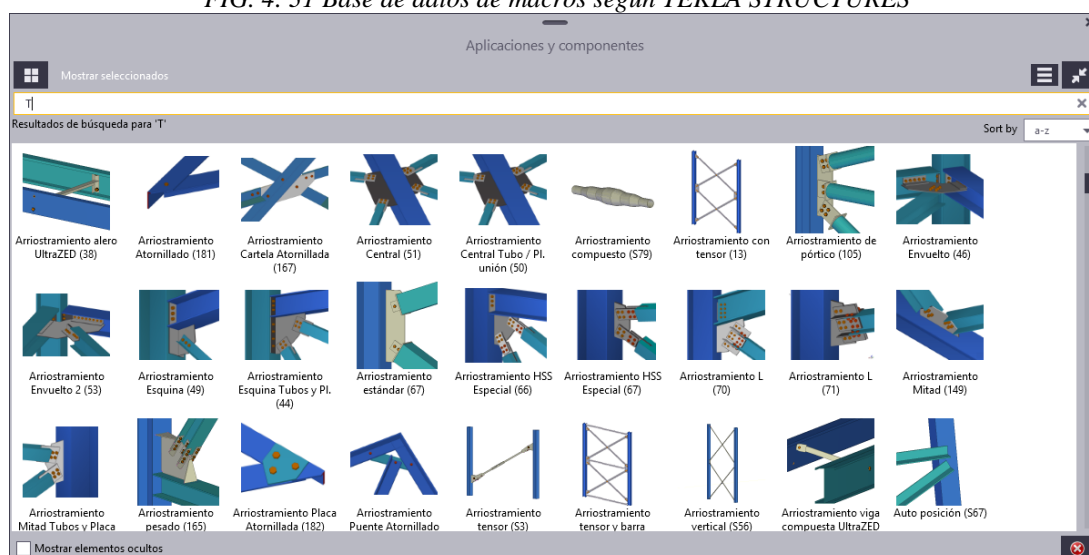
Entre los diversos criterios de diseño, se debe comprender todos los parámetros de los sistemas de conexión adecuados, es necesario no olvidar, distancias al borde, distancias entre centros, espesores de placa, diámetros de perforación, tolerancias generales,

tolerancias específicas y en gran medida no incurrir en las diversas fallas a ser permisibles en dichos métodos y recordar sus atenuantes, como escalonamiento de pernos.

#### 4.2.6. Aplicación de diversos tipos de macros.

TEKLA Structures trae consigo una base de datos de componentes o macros de aplicación de sujeción, además que, en un nivel ya profesional, se puede generar diversas macros como las ya provistas por el programa, en este caso se hará énfasis en las por defecto. (Fig. N° 4.31)

FIG. 4. 31 Base de datos de macros según TEKLA STRUCTURES



*Elaboración propia*

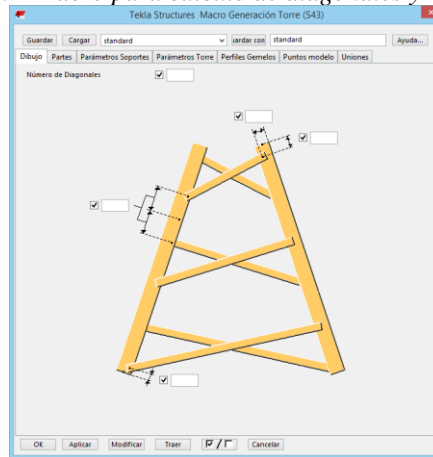
#### 4.2.7. Metodología de aplicación de macros.

Una macro está concebida para facilitar el trabajo de modelación, en vista de la parametrización de los diversos sistemas de conexión, el concepto paramétrico hace que la creación y modificación de elementos sea una tarea rápida y sencilla. Por ejemplo, al crear una unión que depende del ancho de un perfil, los elementos de unión tendrán un tamaño en concordancia con los tamaños del perfil. Igualmente, al

modificar sus dimensiones, las uniones afectadas adaptan su forma y tamaño a este cambio automáticamente.

Para ilustrar de mejor manera a lo que se refiere, se planteará el caso simple del despunte de un ángulo. (Ver Fig. N° 4.32).

FIG. 4. 32 Macro para cálculo de diagonales y montantes

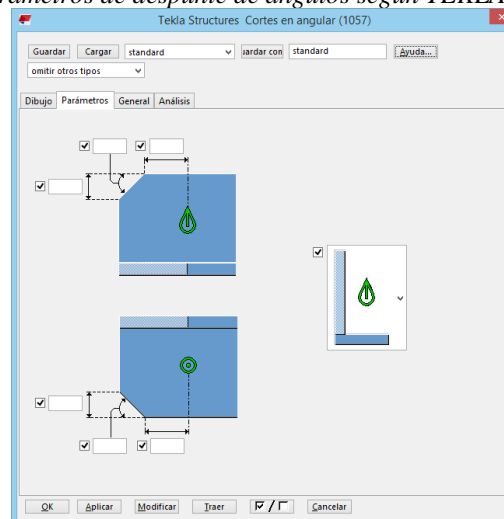


*Elaboración propia*

Como se observa la macro 1057 o denominada cortes en angular, muestra el despunte necesario de los perfiles angulares al llegar a su inmediato perfil principal.

En ello se observa la relevancia del ángulo de despunte de la distancia de inserción y del chaflán necesario. (Ver Fig. N° 7.33).

FIG. 4. 33 Parámetros de despunte de ángulos según TEKLA STRUCTURES.



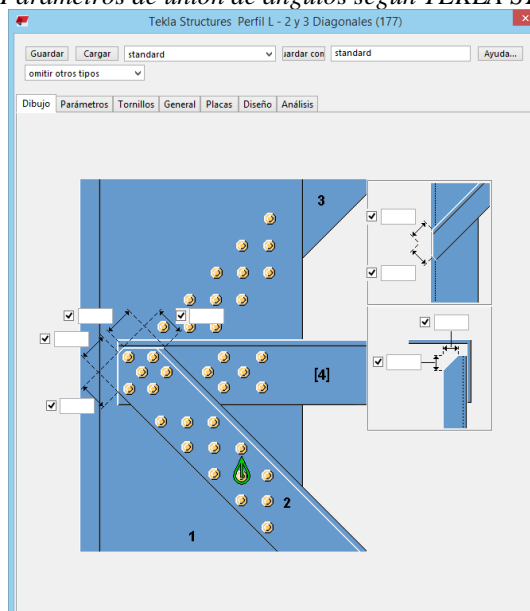
*Elaboración propia*

El procedimiento de aplicación consiste, en designar dichos parámetros en base a la experiencia, la técnica y la ingeniería del diseñador.

#### 4.2.8. Principios de juntas apernadas mediante macros.

TEKLA Structures ha tratado en lo posible simplificar la problemática de juntas apernadas por medio de macros, donde el usuario simplemente debe ingresar los datos básicos de la junta, entre los que se pueden destacar, el diámetro del perno, diámetro del agujero, longitud del perno, tipo de agujero y demás parámetros particulares a una macro. (Ver Fig. N° 4.34)

FIG. 4. 34 Parámetros de unión de ángulos según TEKLA STRUCTURES



*Elaboración propia*

En este caso se hará alusión a la macro 177 o denominada macro de unión entre un perfil angular principal y dos o tres perfiles angulares consecuentes. En vista de ser una de las más utilizadas en el desarrollo del proyecto.

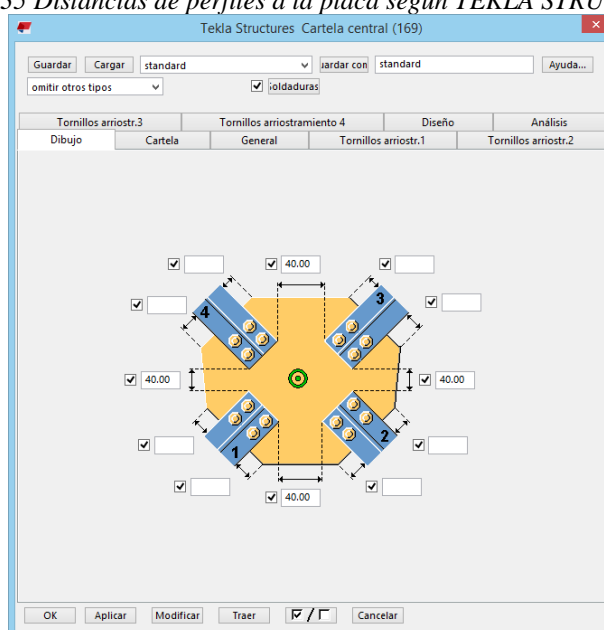
Como se puede observar llegan varios perfiles secundarios al perfil principal y es necesario por tal, indicar las distancias pertinentes para la conexión. Cabe notar

que todo perfil secundario es opcional, si en caso se dejase en blanco dichas casillas, se entenderá la nulidad de cualquiera de los mismos.

#### 4.2.9. Principio de aplicación de placas de conexión.

Es importante también, notar el desarrollo de la aplicación de placas por los métodos de macros, ya que en gran medida se requiere este tipo de conexiones, a raíz de eliminar excentricidades al nodo. (Ver Fig. N° 4.35).

FIG. 4. 35 Distancias de perfiles a la placa según TEKLA STRUCTURES.

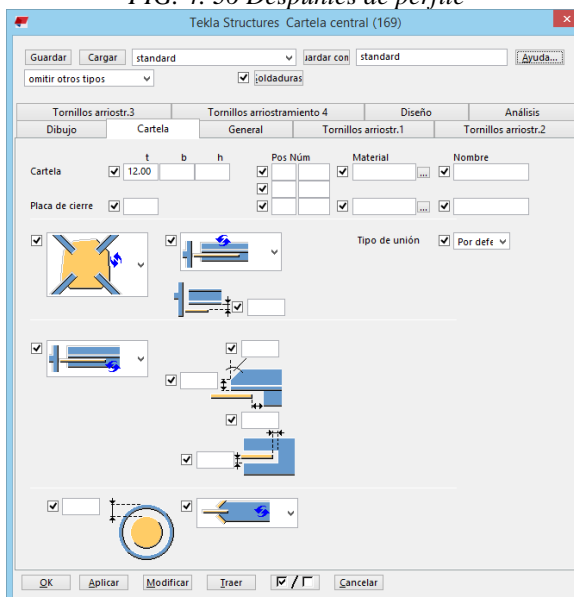


*Elaboración propia*

En este caso se hará alusión a la macro 169 o denominada cartela central, la que sintetiza la llegada de varios perfiles diagonalmente a una placa tipo nodo.

Como se puede notar el primer requerimiento es el ingresar las distancias de entrada de perfiles a la placa, cabe notar que de igual manera no necesariamente todos los perfiles completaran el campo. (Ver Fig. N° 4.36).

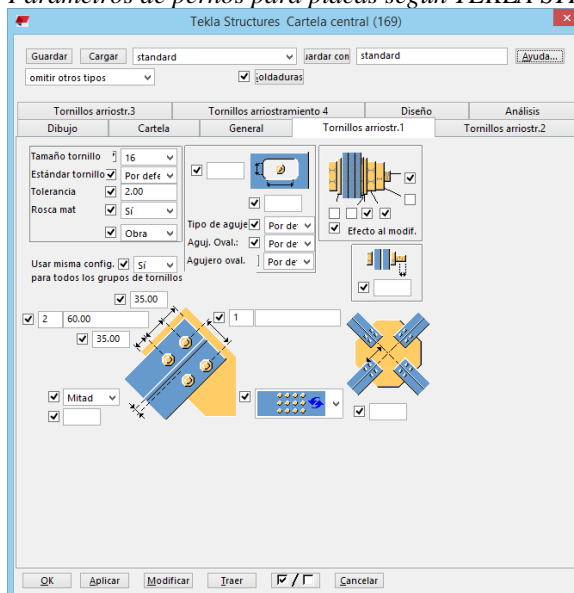
FIG. 4. 36 *Despunte de perfil*



*Elaboración propia*

Luego de ello, es importante determinar los despuntes de los perfiles y las características de la placa tipo nodo, para de tal manera, no producir conflictos de constructibilidad. (Ver Fig. N° 88)

FIG. 4. 37 *Parámetros de pernos para placas según TEKLA STRUCTURES*



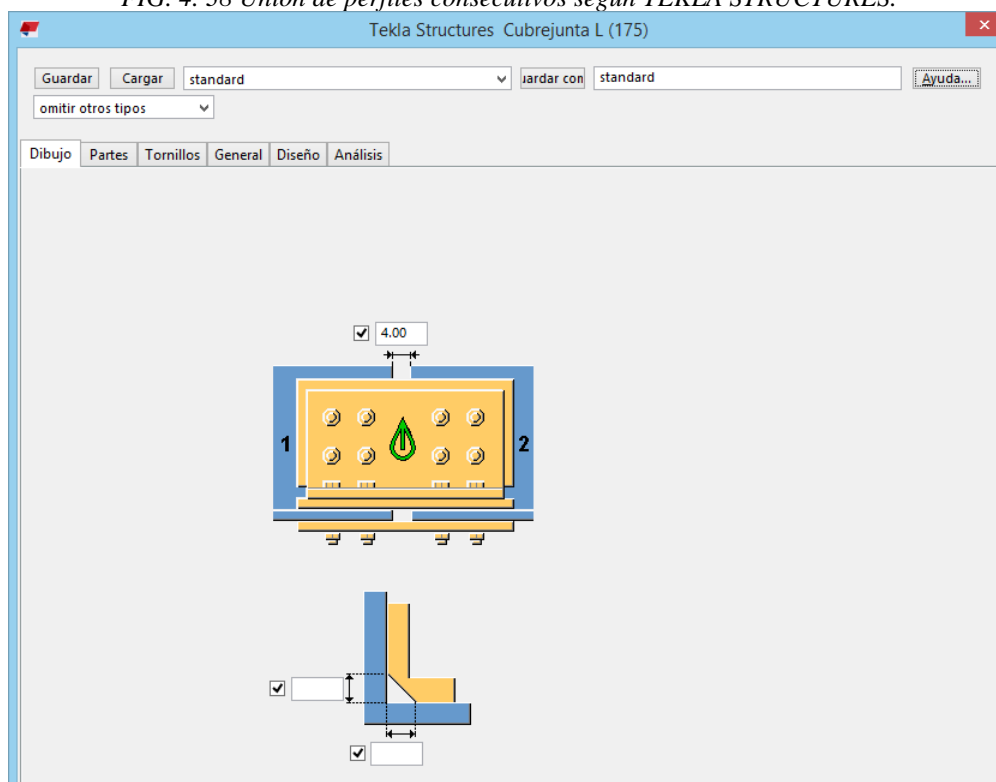
*Elaboración propia*

Previsto la disposición de perfiles en la placa, es necesario ingresar los parámetros de pernos ya indicados anteriormente.

#### 4.2.10. Principio de unión de perfiles consecutivos.

Otro grupo extenso de macros, pertenece a la unión de elementos consecutivos, y es de gran importancia, ya que debido a estos depende la transmisión de cargas por los montantes al terreno. Cabe notar que representan altos esfuerzos de tensión o compresión en su defecto, lo mismo que produce un interés especial en sus parámetros. (Ver Fig. N° 4.38)

FIG. 4. 38 Unión de perfiles consecutivos según TEKLA STRUCTURES.

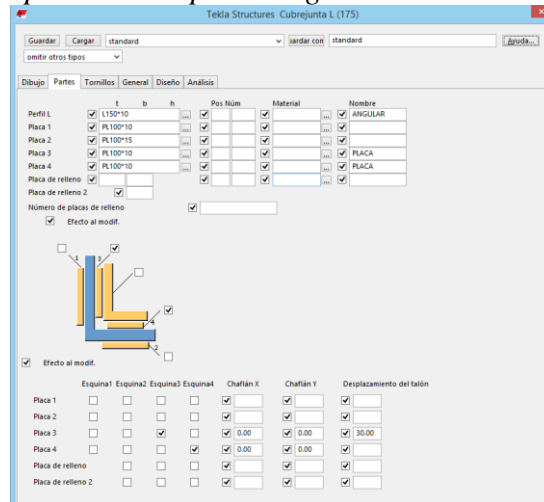


*Elaboración propia*

para este caso, se aplicará la macro 175 o denominada cubrejunta L, que determina la unión de dos perfiles consecutivos. (Ver Fig. N° 4.39)



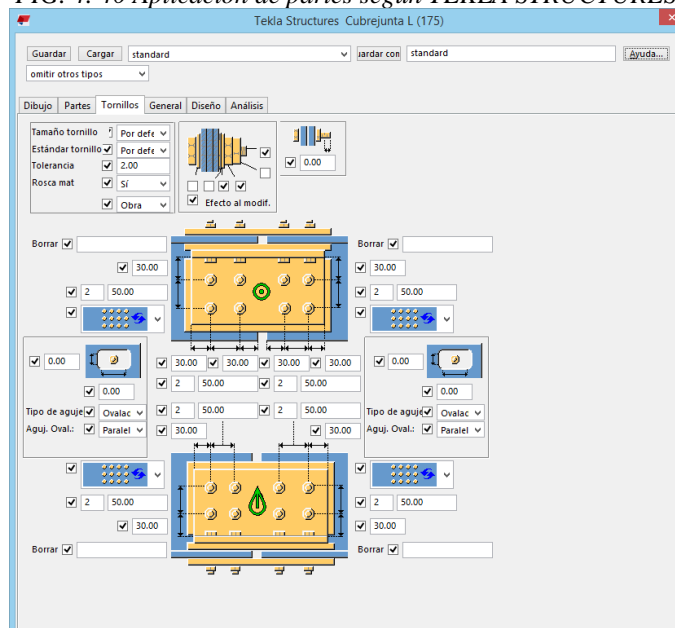
FIG. 4. 39 Aplicación de partes según TEKLA STRUCTURES



Elaboración propia

Como se puede notar el macro pertenece al sistema completo riguroso de sujeción, que representa, junta, cubre junta, placa de aproximación, etc. Más es importante notar que allí se aplica las tolerancias de junta consecutiva muy importantes en el desarrollo de la fabricación de una torre de transmisión eléctrica, puesto que, las mismas permiten el correcto montaje y la holgura necesaria para constituir la armadura. (Ver Fig. N° 4.40).

FIG. 4. 40 Aplicación de partes según TEKLA STRUCTURES.

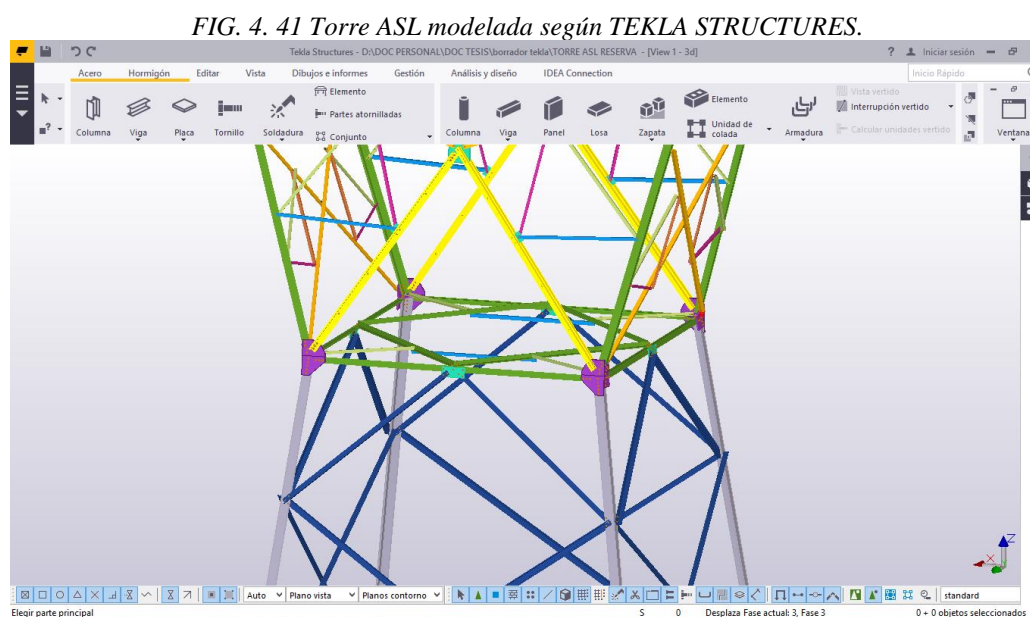


Elaboración propia

Luego de haber determinado las tolerancias, es necesario conocer las partes donde se ingresan los parámetros geométricos de los mismos. Y, por último, los parámetros de pernos.

#### 4.2.11. Generación de planos.

Una vez modelada la estructura a construir, el programa es capaz de generar todo tipo de planos generales, de despiece y de fabricación, así como listados de materiales y de piezas. Toda esta información, en todo momento es dependiente del modelo y por ello, ante cualquier modificación que se lleve a cabo en el modelo, todos los planos deben ser actualizados para reflejar la realidad. (Ver Fig. N° 4.41)

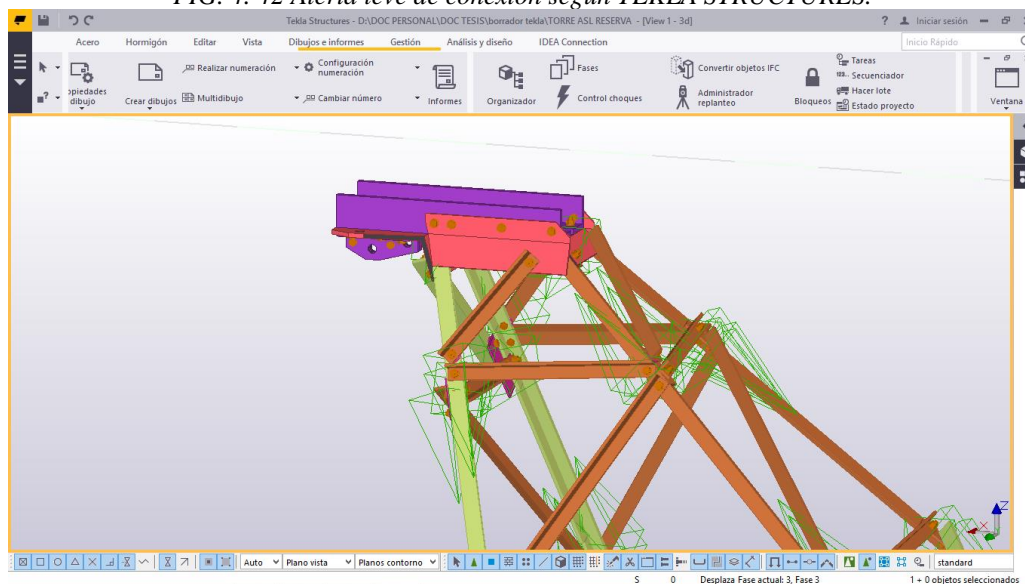


*Elaboración propia*

Cabe decir que todo plano debe ser generado después de que el sistema de control de colisiones sea superado, el mismo que consiste en los fundamentos y restricciones de las macros ya aplicadas, por así decirlo, si al aplicarse una macro, ésta detecta

que algo es inconsistente dentro de sus parámetros, tendrá tres opciones de indicar de acuerdo al color, verde para la aceptabilidad, amarillo en riesgo leve en la conexión y rojo en el caso de poseer una falla no permisible en la conexión.(Ver Fig. N° 4.42).

FIG. 4. 42 Alerta leve de conexión según TEKLA STRUCTURES.

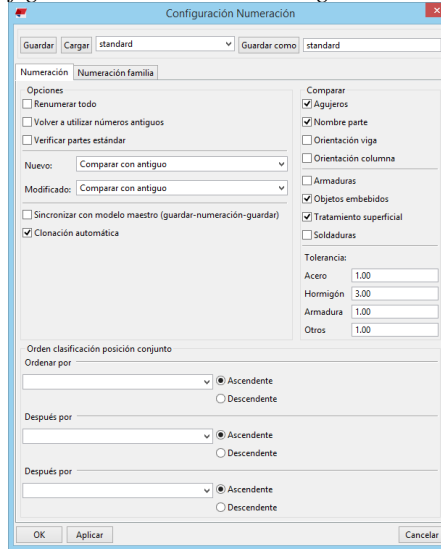


*Elaboración propia*

Pasado el requisito de sistema de colisión, TEKLA Structures debe generar una base de datos de partes, dependiendo de los requerimientos del diseñador en cuanto al conjunto y sub conjunto de elementos.

Una vez corrida la numeración y determinando el orden ascendente o descendente, dependiendo la coordenada en el eje que se desea generar como primordial la numeración, se determina en este caso el eje Z como principal, continuando con el eje X y para finalizar el eje Y. Puesto que así nos permite encontrar con gran facilidad en los planos, la ubicación adecuada del perfil, además, es necesario describir las tolerancias de comparación de perfiles automático para determinar si dos perfiles o más, son idénticos y por tal manejarlos en un solo plano de fabricación.(Ver Fig. N° 3.7 22).

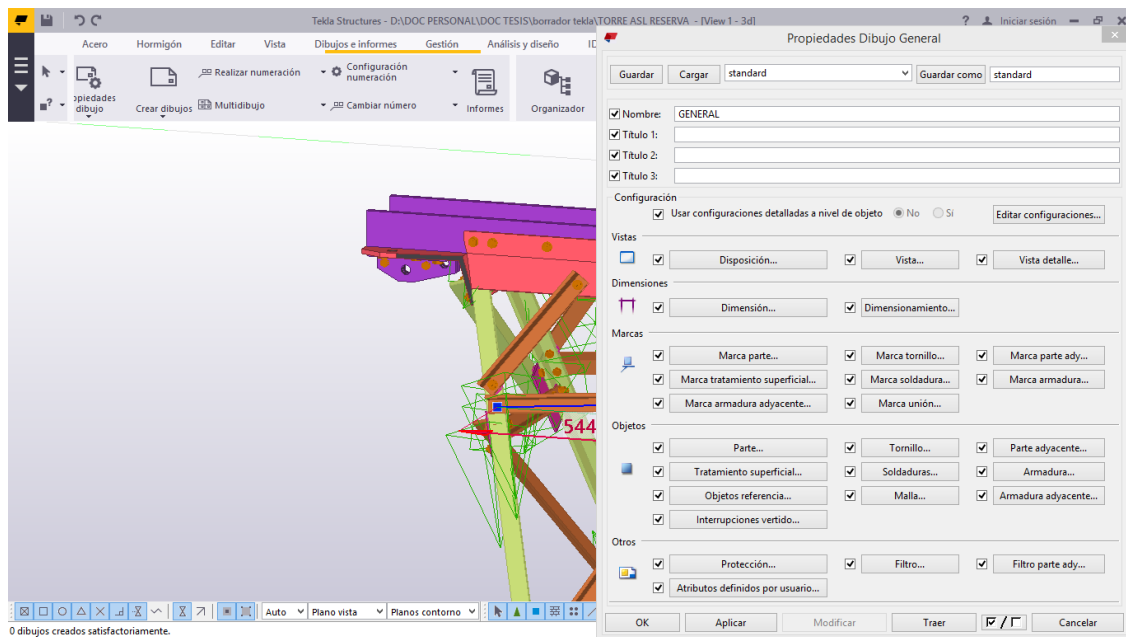
FIG. 4. 43 Configuración de numeración según TEKLA STRUCTURES



Elaboración propia

El siguiente paso sería el generar los planos de fabricación y montaje, donde TEKLA Structures recompensa el tiempo de modelación de la estructura, generando casi automáticamente dichos planos, con solo ingresar los parámetros técnicos de acotación en los planos de fabricación, y la vista más óptima para los planos de montaje, además reconoce las escalas normalizadas, las mismas que por defecto se manejan en planos A1 para montaje y A4 para fabricación. (Ver Fig. N° 4.44)

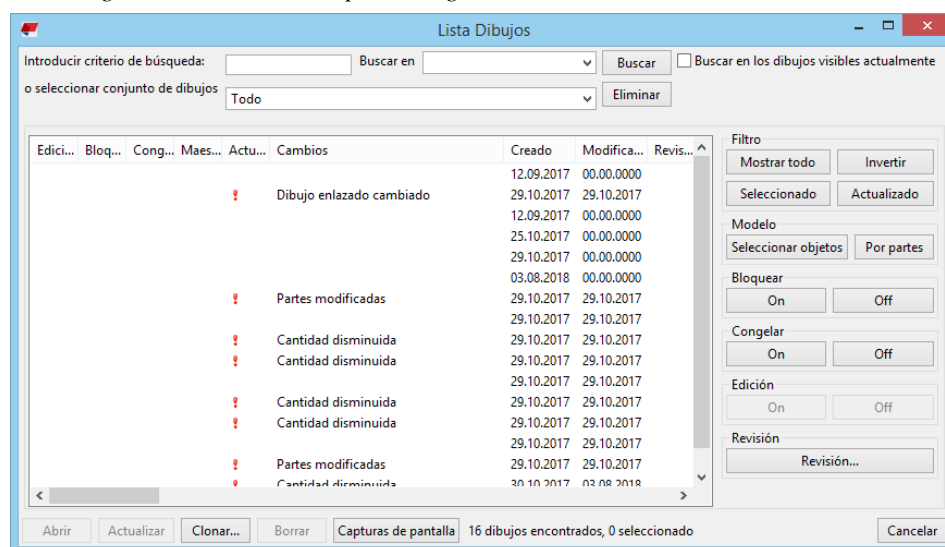
FIG. 4. 44 Generación de plano de montaje según TEKLA STRUCTURES.



Elaboración propia

Como último proceso, en el menú lista de parte se puede verificar los planos, a fin de constatar problemas en acotación, para así poder imprimir las listas de perfiles, pernos y demás accesorios. (Ver Fig. N° 4.45).

Fig. N° 4.45 Revisión de planos según TEKLA STRUCTURES.



Elaboración propia

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES

- Los tipos de arriostramiento planteados, corresponden de una manera equilibrada al sistema estructural La deflexión de la torre está en alrededor de 1.2% de su altura máxima, es favorable para el correcto desempeño de resistencia.
- Se pudo corroborar en la simulación la importancia de los elementos utilizados en esfuerzos de tracción y compresión a las diferentes cargas de trabaja de la estructura, así como el sismo sobre la misma, La fiabilidad de simulación se encuentra bajo los parámetros analizados, y el peso se estabilizó de acuerdo a lo estipulado en el diseño
- En cuanto al diseño se encontró que es factible por constructibilidad, gracias a la elaboración de planos por el software TEKLA STRUCTURE A pesar de la gran cantidad de elementos, se aprovechó al máximo la simetría de la torre tratando de estabilizar el diseño.
- El análisis del modelo óptimo fue de gran importancia, ya que el mismo tuvo la filosofía en los escenarios máximos y mínimos de estabilidad, a fin de comprobar la fiabilidad del diseño.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda en el diseño de estructuras tipo armadura, tales como torres de transmisión eléctrica, se realice un análisis de estabilidad previo al diseño ya que ayuda en gran medida a encontrar eficiencia estructural.
- Se aconseja el análisis de viento correspondiente ya que el mismo descarta fallas que son propensas a fallar estructuras ligeras como estas.
- Se considera que el manejo de las normativas internacionales, como sus boletines de actualización, ya que son de gran ayuda en el comprender los sistemas estructurales y demás.

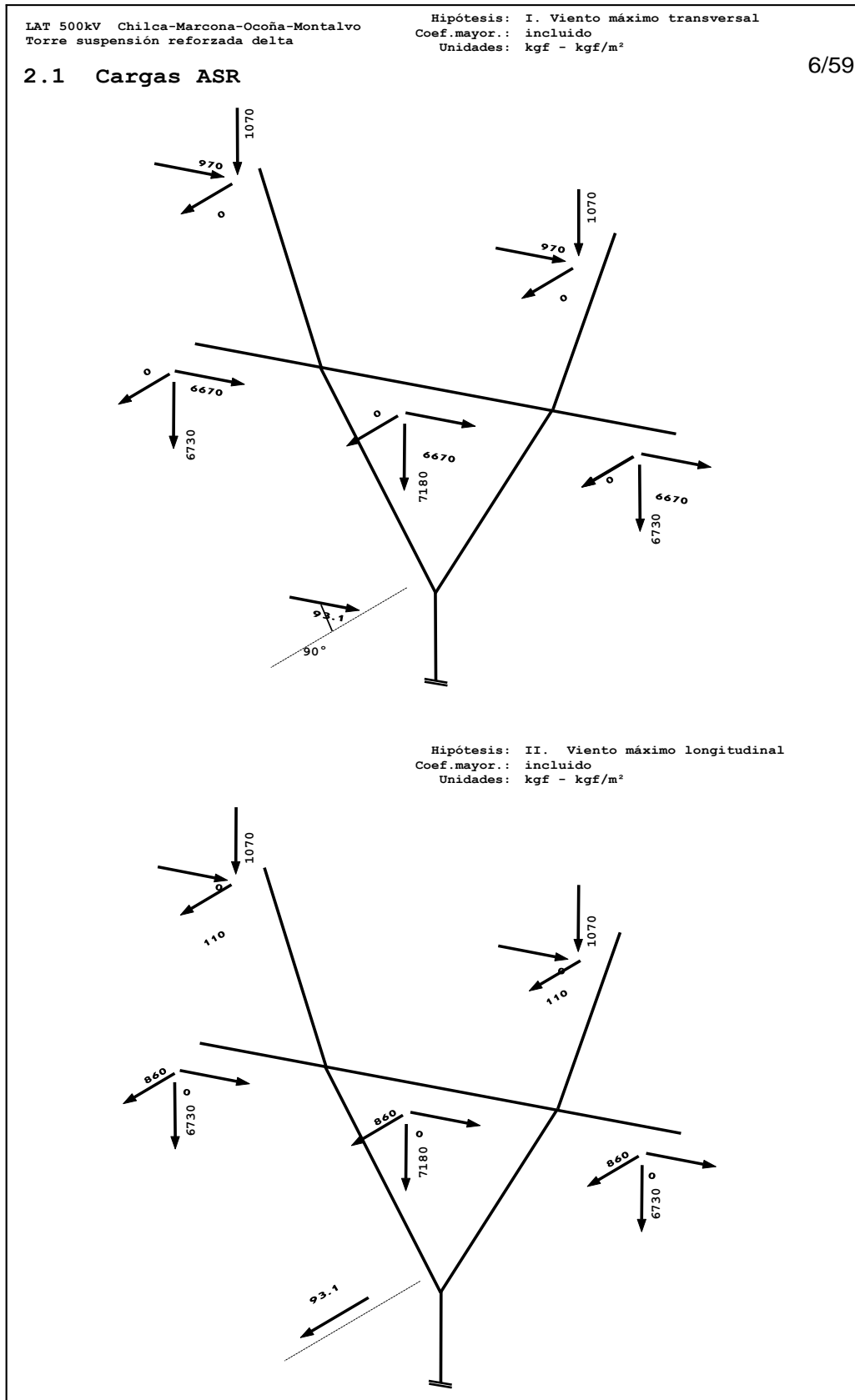
## BIBLIOGRAFÍA

- AISC, "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Buildings, AISC LRFD-2005, 13° ed., American Institute of Steel Construction, 2001.
- CASTRO Miguel; "Hacia una matriz energética diversificada en Ecuador", Cámara de la construcción, Quito, Boletín #46, Noviembre 2011 .
- FANG. S.J., ROY. S. and KRAMER. J.; Transmission Structures; Boca Raton; USA, 1999.
- HORNGREN CHARLET T., DATAR SRIKANT M., "Contabilidad de Costos".
- MC,CORMAC "Diseño de Estructuras de Acero Método "LRFD" ,Clemson University, Segunda Edición, Alfa Omega, Mexico D.F,2001.
- MOLBURG. J.C., KAVICKY. J.A., and Picel. K.C.; The Design, Construction, and Operation of Long-Distance, High-Voltage Electricity Transmission Technologies; Argonne National Laboratory; 2007.
- NORMA ANSI/TIA-222-F-G, Telecommunications Industry Association "Norma estructural para antenas y estructuras que soportan antenas" Análisis de viento en torres auto soportadas.
- SATISH KUMAR. S.R., and SANTHA KUMAR. A.R.; "Design of Steel Structures II", Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Madras, (Web Course), Chennai – 600036, 2005.



## ANEXOS

**ANEXO DE CARGAS**



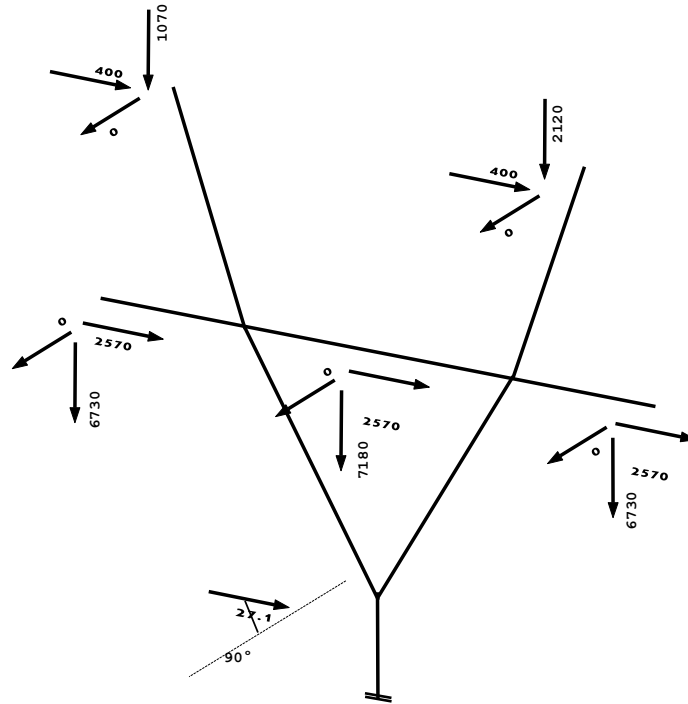
2-1 árbol cargas ASR

LAT 500kV Chilca-Marcona-Ocoña-Montalvo  
Torre suspensión reforzada delta

Hipótesis: III.1 Sobrec.vert.+ vto medio tr. (CG)  
Coef.mayor.: incluido  
Unidades: kgf - kgf/m<sup>2</sup>

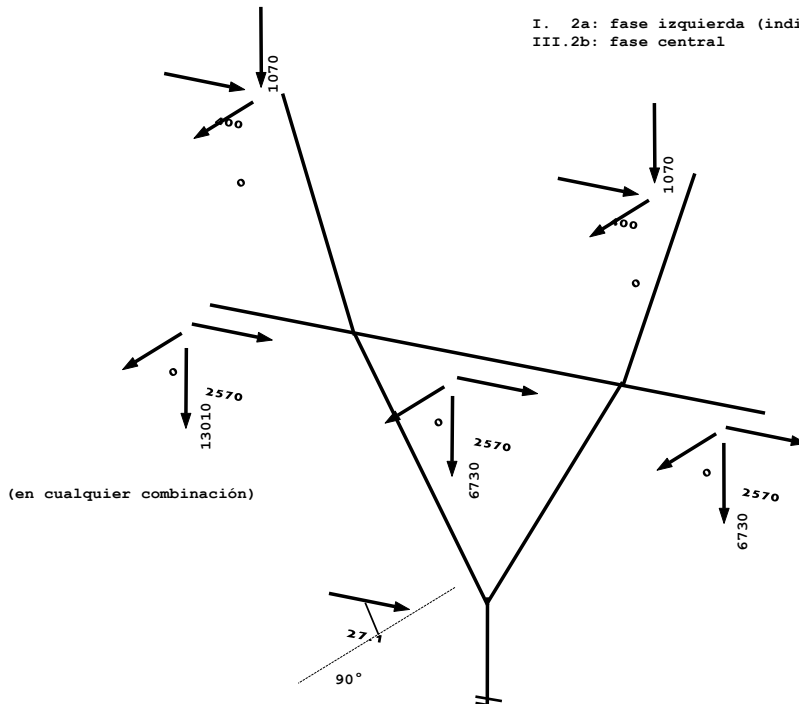
7/59

2.1 Cargas ASR



Hipótesis: III.2 Sobrec.vert.+ vto medio tr. (fase)  
Coef.mayor.: incluido  
Unidades: kgf - kgf/m<sup>2</sup>

I. 2a: fase izquierda (indicada)  
III.2b: fase central



(en cualquier combinación)

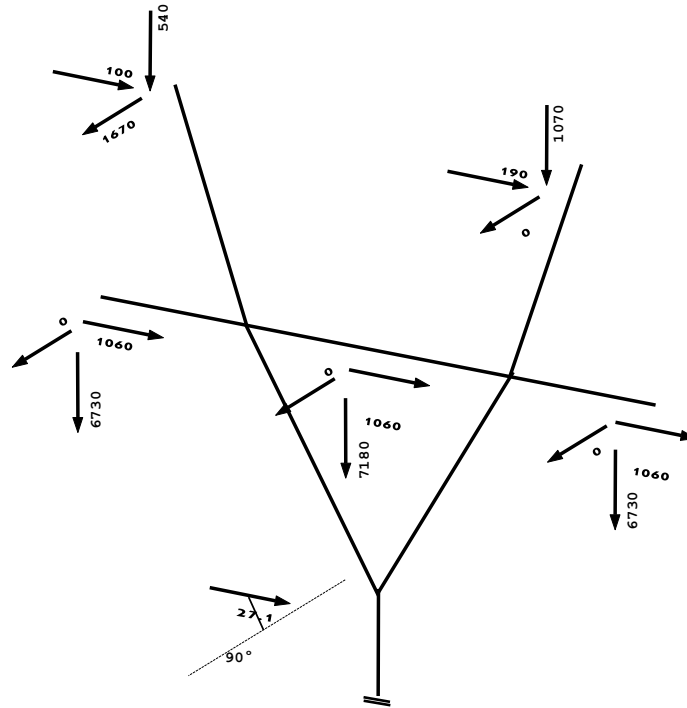
2-1 árbol cargas ASR

LAT 500kV Chilca-Marcona-Ocoña-Montalvo  
Torre suspensión reforzada delta

Hipótesis: IV.1 Sobrec.longit.+ vto medio tr. (CG)  
Coef.mayor.: incluido  
Unidades: kgf - kgf/m<sup>2</sup>

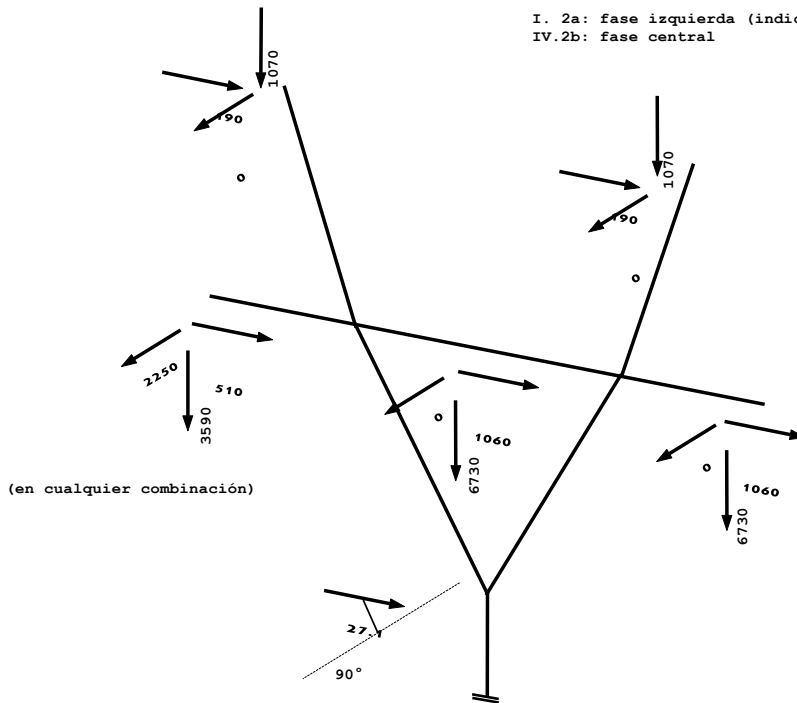
8/59

2.1 Cargas ASR



Hipótesis: IV.2 Sobrec.lngt.+ vto medio tr. (fase)  
Coef.mayor.: incluido  
Unidades: kgf - kgf/m<sup>2</sup>

I. 2a: fase izquierda (indicada)  
IV.2b: fase central



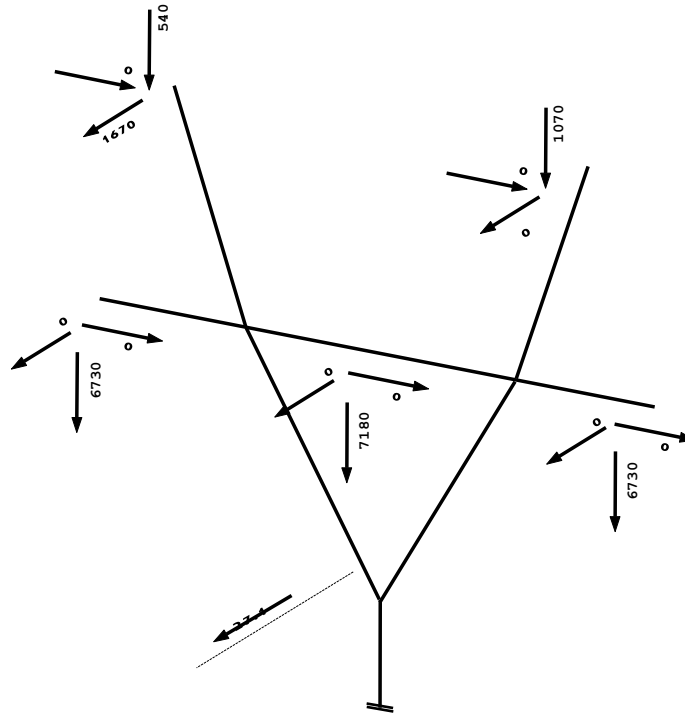
2-1 árbol cargas ASR

LAT 500kV Chilca-Marcona-Ocoña-Montalvo  
Torre suspensión reforzada delta

Hipótesis: V.1 Sobrec.lngt.+ vto medio lngt. (CG)  
Coef.mayor.: incluido  
Unidades: kgf - kgf/m<sup>2</sup>

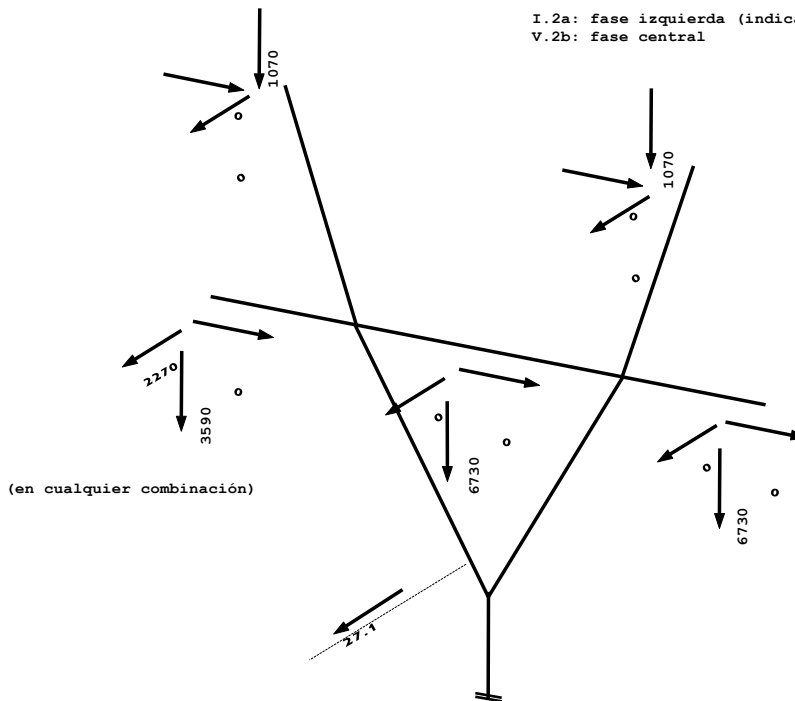
9/59

2.1 Cargas ASR



Hipótesis: V.2 Sobrec.lngt.+ vto medio lngt. (fase)  
Coef.mayor.: incluido  
Unidades: kgf - kgf/m<sup>2</sup>

I.2a: fase izquierda (indicada)  
V.2b: fase central



(en cualquier combinación)

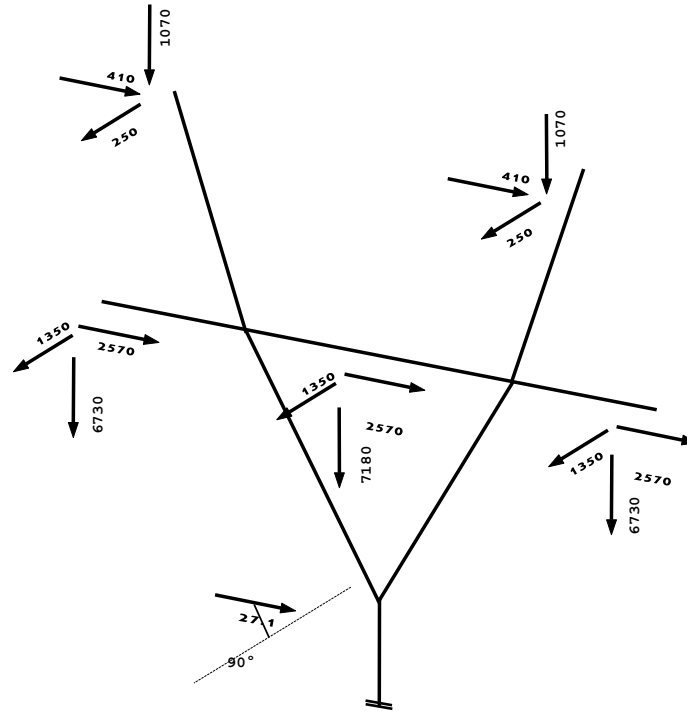
2-1 árbol cargas ASR

LAT 500kV Chilca-Marcona-Ocoña-Montalvo  
Torre suspensión reforzada delta

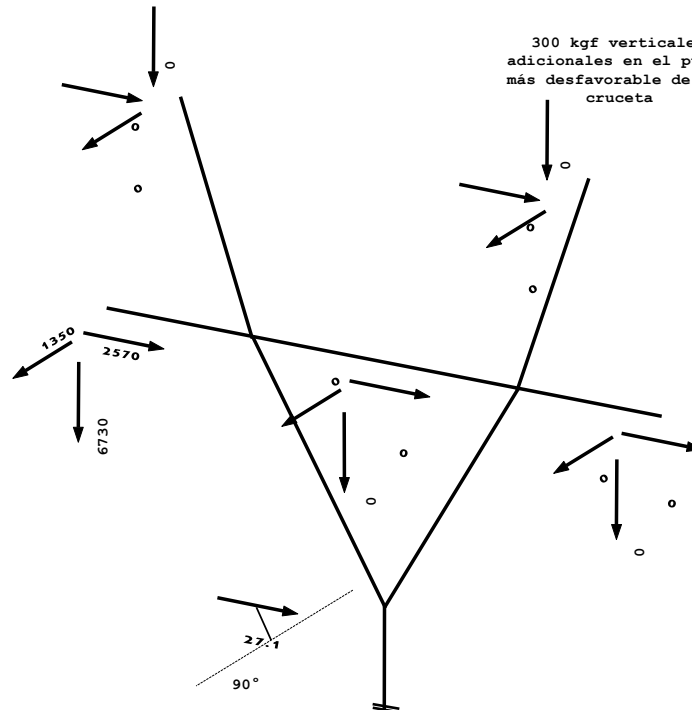
Hipótesis: VI Desequil.longit.+ vnto med.transv. incluido  
Coef.mayor.: incluido  
Unidades: kgf - kgf/m<sup>2</sup>

10/59

2.1 Cargas ASR



Hipótesis: VII.1 Tendido + viento medio transv.  
Coef.mayor.: incluido  
Unidades: kgf - kgf/m<sup>2</sup>



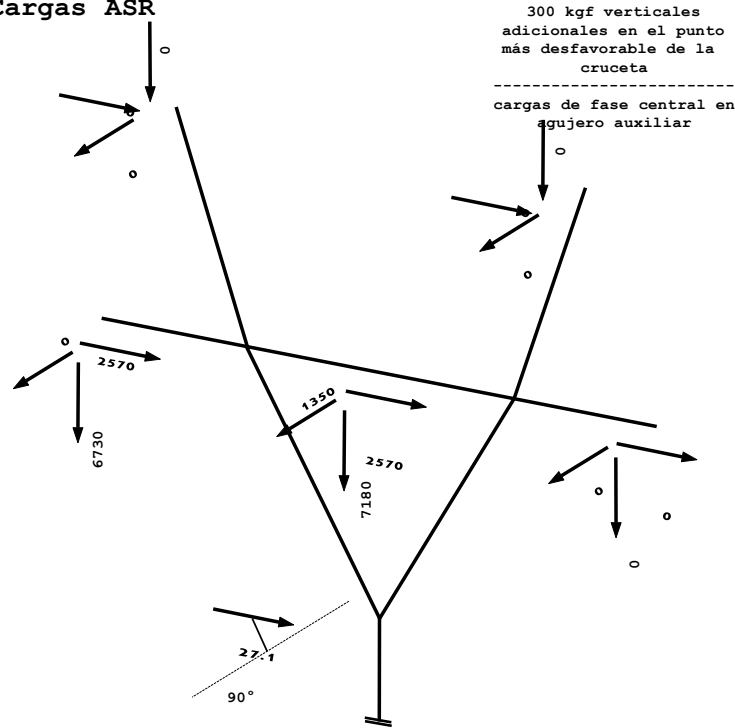
2-1 árbol cargas ASR

LAT 500kv Chilca-Marcona-Ocoña-Montalvo  
Torre suspensión reforzada delta

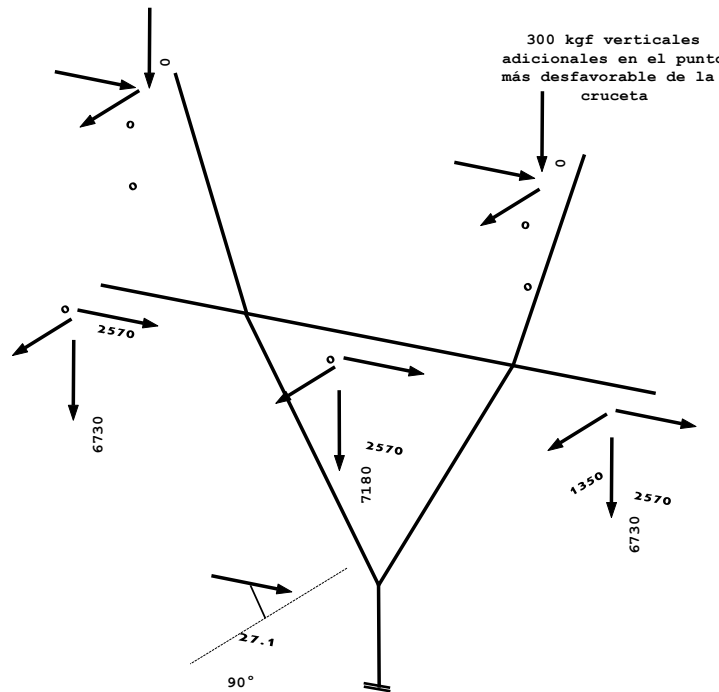
Hipótesis: VII.1 Tendido + viento medio transv.  
Coef.mayor.: incluido  
Unidades: kgf - kgf/m<sup>2</sup>

11/59

2.1 Cargas ASR



Hipótesis: VII.2 Tendido + viento medio transv.  
Coef.mayor.: incluido  
Unidades: kgf - kgf/m<sup>2</sup>



2-1 árbol cargas ASR

2.2.1 VIENTO LONGITUDINAL SOBRE ESTRUCTURA.

12/59

Viento longitudinal - ASR

7/9/11 12:40

Susp.Reforzada Autosop.Chilca

Velocidad de referencia  $V_o = 138.9$  km/h

Presión =  $(V_o/3.6)^2/16 = 93.1$  kg/m<sup>2</sup>

Ct = fijo

k = 1 (invariable con la altura)

Rugosidad: B Barras planas

Fuerza: At =  $(V_o/3.6)^2/16 * St * Ct * k^2$

Sector de torre	Grupo	Area neta		St	S bruta [m <sup>2</sup> ]	X [m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	Ct	z [m]	k <sup>2</sup>	At [kg]	Carga en c/u de 4 nudos						
		[m]	* [m] * n = [m <sup>2</sup> ]														
HG	Soporte	0.09	0.50	2	0.090	7.58	0.21	3.20	1.00	468	58						
	Mont.Ext.	0.056	3.97	2	0.444												
	" Int.	0.045	4.56	2	0.410												
	Diag.	0.045	5.77	2	0.519												
	"	0.04	1.32	2	0.106												
				Σ=1.57							372						
VIGA	Cord.Sup	0.075	3.15	2	0.473	30.78	0.27	3.20	1.00	2506	448						
	"	0.09	4.07	2	0.733												
Y	Cord.Inf.	0.075	2.10	2	0.315												
	"	0.08	4.70	2	0.752												
MÉNSULA	Méns.Sup.	0.09	6.25	2	1.125												
	" Inf.	0.09	6.45	2	1.161												
	Diag.	0.07	3.66	2	0.512												
	"	0.07	3.66	2	0.512												
	"	0.09	1.99	2	0.357												
	"	0.063	1.99	2	0.250												
	"	0.07	5.16	2	0.722												
	Parante	0.056	1.50	1	0.084												
	Arriostr.	0.04	13.65	2	1.092												
	"	0.045	3.60	2	0.324												
				Σ=8.41													
VENT. SUP.	Mont.Ext.	0.09	6.98	2	1.257							17.42	0.21	3.20	1.00	1079	378
	" Int.	0.09	6.76	2	1.217												
	Arriostr.	0.04	3.95	2	0.316												
	"	0.045	4.41	2	0.397												
	"	0.05	4.36	2	0.436												
				Σ=3.62													
VENT. INF.	Mont.Ext.	0.1	10.42	2	2.084	35.72	0.18	3.20	1.00	1945	374						
	" Int.	0.11	8.58	2	1.887												
	" Int.	0.09	3.66	2	0.660												
	Arriostr.	0.056	2.40	2	0.269												
	"	0.05	6.00	2	0.600												
	"	0.045	6.50	2	0.585												
	"	0.04	1.90	2	0.152												
	Trav.	0.07	4.20	1	0.294												
				Σ=6.53													
TRONCO COMÚN	Mont.	0.125	5.57	2	1.392												
	Diag.	0.075	9.36	2	1.405												
	Arriostr.	0.04	6.30	2	0.504												
	"	0.05	2.00	2	0.200												

ASR-vto-igt

1 / 4

Rev.C



2.2.1 VIENTO LONGITUDINAL SOBRE ESTRUCTURA.

13/59

Viento longitudinal - ASR

7/9/11 12:40

Susp.Reforzada Autosop.Chilca

Velocidad de referencia  $V_o = 138.9$  km/h

Presión =  $(V_o/3.6)^2/16 = 93.1$  kg/m<sup>2</sup>

Ct = fijo

k = 1 (invariable con la altura)

Rugosidad: B Barras planas

Fuerza: At =  $(V_o/3.6)^2/16 * St * Ct * k^2$

Sector de torre	Grupo	Area neta		St	S	X	Ct	z	k <sup>2</sup>	At	Carga en c/u de 4 nudos
		[m]	* [m]	* n = [m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]		[m]		[kg]	
----	TRANSICIÓN			$\Sigma=0.00$	0.00	0.00	3.20		1.00	0	48
TRONCO	Mont.	0.125	1.35	2	0.338						
BASE	Diag.	0.07	3.13	2	0.438						
CINTURA	Trav.	0.05	6.01	1	0.301						
S/EXT.	Arriostr.	0.04	0.81	2	0.065						
	"	0.045	1.50	2	0.135						
				$\Sigma=1.28$	7.76	0.16	3.20		1.00	380	48
----	TRANSICIÓN			$\Sigma=0.00$	0.00	0.00	3.20		1.00	0	77
PATA 3m	Mont.	0.125	3.05	2	0.763						
	Diag.	0.09	4.56	2	0.820						
	Arriostr.	0.04	6.00	2	0.480						
				$\Sigma=2.06$	9.00	0.23	3.20		1.00	615	77
----	TRANSICIÓN			$\Sigma=0.00$	0.00	0.00	3.20		1.00	0	109
PATA 4.5m	Mont.	0.125	4.58	2	1.145						
	Diag.	0.08	5.80	2	0.927						
	Arriostr.	0.04	10.70	2	0.856						
				$\Sigma=2.93$	13.50	0.22	3.20		1.00	872	109
----	TRANSICIÓN			$\Sigma=0.00$	0.00	0.00	3.20		1.00	0	145
PATA 6m	Mont.	0.125	6.11	2	1.526						
	Diag.	0.075	7.15	2	1.072						
	Arriostr.	0.04	13.70	2	1.096						
	"	0.045	2.10	2	0.189						
				$\Sigma=3.88$	18.00	0.22	3.20		1.00	1157	145
----	TRANSICIÓN			$\Sigma=0.00$	0.00	0.00	3.20		1.00	0	173
PATA 7.5m	Mont.	0.125	7.63	2	1.908						
	Diag.	0.075	8.56	2	1.284						
	Arriostr.	0.04	9.60	2	0.768						
	"	0.045	7.60	2	0.684						
				$\Sigma=4.64$	22.50	0.21	3.20		1.00	1383	173
----	TRANSICIÓN			$\Sigma=0.00$	0.00	0.00	3.20		1.00	0	212
PATA 9m	Mont.	0.125	9.16	2	2.290						
	Diag.	0.08	10.01	2	1.601						
	Arriostr.	0.045	9.50	2	0.855						
	"	0.04	11.90	2	0.952						
				$\Sigma=5.70$	27.00	0.21	3.20		1.00	1697	212

ASR-vto-igt

1 / 4

Rev.C

2.2.1 VIENTO LONGITUDINAL SOBRE ESTRUCTURA.

14/59

Viento longitudinal - ASR

7/9/11 12:40

Susp.Reforzada Autosop.Chilca

Velocidad de referencia  $V_o = 138.9$  km/h

Presión =  $(V_o/3.6)^2/16 = 93.1$  kg/m<sup>2</sup>

Ct = fijo

k = 1 (invariable con la altura)

Rugosidad: B Barras planas

Fuerza: At =  $(V_o/3.6)^2/16 * St * Ct * k^2$

Sector de torre	Grupo	Area neta		St	S bruta [m <sup>2</sup> ]	X [m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	Ct	z [m]	k <sup>2</sup>	At [kg]	Carga en c/u de 4 nudos
		[m] * [m]	* n = [m <sup>2</sup> ]								
EXTENS. 3m	Mont.	0.125	2.88	2	0.720						
	"	0.125	1.53	2	0.382						
	Diag.	0.08	4.02	2	0.643						
	"	0.063	3.19	2	0.402						
	"	0.045	1.57	2	0.141						
	Trav.	0.056	6.41	1	0.359						
	"	0.05	3.01	2	0.301						
	Arriostr.	0.04	0.90	2	0.072						
	"	0.045	2.90	2	0.261						
	"	0.05	3.53	2	0.353						
				Σ=3.63	26.99	0.13	3.20		1.00	1082	135
----	TRANSICIÓN			Σ=0.00	0.00	0.00	3.20		1.00	0	217
EXTENS. 6m	Mont.	0.125	2.88	2	0.720						
	"	0.125	3.05	2	0.763						
	"	0.125	1.53	2	0.382						
	Diag.	0.07	6.67	2	0.934						
	"	0.08	4.41	2	0.705						
	"	0.056	3.19	2	0.357						
	"	0.045	1.71	2	0.154						
	Trav.	0.056	7.21	1	0.404						
	"	0.05	3.01	2	0.301						
	Arriostr.	0.04	2.10	2	0.168						
"	0.045	6.17	2	0.555							
"	0.05	3.79	2	0.379							
				Σ=5.82	48.61	0.12	3.20		1.00	1734	217
----	TRANSICIÓN			Σ=0.00	0.00	0.00	3.20		1.00	0	164
EXTENS. 9m 1/2	Mont.	0.125	5.93	2	1.483						
	Diag.	0.07	6.67	2	0.934						
	"	0.075	7.45	2	1.118						
	Arriostr.	0.04	1.36	2	0.109						
	"	0.045	8.43	2	0.759						
				Σ=4.40	37.50	0.12	3.20		1.00	1312	311
EXTENS. 9m 2/2	Mont.	0.125	3.05	2	0.763						
	"	0.125	1.53	2	0.382						
	Diag.	0.08	4.71	2	0.753						
	"	0.056	3.19	2	0.357						
	"	0.05	1.93	2	0.193						
	Trav.	0.056	8.01	1	0.448						
	"	0.05	3.01	2	0.301						
	Arriostr.	0.04	0.90	2	0.072						
	"	0.045	3.20	2	0.288						
	"	0.05	3.90	2	0.390						
				Σ=3.95	22.82	0.17	3.20		1.00	1176	147

ASR-vto-igt

1 / 4

Rev.C

2.2.1 VIENTO LONGITUDINAL SOBRE ESTRUCTURA.

15/59

Viento longitudinal - ASR

7/9/11 12:40

Susp.Reforzada Autosop.Chilca

Velocidad de referencia  $V_o = 138.9$  km/h

Presión =  $(V_o/3.6)^2/16 = 93.1$  kg/m<sup>2</sup>

Ct = fijo

k = 1 (invariable con la altura)

Rugosidad: B Barras planas

Fuerza:  $A_t = (V_o/3.6)^2/16 * S_t * C_t * k^2$

Sector de torre	Grupo	Area neta		St	S bruta [m <sup>2</sup> ]	X [m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	Ct	z [m]	k <sup>2</sup>	At [kg]	Carga en c/u de 4 nudos
		[m]	* [m] * n =								
EXTENS. 12m 1/2	Mont.	0.125	5.93	2	1.483	0.12	3.20	1.00	1312	417	
	Diag.	0.07	6.67	2	0.934						
	"	0.075	7.45	2	1.118						
	Arriostr.	0.04	1.36	2	0.109						
	"	0.045	8.43	2	0.759						
	$\Sigma=4.40$				37.50						
EXTENS. 12m 2/2	Mont.	0.125	3.05	2	0.763	0.11	3.20	1.00	2023	253	
	"	0.125	3.05	2	0.763						
	"	0.125	1.53	2	0.382						
	Diag.	0.08	8.19	2	1.310						
	"	0.09	5.02	2	0.903						
	"	0.056	3.20	2	0.358						
	"	0.05	2.20	2	0.220						
	Trav.	0.056	8.81	1	0.493						
	"	0.05	3.00	2	0.300						
	Arriostr.	0.04	0.90	2	0.072						
"	0.045	3.10	2	0.279							
"	0.05	9.47	2	0.947							
$\Sigma=6.79$				61.55							
----	TRANSICIÓN			$\Sigma=0.00$	0.00	0.00	3.20	1.00	0	164	
EXTENS. 15m 1/3	Mont.	0.125	5.93	2	1.483	0.12	3.20	1.00	1312	362	
	Diag.	0.07	6.67	2	0.934						
	"	0.075	7.45	2	1.118						
	Arriostr.	0.04	1.36	2	0.109						
	"	0.045	8.43	2	0.759						
	$\Sigma=4.40$				37.50						
EXTENS. 15m 2/3	Mont.	0.125	3.05	2	0.763	0.11	3.20	1.00	1586	366	
	"	0.125	3.05	2	0.763						
	Diag.	0.08	8.19	2	1.310						
	"	0.08	8.93	2	1.430						
	Arriostr.	0.045	1.65	2	0.149						
	"	0.05	9.11	2	0.911						
$\Sigma=5.33$				48.04							
EXTENS. 15m 3/3	Mont.	0.125	4.58	2	1.145	0.11	3.20	1.00	1586	366	
	Diag.	0.09	5.34	2	0.962						
	"	0.063	3.20	2	0.403						
	"	0.056	2.50	2	0.280						
	Trav.	0.063	9.60	1	0.605						
	"	0.05	3.00	2	0.300						
	Arriostr.	0.04	0.92	2	0.074						
	"	0.045	1.60	2	0.144						
	"	0.05	3.30	2	0.330						
	"	0.056	2.29	2	0.256						

ASR-vto-lgt

1 / 4

Rev.C

2.2.1 VIENTO TRANSVERSAL SOBRE ESTRUCTURA

16/59

Viento transversal - ASR

7/9/11 12:40

Susp.Reforzada Autosop.Chilca

Velocidad de referencia  $V_o = 138.9$  km/h

Presión =  $(V_o/3.6)^2/16 = 93.1$  kg/m<sup>2</sup>

Ct = fijo

k = 1 (invariable con la altura)

Rugosidad: B Barras planas

Fuerza:  $A_t = (V_o/3.6)^2/16 * S_t * C_t * k^2$

Sector de torre	Grupo	Area neta		St	S	X	Ct	z	k <sup>2</sup>	At	Carga en c/u de 4 nudos
		[m]	* [m]	* n = [m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]		[m]		[kg]	
HG	Soporte	0.09	0.20	2	0.036						54
	Mont.Ext.	0.056	3.97	2	0.445						
	" Int.	0.045	3.97	2	0.357						
	Arriostr.	0.04	11.80	1	0.472						
	"	0.045	3.20	1	0.144						
				Σ=1.45	5.85	0.25	3.20		1.00	433	211
VIGA Y MÉNSULA	Se adopta 50% de la carga de viento longit.										
				Σ=0.00	2.25	0.00	3.20		1.00	1253	316
VENT. SUP.	Mont.Ext.	0.09	6.72	2	1.210						
	" Int.	0.09	6.72	2	1.210						
	Diag.	0.056	2.61	2	0.292						
	"	0.05	3.05	2	0.305						
	"	0.056	3.55	2	0.398						
	"	0.056	1.69	2	0.189						
	Arriostr.	0.04	13.90	1	0.556						
	"	0.056	2.20	1	0.123						
				Σ=4.28	27.36	0.16	3.20		1.00	1276	467
VENT. INF.	Mont.Ext.	0.1	10.03	2	2.007						
	" Int.	0.11	7.03	2	1.546						
	Diag.	0.056	3.49	2	0.391						
	"	0.056	3.95	2	0.443						
	"	0.063	4.30	2	0.541						
	"	0.056	5.14	2	0.575						
	Trav.	0.05	4.20	1	0.210						
	Diag.int.	0.056	3.25	2	0.364						
	"	0.056	3.66	2	0.410						
	"	0.056	3.94	2	0.442						
	"	0.063	2.10	2	0.265						
	Arriostr.	0.04	8.20	2	0.656						
	"	0.056	3.72	2	0.416						
				Σ=8.27	55.98	0.15	3.20		1.00	2462	438
TRONCO COMÚN	Mont.	0.125	5.57	2	1.392						
	Diag.	0.075	9.36	2	1.405						
	Arriostr.	0.04	6.30	2	0.504						
	"	0.05	2.00	2	0.200						
				Σ=3.50	26.96	0.13	3.20		1.00	1043	130
-----	TRANSICIÓN			Σ=0.00	0.00	0.00	3.20		1.00	0	48
TRONCO BASE	Mont.	0.125	1.35	2	0.338						
	Diag.	0.07	3.13	2	0.438						

2.2.2 VIENTO TRANSVERSAL SOBRE ESTRUCTURA

17/59

Viento transversal - ASR

7/9/11 12:40

Susp.Reforzada Autosop.Chilca

Velocidad de referencia  $V_o = 138.9$  km/h Presión =  $(V_o/3.6)^2/16 = 93.1$  kg/m<sup>2</sup>  
 Ct = fijo k = 1 (invariable con la altura)  
 Rugosidad: B Barras planas Fuerza: At =  $(V_o/3.6)^2/16 * St * Ct * k^2$

Sector de torre	Grupo	Area neta		St	S	X	Ct	z	k <sup>2</sup>	At	Carga en c/u de 4 nudos
		[m] * [m]	* n =								
CINTURA	Trav.	0.05	6.01	1	0.301	.					
S/EXT.	Arriostr.	0.04	0.81	2	0.065	.					
.	"	0.045	1.50	2	0.135	.					
.	.	.	.	.	.	.					
.	.	.	.	.	.	.					
.	.	.	.	.	.	.					
-----	TRANSICIÓN	.	.	.	.	.					
.	.	.	.	.	.	.					
PATA 3m	Mont.	0.125	3.05	2	0.763	.					
.	Diag.	0.09	4.56	2	0.820	.					
.	Arriostr.	0.04	6.00	2	0.480	.					
.	.	.	.	.	.	.					
.	.	.	.	.	.	.					
.	.	.	.	.	.	.					
-----	TRANSICIÓN	.	.	.	.	.					
.	.	.	.	.	.	.					
PATA 4.5m	Mont.	0.125	4.58	2	1.145	.					
.	Diag.	0.08	5.80	2	0.927	.					
.	Arriostr.	0.04	10.70	2	0.856	.					
.	.	.	.	.	.	.					
.	.	.	.	.	.	.					
-----	TRANSICIÓN	.	.	.	.	.					
.	.	.	.	.	.	.					
PATA 6m	Mont.	0.125	6.11	2	1.526	.					
.	Diag.	0.075	7.15	2	1.072	.					
.	Arriostr.	0.04	13.70	2	1.096	.					
.	"	0.045	2.10	2	0.189	.					
.	.	.	.	.	.	.					
.	.	.	.	.	.	.					
-----	TRANSICIÓN	.	.	.	.	.					
.	.	.	.	.	.	.					
PATA 7.5m	Mont.	0.125	7.63	2	1.908	.					
.	Diag.	0.075	8.56	2	1.284	.					
.	Arriostr.	0.04	9.60	2	0.768	.					
.	"	0.045	7.60	2	0.684	.					
.	.	.	.	.	.	.					
.	.	.	.	.	.	.					
-----	TRANSICIÓN	.	.	.	.	.					
.	.	.	.	.	.	.					
PATA 9m	Mont.	0.125	9.16	2	2.290	.					
.	Diag.	0.08	10.01	2	1.601	.					
.	Arriostr.	0.045	9.50	2	0.855	.					
.	"	0.04	11.90	2	0.952	.					
.	.	.	.	.	.	.					
.	.	.	.	.	.	.					
-----	TRANSICIÓN	.	.	.	.	.					
.	.	.	.	.	.	.					
EXTENS.	Mont.	0.125	2.88	2	0.720	.					
.	"	0.125	1.53	2	0.382	.					
3m	Diag.	0.08	4.02	2	0.643	.					

ASR-vto-trv

1 / 4

Rev.C

2.2.2 VIENTO TRANSVERSAL SOBRE ESTRUCTURA

18/59

Viento transversal - ASR

7/9/11 12:40

Susp.Reforzada Autosop.Chilca

Velocidad de referencia  $V_o = 138.9$  km/h

Presión =  $(V_o/3.6)^2/16 = 93.1$  kg/m<sup>2</sup>

Ct = fijo

k = 1 (invariable con la altura)

Rugosidad: B Barras planas

Fuerza: At =  $(V_o/3.6)^2/16 * St * Ct * k^2$

Sector de torre	Grupo	Area neta		St	S	X	Ct	z	k <sup>2</sup>	At	Carga en c/u de 4 nudos
		[m]	[m] * n =								
.	"	0.045	1.57	2	0.141	.					
.	Trav.	0.056	6.41	1	0.359	.					
.	"	0.05	3.01	2	0.301	.					
.	Arriostr.	0.04	0.90	2	0.072	.					
.	"	0.045	2.90	2	0.261	.					
.	.	0.05	3.53	2	0.353	.					
.	.	.	.	.	Σ=3.63	26.99	0.13	3.20	1.00	1082	135
----	TRANSICIÓN	.	.	.	Σ=0.00	0.00	0.00	3.20	1.00	0	217
EXTENS.	Mont.	0.125	2.88	2	0.720	.					
.	"	0.125	3.05	2	0.763	.					
.	"	0.125	1.53	2	0.382	.					
6m	Diag.	0.07	6.67	2	0.934	.					
.	"	0.08	4.41	2	0.705	.					
.	"	0.056	3.19	2	0.357	.					
.	"	0.045	1.71	2	0.154	.					
.	Trav.	0.056	7.21	1	0.404	.					
.	"	0.05	3.01	2	0.301	.					
.	Arriostr.	0.04	2.10	2	0.168	.					
.	"	0.045	6.17	2	0.555	.					
.	"	0.05	3.79	2	0.379	.					
.	.	.	.	.	Σ=5.82	48.61	0.12	3.20	1.00	1734	217
----	TRANSICIÓN	.	.	.	Σ=0.00	0.00	0.00	3.20	1.00	0	164
EXTENS.	Mont.	0.125	5.93	2	1.483	.					
9m	Diag.	0.07	6.67	2	0.934	.					
1/2	"	0.075	7.45	2	1.118	.					
.	Arriostr.	0.04	1.36	2	0.109	.					
.	"	0.045	8.43	2	0.759	.					
.	.	.	.	.	Σ=4.40	37.50	0.12	3.20	1.00	1312	311
EXTENS.	Mont.	0.125	3.05	2	0.763	.					
.	"	0.125	1.53	2	0.382	.					
9m	Diag.	0.08	4.71	2	0.753	.					
2/2	"	0.056	3.19	2	0.357	.					
.	"	0.05	1.93	2	0.193	.					
.	Trav.	0.056	8.01	1	0.448	.					
.	"	0.05	3.01	2	0.301	.					
.	Arriostr.	0.04	0.90	2	0.072	.					
.	"	0.045	3.20	2	0.288	.					
.	"	0.05	3.90	2	0.390	.					
.	.	.	.	.	Σ=3.95	22.82	0.17	3.20	1.00	1176	147
----	TRANSICIÓN	.	.	.	Σ=0.00	0.00	0.00	3.20	1.00	0	164
EXTENS.	Mont.	0.125	5.93	2	1.483	.					
12m	Diag.	0.07	6.67	2	0.934	.					
1/2	"	0.075	7.45	2	1.118	.					
.	Arriostr.	0.04	1.36	2	0.109	.					

ASR-vto-trv

1 / 4

Rev.C

2.2.2 VIENTO TRANSVERSAL SOBRE ESTRUCTURA

19/59

Viento transversal - ASR

7/9/11 12:40

Susp.Reforzada Autosop.Chilca

Velocidad de referencia  $V_o = 138.9$  km/h Presión =  $(V_o/3.6)^2/16 = 93.1$  kg/m<sup>2</sup>  
 Ct = fijo k = 1 (invariable con la altura)  
 Rugosidad: B Barras planas Fuerza: At =  $(V_o/3.6)^2/16 * St * Ct * k^2$

Sector de torre	Grupo	Area neta	St	S	X	Ct	z	k <sup>2</sup>	At	Carga en c/u de 4 nudos
		[m] * [m] * n =	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]		[m]		[kg]	
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	Σ=4.40	37.50	0.12	3.20		1.00	1312	417
EXTENS.	Mont.	0.125 3.05 2	0.763	.	.	.	.	.	.	.
.	"	0.125 3.05 2	0.763	.	.	.	.	.	.	.
.	"	0.125 1.53 2	0.382	.	.	.	.	.	.	.
12m	Diag.	0.08 8.19 2	1.310	.	.	.	.	.	.	.
.	"	0.09 5.02 2	0.903	.	.	.	.	.	.	.
2/2	"	0.056 3.20 2	0.358	.	.	.	.	.	.	.
.	"	0.05 2.20 2	0.220	.	.	.	.	.	.	.
.	Trav.	0.056 8.81 1	0.493	.	.	.	.	.	.	.
.	"	0.05 3.00 2	0.300	.	.	.	.	.	.	.
.	Arriostr.	0.04 0.90 2	0.072	.	.	.	.	.	.	.
.	"	0.045 3.10 2	0.279	.	.	.	.	.	.	.
.	"	0.05 9.47 2	0.947	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	Σ=6.79	61.55	0.11	3.20		1.00	2023	253
----	TRANSICIÓN	.	Σ=0.00	0.00	0.00	3.20		1.00	0	164
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
EXTENS.	Mont.	0.125 5.93 2	1.483	.	.	.	.	.	.	.
15m	Diag.	0.07 6.67 2	0.934	.	.	.	.	.	.	.
1/3	"	0.075 7.45 2	1.118	.	.	.	.	.	.	.
.	Arriostr.	0.04 1.36 2	0.109	.	.	.	.	.	.	.
.	.	0.045 8.43 2	0.759	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	Σ=4.40	37.50	0.12	3.20		1.00	1312	362
EXTENS.	Mont.	0.125 3.05 2	0.763	.	.	.	.	.	.	.
.	"	0.125 3.05 2	0.763	.	.	.	.	.	.	.
15m	Diag.	0.08 8.19 2	1.310	.	.	.	.	.	.	.
2/3	"	0.08 8.93 2	1.430	.	.	.	.	.	.	.
.	Arriostr.	0.045 1.65 2	0.149	.	.	.	.	.	.	.
.	"	0.05 9.11 2	0.911	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	Σ=5.33	48.04	0.11	3.20		1.00	1586	366
EXTENS.	Mont.	0.125 4.58 2	1.145	.	.	.	.	.	.	.
15m	Diag.	0.09 5.34 2	0.962	.	.	.	.	.	.	.
3/3	"	0.063 3.20 2	0.403	.	.	.	.	.	.	.
.	"	0.056 2.50 2	0.280	.	.	.	.	.	.	.
.	Trav.	0.063 9.60 1	0.605	.	.	.	.	.	.	.
.	"	0.05 3.00 2	0.300	.	.	.	.	.	.	.
.	Arriostr.	0.04 0.92 2	0.074	.	.	.	.	.	.	.
.	"	0.045 1.60 2	0.144	.	.	.	.	.	.	.
.	"	0.05 3.30 2	0.330	.	.	.	.	.	.	.
.	"	0.056 2.29 2	0.256	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	Σ=4.50	42.32	0.11	3.20		1.00	1340	168
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.

2.2.2 VIENTO TRANSVERSAL SOBRE ESTRUCTURA

19/59

Viento transversal - ASR

7/9/11 12:40

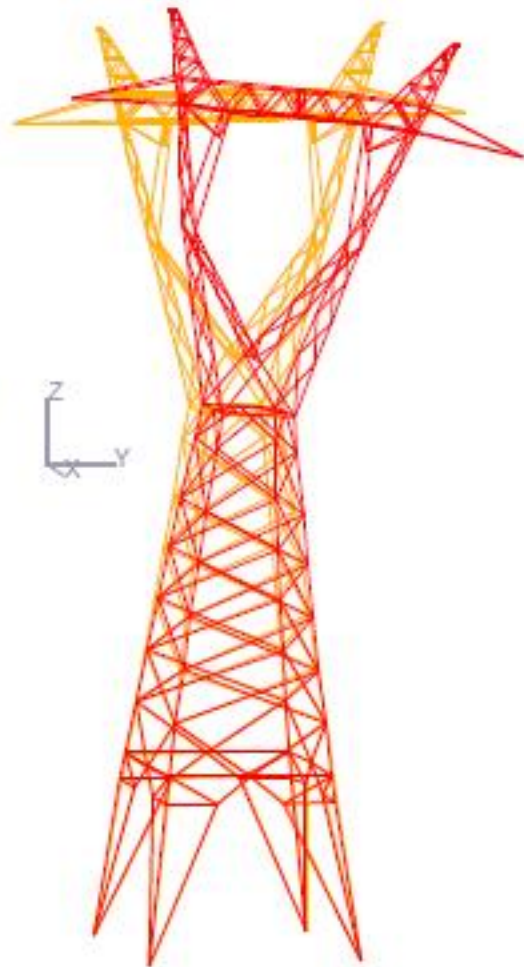
Susp.Reforzada Autosop.Chilca

Velocidad de referencia  $V_o = 138.9$  km/h Presión =  $(V_o/3.6)^2/16 = 93.1$  kg/m<sup>2</sup>  
 Ct = fijo k = 1 (invariable con la altura)  
 Rugosidad: B Barras planas Fuerza: At =  $(V_o/3.6)^2/16 * St * Ct * k^2$

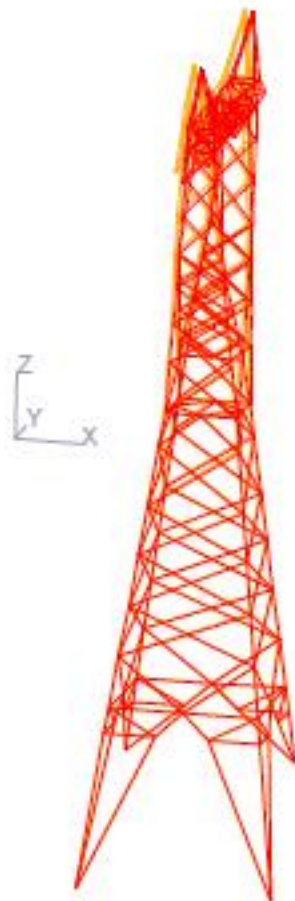
Sector de torre	Grupo	Area neta		St	S	X	Ct	z	k <sup>2</sup>	At	Carga en c/u de 4 nudos
		[m]	[m] * n =								
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	Σ=4.40	37.50	0.12	3.20		1.00	1312	417
EXTENS.	Mont.	0.125	3.05	2	0.763	.	.	.	.	.	.
.	"	0.125	3.05	2	0.763	.	.	.	.	.	.
.	"	0.125	1.53	2	0.382	.	.	.	.	.	.
12m	Diag.	0.08	8.19	2	1.310	.	.	.	.	.	.
.	"	0.09	5.02	2	0.903	.	.	.	.	.	.
2/2	"	0.056	3.20	2	0.358	.	.	.	.	.	.
.	"	0.05	2.20	2	0.220	.	.	.	.	.	.
.	Trav.	0.056	8.81	1	0.493	.	.	.	.	.	.
.	"	0.05	3.00	2	0.300	.	.	.	.	.	.
.	Arriostr.	0.04	0.90	2	0.072	.	.	.	.	.	.
.	"	0.045	3.10	2	0.279	.	.	.	.	.	.
.	"	0.05	9.47	2	0.947	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	Σ=6.79	61.55	0.11	3.20		1.00	2023	253
----	TRANSICIÓN	.	.	Σ=0.00	0.00	0.00	3.20		1.00	0	164
EXTENS.	Mont.	0.125	5.93	2	1.483	.	.	.	.	.	.
15m	Diag.	0.07	6.67	2	0.934	.	.	.	.	.	.
1/3	"	0.075	7.45	2	1.118	.	.	.	.	.	.
.	Arriostr.	0.04	1.36	2	0.109	.	.	.	.	.	.
.	.	0.045	8.43	2	0.759	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	Σ=4.40	37.50	0.12	3.20		1.00	1312	362
EXTENS.	Mont.	0.125	3.05	2	0.763	.	.	.	.	.	.
.	"	0.125	3.05	2	0.763	.	.	.	.	.	.
15m	Diag.	0.08	8.19	2	1.310	.	.	.	.	.	.
2/3	"	0.08	8.93	2	1.430	.	.	.	.	.	.
.	Arriostr.	0.045	1.65	2	0.149	.	.	.	.	.	.
.	"	0.05	9.11	2	0.911	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	Σ=5.33	48.04	0.11	3.20		1.00	1586	366
EXTENS.	Mont.	0.125	4.58	2	1.145	.	.	.	.	.	.
15m	Diag.	0.09	5.34	2	0.962	.	.	.	.	.	.
3/3	"	0.063	3.20	2	0.403	.	.	.	.	.	.
.	"	0.056	2.50	2	0.280	.	.	.	.	.	.
.	Trav.	0.063	9.60	1	0.605	.	.	.	.	.	.
.	"	0.05	3.00	2	0.300	.	.	.	.	.	.
.	Arriostr.	0.04	0.92	2	0.074	.	.	.	.	.	.
.	"	0.045	1.60	2	0.144	.	.	.	.	.	.
.	"	0.05	3.30	2	0.330	.	.	.	.	.	.
.	"	0.056	2.29	2	0.256	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	Σ=4.50	42.32	0.11	3.20		1.00	1340	168



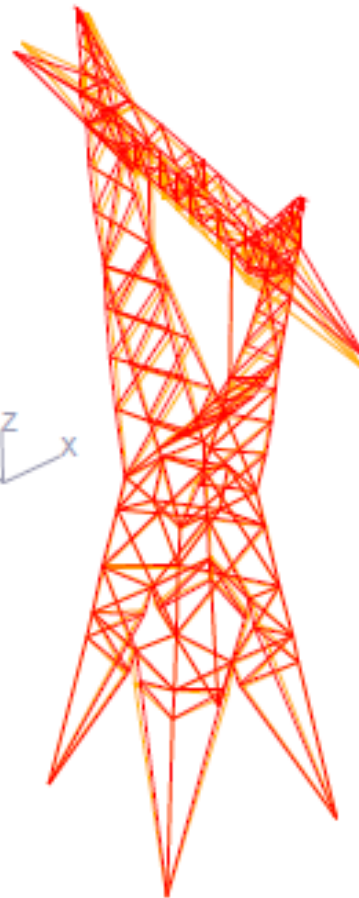
ASR - E15 p 9 m - Hip I x 10



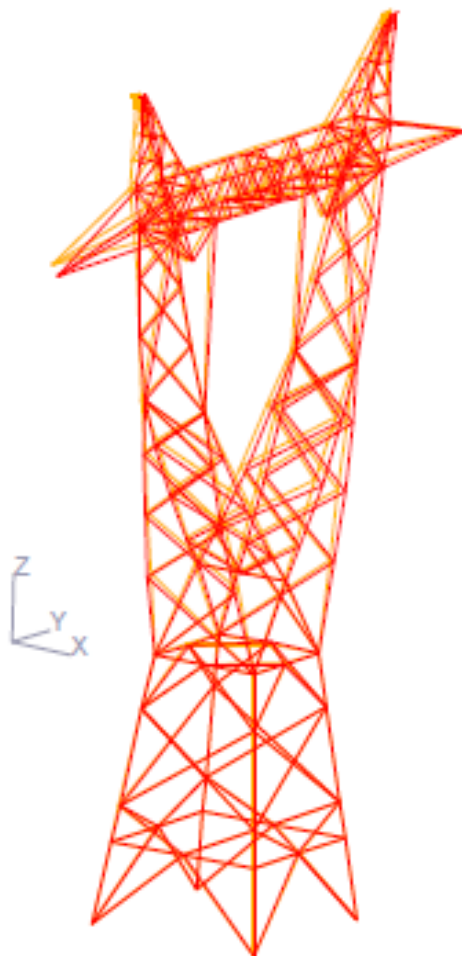
ASR - E12 p 9-3 m - Hip II x 10



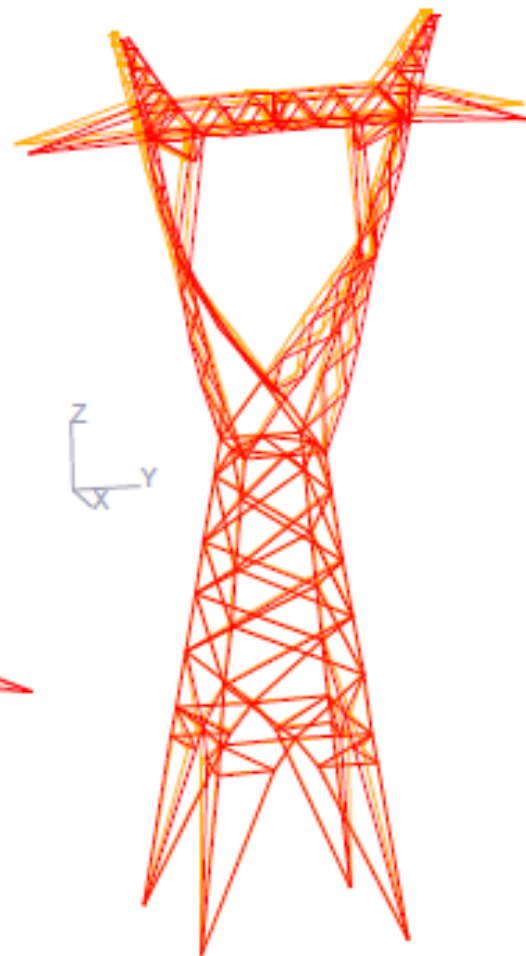
ASR - E6 p9m - Hip IV-1 x 10



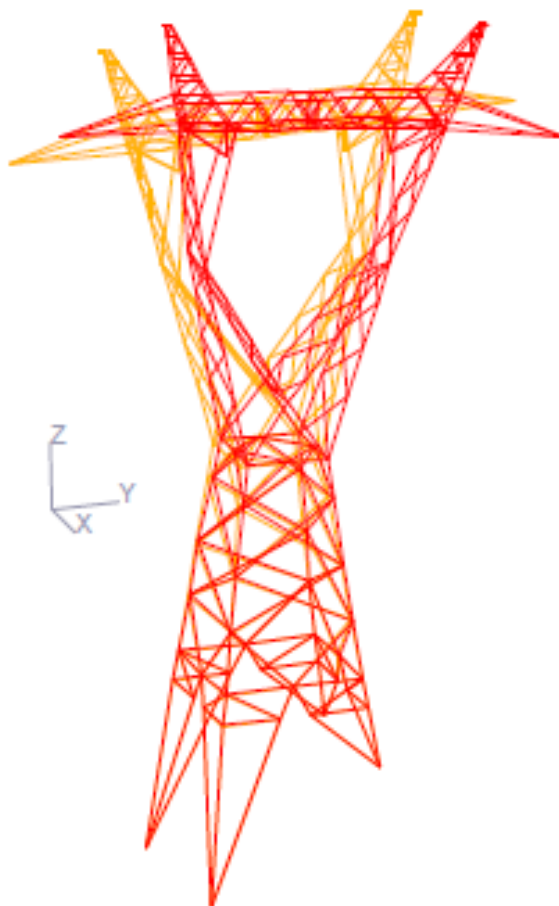
ASR - Básica p3 m - Hip VII-2 x 10



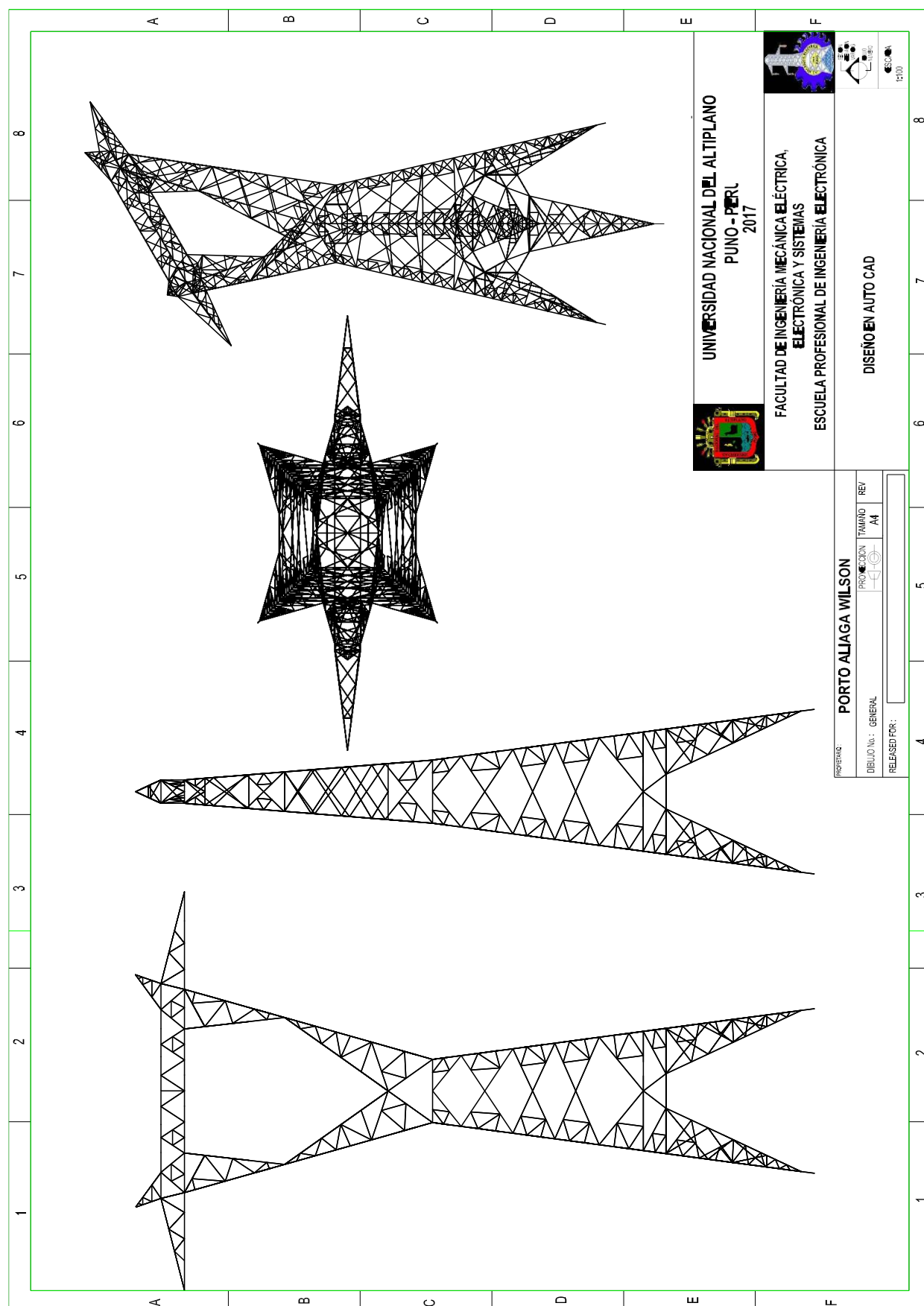
ASR - E9 p 9 m - Hip V-2a x 10



ASR - E6 p 9-3 m - Hip I x 10



ANEXO PLANO AUTOCAD



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
 PUNO - PERU  
 2017

FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA ELECTRICA,  
 ELECTRONICA Y SISTEMAS  
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA ELECTRONICA

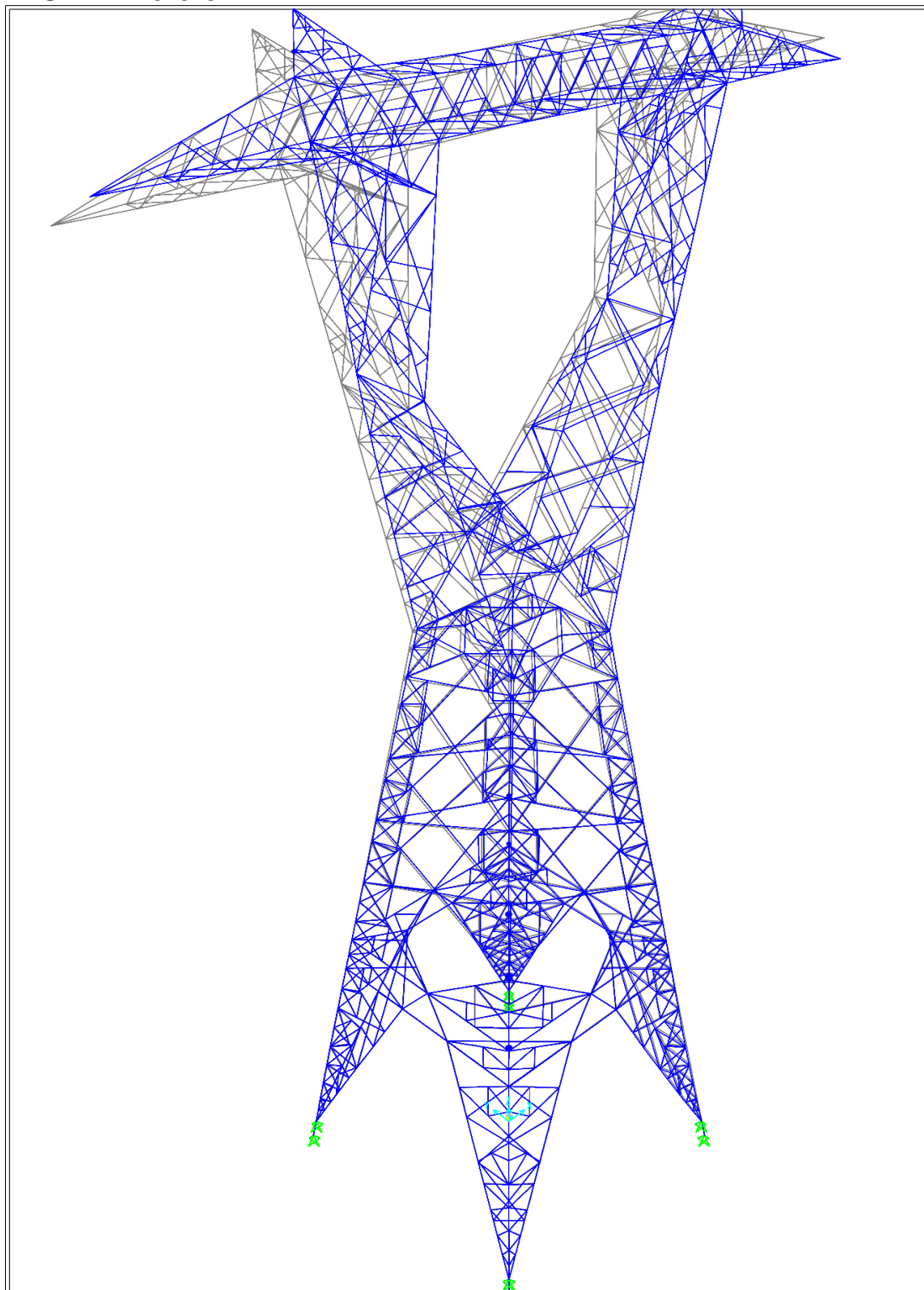
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

PROYECTO: PORTO ALIAGA WILSON  
 DISEÑO EN AUTO CAD

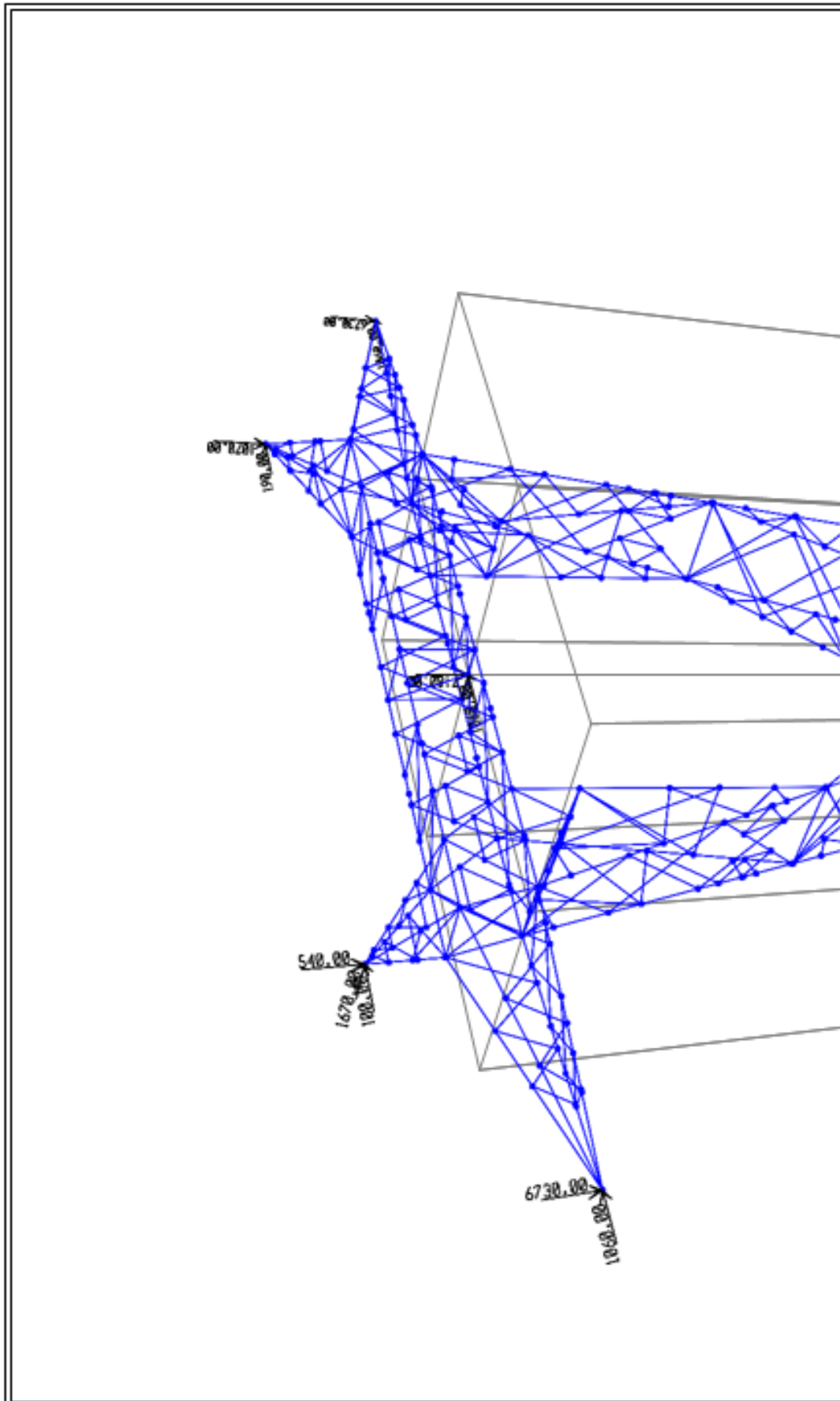
PROYECTO:	PORTO ALIAGA WILSON
DISEÑO No.:	GENERAL
PROYECCION:	PRIMERA
TAMANO:	A4
REV:	
RELEASED FOR:	

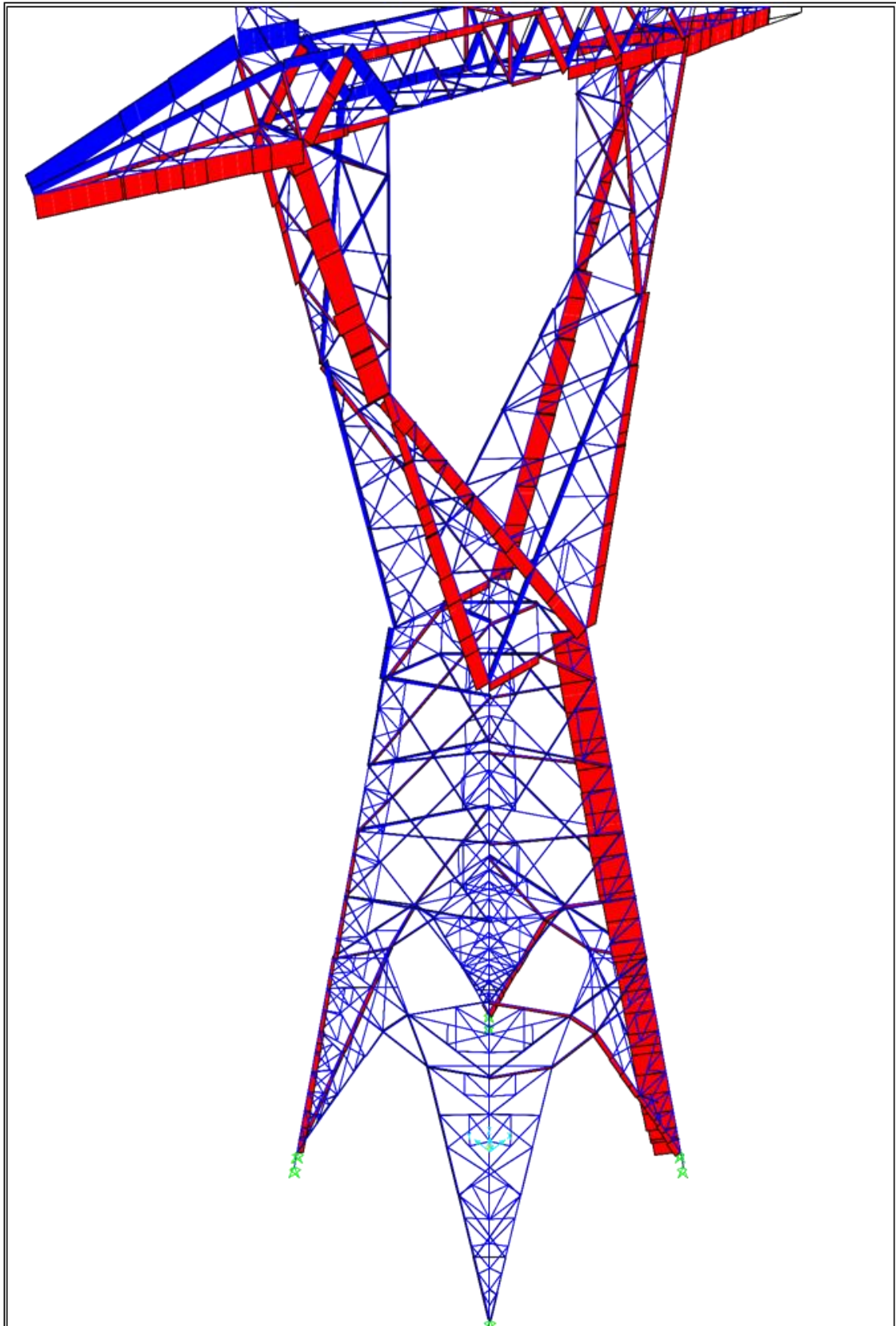
**ANEXO CALCULO SAP 2000 V15**

SAP2000



SAP2000 v15.0.0 - File:ASL TORRE - Deformed Shape (HIPOTESIS I) - Kgf, mm, C Units





ANEXO PLANOS TEKLA STRUTURE

