



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE GUAYAQUIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN
ELÉCTRICA AUTOPORTANTE EN LA PARROQUIA CHONGÓN,
GUAYAQUIL**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de ingeniería civil

AUTOR: STIWARD JEFFERSON REALPE MONTERO

TUTOR: ING. FABIAN ALBERTO MACAS JARAMILLO, M. Sc.

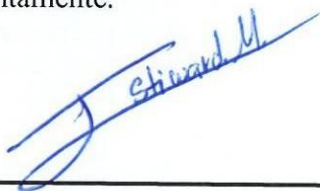
**Guayaquil-Ecuador
2026**

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUDITORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Stiward Jefferson Realpe Montero con documento de identificación No. 0956096259, manifiesto que: Soy el autor y responsable del presente trabajo y, autorizó a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Guayaquil, 16 de enero del año 2026

Atentamente.



Stiward Jefferson Realpe Montero

0956096259

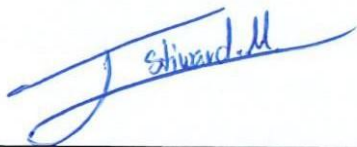
**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Stiward Jefferson Realpe Montero con documento de identificación N°.0956096259, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy el autor del proyecto técnico: "ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA AUTOPORTANTE EN LA PARROQUIA CHONGÓN, GUAYAQUIL", el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

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

Guayaquil, 16 de enero del año 2026

Atentamente,



Stiward Jefferson Realpe Montero

0956096259

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Fabian Alberto Macas Jaramillo con documento de identificación N. °0704808625, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación “ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA AUTOPORTANTE EN LA PARROQUIA CHONGÓN, GUAYAQUIL”, realizado por Stiward Jefferson Realpe Montero con documento de identificación N.° 0956096259, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 16 de enero del año 2026

Atentamente.



Ing. Fabian Alberto Macas Jaramillo M. Sc.
C.I: 0704808625

DEDICATORIA

Dedico este trabajo, en primer lugar, a mi padre, quien, aunque ya no se encuentra físicamente, desde el cielo sigue guiando mis pasos y siendo una fuente permanente de inspiración. Su ejemplo de esfuerzo, rectitud y perseverancia ha marcado profundamente mi vida y ha sido un pilar fundamental para continuar avanzando en mi formación personal y profesional.

A mi madre, por su amor incondicional, su apoyo constante y por ser el principal impulso en los momentos de dificultad. Gracias a sus palabras de aliento, sacrificio diario y confianza en mí, he podido mantenerme firme en el camino académico y superar cada obstáculo presentado a lo largo de esta etapa.

Finalmente, dedico este logro a mi hermana, cuyo acompañamiento, comprensión y confianza han sido un respaldo invaluable durante todo este proceso. Su presencia y apoyo sincero me brindaron la serenidad y el ánimo necesarios para seguir adelante, recordándome siempre la importancia de creer en uno mismo y no abandonar los objetivos trazados.

AGRADECIMIENTO

Agradezco de manera especial al Ing. Macas Jaramillo Fabián Alberto, tutor de este trabajo de titulación, por su orientación, acompañamiento académico y valiosos aportes durante el desarrollo de la presente investigación. Asimismo, expreso mi sincero agradecimiento a los docentes ingenieros que formaron parte de mi proceso de formación profesional a lo largo de la carrera, cuyos conocimientos, enseñanzas y experiencia contribuyeron significativamente a mi crecimiento académico y profesional.

RESUMEN

El presente estudio desarrolla el “ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA AUTOPORTANTE EN LA PARROQUIA CHONGÓN, GUAYAQUIL”, zona caracterizada por un acelerado crecimiento urbano, condiciones ambientales costeras y una creciente demanda energética. La investigación tiene como objetivo evaluar el comportamiento estructural de la torre frente a las principales acciones de diseño, tales como cargas permanentes, cargas de viento y cargas sísmicas, considerando los efectos combinados que actúan durante su vida útil.

El análisis se realiza mediante la aplicación del Método de los Elementos Finitos, empleando modelos tridimensionales desarrollados en software especializado de análisis estructural, lo que permite determinar esfuerzos internos, desplazamientos, modos de vibración y frecuencias naturales de la estructura.

El estudio se fundamenta en el cumplimiento de la normativa vigente, incluyendo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), la ASCE/SEI 10-15 para estructuras reticuladas de transmisión y la AISC 360-16 para el diseño de elementos de acero, garantizando así niveles adecuados de seguridad estructural y confiabilidad operativa. Los resultados obtenidos permiten validar la estabilidad y resistencia de la torre ante condiciones sísmicas y eólicas propias de la zona costera de Chongón, aportando criterios técnicos relevantes para el diseño, análisis y planificación de infraestructuras de transmisión eléctrica, contribuyendo al fortalecimiento y sostenibilidad del sistema eléctrico regional.

Palabras clave:

Torres de transmisión eléctrica, Torre autoportante, Análisis estructural, Acero estructural, Cargas de viento y sismo, Método de los Elementos Finitos, Normativa NEC.

ABSTRACT

This study presents the structural analysis of a 138 kV self-supporting electrical transmission tower located in the parish of Chongón, Guayaquil, an area characterized by rapid urban growth, coastal environmental conditions, and increasing energy demand. The main objective of this research is to evaluate the structural behavior of the tower under the principal design actions, including permanent loads, wind loads, and seismic loads, considering the combined effects acting throughout its service life.

The analysis is carried out through the application of the Finite Element Method, using three-dimensional models developed in specialized structural analysis software, which allows the determination of internal forces, displacements, vibration modes, and natural frequencies of the structure.

The study is based on compliance with current design standards, including the Ecuadorian Construction Code (NEC-2015), ASCE/SEI 10-15 for lattice transmission structures, and AISC 360-16 for the design of steel members, thereby ensuring adequate levels of structural safety and operational reliability. The results obtained validate the stability and strength of the tower under seismic and wind conditions typical of the coastal region of Chongón, providing relevant technical criteria for the design, analysis, and planning of electrical transmission infrastructure, and contributing to the strengthening and sustainability of the regional power transmission system.

Keywords:

Electrical transmission towers, Self-supporting tower, Structural analysis, Structural steel, Wind and seismic loads, Finite Element Method, NEC standards.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Problema de estudio	2
1.2. Importancia y alcance del problema	3
1.3 Delimitación del problema.....	4
1.3.1. Delimitación espacial	4
1.3.2. Delimitación temporal	4
1.3.3. Delimitación institucional.....	4
1.2 Justificación	5
1.3 Objetivos	7
1.3.1 Objetivo General.....	7
1.3.2 Objetivos específicos	7
1.4 Hipótesis	8
1.4.1 Variables consideradas.....	9
CAPITULO II.....	10
2.1 Antecedentes y fundamentos conceptuales	10
2.2 Tipos de torres de transmisión eléctrica.....	11
2.2.1 Torres autoportantes.....	12
2.2.2 Torres arriostradas.....	13
2.2.3 Torres monopolares	14

2.3 Tipos de torres por su geometría	16
2.4 Definición de los casos de carga	23
2.4.1 Cargas normales.....	23
2.4.1.1 Cargas excepcionales	24
2.4.1.2 Carga de viento	24
2.4.1.3 Consideraciones para el análisis y diseño por vientos	25
2.4.2 Clasificación según su importancia	26
2.4.2.1 Grupo A	26
2.4.2.2 Grupo B	27
2.4.2.3 Grupo C	28
2.4.3 Clasificación según su respuesta ante la acción del viento.....	28
2.4.3.1 Tipo 1.....	28
2.4.3.2 Tipo 2.....	29
2.4.3.3 Tipo 3.....	29
2.4.3.4 Tipo 4.....	30
2.4.4 Categoría de terreno según su rugosidad	30
2.4.5 Dirección de análisis	32
2.4.6 Factor de tamaño (F_c)	33
2.4.7 Factor de topografía (K_{zt}).....	34
2.5 Carga de viento	34
2.5.1 Empujes dinámicos en la dirección del viento.....	35

2.5.2 Vibraciones transversales al flujo	35
2.5.2 Inestabilidad aerodinámica	35
2.5.3 Carga de sismo	36
2.5.5 Cargas por peso propio	38
2.6. Tipos de perfiles utilizados	39
2.6.1. Materiales utilizados en perfiles y placas	40
2.6.2. Juntas apernadas.....	41
2.6.3 Métodos de apriete	42
2.6.3.1 Método de la vuelta de tuerca	42
2.6.3.2 Control del torque	43
2.7. Galvanizado	43
2.7.1 Proceso de galvanizado	43
2.7.1.1 Desengrase o limpieza caustica	44
2.7.1.2 Decapado.....	44
2.7.1.3 Inmersión en las sales	45
2.7.1.4 Inmersión en el baño del zinc	45
2.7.1.5 Enfriamiento	46
2.8 Tipos de cimentaciones	46
2.8.1 Cimentaciones superficiales.....	47
2.8.2.1 Zapatas aisladas.....	47
2.8.2.2 Zapatas corridas.....	48
2.8.2.3 Zapatas combinadas	48
2.8.2.4 Losas de cimentación	48
2.8.3 Cimentaciones semi profundas	49

2.8.4 Cimentaciones profundas	49
CAPITULO III.....	50
3.1 Marco metodológico	50
3.2 Diseño de miembros a tracción.....	50
3.2.1 Resistencia en tracción.....	50
3.2.2 Determinación de áreas	52
3.2.2.1 Área bruta.....	52
3.2.2.2 Área neta	52
3.2.2.3 Área neta efectiva.....	53
3.3 Diseño de miembros a compresión	53
3.3.1 Disposiciones generales	53
3.3.2 Límites de esbeltez y longitud efectiva	54
3.3.3 Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.....	54
3.3.4 Ángulo simple en compresión.....	55
3.3.5 Miembros con elementos esbeltos	56
3.3.6 Elementos esbeltos no atiesados, qs.....	57
3.4 Diseño de miembros a flexión	58
3.4.1 Disposiciones generales	58
3.4.2 Flexión en ángulos simples.....	60
3.4.2.1 Fluencia.....	60
3.4.2.2 Pandeo lateral-torsional.....	61
3.4.2.3 Pandeo local de ala.....	62
3.5 Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión.....	63
3.5.1 Ángulos solicitados a flexión y compresión	63
3.5.2 Ángulos solicitados a flexión y tracción	64

3.5.3	Miembros asimétricos solicitados a flexión y carga axial	65
3.6	DISEÑO DE JUNTAS APERNADAS.....	66
3.6.1	Pernos diseñados para soportar altas tensiones.....	66
3.6.1.1	Apriete.....	67
3.6.1.2	Tamaño y uso de las perforaciones.....	67
3.6.1.3	Espaciamiento mínimo	68
3.6.1.4	Distancia mínima al borde.....	68
3.6.1.5	Distancias a los bordes y espaciamiento máximo.....	69
3.6.1.6	Resistencia de tracción y corte de pernos.....	70
3.6.1.7	Combinación de tracción y corte en conexiones tipo aplastamiento	71
3.6.1.8	Resistencia de aplastamiento en las perforaciones para pernos	72
3.6.2	ELEMENTOS CONECTADOS	73
3.6.2.1	Resistencia de elementos en tracción	73
3.6.2.2	Resistencia de elementos en corte	74
3.6.2.3	Resistencia a bloque de corte.....	74
3.6.2.4	Resistencia de elementos en compresión.....	75
CAPITULO IV		76
4.	ANÁLISIS Y RESULTADOS.....	76
4.1.	Introducción	76
4.2.	Descripción general de la torre de transmisión de 138 kV	76
4.4.	Cargas y combinaciones.....	80
4.4.1.	Carga de viento	80
4.4.1.1.	Presión dinámica del viento	81
4.4.1.2.	Coefficiente de exposición y presión de diseño	81
4.4.1.3.	Área efectiva expuesta al viento	82
4.4.1.4.	Tabla de comprobación del cálculo de viento	85

4.4.2. Carga de sismo	85
4.4.2.1. Determinación del período fundamental de vibración	86
4.4.2.2. Determinación de los coeficientes sísmicos	86
4.4.2.3. Cálculo del cortante basal total de diseño	87
4.4.2.4. Tabla de comprobación del cálculo sísmico	88
4.4.3. Cálculo de miembros a tracción.....	88
4.4.3.1. Esfuerzos axiales obtenidos del análisis estructural	89
4.4.3.2. Perfil seleccionado para el miembro a tracción.....	89
4.4.3.3. Resistencia nominal a tracción del perfil	89
4.4.3.4. Verificación del miembro a tracción.....	90
4.4.3.5. Aplicación del procedimiento a otros perfiles de la torre.....	90
4.4.3.6. Tabla de comprobación del cálculo de miembros a tracción.....	90
4.4.4. Cálculo de miembros a compresión	91
4.4.4.1. Esfuerzos axiales de compresión obtenidos del análisis estructural.....	92
4.4.4.2. Perfil seleccionado para el miembro a compresión.....	92
4.4.4.3. Determinación de la esbeltez del elemento.....	92
4.4.4.4. Cálculo de la carga crítica de pandeo.....	93
4.4.4.5. Verificación del miembro a compresión.....	94
4.4.4.6. Aplicación del procedimiento a otros miembros a compresión.....	94
4.4.4.7. Tabla de comprobación del cálculo de miembros a compresión.....	94
4.4.5. Cálculo de miembros a flexión	95
4.4.5.1. Identificación de miembros sometidos a flexión.....	96
4.4.5.2. Perfil seleccionado para el miembro a flexión	96
4.4.5.3. Resistencia nominal a flexión del perfil.....	96
4.4.5.4. Verificación del miembro a flexión	97
4.4.5.5. Consideración de la flexión como efecto secundario	97
4.4.5.6. Tabla de comprobación del cálculo de miembros a flexión	98

4.4.6. Cálculo de miembros sometidos a solicitaciones combinadas y torsión	98
4.4.6.1. Identificación de miembros críticos	99
4.4.6.2. Perfil seleccionado para solicitaciones combinadas.....	99
4.4.6.3. Verificación por interacción axial–flexión.....	100
4.4.6.4. Verificación de la torsión.....	101
4.4.6.5. Consideración estructural de la torsión en torres de transmisión	101
4.5. Modelamiento en AutoCAD y Análisis en SAP2000.....	102
4.5.1. Análisis de la torre mediante el software Sap2000.....	107
4.5.2. Resultados desplazamientos nodos.....	120
4.5.3. Evaluación y calculo Modal Load Participation Ratios.....	126
4.6. ANÁLISIS DE COSTOS.....	129
CAPITULO V.....	130
CAPITULO VI	132
CONCLUSIONES	133
RECOMENDACIONES	135
BIBLIOGRAFIA	136
ANEXO A.....	139
ANEXO B.....	141

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<i>Ilustración 1. Ubicación propuesta.....</i>	<i>5</i>
<i>Ilustración 2. Modelo Torre de transmisión eléctrica 138kv.....</i>	<i>9</i>

<i>Ilustración 3. Torre autoportante metálica utilizada para telecomunicaciones.</i>	<i>13</i>
<i>Ilustración 4. Tipos de torres por su geometría</i>	<i>16</i>
<i>Ilustración 5. Torre de suspensión circuito simple de 38.1 m</i>	<i>18</i>
<i>Ilustración 6. Torre de suspensión circuito doble de 33.1m.....</i>	<i>18</i>
<i>Ilustración 7. Torre de retención circuito doble de 33.1m</i>	<i>19</i>
<i>Ilustración 8. Torre terminal circuito simple de 30.5 m.....</i>	<i>19</i>
<i>Ilustración 9. Torre de suspensión circuito simple de 33.5 m</i>	<i>20</i>
<i>Ilustración 10. Torre de retención circuito doble de 48 m.....</i>	<i>20</i>
<i>Ilustración 11. Torre de suspensión circuito doble de 52,4 m.....</i>	<i>21</i>
<i>Ilustración 12. Torre de suspensión circuito simple de 53.6 m</i>	<i>21</i>
<i>Ilustración 13. Torre de suspensión circuito simple 60.5 m.....</i>	<i>22</i>
<i>Ilustración 14. Partes de una torre</i>	<i>23</i>
<i>Ilustración 15. Partes y marcas de pernos A325 y A490.....</i>	<i>42</i>
<i>Ilustración 16. Proceso de galvanizado, ...</i>	<i>44</i>
<i>Ilustración 17. Paso y gramil en ángulo</i>	<i>70</i>

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Punto VI (Subestación Chongón)</i>	<i>5</i>
<i>Tabla 2. Ventajas y Desventajas de las torres arriostradas</i>	<i>14</i>
<i>Tabla 3. Ventajas y desventajas de torres monopolares.....</i>	<i>15</i>
<i>Tabla 4. Categoría del terreno según su rugosidad</i>	<i>31</i>
<i>Tabla 5. Factor de importancia I para cargas de viento.....</i>	<i>32</i>
<i>Tabla 6. Factor de direccionalidad del viento, Kd.....</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 7. Determinación del factor Fc.....</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 8. Relación ancho-espesor límite para elementos en compresión</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 9. Selección para la aplicación de secciones sometidas a flexión.....</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 10. Pretensión mínima de pernos.....</i>	<i>67</i>
<i>Tabla 11. Dimensiones de agujero.....</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 12. Distancia mínima a borde.....</i>	<i>69</i>

<i>Tabla 13. Tensión nominal de los pernos.....</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 14. Comprobación de cálculo de viento.....</i>	<i>85</i>
<i>Tabla 15. Comprobación del cálculo de la carga sísmica</i>	<i>88</i>
<i>Tabla 16. Comprobación de miembros a tracción</i>	<i>91</i>
<i>Tabla 17. Comprobación de miembros a compresión</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 18. Comprobación de miembros a flexión.....</i>	<i>98</i>
<i>Tabla 19. Comprobación de miembros con solicitaciones combinadas</i>	<i>102</i>
<i>Tabla 20. Cálculo de la carga distribuida linealmente para aplicarlo en los ejes “X”” Y”</i>	<i>116</i>
<i>Tabla 21. Resultado desplazamiento nodo 78.....</i>	<i>120</i>
<i>Tabla 22. Resultados desplazamientos Nodo 1</i>	<i>121</i>
<i>Tabla 23. Resultados desplazamientos Nodo 43</i>	<i>122</i>
<i>Tabla 24. Resultados desplazamientos Nodo 174</i>	<i>123</i>
<i>Tabla 25. Resultados de desplazamiento en el Nodo 189.....</i>	<i>124</i>
<i>Tabla 26. Resultados de desplazamientos en el Nodo 202</i>	<i>125</i>
<i>Tabla 27. Modal Load Participation Ratios.....</i>	<i>126</i>
<i>Tabla 28. Cálculo de Modal Periods</i>	<i>126</i>
<i>Tabla 29. Cálculo de peso de perfiles en estructura</i>	<i>128</i>
<i>Tabla 30. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS DE LA TORRE</i>	<i>129</i>
<i>Tabla 31. Cronograma de actividades</i>	<i>130</i>
<i>Tabla 32. PRESUPUESTO</i>	<i>132</i>

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

La infraestructura de transmisión eléctrica es un elemento crucial para el crecimiento económico, social y productivo de una región, ya que asegura el transporte seguro y constante de energía desde los centros de generación hasta los puntos de consumo. En este sistema, las torres de transmisión eléctrica juegan un papel clave al sostener los conductores y mantener las distancias eléctricas y mecánicas necesarias para un funcionamiento confiable a lo largo de su vida útil.

En este sentido, el presente estudio se centra en el análisis estructural de una torre autoportante para la transmisión eléctrica de 138 kV, situada en la parroquia Chongón, del cantón Guayaquil. La investigación tiene como objetivo evaluar el comportamiento estructural de la torre ante las principales acciones de diseño, tales como cargas permanentes, vientos y sismos, teniendo en cuenta las condiciones ambientales específicas del área costera y los requerimientos técnicos establecidos por la normativa vigente.

El análisis se fundamenta en herramientas de modelación y análisis numérico utilizando software especializado, lo que permite calcular esfuerzos internos, desplazamientos, modos de vibración y parámetros relacionados con la estabilidad estructural. Además, se aplican criterios de diseño conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), ASCE/SEI 10-15 y AISC 360-16 para asegurar que los componentes estructurales cumplan con los estándares necesarios en términos de resistencia, rigidez y durabilidad.

Finalmente, se incluye una evaluación económica que considera la cuantificación de materiales y un análisis detallado de precios unitarios para estimar el costo inicial del diseño propuesto. Así, esta investigación ofrece un enfoque integral que combina análisis estructural,

cumplimiento normativo y viabilidad económica, contribuyendo al diseño y planificación de infraestructuras eléctricas adecuadas a las necesidades actuales del entorno.

1.1 Problema de estudio

La parroquia Chongón, ubicada al oeste del cantón Guayaquil, ha experimentado en los últimos años un crecimiento acelerado asociado a procesos de urbanización, expansión industrial y desarrollo logístico. Este dinamismo territorial se ve reforzado por la ejecución de grandes proyectos de infraestructura estratégica, entre los que destaca la construcción del futuro aeropuerto internacional de Guayaquil, así como el incremento de complejos habitacionales, parques industriales y corredores logísticos que conectan Chongón con la provincia de Santa Elena.

Este proceso de expansión ha generado una creciente demanda de energía eléctrica, lo que ha puesto presión sobre la infraestructura de transmisión existente. En particular, el sistema eléctrico de la zona depende principalmente de la línea de transmisión Pascuales – Santa Elena / Pascuales – Chongón, la cual ha permanecido en operación durante varias décadas y ha sido objeto de intervenciones de repotenciación para extender su vida útil y aumentar su capacidad de transporte energético, según reportes de CELEC EP – TRANSELECTRIC (2019).

No obstante, dichas estructuras fueron concebidas y construidas bajo criterios normativos previos a la entrada en vigor de reglamentos estructurales modernos como la NEC-2015, ASCE/SEI 10-15 y AISC 360-16, lo que plantea interrogantes sobre su adecuación frente a las exigencias actuales de seguridad, durabilidad y desempeño estructural.

1.2. Importancia y alcance del problema

La relevancia de este problema radica en que la infraestructura de transmisión eléctrica constituye un elemento crítico para el desarrollo económico, social y productivo de la parroquia Chongón y de los sectores que conforman el corredor Chongón – Santa Elena. Un suministro eléctrico confiable es indispensable para el funcionamiento de industrias, servicios logísticos, proyectos inmobiliarios y futuras infraestructuras aeroportuarias, cuya operación depende directamente de la continuidad y estabilidad del sistema eléctrico.

Diversos informes institucionales han señalado que muchas líneas de transmisión existentes en el país presentan condiciones de envejecimiento estructural, afectadas por factores ambientales y por el incremento progresivo de las cargas operativas. En el caso específico de Chongón, el entorno costero se caracteriza por la presencia de vientos constantes, elevados niveles de humedad y alta salinidad, condiciones que favorecen procesos de corrosión en elementos metálicos, reducción de sección efectiva, pérdida de capacidad resistente y posibles fallas por fatiga en las estructuras de acero.

Ante este contexto, el problema se manifiesta actualmente en la necesidad de evaluar y diseñar soluciones estructurales que respondan a los criterios normativos vigentes y que permitan garantizar un desempeño adecuado frente a acciones combinadas de viento, sismo y cargas propias de la operación eléctrica. El desarrollo de un diseño estructural actualizado de una torre de transmisión eléctrica autoportante de 138 kV representa una contribución técnica relevante, al proponer una alternativa que mejore los niveles de seguridad estructural, durabilidad y confiabilidad del sistema eléctrico en una zona estratégica para el desarrollo regional.

Asimismo, el presente trabajo de grado aporta al fortalecimiento de la planificación de infraestructura eléctrica, al integrar criterios de diseño estructural moderno, análisis

normativo y evaluación económica, alineándose con los lineamientos establecidos en documentos oficiales y políticas públicas orientadas al desarrollo sostenible y a la modernización de la red eléctrica nacional.

1.3 Delimitación del problema

1.3.1. Delimitación espacial:

La investigación se desarrolla en la parroquia Chongón, ubicada en el cantón Guayaquil, provincia del Guayas, específicamente en el área de influencia del corredor Chongón – Santa Elena, donde se proyecta la expansión de la infraestructura eléctrica de transmisión.

1.3.2. Delimitación temporal:

El estudio se enmarca en el periodo 2024–2026, considerando información normativa, técnica y de planificación vigente durante dicho intervalo.

Delimitación sectorial:

El trabajo se circunscribe al sector energético, específicamente al subsector de transmisión eléctrica de alta tensión, con énfasis en estructuras metálicas autoportantes de 138 kV.

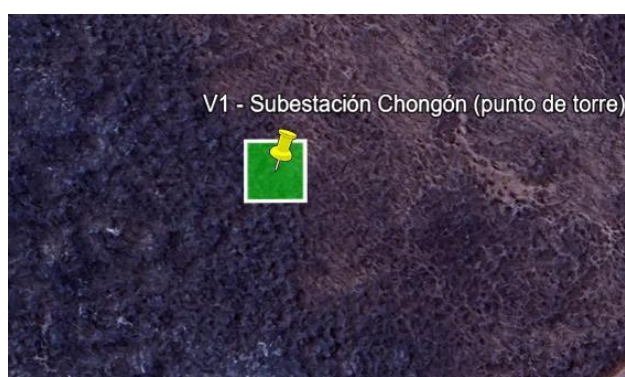
1.3.3. Delimitación institucional:

La investigación toma como referencia el marco normativo ecuatoriano y estándares internacionales aplicables al diseño estructural de torres de transmisión, así como información técnica proveniente de entidades vinculadas a la operación y planificación del sistema eléctrico nacional.

1.2 Justificación

El proyecto se desarrollará en la parroquia Chongón, en las inmediaciones de la Subestación Lago de Chongón, sobre un terreno clasificado según el estudio “L/T Chongón– Santa Elena” (CENACE, 2019) como suelo arcillo-arenoso de plasticidad media, con una capacidad portante favorable, baja permeabilidad y cohesión moderada, apta para cimentaciones superficiales.

Ilustración 1. Ubicación propuesta



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 1. Punto V1 (Subestación Chongón)

Punto	Nombre	Sistema de Coordenadas	Este (m)	Norte (m)
V1	Subestación Chongón	UTM - Zona 17S	615939.19	9762922.02

Fuente: Elaboración propia.

Polígono representativo de 20×20 m centrado en V1 para visualizar la franja mínima local (servirá como referencia de cumplimiento de ARCONEL-018/18 en la zona del emplazamiento). La orientación es N-S/E-O a modo esquemático.

Dicho suelo cumple con los parámetros de estabilidad exigidos por la NEC-SE-ELECT (2015) y por la ASCE 10-15 para el diseño de torres de acero en ambientes costeros.

La instalación de una torre autoportante de 138 kV en esta ubicación cumple una función estructural y eléctrica esencial: sirve como punto de transición y salida de la línea

aérea desde la subestación hacia el sistema regional, garantizando el despeje eléctrico seguro, el control de esfuerzos mecánicos y la protección contra descargas atmosféricas mediante el cable de guarda.

Además, su diseño optimizado permitirá reducir peso propio, mejorar el comportamiento ante cargas estáticas y minimizar los efectos corrosivos a lo largo de la vida útil de la estructura.

Ante este contexto, el diseño de una torre autoportante de transmisión eléctrica de 138 kV en la zona de Chongón se justifica como una necesidad técnica y estratégica, orientada a:

- Proporcionar una estructura optimizada y resistente que soporte cargas combinadas de viento y sismo bajo condiciones costeras extremas;
- Reducir los costos de mantenimiento y reposición mediante el uso de perfiles galvanizados y conexiones de alta durabilidad;
- Garantizar la continuidad operativa del sistema de transmisión en el suroeste del Guayas, donde se prevé un aumento de la demanda energética asociado al nuevo eje aeroportuario y urbano.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Analizar estructuralmente una torre eléctrica autoportante de 138 kV ubicada en la parroquia Chongón, provincia del Guayas, mediante el uso de modelos estructurales y análisis numéricos conforme a las normas NEC-2015, ASCE/SEI 10-15 y AISC 360-16, con el fin de garantizar un comportamiento resistente, estable y duradero frente a las condiciones sísmicas y eólicas propias de la zona costera del Ecuador.

1.3.2 Objetivos específicos

- Modelar una torre de 138 kV en AutoCAD y SAP2000 para análisis estructural con cargas según normas NEC-SE-ELECT (2015) y ASCE/SEI 10-15, evaluando su estabilidad en Chongón, Guayas.
- Analizar estáticamente la torre mediante análisis modal y espectral en SAP2000, conforme a NEC-SE-DS y ASCE 10-15, para evaluar su respuesta sísmica y eólica en zona costera.
- Estimar el costo inicial de la torre de transmisión eléctrica autoportante de 138 kV mediante la cuantificación de cantidades de obra y el análisis de precios unitarios de los elementos estructurales, con el fin de evaluar la viabilidad económica del diseño propuesto en la parroquia Chongón.

1.4 Hipótesis

Si se diseña una torre eléctrica autoportante de 138 kV en el punto V1 de la Subestación Chongón (UTM - Zona 17S (WGS84) 615,939.19 m E 976,2922.02 m N), localizada en la parroquia Chongón, provincia del Guayas, sobre un suelo arcillo-arenoso caracterizado por LL = 42 %, LP = 27 %, IP = 15 % y pasante #200 = 67,3 %, según el estudio geotécnico de la Línea de Transmisión Chongón–Santa Elena (CENEL, 2019), y se aplica un modelo de elementos finitos conforme a las normas ASCE/SEI 10-15, AISC 360-16 y NEC-2015, entonces la estructura cumplirá con los requisitos de resistencia, estabilidad y deformación admisible exigidos por la normativa vigente. De esta forma, se garantizará un comportamiento estructural eficiente, seguro y duradero frente a las acciones combinadas de sismo, viento y ambiente costero, contribuyendo al fortalecimiento y sostenibilidad del Sistema Nacional de Transmisión Eléctrica del Ecuador

Ilustración 2. Modelo Torre de transmisión eléctrica 138kv



Fuente: Elaboración propia (imagen elaborada por IA).

1.4.1 Variables consideradas

- Variable independiente: diseño estructural de la torre autoportante de 138 kV (configuración, perfiles, materiales, cimentación).
- Variable dependiente: comportamiento estructural (resistencia, deformación, estabilidad y durabilidad).
- Variables de control: tipo de suelo (arcillo-arenoso, LL/LP/IP = 42/27/15), condiciones ambientales (salinidad, humedad, viento), normativa de diseño (NEC-2015, ASCE/SEI 10-15, AISC 360-16).

CAPITULO II

2.1 Antecedentes y fundamentos conceptuales

Las torres de transmisión eléctrica constituyen elementos estructurales críticos dentro de los Sistemas Nacionales de Transmisión (SNT), ya que permiten elevar y sostener los conductores eléctricos, aisladores y cables de guarda a alturas adecuadas para garantizar la continuidad operativa del sistema, la seguridad pública y el desempeño mecánico del tendido (Morais, Silva & Sousa, 2020). Tradicionalmente, estas estructuras se diseñan para resistir una combinación compleja de cargas permanentes, variables y accidentales, incluyendo el peso propio, tensiones de los conductores, cargas de viento, acciones sísmicas y efectos térmicos. Debido a la criticidad del servicio que proporcionan, su diseño y comportamiento estructural deben cumplir con estrictos parámetros de resistencia, rigidez y durabilidad.

Las líneas de transmisión de alta tensión, como las de 138 kV, se emplean para transportar energía desde subestaciones de generación o transformación hacia centros de carga de escala regional. Este nivel de tensión exige torres de geometría optimizada, fabricadas generalmente en acero estructural galvanizado, debido a su relación resistencia/peso, estabilidad geométrica y viabilidad constructiva (ASCE, 2015).

En el caso ecuatoriano, el sistema eléctrico presenta un comportamiento concentrado alrededor de ejes estratégicos como Pascuales–Santa Elena y Pascuales–Chongón, cuya infraestructura fue instalada en décadas anteriores y diseñada bajo normativas previas a la implementación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC). Por tanto, la actualización de estas estructuras y la incorporación de nuevas torres de transmisión son elementos indispensables para soportar el crecimiento

energético asociado a la expansión urbana, industrial y aeroportuaria, especialmente en zonas como la parroquia Chongón (CENEL, 2019).

El crecimiento demográfico y urbanístico proyectado hasta 2075 para Chongón, procesado a partir de datos históricos del INEC, evidencia un aumento significativo de la demanda eléctrica que requiere el fortalecimiento de la red de transmisión regional (INEC, 2010). Esto justifica la necesidad de implementar nuevas torres como puntos de salida, transición y soporte mecánico para líneas de alta tensión.

2.2 Tipos de torres de transmisión eléctrica

Las torres de transmisión eléctrica son estructuras especiales diseñadas para soportar conductores, aisladores y cables de guarda, garantizando el transporte seguro y continuo de energía eléctrica a altos niveles de tensión. Desde el punto de vista estructural, estas torres deben resistir acciones combinadas de carga permanente, viento, sismo, temperatura y esfuerzos longitudinales generados por los conductores, manteniendo criterios estrictos de estabilidad, rigidez y durabilidad durante su vida útil, que suele superar los 30 a 50 años (ASCE/SEI 10-15, 2015).

La selección del tipo de torre depende de múltiples factores, entre los que destacan:

- Nivel de tensión de la línea,
- Geometría del trazado (alineación recta o con ángulos),
- Condiciones topográficas y geotécnicas,
- Disponibilidad de franja de servidumbre,
- Condiciones ambientales (viento, corrosión)
- Criterios económicos y constructivos.

Las torres de transmisión eléctrica se clasifican en función de su sistema resistente y

de los esfuerzos predominantes. Las tres tipologías principales son: Torres autoportantes, torres arriostradas y torres monopolares.

2.2.1 Torres autoportantes

Las torres autoportantes son estructuras tridimensionales reticuladas de acero que soportan cargas mediante sus propios elementos internos sin recurrir a cables de tensión externa. Están compuestas por un entramado de miembros tipo barras conectados por tornillería o placas soldadas, cuya geometría piramidal asegura estabilidad global frente a cargas laterales.

Características principales:

- Sección generalmente cuadrada o rectangular,
 - Gran rigidez ante acciones horizontales,
 - Ausencia de tensores,
 - Menor franja de servidumbre,
 - Alta resistencia ante cargas combinadas de viento y sismo
- (ASCE, 2015).

Estas torres son ideales en áreas urbanizadas, zonas de difícil acceso o terrenos con disponibilidad limitada, condiciones presentes en la parroquia Chongón debido a la coexistencia de zonas residenciales, industrias y corredores logísticos.

Ilustración 3. Torre autoportante metálica utilizada para telecomunicaciones.



Fuente: Serralheria Moreno (s.f.).

2.2.2 Torres arriostradas

Las torres arriostradas constituyen una de las tipologías más eficientes en términos de relación resistencia–peso, dado que sustituyen parte de la rigidez estructural por un sistema de cables o tensores anclados al terreno. Esta configuración reduce significativamente el uso de acero en la estructura principal, permitiendo torres muy altas con perfiles relativamente delgados (ASCE, 2015).

Las torres arriostradas consisten en tres componentes principales:

- Fuste central o mástil, generalmente conformado por una estructura reticulada esbelta.
- Tensores de acero galvanizado, dispuestos radialmente entre el mástil y el terreno.
- Anclajes estructurales, instalados a profundidades suficientes para resistir la tensión generada por los cables.

Los tensores trabajan principalmente a tracción, mientras que el mástil central recibe cargas verticales y una porción reducida de cargas laterales, ya que los cables absorben la mayor parte del empuje horizontal.

Tabla 2. Ventajas y Desventajas de las torres arriostradas.

Ventajas técnicas	Desventajas
Alta eficiencia estructural: requieren menos acero en comparación con torres autoportantes.	Gran franja de servidumbre: los tensores ocupan áreas laterales de 15–25 m por lado.
Altura elevada: pueden alcanzar más de 150 m con un diseño económico.	Sensibilidad al deterioro de los tensores: vibración, corrosión o fatiga pueden comprometer la estabilidad global.
Fácil transporte y montaje: los elementos del mástil suelen ser modulares y livianos.	Requieren mantenimientos frecuentes en los puntos de anclaje.

Fuente: Elaboración propia.

Debido a que la parroquia Chongón tiene densificación urbana, terrenos con uso mixto y restricciones de espacio, las torres arriostradas no son una opción viable para líneas de 138 kV en zonas de transición desde una subestación. Por tanto, se justifica el uso de torres autoportantes, que requieren menor espacio y presentan mayor estabilidad ante cargas numerosas.

2.2.3 Torres monopolares

Las torres monopolares son estructuras verticales conformadas por un único fuste continuo, generalmente de sección tubular o poligonal, que resisten las acciones estructurales principalmente mediante flexión y cortante, funcionando como elementos en voladizo empotrados en su cimentación. Estas torres no utilizan sistemas reticulados ni cables de

arriostramiento, por lo que concentran la mayor parte de los esfuerzos en la base y en la conexión con la cimentación.

Desde el punto de vista estructural, los monopolos se fabrican usualmente en acero estructural de alta resistencia, conformado por tramos soldados o atornillados, con recubrimiento galvanizado para protección frente a la corrosión ambiental.

Características principales:

- Sección generalmente circular, poligonal o troncocónica,
- Comportamiento estructural dominado por flexión,
- Ausencia de diagonales y elementos reticulados,
- Muy reducida franja de servidumbre.
- Mayor concentración de esfuerzos en la base y pernos de anclaje,
- Buen desempeño en zonas con restricciones de espacio (IEEE Std 605, 2016).

Tabla 3. Ventajas y desventajas de torres monopolares

Ventajas	Desventajas
Reducción significativa de la franja de servidumbre, lo que permite su instalación en zonas urbanas densamente consolidadas o corredores con restricciones espaciales.	Comportamiento estructural dominado por flexión, lo que genera elevados momentos flectores y cortantes en la base, exigiendo cimentaciones más robustas y costosas.
Facilidad de mantenimiento superficial, al contar con menos conexiones expuestas y una geometría continua.	Menor rigidez lateral frente a cargas de viento y sismo, en comparación con torres autoportantes reticuladas, especialmente

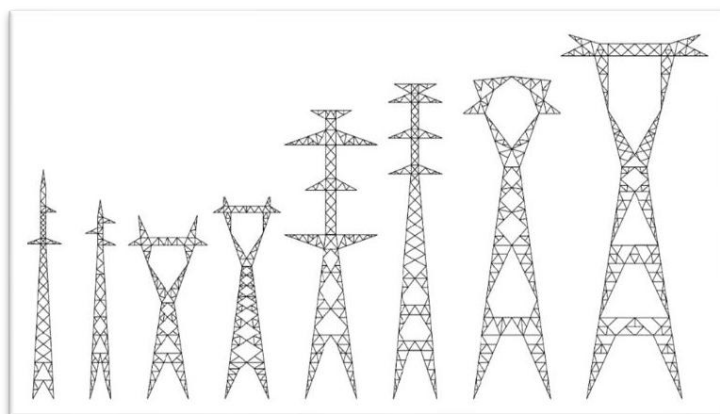
	en estructuras de gran altura.
Adecuada capacidad para soportar cargas verticales, especialmente en líneas de transmisión rectas con bajos esfuerzos longitudinales.	Limitaciones para líneas de alta tensión, como las de 138 kV, debido a la dificultad de alojar múltiples niveles de aisladores y resistir grandes esfuerzos longitudinales.

Fuente: Elaboración propia

2.3 Tipos de torres por su geometría

En primer lugar, la primera parte de un proyecto estructural completo es determinar la geometría del objeto, y en lo que respecta a una torre, esto comienza con la definición de la geometría y, en el caso de las torres, no es una excepción. Esto se realiza en base a los requisitos eléctricos (distancias eléctricas), deflexiones, tensiones y árboles de carga. Se establecen los materiales a utilizar, se definen los elementos principales, secundarios y redundantes, se propone un diseño preliminar que incluye secciones tentativas de los elementos estructurales, se idealizan las conexiones entre ellos y se definen los elementos no estructurales, como conductores y accesorios, y sus sistemas de fijación a la estructura.

Ilustración 4. Tipos de torres por su geometría

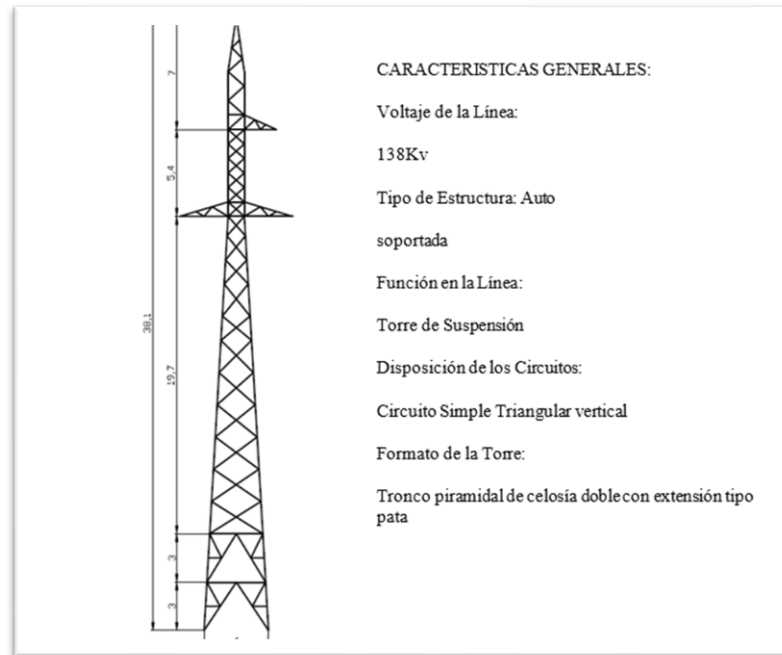


Fuente: Elaboración propia

La geometría del diseño se basa en gran medida en la experiencia, creatividad y teoría que aporta un ingeniero de diseño, quien se asegura de que las necesidades del cliente no sean descuidadas. En esta etapa, el proceso de diseño consiste en verificar que se cumplan los requisitos relacionados con los elementos estructurales y la aplicación de cargas y sus combinaciones. La documentación que sirve como base para el contrato describe en cierta medida la geometría de la torre, por ejemplo, considerando la extensión máxima de las patas, la altura del punto de anclaje y la longitud y el espaciamiento entre los brazos transversales. Las dimensiones pueden ajustarse con el consentimiento previo del propietario. La geometría preliminar de la torre no requiere cálculos matemáticos complejos, porque las dimensiones de los elementos estructurales y otros requisitos son decididos por estudios eléctricos específicos de las torres. Se desea simplificación en todo momento para determinar la geometría de una torre; en este punto, el diseño está dirigido a la producción en masa y a evitar cortes y desperdicios innecesarios, lo que puede resultar en un aumento del tiempo y costo de la torre.

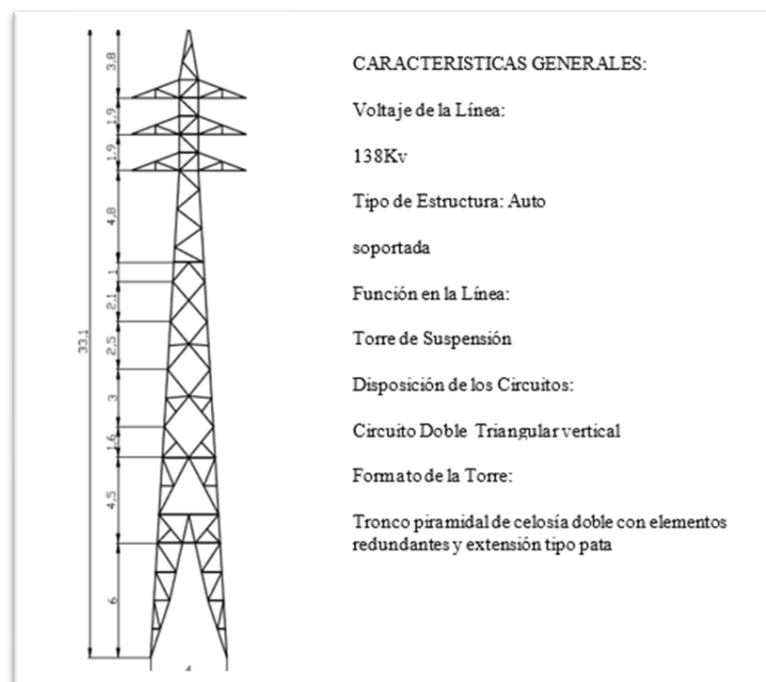
A continuación, se describen algunas geometrías típicas de torres autoportantes, con diferentes diseños, basados en los requisitos y criterios de diferentes diseñadores.

Ilustración 5. Torre de suspensión circuito simple de 38.1 m



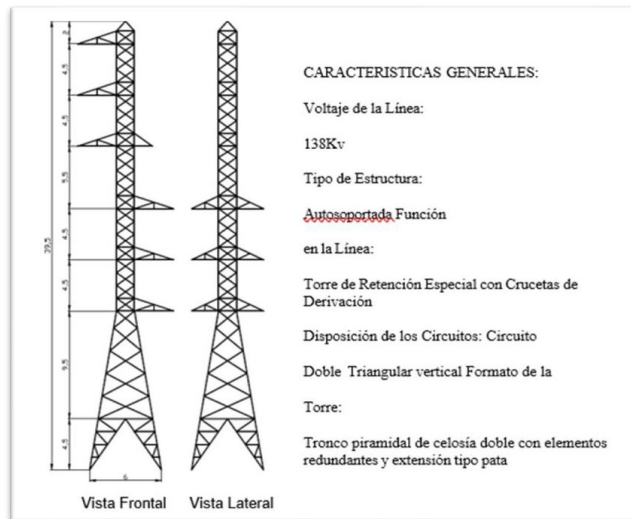
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 6. Torre de suspensión circuito doble de 33.1m



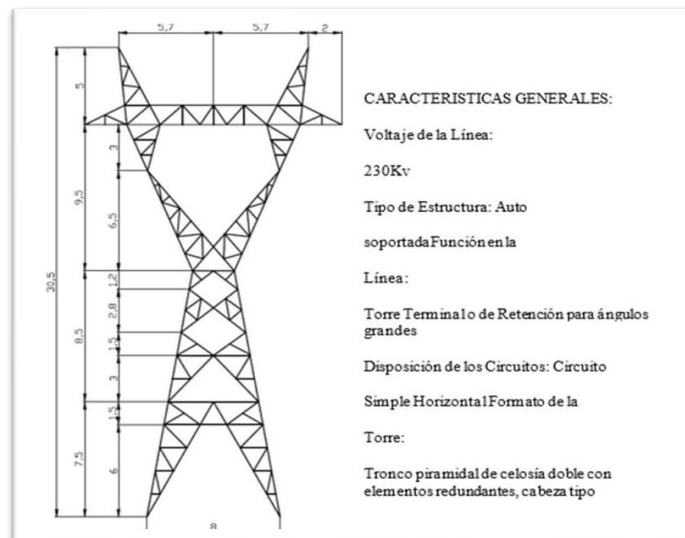
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 7. Torre de retención circuito doble de 33.1m



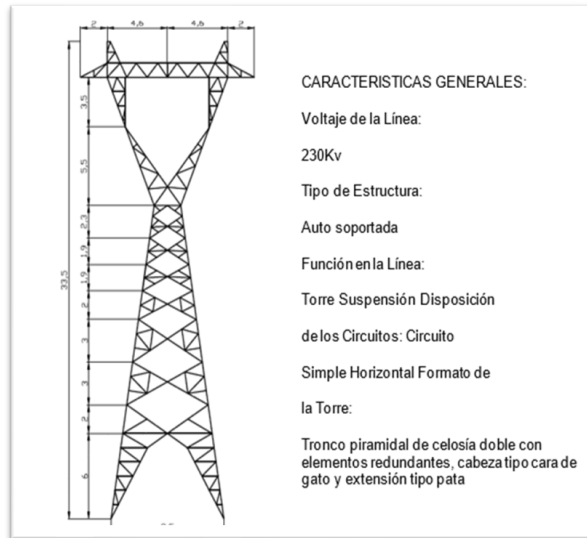
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 8. Torre terminal circuito simple de 30.5 m



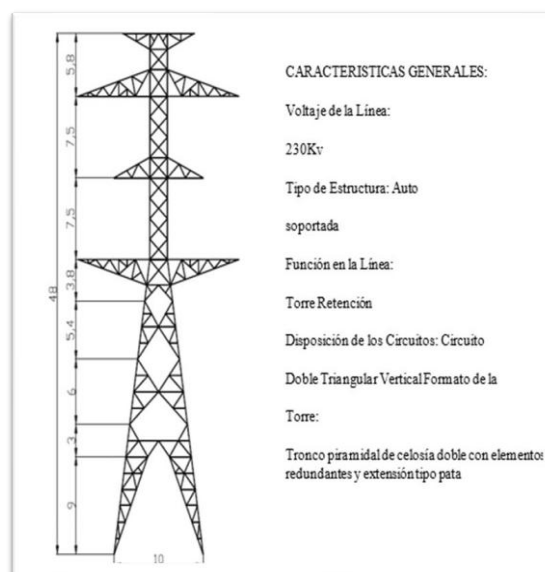
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 9. Torre de suspensión circuito simple de 33.5 m



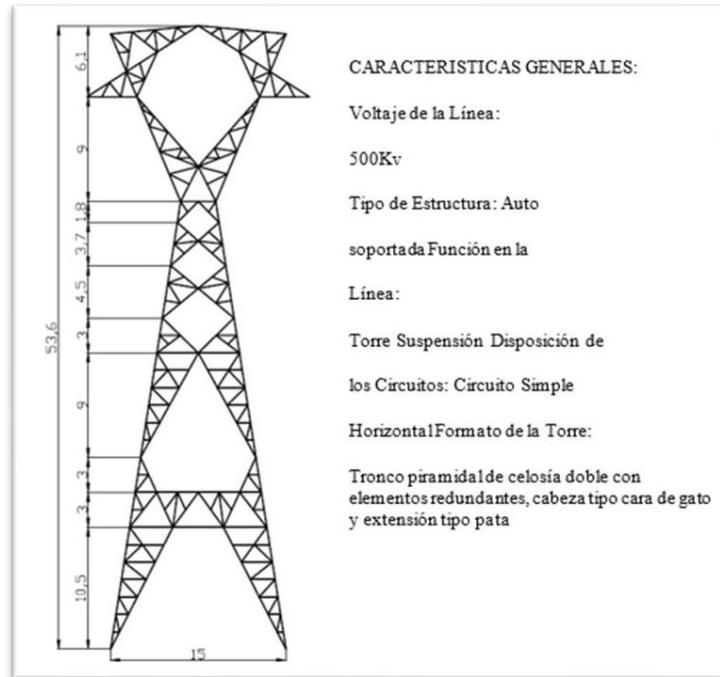
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 10. Torre de retención circuito doble de 48 m



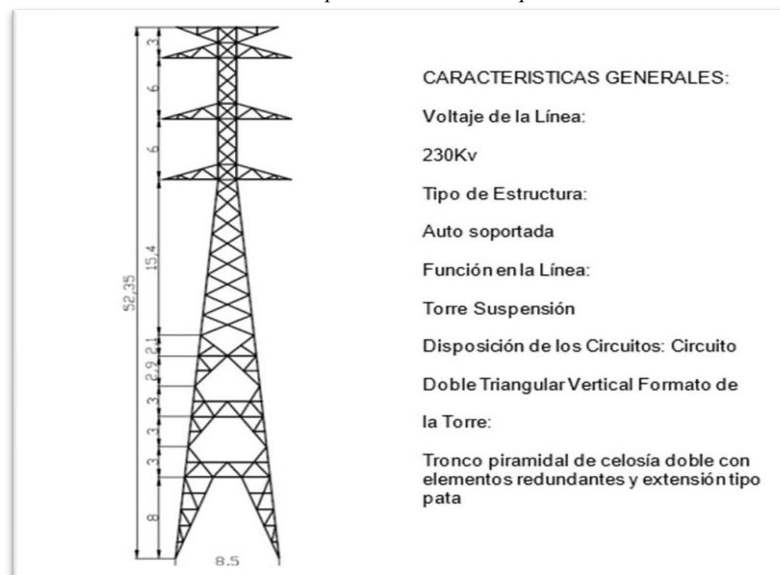
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 11. Torre de suspensión circuito doble de 52,4 m



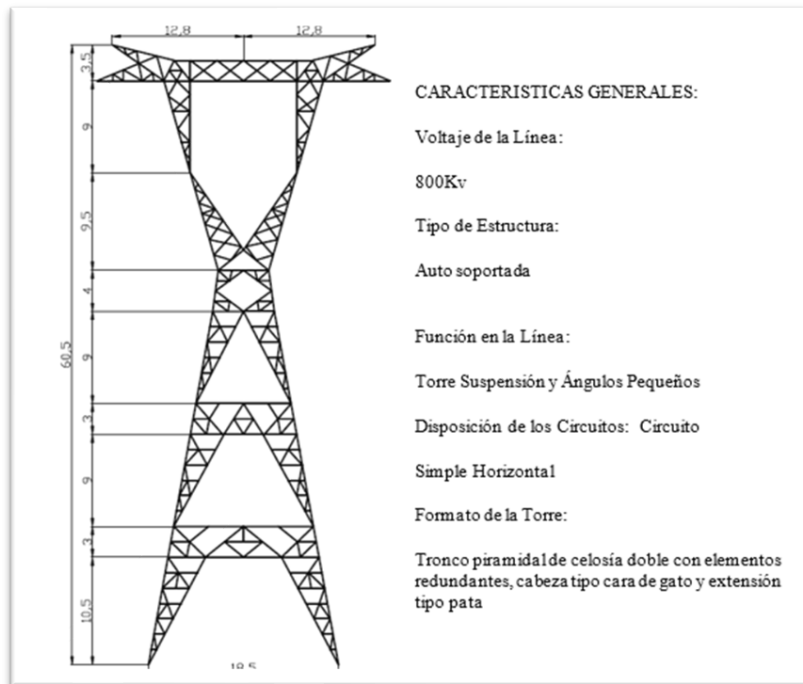
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 12. Torre de suspensión circuito simple de 52,4 m



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 13. Torre de suspensión circuito simple 60.5 m

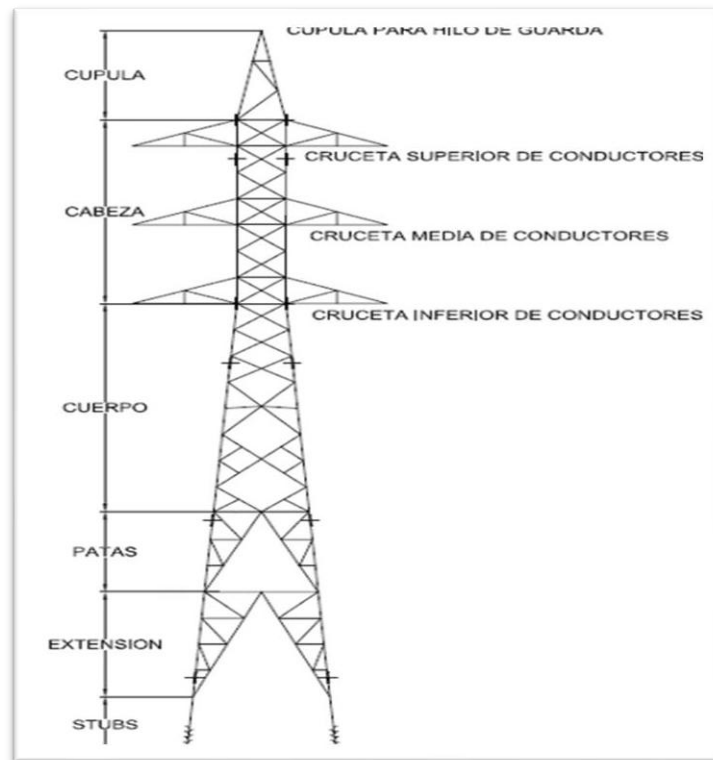


Fuente: Elaboración propia

2.3.1 Partes de una torre

En general las torres se componen de:

Ilustración 14. Partes de una torre



2.4 Definición de los casos de carga

2.4.1 Cargas normales

Las cargas normales corresponden a aquellas acciones a las que la torre estará sometida de manera frecuente durante su operación. Estas incluyen el peso propio de la estructura, el peso de los conductores y accesorios, así como las acciones ambientales habituales, principalmente el viento en condiciones ordinarias.

Para este tipo de cargas, se adopta generalmente un factor de seguridad de 1.4, el cual permite garantizar un margen adecuado frente a incertidumbres en la estimación de las acciones y resistencias. No obstante, este valor puede variar en función de criterios técnicos específicos

según los criterios de diseño estructural adoptados para torres de transmisión (Hernández & Morales, s.f.).

2.4.1.1 Cargas excepcionales

Las cargas excepcionales representan situaciones extremas y de baja probabilidad de ocurrencia, pero que deben ser consideradas para garantizar la seguridad estructural de la torre. Dentro de este grupo se incluyen eventos como la ruptura de uno o más conductores, la rotura del cable de guarda o desequilibrios longitudinales significativos en la línea.

Para estos casos, se suele emplear un factor de seguridad de 1.2, valor que puede ajustarse según el criterio del ingeniero eléctrico encargado del diseño de la línea de transmisión. La consideración de estas cargas permite verificar la capacidad de la estructura para resistir eventos críticos sin colapso, asegurando un comportamiento adecuado incluso bajo condiciones no habituales

2.4.1.2 Carga de viento

La carga de viento corresponde a las fuerzas generadas por la interacción del viento con la estructura de la torre y con los conductores suspendidos. Esta acción constituye una de las sollicitaciones más importantes en el diseño de torres de transmisión, especialmente en zonas costeras o con altas velocidades de viento.

Para el análisis por viento, se emplea comúnmente un factor de seguridad de 1.5, con el fin de considerar los efectos combinados de barlovento y sotavento, así como las posibles ráfagas y variaciones de presión sobre la estructura. La correcta evaluación de esta carga es esencial para controlar desplazamientos laterales, esfuerzos internos y fenómenos de vibración inducidos por el viento (ASCE, 2002).

Las metodologías modernas de diseño contemplan hipótesis de carga específicas para torres de alta tensión, las cuales se derivan de estudios eléctricos complementarios. En dichos estudios se consideran los vientos máximos esperados, posibles desequilibrios longitudinales, la eventual ruptura de conductores y parámetros adicionales para la evaluación sísmica, así como condiciones críticas durante el montaje de la torre.

Aunque la acción sísmica no suele gobernar el diseño de estructuras reticuladas debido a su bajo peso propio, resulta indispensable verificar la seguridad estructural ante un posible evento sísmico, especialmente en regiones con amenaza sísmica moderada o alta.

2.4.1.3 Consideraciones para el análisis y diseño por vientos

Las cargas excepcionales son casos en los que hay una probabilidad muy baja de ocurrencia, pero tales casos deben manejarse para mantener la torre estructuralmente correcta. Estos eventos incluyen la rotura de uno o más conductores, la ruptura del cable de guarda, un gran desequilibrio longitudinal de la línea, etc. Típicamente se utiliza un factor de seguridad de 1.2 para estos casos, y el valor de este factor de seguridad varía según los criterios del ingeniero eléctrico responsable del diseño de la línea de transmisión. Bajo estas cargas se puede evaluar si la estructura proporcionase la resistencia necesaria a eventos catastróficos, ya que la estructura aún se sostendría por sí misma, si es aplicable, incluso en ausencia de carga normal. El análisis del viento debe considerar que las estructuras presentan varios efectos aerodinámicos debido a la altura y forma variables. Por lo tanto, se deben tener en cuenta varias opciones de clasificación que afectan directamente las cargas de viento aplicadas en un diseño. Estos temas están clasificados en ASCE 7-02 como:

- Clasificación de la estructura según su importancia (Grupo), lo que influye en los factores de carga y seguridad.
- Clasificación de la estructura según su respuesta a la acción del

viento (Tipo), considerando su esbeltez y comportamiento dinámico.

- Categoría de rugosidad del terreno que se utiliza para calcular el perfil de velocidad del viento.
- Orientación analítica: cómo el viento impacta la estructura en diferentes orientaciones.
- Factor de tamaño: relacionado con las dimensiones generales de la estructura.
- La influencia de colinas, pendientes o características geográficas, también llamada factor de topografía. El uso correcto de estos criterios asegura la presencia de cargas de viento representativas y también es necesario para producir un diseño estructural seguro y confiable para torres de transmisión eléctrica.

2.4.2 Clasificación según su importancia

2.4.2.1 Grupo A

Estas estructuras han sido destacadas en el análisis de riesgos de seguridad, abarcando aquellas cuya posible falla podría resultar en la pérdida significativa de vidas, así como en daños económicos o culturales de gran magnitud. También se consideran los riesgos asociados a materiales tóxicos e inflamables, además de aquellas infraestructuras cuya operación debe mantenerse activa tras desastres naturales como huracanes, tormentas y terremotos.

Se incluyen las estructuras que podrían verse amenazadas por fallos en el suministro eléctrico o por el funcionamiento de plantas termoeléctricas, hidroeléctricas y nucleares; tales como chimeneas, subestaciones eléctricas y torres que forman parte de las principales líneas de

transmisión. Además, se contemplan centrales telefónicas y edificios clave para telecomunicaciones, puentes, estaciones térmicas de transporte, así como instalaciones dedicadas a servicios de emergencia como estaciones de bomberos, cuerpos de rescate y policía.

Los hospitales y centros médicos con áreas designadas para emergencias también están dentro del alcance considerado, al igual que los centros operativos para desastres, escuelas, estadios, templos y museos. Se incluyen asimismo locales y techos que resguardan equipos especialmente costosos y espacios destinados a reuniones con capacidad para más de doscientas personas, tales como teatros, auditorios y centros convencionales. Sin embargo, esta categoría no abarca almacenes ni estructuras subterráneas.

2.4.2.2 Grupo B

Este conjunto abarca aquellos edificios que requieren un nivel moderado de seguridad y cuya posible falla estructural implicaría un bajo riesgo para la vida humana, aunque podría ocasionar daños materiales de intensidad media. Dentro de esta categoría se encuentran fábricas, almacenes convencionales, estaciones de servicio (excluyendo los tanques de combustible externos del grupo A), comercios, restaurantes, residencias, apartamentos u oficinas, hoteles, cercas de edificaciones superiores a 2.5 metros de altura y estructuras **cuyo** colapso por condiciones ventosas pondría en grave peligro a sus ocupantes o a quienes se encuentren en otras edificaciones cercanas. También se consideran las instalaciones destinadas reuniones, entretenimiento y almacenamiento urbano/industrial que no pertenecen al grupo A. Además, incluye edificios vinculados a plantas generadoras de energía que no afectarían el funcionamiento general de la planta en caso de fallos. Esto comprende subestaciones eléctricas y líneas o torres de transmisión que son menos significativas que las descritas en el grupo A.

2.4.2.3 Grupo C

Tales son las categorías de estructuras para las cuales se considera adecuado un factor de seguridad relativamente bajo. Se trata de aquellas cuyo colapso no implica riesgos significativos y que no pueden ocasionar daños estructurales a los Grupos A y B (como, por ejemplo, almacenes temporales, encofrados, señales, muros aislados, cercas de hasta 2.50 metros de altura, cubiertas como marcos de ventanas y elementos estructurales que integran fachadas), siempre que su fallo no resulte en lesiones o daños materiales considerables. En contraposición, si su desprendimiento pudiera acarrear consecuencias serias, estas cubiertas deben ser evaluadas considerando las presiones de diseño del sistema estructural principal.

2.4.3 Clasificación según su respuesta ante la acción del viento

En cuanto a su sensibilidad a las ráfagas de viento y su respuesta dinámica a ellas, existen cuatro tipos de estructuras. Según esta clasificación, se puede elegir el método para obtener las cargas de diseño del viento en las estructuras y, si es aplicable, la determinación de efectos dinámicos suplementarios. Se recomiendan dos procedimientos para definir las cargas de diseño: uno estático y otro dinámico.

2.4.3.1 Tipo 1

Estructuras que no son particularmente sensibles a ráfagas y efectos dinámicos del viento. Esto incluye cualquier lugar donde la relación de aspecto (definida como la relación entre la altura y la dimensión más pequeña en planta) sea menor o igual a cinco y el período de vibración natural sea menor o igual a un segundo. Esto incluye casi todos los edificios privados o públicos (edificios residenciales y de oficinas, almacenes, naves industriales, teatros, auditorios), puentes cortos y viaductos. Para puentes compuestos por losas, cerchas simples o continuas, o arcos, la relación de aspecto se calculará como la relación entre el vano más grande

y la dimensión más pequeña perpendicular a él.

También se incluyen estructuras cerradas con sistemas de techado suficientemente rígidos, que aseguran que puedan soportar cargas de viento sin cambiar significativamente su geometría. Se excluyen los techos flexibles del tipo colgante a menos que la respuesta estructural dinámica de estos techos pueda ser restringida mediante el uso de una geometría apropiada proporcionada por la aplicación de pretensado u otra medida adecuada.

2.4.3.2 Tipo 2

Cualquier estructura con un factor significativo, como una alta relación de aspecto o tener una escala más pequeña en la sección transversal, será sensible a ráfagas de corta duración (entre uno y cinco segundos) y también con períodos naturales largos que permiten grandes oscilaciones del viento. Los miembros de esta categoría son edificios en los que la relación de aspecto, λ , es mayor que cinco o en los que el período fundamental es más de un segundo. También existen, por ejemplo, torres de celosía arriostradas y torres autoportantes para líneas de transmisión, chimeneas, tanques elevados, antenas, muros de parapeto, vallas publicitarias, así como construcciones que tienen una dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen aquellos que están implícitamente designados como tipos 3 y 4.

2.4.3.3 Tipo 3

Además de poseer todas las características del tipo 2, estas estructuras también tienen enormes oscilaciones transversales al flujo del viento debido a la aparición periódica de vórtices o torbellinos con ejes paralelos a la dirección del viento. Este tipo consiste en estructuras y elementos que son aproximadamente cilíndricos o prismáticos delgados: chimeneas, tuberías externas o elevadas, mástiles de iluminación, postes de distribución y cables de líneas de transmisión.

2.4.3.4 Tipo 4

Estructuras con problemas aerodinámicos únicos relacionados con su forma o la longitud de sus períodos de vibración (períodos naturales mayores de un segundo). Por ejemplo, formas aerodinámicas inestables como los cables de líneas de transmisión cuya sección transversal se modifica desfavorablemente en áreas afectadas por heladas, tuberías colgantes y antenas parabólicas. Las cubiertas colgantes también se clasifican como estas, ya que no pueden incluirse en el Tipo 1 y estructuras flexibles con períodos de vibración cercanos entre sí.

2.4.4 Categoría de terreno según su rugosidad

El análisis estático examina los elementos relacionados con las características topográficas y la exposición local del lugar destinado a la construcción de una estructura, así como su tamaño. Se identifican cuatro categorías de terreno basadas en su rugosidad. Es necesario establecer clasificaciones prácticas para facilitar la evaluación de estos factores. Las estructuras y componentes pueden clasificarse en tres categorías según sus dimensiones. En relación con la dirección del viento estudiada, el terreno que rodea la estructura debe presentar al menos la misma rugosidad hasta una distancia designada como longitud mínima de desarrollo. Si esta longitud mínima no se encuentra disponible, será necesario ajustar el factor de exposición F_a para controlarlo adecuadamente. A partir de las categorías de terreno correspondientes a una dirección analizada específica, se puede seleccionar aquella que produzca los efectos más adversos y determinar el factor de exposición pertinente para esa área del terreno.

Tabla 4. Categoría del terreno según su rugosidad

CAT	DESCRIPCION	EJEMPLOS	LIMITACIONES
1	Terreno mayormente plano y despejado sin obstáculos significativos.	Zonas costeras planas, áreas pantanosas, campos aéreos, pastizales y tierras agrícolas sin cercas o bardas alrededor, así como superficies nevadas planas.	La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 metros.
2	Terreno nivelado o ligeramente ondulado con escasas obstrucciones.	Campos agrícolas o granjas con pocas edificaciones como cercas o bardas alrededor, junto a árboles y construcciones esparcidas.	Las obstrucciones tienen alturas que varían entre 1.5 y 10 metros, con una longitud mínima de 1500 metros.
3	Terreno caracterizado por numerosas obstrucciones que están estrechamente agrupadas.	Áreas urbanas o suburbanas, así como cualquier terreno con un elevado número de obstrucciones cercanas. El tamaño de las edificaciones es comparable al de residencias y viviendas.	Las obstrucciones presentan alturas que oscilan entre 3 y 5 metros; la longitud mínima en dirección del viento debe ser de 500 metros o diez veces la altura de la edificación más alta.
4	Terreno con múltiples obstrucciones altas, largas y estrechamente dispuestas.	Bosques, centros urbanos densos y zonas industriales desarrolladas.	Al menos el 50% de los edificios superan los 20 metros de altura. Las obstrucciones varían entre 10 y 30 metros; la longitud mínima en dirección del viento debe ser la mayor entre 400 metros y diez veces la altura del edificio más alto.

Tabla 5. Factor de importancia *I* para cargas de viento

Categoría	Regiones no Propensas a Huracán y Regiones Propensas a Huracán con $V = 137 - 161 \text{ km/h}$ (85 – 100 mph)	Regiones Propensas a Huracán con $V > 161 \text{ km/h}$ (100 mph)
I	0.87	0.77
II	1.00	1.00
III	1.15	1.15
IV	1.15	1.15

2.4.5 Dirección de análisis

Analizaremos las estructuras de soporte bajo la suposición de que el viento puede actuar en al menos dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes. Las seleccionadas representan las condiciones más desfavorables para la estabilidad (o parte de) la estructura (o componentes) que se está estudiando. En cuanto a los cables, el análisis se realizará solo en el caso de que el viento sople perpendicular a los ejes longitudinales de los cables y si hay oscilaciones. El factor de direccionalidad del viento, K_d , que varía de 0.85 a 0.95, se extraerá de la tabla a continuación.

Tabla 6. Factor de direccionalidad del viento, K_d

Tipo de Estructura	Factor de Direccionalidad K_d^*
Edificaciones Sistema Principal Resistente a Fuerza de Viento Componentes y Revestimiento	0.85 0.85
Techos Arqueados	0.85
Chimeneas, Tanques, y Estructuras Similares Cuadradas Hexagonales Redondas	0.90 0.95 0.95
Señales Macizas	0.85
Señales Abiertas y Armaduras de Celosía	0.85
Torres de Armaduras Triangulares, cuadradas, rectangulares Todas las demás secciones transversales	0.85 0.95

2.4.6 Factor de tamaño (F_c)

El Factor F_c considera la duración de las ráfagas de viento que afectarán una estructura con dimensiones específicas. Este factor se establece mediante la clasificación de las estructuras según su tamaño.

Tabla 7. Determinación del factor F_c

Altura por encima del nivel del terreno, z		Exposición (Nota 1)			
		B		C	D
pies	(m)	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0-15	(0-4.6)	0.70	0.57	0.85	1.03
20	(6.1)	0.70	0.62	0.90	1.08
25	(7.6)	0.70	0.66	0.94	1.12
30	(9.1)	0.70	0.70	0.98	1.16
40	(12.2)	0.76	0.76	1.04	1.22
50	(15.2)	0.81	0.81	1.09	1.27
60	(18)	0.85	0.85	1.13	1.31
70	(21.3)	0.89	0.89	1.17	1.34
80	(24.4)	0.93	0.93	1.21	1.38
90	(27.4)	0.96	0.96	1.24	1.40
100	(30.5)	0.99	0.99	1.26	1.43
120	(36.6)	1.04	1.04	1.31	1.48
140	(42.7)	1.09	1.09	1.36	1.52
160	(48.8)	1.13	1.13	1.39	1.55
180	(54.9)	1.17	1.17	1.43	1.58
200	(61.0)	1.20	1.20	1.46	1.61
250	(76.2)	1.28	1.28	1.53	1.68
300	(91.4)	1.35	1.35	1.59	1.73
350	(106.7)	1.41	1.41	1.64	1.78
400	(121.9)	1.47	1.47	1.69	1.82
450	(137.2)	1.52	1.52	1.73	1.86
500	(152.4)	1.56	1.56	1.77	1.89

Fuente: Adaptado de ASCE, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16), Tabla 6.3, p. 98.

2.4.7 Factor de topografía (Kzt)

El Factor de Exposición, Kzt, refleja la variabilidad en la presión del viento en la ubicación de la estructura, que está determinada por:

- La altura sobre el nivel del suelo
- La rugosidad del terreno
- En zonas montañosas, la forma y pendiente del terreno.

Se aplicará un Factor de Topografía del Viento, Kzt, cuando la estructura esté ubicada en una colina o elevación que pueda aumentar la velocidad del viento hasta 10 metros sobre el nivel del suelo. De lo contrario, Kzt se tomará como 1.0 si

$$.H_c/L_n < 0.2$$

$H_c < 9$ m para Categoría de Exposición B

$H_c < 18.0$ m para Categoría de Exposición C Donde:

H_c = Altura de la colina

L_n = Anchura de barlovento de la colina a media altura

2.5 Carga de viento

Debido a su ubicación geográfica y forma, las líneas de transmisión de energía son muy sensibles a las ráfagas de viento. Por lo tanto, la respuesta dinámica de la interacción entre el sistema estructural (torres y cables) y el viento domina aquí. Los efectos que deben considerarse en el análisis de las torres son:

- Empujes dinámicos en la dirección del viento
- Vibraciones transversales al flujo

- Inestabilidad aerodinámica

2.5.1 Empujes dinámicos en la dirección del viento

Las fuerzas dinámicas generadas por la turbulencia del viento, que producen el flujo principal, junto con la variabilidad de estas fuerzas a lo largo del tiempo, afectan de manera considerable la respuesta estructural. Estos empujes son más comunes en estructuras altamente flexibles que presentan una dimensión corta en dirección paralela al viento. Los empujes dinámicos se manifiestan cuando el flujo de aire presenta un régimen turbulento y son principalmente consecuencia de las fluctuaciones en su velocidad, es decir, de las ráfagas y su duración.

2.5.2 Vibraciones transversales al flujo

Cuerpos como cilindros delgados o prismas están presentes dentro del flujo de viento, causando, entre otras cosas, la formación de vórtices alternos, que crean fuerzas transversales y vibraciones en estos cuerpos en la dirección del flujo. Esto incluye postes cilíndricos de transmisión y distribución, cables conductores y cables de guarda.

2.5.2 Inestabilidad aerodinámica

Esto se entiende como la reacción dinámica provocada por la combinación de la geometría estructural y los diversos ángulos en los que incide el viento, tal como ocurre con el fenómeno del flameo. El flameo es una inestabilidad aerodinámica que se presenta en cables y se caracteriza por la aparición de vibraciones significativas cuando el flujo de aire incide perpendicularmente a la línea del cable. Este fenómeno suele estar relacionado con ciertas condiciones climáticas, incluyendo temperaturas bajas y alta humedad. En estas situaciones, se forma una capa de hielo sobre los conductores, lo que modifica su perfil transversal y favorece

el flameo. En nuestro país, estas circunstancias son comunes principalmente en las áreas más elevadas de la región andina.

2.5.3 Carga de sismo

Aunque la carga sísmica no es la carga principal en el análisis de torres, debido a que este tipo de estructuras son ligeras, es obligatorio realizar cálculos para asegurarse de que la torre se comporte adecuadamente en caso de que ocurra un evento sísmico, ya que Ecuador se encuentra en una zona altamente sísmica. El objetivo es:

- Evitar daños en elementos no estructurales y estructurales durante pequeños y frecuentes terremotos que puedan ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales severos y controlar los daños no estructurales durante terremotos moderados e infrecuentes que puedan ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir el colapso durante terremotos severos que puedan ocurrir raramente durante la vida útil de la estructura, con el objetivo de salvaguardar la integridad del sistema de transmisión eléctrica.

Para calcular las fuerzas que la estructura soporta, se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$T = C_t(h_n)^4$$

Ecuación 1

Donde:

T: Periodo de vibración de la estructura, en 1/s.

hn: Altura máxima de la estructura medida desde la base, en m.

Ct: 0.09 para pórticos de acero.

$$Vb = 0.48ZIW \text{ cuando } T < 0.6s$$

Ecuación 2

Donde:

Vb: Cortante Basal Total de Diseño; fuerza total de diseño por cargas laterales aplicada en la base de la estructura, en kg.

Z: Factor de zona; fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador.

I: Factor de importancia de la estructura.

W: Peso de la estructura, en kg.

Estas fuerzas laterales totales o cortantes basales de diseño deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = Ft + \sum n Fi$$

Ecuación 3

$$Ft = 0.07 TV$$

Ecuación 4

Donde:

Ft: Fuerza concentrada a aplicarse en la parte más alta de la estructura, en kg. N: Número de niveles de la estructura.

Sin embargo, Ft no necesita exceder el valor de 0.25 V, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a 0.7 s. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre

la altura de la estructura, incluyendo el nivel n, de acuerdo con la expresión:

$$F_x = (V - Ft) W_x h_x$$

Ecuación 5

Donde:

F_x : Fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel, en kg.

W_i : Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W, en kg.

2.5.5 Cargas por peso propio

Estas cargas son de carácter permanente, aunque presentan variaciones entre las estructuras de soporte debido a las diferencias en su altura y el vano de peso de los conductores. El peso de los conductores que las estructuras sostienen se calcula a partir del peso por unidad de longitud, que se mantiene prácticamente constante, y del vano de peso, el cual puede cambiar según la separación y la elevación de estas estructuras, así como la tensión del conductor. En todos los casos, se asigna un valor máximo al vano de peso para cada tipo específico de estructura de soporte, el cual se utiliza para los propósitos de diseño. Las cargas debidas al peso propio son las siguientes:

- PE Carga vertical ocasionada por la masa de la torre.
- PA Carga vertical resultante de la masa de las cadenas de aisladores, herrajes y accesorios.
- PC Carga vertical asociada a la masa del conductor y los cables

de guarda.

2.6. Tipos de perfiles utilizados

Dos premisas fundamentales dictan los criterios principales sobre los cuales se debe seleccionar el tipo de perfil utilizado en la construcción de torres. La primera es que las torres son estructuras de celosía formadas por elementos estructurales esbeltos y la segunda es que están diseñadas para existir en tensión o compresión. Por lo tanto, la forma del perfil a elegir debe conservar dos propiedades clave:

- Trabajar bien bajo tensiones o compresiones
- Facilitar la conexión entre ellos para formar celosías

El perfil más efectivo en tensión y compresión es el de sección tubular circular, ya que proporciona el mejor valor para el radio de giro sobre el área. Esta característica permite relaciones de esbeltez más pequeñas en comparación con otras geometrías de peso similar, proporcionando una mayor resistencia a la compresión. Sin embargo, esto plantea desafíos significativos para el diseño de juntas y aumenta considerablemente los costos de ensamblaje. Por eso, los perfiles tubulares no son especialmente apropiados para la construcción de torres. Otra opción es aplicar ángulos de igual ala; estos ángulos crean una buena relación de radio de giro sobre área y ayudan enormemente a establecer conexiones entre componentes. El diseño abierto también facilita el galvanizado. Esta es la razón por la cual este tipo de perfil se utiliza en casi todas las torres de transmisión. Los perfiles fueron diseñados y calculados basándose en los criterios del AISC (Instituto Americano de Construcción de Acero). El Anexo A proporciona un extracto de las características geométricas y físicas de los perfiles a utilizar, ya que solo se utilizarán perfiles de igual ala.

2.6.1. Materiales utilizados en perfiles y placas

El acero es un material increíblemente versátil y se produce en una amplia gama de grados y tipos en este momento. Pero generalmente se restringe a un conjunto específico de grados para aplicaciones estructurales que están estrictamente controladas para un uso específico. Los organismos clave a cargo de esta estandarización son:

- AISC: El Instituto Americano de Construcción de Acero
- ASTM: Sociedad Americana para Pruebas y Materiales
- SJI: Instituto de Vigas de Acero
- AISI: Instituto Americano del Hierro y el Acero

Las torres se diseñan de acuerdo con los requisitos de ASTM. El valor de esfuerzo de fluencia, conocido como F_y , es la característica estructural más importante del acero. Este valor es la base de la mayoría de los esfuerzos permitidos para el diseño. Las normas ASTM se establecen para limitar los esfuerzos. F_u es otro esfuerzo limitante, el esfuerzo de tracción último o máximo, ampliamente empleado en estudios de diseño. Para algunos grados, el esfuerzo último no se muestra como un valor único; el esfuerzo final se muestra en su lugar como un rango, y se recomienda usar el valor más bajo en el diseño a menos que un proveedor pueda verificar realmente un valor más alto del producto final laminado. Los elementos angulares de la torre estarán hechos de acero estructural ASTM A572 (G50) con las siguientes características:

- Esfuerzo de fluencia mínimo: $f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia a la tracción última: $f_u = 4500 \text{ Kg/cm}^2$

Todas las placas de unión y los miembros planos de la estructura estarán hechos de

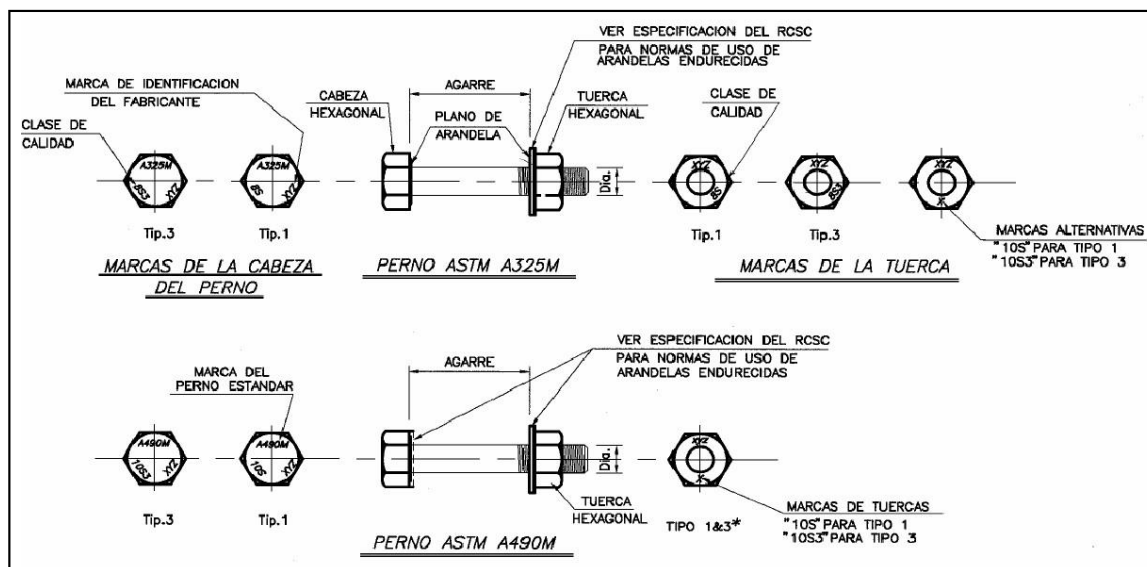
acero estructural ASTM A36 con las siguientes propiedades:

- Esfuerzo de fluencia mínimo: $f_y = 2536 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia a la tracción última: $f_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$

2.6.2. Juntas apernadas

Se clasifican dos tipos principales de pernos para aplicaciones estructurales. Primero, están los pernos A-307, que son de uso general (según la designación ASTM) y a menudo se les conoce como pernos sin tratar. Estos pernos presentan ciertas irregularidades en el contacto del vástago y en la superficie debido a un proceso de fabricación no óptimo. Los A-307 están fabricados en acero con una resistencia última que varía entre 60 (grado A) y 100 (grado B) kip/pulgada², equivalente a 415 a 690 MPa. Sus diámetros oscilan desde 1/4 de pulgada (6 mm) hasta 4 pulgadas (102 mm), mientras que las longitudes van desde 1 hasta 8 pulgadas en incrementos de 1/4 de pulgada, y más allá de eso en incrementos de 1/2 pulgada. Se pueden utilizar diversas cabezas y tuercas, siendo las cuadradas y hexagonales las más frecuentes para este tipo de pernos. Comparativamente, los A-307 son significativamente más económicos que los pernos A-325 y A-490, lo cual los hace adecuados para considerarse en aplicaciones estructurales donde se manejan cargas estáticas siempre que sea posible.

Ilustración 15. Partes y marcas de pernos A325 y A490



Fuente: JOSEPH E BOWLES.; Diseño de Acero Estructural 4ta. Edición; Limusa, México; pág. 403

2.6.3 Métodos de apriete

Los tornillos de alta resistencia se colocan aplicando una tensión en la espiga que equivale aproximadamente al 70% de la tensión mínima establecida por la ASTM, utilizando cualquiera de los métodos que se indican a continuación:

. JOSEPH E BOWLES.; Diseño de Acero Estructural 4ta. Edición; Limusa, México; pág. 403

2.6.3.1 Método de la vuelta de tuerca

La tuerca se ajusta inicialmente hasta que no haya holguras (este es el momento en que una llave de impacto comienza a tener efecto, es decir, aproximadamente 1/2 vuelta después de que se siente resistencia al girar la tuerca con una llave). Desde ese momento, se gira la tuerca en relación con la espiga del tornillo 1/2 vuelta adicional (3/4 de vuelta si $L > 8D$ o 200 mm).

2.6.3.2 Control del torque

Se emplean llaves de torque calibradas o herramientas de impacto. Este procedimiento implica la utilización de roldanas endurecidas situadas bajo el componente que está girando, ya sea la cabeza o la tuerca del tornillo, con el fin de prevenir la excoiación y ofrecer una fricción más uniforme.

2.7. Galvanizado

El papel de la galvanización es proteger la superficie metálica sobre la cual se aplica ese proceso. La galvanización consiste en depositar Zn sobre Fe, siendo el proceso más común utilizado. Al ser el zinc menos noble y más propenso a la oxidación que el hierro, es capaz de formar un óxido estable que protege al hierro de la oxidación cuando se expone al oxígeno en el aire. Lo más importante es que prevenir la corrosión implica no permitir el contacto entre dos materiales diferentes con diferentes potenciales de oxidación, ya que esta combinación puede resultar en problemas de corrosión galvánica debido a las diferencias en sus potenciales de oxidación. Como en todos los materiales, uno o ambos pueden ser adecuados para galvanizar con otros, pero debido a las diferencias en los potenciales de oxidación, la combinación puede ser perjudicial.

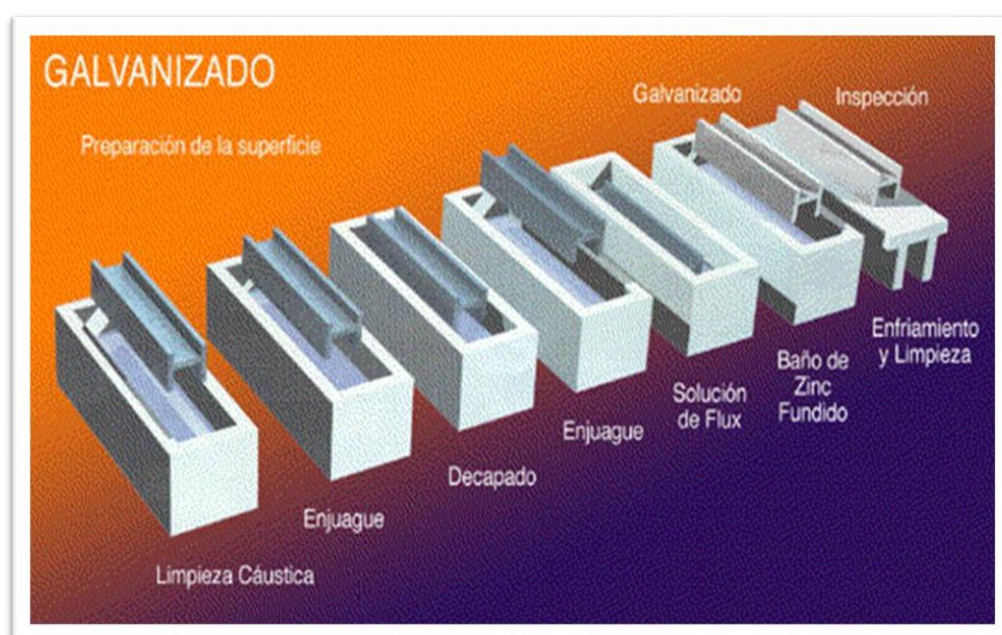
2.7.1 Proceso de galvanizado

Existen numerosas condiciones que deben cumplirse para obtener los resultados más favorables, como se indica a continuación:

- El diseño de las piezas debe estar adaptado para la galvanización.
- La inmersión de las piezas debe ajustarse al tamaño del crisol que se utilizará para galvanizar.

- El peso de las piezas debe ser acorde al tamaño del equipo de elevación y transporte en el taller de galvanización.
- Uso de aceros apropiados para el proceso de galvanización.
- Verificación del estado de la superficie de las piezas a galvanizar.

Ilustración 16. Proceso de galvanizado,



Fuente: SEDEMI SCC; Manuales departamentales de calidad; Sección galvanizado; Pág. 26

2.7.1.1 Desengrase o limpieza caustica

Las piezas son tratadas mediante un proceso de desengrase que tiene como objetivo eliminar cualquier residuo de grasa, aceites o taladrinas. Este procedimiento se realiza sumergiéndolas en un desengrasante ácido a una temperatura de 35 °C.

2.7.1.2 Decapado

El proceso de decapado sirve para remover el óxido y la calamina, que son los

contaminantes superficiales más comunes en productos de hierro, logrando así una superficie del material que es químicamente pura. Este procedimiento se lleva a cabo utilizando ácido clorhídrico diluido a temperatura ambiente. La duración del decapado varía según el grado de oxidación superficial de las piezas y la concentración de la solución ácida empleada.

2.7.1.3 Inmersión en las sales

El proceso que utiliza sales, una combinación de cloruro de zinc y cloruro de amonio se emplea para eliminar cualquier forma residual de impurezas y limpiar la superficie del metal para una limpieza más profunda. Al igual que el fundente utilizado en la soldadura, estas sales ayudarán a humedecer la superficie del acero mientras el zinc líquido fluye sobre ella. Estas sales se aplican típicamente sumergiendo las piezas en una solución acuosa que las contiene. Otro método para hacerlo es pasar las piezas a través de una capa de sales fundidas que flotan sobre el zinc. Alternativamente, las sales pueden espolvorearse sobre la superficie de las piezas o rociarse en forma de solución antes de sumergirlas en el baño de zinc.

2.7.1.4 Inmersión en el baño del zinc

La galvanización implica la inmersión de los componentes en un baño de zinc caliente, cuyas temperaturas generalmente oscilan entre 440 y 460 °C; sin embargo, en ciertos procesos específicos, esta temperatura puede alcanzar hasta 560 °C. Para cumplir con las normativas europeas e internacionales, se establece que el zinc utilizado debe tener una calidad mínima del 98.5%. Durante el proceso de inmersión en zinc fundido, este se infiltra en la superficie del acero, dando lugar a diversas aleaciones de zinc-hierro con composiciones variables. Al retirar las piezas del baño de galvanización, se forma una capa externa de zinc cuya composición es similar a la del baño.

El tiempo necesario para sumergir las piezas y obtener un recubrimiento adecuado está

influenciado por varios factores, incluyendo la composición del acero, la temperatura del baño y el grosor del material. Es crucial que las piezas estén completamente sumergidas en el zinc para asegurar que alcancen la misma temperatura que el baño. Antes de su extracción, es fundamental eliminar la fina capa de óxidos de zinc, ya que esta puede contener residuos salinos en su superficie. Esto es vital porque tales impurezas pueden depositarse sobre las piezas y causar defectos en el recubrimiento superficial.

2.7.1.5 Enfriamiento

Cuando se retiran las piezas del baño de galvanizado, se pueden enfriar en agua o dejarlas a temperatura ambiente para que se enfríen. Las rebabas, gotas salientes y cualquier adherencia superficial de cenizas o residuos de sal se eliminan mediante un retoque antes de realizar una inspección.

Los requisitos de apariencia superficial, adhesión y espesor de los recubrimientos galvanizados en varios artículos están previstos tanto en normas nacionales como internacionales. Finalmente, cada pieza se pesa, y el peso después del galvanizado se utiliza generalmente como referencia para la facturación.

2.8 Tipos de cimentaciones

La selección del tipo de cimentación se basa principalmente en las propiedades mecánicas del suelo, que incluyen su cohesión, el ángulo de fricción interno, la ubicación del nivel freático y la magnitud de las cargas presentes. Siempre que sea factible, se opta por cimentaciones superficiales, dado que son las más económicas y fáciles de construir. BRAJA M DAS; Principios en la Ingeniería de Cimentaciones; 4ta Edición; Thompson Editors; Pág. 293-334.

2.8.1 Cimentaciones superficiales

Son aquellas que se sitúan en las capas superiores o poco profundas del suelo, ya que presentan una capacidad de soporte adecuada o porque corresponden a estructuras de menor importancia y relativamente ligeras.

En el caso de construcciones más significativas, como puentes, las cimentaciones — incluso las superficiales— se colocan a una profundidad suficiente para garantizar la ausencia de daños. Las cimentaciones superficiales se clasifican en:

2.8.2 Cimentaciones ciclópeas

En terrenos cohesivos donde se pueden excavar zanjas con paredes verticales sin peligro de deslizamientos, optar por cimientos de concreto ciclópeo es una alternativa simple y económica. Esta técnica constructiva consiste en ir incorporando piedras de diferentes tamaños dentro de la zanja mientras se vierte una mezcla de concreto en proporciones de 1:3:5. Es crucial mezclar adecuadamente el concreto con las piedras para prevenir la continuidad en las juntas. No obstante, este método ha quedado casi obsoleto, dado que se utilizaba principalmente en edificaciones que soportaban cargas reducidas.

2.8.2.1 Zapatas aisladas

Un tipo de cimentación superficial, las zapatas aisladas se utilizan para el soporte de ciertos elementos estructurales como columnas. El nombre "zapatas aisladas" proviene del hecho de que se utilizan para establecer una sola columna. Sin embargo, el tipo más fundamental de zapatas no es adecuado cuando el momento flector en la base de la columna es excesivo; en tal caso, es preferible usar zapatas combinadas o zapatas corridas que pueden soportar más de una columna.

Una zapata aislada no requeriría ninguna junta, ya que su integración en el suelo evitaría

su modificación térmica, pero en los edificios es aconsejable implantar una junta cada 3 metros. Además, en el cálculo de vuelco, el peso propio de la zapata y el material de tierra del suelo afectan al sistema de manera favorable.

2.8.2.2 Zapatas corridas

Las zapatas corridas son utilizadas para la cimentación de muros portantes o filas de pilares. Desde el punto de vista estructural, actúan como vigas flotantes que soportan cargas lineales o puntuales que se encuentran distanciadas. Estas cimentaciones tienen una gran longitud en comparación con su sección transversal. Se recomiendan para elementos estructurales que se extienden de manera continua a lo largo, como un muro, donde se busca establecer un contacto firme con el terreno.

Además, este tipo de cimentación contribuye a la rigidez del sistema, puede disminuir la presión ejercida sobre el suelo y es capaz de superar irregularidades y variaciones en las características del terreno. También son convenientes cuando hay una necesidad de múltiples zapatas aisladas cercanas entre sí, ya que resulta más práctico optar por una zapata corrida.

2.8.2.3 Zapatas combinadas

Una zapata combinada funciona como un sistema de cimentación para múltiples pilares. Generalmente, las zapatas aisladas aprovechan la variabilidad en los momentos flectores de distintos pilares. Al integrarse en un solo componente de cimentación, se logra un elemento más estable que experimenta un momento resultante reducido.

2.8.2.4 Losas de cimentación

Una losa de cimentación se caracteriza como una placa que se apoya directamente sobre el terreno, actuando como una estructura flotante. Similar a otras losas, esta también está predominantemente expuesta a fuerzas de flexión. El espesor de la losa debe ser adecuado y

proporcional a los momentos flectores que la afectan.

2.8.3 Cimentaciones semi profundas

Excavando un pozo de cimentación para un puente, el tubo de concreto se va hundiendo a medida que se avanza en la excavación. En esta ocasión, se alcanzó una profundidad de 24 metros. Estas técnicas son, en realidad, soluciones intermedias entre las cimentaciones superficiales y profundas, por lo que a menudo se les clasifica como semi profundas. En ciertas circunstancias, es necesario realizarlas bajo el agua cuando no es posible desviar el río; en tales casos, se trabaja dentro de cámaras presurizadas.

2.8.4 Cimentaciones profundas

Se fundamentan en la interacción del esfuerzo cortante entre el suelo y la base para soportar las cargas impuestas, específicamente en la fricción vertical existente entre la base y el terreno. Por esta razón, es necesario que sean más profundas, ya que deben proporcionar un área amplia para distribuir un esfuerzo adecuado que permita sostener la carga.

CAPITULO III

3.1 Marco metodológico

El diseño de la mayoría de las estructuras está estandarizado por especificaciones manuales y códigos de construcción. Aunque estas pautas no sean obligatorias, es recomendable utilizarlas como referencia. El diseño de torres de transmisión eléctrica también se rige por estas consideraciones. Por ello, en este capítulo se presentan los requisitos generales para el análisis y el diseño que aseguran la estabilidad de la torre, conforme a los criterios establecidos en la norma AISC 360-22

La norma AISC 360-22 contempla tanto el método de diseño basado en esfuerzos admisibles (ASD) como el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Este estudio se enfocará en el método LRFD, dado que se ajusta mejor a las características de la estructura a diseñar y a la relación entre las cargas muertas y vivas que actúan sobre la torre.

3.2 Diseño de miembros a tracción

Se clasifican como miembros a tracción aquellos que son sometidos a esfuerzos de tracción y que están expuestos a fuerzas estáticas a lo largo de su eje central. Aunque no se establecen límites de esbeltez para los miembros a tracción, la norma ANSI/AISC 360-22 sugiere que la relación de esbeltez L/r sea preferentemente inferior a 300.

3.2.1 Resistencia en tracción

La resistencia a la tracción, $\Phi_t P_n$, de componentes unificados por pernos debe ser el valor más bajo determinado según los estados límite de fallo en tracción, corte, aplastamiento y fluencia.

- (a) Para rotura en tracción en el área neta efectiva será:

$$P_n = 2tbeffFu$$

Ecuación 6

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

- (b) Para rotura en corte en el área efectiva:

$$P_n = 0.6Fu.Asf$$

Ecuación 7

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

Donde:

$$Asf = 2t.(a+d/2), \text{ cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

a = distancia más corta desde el borde de la perforación de perno hasta el borde del miembro medido paralelamente a la dirección de la fuerza, mm (cm)

beff = 2t + 1.6, cm (= 2t + 16, mm) pero no más que la distancia actual entre el borde de la perforación hasta el borde de la parte medida en la dirección normal de la fuerza aplicada

$$d = \text{diámetro del pasador, cm (mm)} \quad t = \text{espesor de la placa, cm (mm)}$$

- (c) Para aplastamiento en el área proyectada del pasador, ver

- (d) Para fluencia en la sección bruta, usar la siguiente Ecuación

$$P_n = F_y.A_g$$

Ecuación 8

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

Donde:

Fy = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm² (MPa)

$$A_g = \text{área bruta del miembro, cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Ecuación 9

En caso de que existan perforaciones en los miembros, se deberá considerar el área neta efectiva a través de dichas perforaciones; además, el diámetro de la perforación no debe exceder en 1 mm al diámetro del perno.

3.2.2 Determinación de áreas

3.2.2.1 Área bruta

El área bruta de un miembro, (A.g), se define como el área total de su sección transversal.

3.2.2.2 Área neta

Por otro lado, el área neta de un miembro, (A.n), se calcula sumando los productos resultantes de multiplicar los espesores por los anchos netos correspondientes de cada elemento. Este cálculo se realiza de la siguiente manera:

- Para determinar el área neta en situaciones de tensión y corte, el ancho de cualquier perforación debe considerarse 2 mm superior a su dimensión nominal.
- En el caso de una serie de perforaciones que atraviesan una pieza en diagonal o en zigzag, el ancho neto se obtiene restando todos los diámetros o ranuras del área bruta. Además, para cada cambio en la línea que sea perpendicular a la dirección aplicada de la fuerza, se considera una cantidad de $s/4g$.

Donde:

s = espaciamiento longitudinal, medido entre centros (paso)

= espaciamiento transversal, medido entre centros (gramil)

Ecuación 10

3.2.2.3 Área neta efectiva

El cálculo del área neta efectiva de los elementos sometidos a tracción se realiza de la siguiente manera:

$$A_e = A_n \cdot U$$

Ecuación 11

Se asigna un valor de U igual a 0.8 para ángulos simples que cuentan con cuatro o más conectores en la dirección de carga; mientras que se establece en 0.6 para ángulos simples que tienen dos o tres conectores en esa misma dirección.

3.3 Diseño de miembros a compresión

3.3.1 Disposiciones generales

Conforme a las disposiciones de la norma AISC 360-22, la resistencia a compresión se define así:

$\Phi_c P_n$, debe ser determinada de la siguiente manera:

La resistencia nominal a compresión, P_n , se define como el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional, conforme a lo establecido por el *Steel Construction Manual* de la AISC (AISC, 2010, cap. E, pp. 16-88–16-97).

- Para secciones simétricas dobles y simples, se aplica el estado límite correspondiente al pandeo por flexión.
- En el caso de secciones simétricas simples, asimétricas y algunas secciones simétricas dobles como columnas cruciformes o columnas reforzadas, también son pertinentes los estados límite de pandeo torsional y flexo-torsional.

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

3.3.2 Límites de esbeltez y longitud efectiva

El factor de longitud efectiva, K , necesario para calcular la esbeltez de una columna (KL/r), debe determinarse conforme al Capítulo C de la AISC 360-05. En este contexto:

$L =$ longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm (mm) r

$=$ radio de giro, cm (mm)

$K =$ factor de longitud efectiva

Para elementos diseñados únicamente para compresión, la relación de esbeltez KL/r no debe exceder el valor de 200.

Tabla 8. Relación ancho-espesor límite para elementos en compresión

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

Fuente: AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Tabla B 4.1; Pág 16-73

3.3.3 Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

La resistencia de compresión nominal, P_n , se debe calcular a partir del estado límite de

pandeo por flexión:

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

Ecuación 12

La tensión crítica por pandeo elástico, F_{cr} , se define como:

$$(a) \quad \text{Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (o } F_e \geq 0.44 F_y \text{)}$$

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) F_y$$

Ecuación 13

$$(b) \quad \text{Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (o } F_e \geq 0.44 F_y \text{)}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Ecuación 14

Donde:

F_e = tensión crítica de pandeo según la ecuación de Euler.

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

Ecuación 15

3.3.4 Ángulo simple en compresión

Los efectos de la excentricidad en ángulos simples pueden ser ignorados cuando los elementos son considerados como elementos sometidos a compresión axial utilizando una de las razones de esbeltez efectivas que se detallan a continuación, bajo las siguientes condiciones.

- Los ángulos son sometidos a compresión en sus extremos a través de la misma ala.
- Los ángulos están conectados mediante al menos dos pernos.
- No hay cargas transversales intermedias presentes.

(a) Para ángulos que funcionan como almas enrejadas planas, donde los miembros adyacentes están conectados por un mismo lado:

(i) Cuando $0 \leq L/r_x \leq 80$

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0.75 \frac{L}{r_x}$$

Ecuación 16

(ii) Cuando $L/r_x > 80$

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25 \frac{L}{r_x} \leq 200$$

Ecuación 17

(b) Para ángulos que actúan como almas de enrejados espaciales, con miembros adyacentes unidos por el mismo lado.

(i) Cuando $0 \leq L/r_x \leq 75$

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.8 \frac{L}{r_x}$$

Ecuación 18

(ii) Cuando $L/r_x > 75$

$$\frac{KL}{r} = 45 + \frac{L}{r_x} \leq 200$$

Ecuación 19

3.3.5 Miembros con elementos esbeltos

La resistencia nominal a la compresión, P_n , debe calcularse considerando el estado límite de pandeo debido a flexión, torsión o flexo-torsión.

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Ecuación 20

$$(a) \quad \text{Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{QF_y}} \text{ (o } Fe \geq 0.44QF_y)$$

$$F_{cr} = Q \left[0.658^{\frac{QF_y}{Fe}} \right] F_y$$

Ecuación 21

$$(b) \quad \text{Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{QF_y}} \text{ (o } Fe \geq 0.44QF_y)$$

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

Ecuación 22

Donde:

F_e = tensión crítica de pandeo elástico de acuerdo con la ecuación de Euler.

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

Ecuación 23

$Q = 1.00$ para miembros sin elementos esbeltos, tal como se define para elementos en compresión uniforme en la Sección B4 de las especificaciones AISC 360-05.

$Q = Q_s Q_a$ para miembros que tienen secciones de elementos esbeltos, según la definición proporcionada en la sección B4 de las especificaciones AISC 360-22 para elementos en compresión uniforme.

3.3.6 Elementos esbeltos no atiesados, q_s

El factor de reducción, Q_s , para elementos delgados no restringidos se define a continuación:

Para, ángulos simples:

$$(i) \quad \text{Cuando } \frac{b}{t} \leq 0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = 1.00$$

Ecuación 24

$$(ii) \text{ Cuando } 0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} < b < 0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = 1.34 - 0.76 \frac{(b)}{E} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Ecuación 25

$$(iii) \text{ Cuando } \frac{b}{t} \geq 0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\cap = \frac{0.53E}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)}$$

Ecuación 26

Donde:

b = ancho completo del ala del ángulo cm (mm).

3.4 Diseño de miembros a flexión

En el caso de flexión simple, el ángulo está cargado en un plano paralelo al eje principal que pasa por el centro de corte o está restringido en su rotación en los puntos de carga y soportes.

Tabla 9. Selección para la aplicación de secciones sometidas a flexión.

Selección para la Aplicación de las Secciones				
Tipo Sección	Sección	Esbeltez Ala	Esbeltez Alma	Estados Limite
F10		N/A	N/A	Y,LTB,LLB
Y=Fluencia, LTB=Pandeo Lateral Torsional, LLB=Pandeo Local Ala				

Fuente: AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; extraído de la Tabla F 1.1; Pág 16-101

3.4.1 Disposiciones generales

Según AISC 360-05, la resistencia estructural en flexión, $\Phi_b M_n$, debe calcularse de la

siguiente manera:

1. Para todas las disposiciones del capítulo: $\Phi_b = 0.90$ (LRFD)
2. Las normas presentadas en este capítulo asumen que los soportes de la viga están fijos contra la rotación alrededor del eje longitudinal (pandeo lateral-torsional).

Los siguientes términos son comunes en las ecuaciones de este capítulo, a menos que se indique lo contrario:

C_b = factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento.

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m \leq 3.00$$

Ecuación 27

Donde:

- M_{max} = valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado, T-m (N-mm)
- M_A = valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm)
- M_B = valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado, T-m (N-mm)
- M_C = valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm)
- R_m = parámetro de monosimetría de la sección transversal
= 1.0 para elementos con simetría doble

= 1.0 para elementos con simetría simple que son sometidos a flexión con curvatura simple.

= $0.5 + 2(I_{yc}/I_y)^2$ para elementos con simetría simple que están sujetos a flexión con doble curvatura.

- I_y = momento de inercia respecto al eje principal y se mide en cm^4 (mm^4).

Se puede considerar conservadoramente C_b igual a 1.0 en todos los casos. En voladizos o extremos colgados donde el extremo libre no está soportado, C_b se establece en 1.0.

3.4.2 Flexión en ángulos simples

El diseño de ángulos simples que tienen restricción lateral-torsional continua en su longitud se realiza considerando la flexión en relación con los ejes geométricos (x,y). Por el contrario, los ángulos simples sin esta restricción deben diseñarse de acuerdo con las pautas para la flexión alrededor de sus ejes principales, a menos que se autorice el uso de las pautas correspondientes a la flexión alrededor de sus ejes geométricos. La resistencia nominal a la flexión, M_n , debe ser igual al valor más bajo obtenido según los estados límite de fluencia (momento plástico), pandeo lateral-torsional y pandeo local del ala.

3.4.2.1 Fluencia

$$M_n = 1.5M_y$$

Ecuación 28

Donde:

M_y = momento de primera fluencia en torno al eje de flexión, T-m (N-mm)

3.4.2.2 Pandeo lateral-torsional

Para ángulos simples sin restricción continua al pandeo lateral-torsional a lo largo de su longitud.

(a) Cuando $M_e \leq M_y$

$$M_n = (0.92 - \frac{0.17M_e}{M_y})M_y$$

Ecuación 29

(b) Cuando $M_e > M_y$

$$M_n (1.92 - 1.17\sqrt{\frac{y}{M_e}}) M_y \leq 1.5M_y$$

Ecuación 30

Donde:

M_e = momento de pandeo elástico torsional, es determinado de acuerdo con lo siguiente:

(i) Para flexión en torno a uno de los ejes geométricos de un ángulo de alas iguales sin arriostramiento lateral-torsional:

(a) Con máxima compresión en el borde extremo

$$M_e = \frac{0.66Eb^4tCb}{L^2} \sqrt{1 + 0.78 \left(\frac{L_t}{b^2}\right)^2} - 1$$

Ecuación 31

(b) Con máxima tracción en el borde extremo

$$M_e = \frac{0.66Eb^4tCb}{L^2} \sqrt{1 + 0.78 \left(\frac{L_t}{b^2}\right)^2 + 1}$$

Ecuación 32

My debe tomarse como 0.80 veces el momento de primera fluencia calculado usando el módulo de sección elástico en torno al eje geométrico.

Mn puede tomarse como My para ángulos simples cuyo borde inferior del ala vertical este comprimido, y la razón de luz/alto sea menor o igual que:

$$\frac{1.64E}{F_y} \sqrt{\left(\frac{t}{b}\right)^2} - 1.4 \frac{F_y}{E}$$

Ecuación 33

(ii) Para flexión en torno uno de los ejes geométricos de un ángulo de alas iguales con arriostramiento lateral-torsional solamente en el punto de máximo momento:

Me debe tomarse como 1.25 veces el mayor Me calculado

(iii) Para flexión en torno del eje principal mayor de un ángulo de alas iguales:

$$M_e = \frac{0.46Eb^2t^2Cb}{L}$$

Ecuación 34

Donde:

Cb es calculado usando la Ecuación F1-1 con un valor máximo de 1.5 L = longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm (mm)

t = espesor de ala del ángulo, cm (mm)

3.4.2.3 Pandeo local de ala

El estado límite de pandeo local de ala aplica cuando el borde extremo del ala está en

compresión.

- (a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala
- (b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = F_y S_c \left(2.43 - 172 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right)$$

Ecuación 35

- (c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = F_{cr} S_c$$

Ecuación 36

Donde:

$$F_{cr} = \frac{0.71E}{\left(\frac{b}{t} \right)^2}$$

Ecuación 37

b = ancho exterior del ala en compresión, cm (mm)

Sc = módulo de sección elástico referido al borde exterior en compresión relativo al eje de flexión, cm³ (mm³). Para flexión en torno a uno de los ejes geométricos de un ángulo de alas iguales sin arriostramiento lateral torsional, Sc debe ser 0.80 veces el módulo de sección en torno al eje geométrico.

3.5 Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión

3.5.1 Ángulos solicitados a flexión y compresión

La interacción de flexión y compresión en miembros angulares que cumplen

$0.1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0.9$, y que solamente están solicitados a flexión en un eje geométrico deben satisfacer las siguientes ecuaciones, considerando que I_{yc} es el momento de inercia en torno al eje y referido al ala en compresión, cm^4 (mm^4)

(a) Cuando $P_r/P_c < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Ecuación 38

(b) Cuando $P_r/P_c \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Ecuación 39

Donde:

P_r = resistencia de compresión axial requerida, T (kN)

$P_c = \Phi_c P_n$ resistencia de compresión axial disponible, T (kN) M_r = resistencia de flexión requerida, T-m (N-mm)

$M_c = \Phi_b M_n$ resistencia de flexión disponible, T-m (N-mm)

Φ_c = factor de resistencia en compresión = 0.90

Φ_b = factor de resistencia en flexión = 0.90

AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Capítulo H; Pág 16-128;16-134

3.5.2 Ángulos solicitados a flexión y tracción

De acuerdo con la American Institute of Steel Construction, los miembros angulares sometidos simultáneamente a tracción axial y flexión deben verificarse mediante las ecuaciones de interacción, las cuales son análogas a las empleadas para elementos sometidos a flexión y compresión, siempre que la flexión actúe respecto a uno de los ejes geométricos principales del perfil.

Según lo establecido en la norma AISC 360-22, el diseño es satisfactorio cuando se cumple la siguiente relación de interacción:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c} \leq 1.0$$

Ecuación 40

donde:

P_r = resistencia axial requerida por tracción, T (kN)

$P_c = \phi_c P_n$ = resistencia axial disponible por tracción, T (kN)

M_r = resistencia de flexión requerida, T·m (o N·mm)

$M_c = \phi_b M_n$ = resistencia de flexión disponible, T·m (o N·mm)

ϕ_c = factor de resistencia para tracción = 0.90

ϕ_b = factor de resistencia para flexión = 0.90

Estas expresiones se encuentran alineadas con los criterios de diseño por estados límite definidos en el Capítulo H (Miembros sometidos a fuerzas combinadas) del AISC 360-22, garantizando que los efectos combinados de tracción y flexión no superen la capacidad resistente del elemento estructural.

3.5.3 Miembros asimétricos solicitados a flexión y carga axial

Esta sección analiza la combinación de esfuerzos de flexión y axiales para perfiles no incluidos en las secciones 3.5.1 y 3.5.2. El uso de las directrices en esta sección está autorizado para cualquier tipo de perfil, en lugar de las fórmulas presentadas en 3.5.1.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \leq 1.0$$

Ecuación 41

Donde:

f_a = tensión axial requerida, kgf/cm² (MPa)

$F_a = \phi_t P_n$ = tensión axial de diseño, kgf/cm² (MPa)

f_{bw}, f_{bz} = tensiones de flexión requeridas en una ubicación específica de la sección, kgf/cm² (MPa)

$F_{bw}, F_{bz} = \phi_b M_n / S$ = tensiones de flexión de diseño, kgf/cm² (MPa)

ϕ_c = factor de resistencia en compresión = 0.90

ϕ_t = factor de resistencia en tracción (ver Sección 3.2.1 de AISC 360-22)

ϕ_b = factor de resistencia en flexión = 0.90

Este criterio permite verificar que la suma normalizada de las tensiones actuantes no supere la capacidad resistente del elemento estructural, garantizando así un comportamiento seguro frente a la acción simultánea de carga axial y flexión biaxial, conforme a los estados límite de resistencia establecidos por la normativa vigente (American Institute of Steel Construction, 2022).

3.6 DISEÑO DE JUNTAS APERNADAS

3.6.1 Pernos diseñados para soportar altas tensiones.

El diseño de conexiones atornilladas sometidas a altas solicitaciones debe basarse en un análisis estructural detallado de las cargas de diseño, verificando que la capacidad resistente de los pernos y de los elementos conectados sea compatible con los esfuerzos actuantes. En situaciones donde las líneas de acción de las cargas axiales no coinciden con el eje centroidal del sistema estructural, se originan momentos adicionales debido a excentricidades, los cuales incrementan las tensiones internas en la conexión y deben ser considerados explícitamente en el dimensionamiento. Este criterio es fundamental para garantizar un comportamiento seguro

de los pernos de alta resistencia, evitando concentraciones de esfuerzo y fallas prematuras, conforme a los lineamientos establecidos por la Research Council on Structural Connections en la Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts.

3.6.1.1 Apriete

Todos los pernos clasificados como ASTM A325 y A490 deben ser ajustados para alcanzar una tensión mínima de perno que no sea inferior a la indicada en la tabla J3.1 de la AISC.

Tabla 10. Pretensión mínima de pernos

Pretensión Mínima de Pernos, kN*		
Tamaño Perno, mm	Pernos A325	Pernos A490
M 16	91	114
M 20	142	179
M 22	176	221
M 24	205	257
M 27	267	334
M 30	326	408
M 36	475	596
* Igual a 0.70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.		

Fuente: AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Capítulo J; Pág 16-165;16-178

3.6.1.2 Tamaño y uso de las perforaciones

Se deben proveer perforaciones estándar, no se permiten perforaciones con sobre medida ni perforaciones de ranura, los tamaños máximos de perforaciones para pernos se entregan en la tabla J3.3 de la AISC.

Tabla 11. Dimensiones de agujero

Dimensiones de Agujero Nominal, mm				
Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobremedida (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24	28	24 x 30	24 x 55
M24	27 [a]	30	27 x 32	27 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 3.5d$
[a] Espacio entregado para permitir la utilización si se desea de un perno de 1-in.				

Fuente: AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Tabla J3.3M; Pág 16-169

3.6.1.3 Espaciamiento mínimo

La distancia entre centros de perforaciones no debe ser menor que 2.66 veces el diámetro nominal, d , del conector; aunque se prefiere una distancia de 3 veces d

3.6.1.4 Distancia mínima al borde

La distancia desde el centro de una perforación hasta el borde no debe ser menor que el valor dado en la tabla J3.4 de la AISC

Tabla 12. Distancia mínima a borde

Distancia Mínima al Borde^[a], mm, desde el Centro del Agujero Estándar^[b] hasta el Borde de la Parte Conectada		
Diámetro Perno (in)	En bordes aserrados	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico^[c]
16	28	22
20	34	26
22	38 ^[d]	28
24	42 ^[d]	30
27	48	34
30	52	38
36	64	46
Sobre 36	1.75 <i>d</i>	1.25 <i>d</i>
^[a] Se permite utilizar distancias de borde menor provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10, de forma apropiada. ^[b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5M. ^[c] Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 3 mm cuando el agujero está en un punto donde la resistencia requerida no exceda de 25% de la resistencia máxima en el elemento. ^[d] Se permite que estas sean 3 mm en ambos extremos de los ángulos de conexión de vigas y en placas de cabeza de corte.		

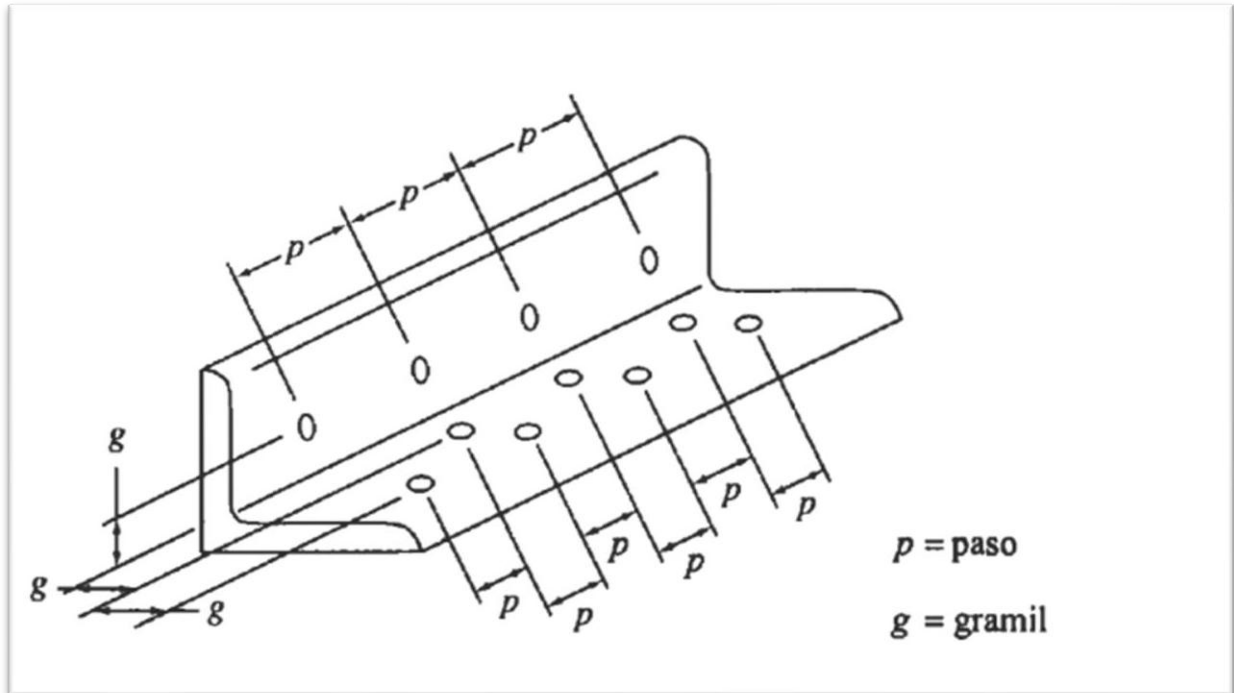
Fuente: AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Tabla J3.4M; Pág 170

3.6.1.5 Distancias a los bordes y espaciamiento máximo

La distancia máxima desde el centro de cualquier perno hasta el borde más cercano de partes en contacto debe ser 12 veces el espesor de la parte conectada, pero sin exceder de 150 mm.

El espaciamiento entre pernos (paso P) no debe exceder de 24 veces el espesor de la placa más delgada o 305 mm.

Ilustración 17. Paso y gramil en ángulo



Fuente: AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Capítulo F; Pág 16-100;16-117

3.6.1.6 Resistencia de tracción y corte de pernos

La resistencia de diseño de tracción y de corte, ΦR_n , deben ser determinadas de acuerdo con los estados límites de fractura en tracción y fractura en corte como se indica a continuación:

$$R_n = F_n A_b$$

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

Ecuación 42

Donde:

F_n = tensión de tracción nominal, F_{nt} , o tensión de corte nominal, F_{nv} , según la tabla J3.2 de la AISC, kgf/cm² (MPa)

Tabla 13. Tensión nominal de los pernos.

Pretensión Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm² (MPa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{nt} , kgf/cm ² (MPa)	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{nv} , kgf/cm ² (MPa)
Pernos A307	3 160 (310)[a][b]	1 680 (165)[b][c][f]
Pernos A325, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	6 320 (620)[e]	3 360 (330)[f]
Pernos A325, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	6 320 (620)[e]	4 220 (414)[f]
Pernos A490, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	7 950 (780)[e]	4 220 (414)[f]
Pernos A490, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	7 950 (780)[e]	5 300 (520)[f]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	$0.75 F_U$ [a][d]	$0.40 F_U$
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	$0.75 F_U$ [a][d]	$0.50 F_U$
[a] Sujeto a los requisitos del Anexo 3. [b] Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre [c] Rosca permitida en los planos de corte. [d] La resistencia de tracción nominal para la porción roscada de una barra con extremos ensanchados, basada en el área de la sección correspondiente al diámetro mayor de la rosca, A_D, que debe ser mayor que el valor obtenido al multiplicar F_y por el área del cuerpo nominal de la barra antes de su ensanchamiento. [e] Para pernos A325 y A490 solicitados por carga de tracción de fatiga, ver el Anexo 3. [f] Cuando las conexiones de tipo aplastamiento utilizadas en empalmes de miembros en tracción poseen un patrón de conectores cuya longitud, medida paralela a la línea de carga, excede de 1270 mm, se deben reducir los valores tabulados por 20%.		

Fuente: AISI; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Capítulo F; Pág 16-100;16-117

3.6.1.7 Combinación de tracción y corte en conexiones tipo aplastamiento

La resistencia disponible de tracción de un perno solicitado por una combinación de tracción y corte debe ser determinada de acuerdo con los estados límite de rotura en tracción y en corte de acuerdo con:

$$R_n = F'_{nt} A_b$$

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

Ecuación 43

Donde:

F'_{nt} = tensión de tracción nominal modificada para incluir los efectos de la tensión de corte, kgf/cm² (MPa)

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt}$$

Ecuación 44

F_{nt} = tensión de tracción nominal según la Tabla J3.2, kgf/cm² (MPa) F_{nv} = tensión de corte nominal según la Tabla J3.2, kgf/cm² (MPa)

F_v = tensión requerida de corte, kgf/cm² (MPa)

3.6.1.8 Resistencia de aplastamiento en las perforaciones para pernos

La resistencia total de aplastamiento de una junta es la suma de las resistencias de aplastamiento de los pernos individuales.

La resistencia de aplastamiento disponible, ΦR_n , en las perforaciones deben ser determinadas de acuerdo con los estados límites de aplastamiento como se indica a continuación:

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

(i) Cuando se considera la deformación en la perforación

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

Ecuación 45

(ii) Cuando no se considera la deformación en la perforación

$$R = 1.5L_c t F_u \leq 3.0 d t F_u$$

Ecuación 46

Donde:

d = diámetro nominal del perno, cm (mm)

F_u = resistencia última mínima del material conectado, kgf/cm² (MPa) L_c = distancia libre, en la dirección de la carga, cm (mm)

t = espesor del material conectado, cm (mm)

3.6.2 ELEMENTOS CONECTADOS

Se considera elementos conectados todos aquellos elementos de la junta por los que pasa un perno como placas perforadas, ángulos y arandelas de relleno.

3.6.2.1 Resistencia de elementos en tracción

La resistencia de diseño, ΦR_n , de elementos conectados es el menor valor obtenido de los estados límite de fluencia en tracción y rotura en tracción

(a) Para fluencia en tracción de elementos conectados

$$R_n = F_y A_g$$

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

Ecuación 47

(b) Para fractura en tracción de elementos conectados

$$R_n = F_u A_e$$

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

Ecuación 48

Donde:

A_e = área neta efectiva, cm² (mm²); para placas apernadas,

$$A_e = A_n \leq A_g$$

3.6.2.2 Resistencia de elementos en corte

La resistencia de corte de elementos conectados en corte es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en corte y fractura en corte:

- (a) Para fluencia en corte de elementos conectados

$$Rn = 0.60FyAg$$

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

Ecuación 49

- (b) Para fractura en tracción de elementos conectados

$$Rn = 0.60FuAnv$$

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

Ecuación 50

Donde:

Anv = área neta solicitada a corte, cm² (mm²)

3.6.2.3 Resistencia a bloque de corte

La resistencia a bloque de corte a lo largo de la trayectoria de falla por corte y una trayectoria perpendicular de falla por tracción debe tomarse como

$$Rn = 0.60FuAnv + UbsFuAnt \leq 0.60FyAgv + UbsFuAnt$$

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

Ecuación 51

Donde:

Agv = área bruta solicitada a corte, cm² (mm²)

Ant = área neta solicitada a tracción, cm² (mm²)

Anv = área neta solicitada a corte, cm² (mm²)

Ubs = 1 cuando la tracción es uniforme

3.6.2.4 Resistencia de elementos en compresión

La resistencia de elementos en compresión para los estados límites de fluencia y pandeo se determinan con la ecuación

(a) Para $KL/r \leq 25$

$$P_n = F_y A_g$$

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

Ecuación 52

(b) Para $KL/r > 25$, se aplican las disposiciones para elementos en compresión

CAPITULO IV

4. ANALISIS Y RESULTADOS

4.1. Introducción

En este capítulo, presentamos un análisis estructural de la torre de transmisión eléctrica de 138 kV, que es el tema principal de esta investigación. Con respecto a la carga de la torre considerada durante la fase de diseño, el objetivo del análisis es identificar el comportamiento de la estructura y su estabilidad, rigidez y resistencia. Para ello, se empleó un modelo tridimensional construido en el software SAP2000 (un programa bien conocido para el análisis y diseño de estructuras metálicas de gran altura, incluidas las torres de transmisión). Evaluaron las dimensiones geométricas reales de la torre, los perfiles angulares, los materiales estructurales, las condiciones de carga y sus combinaciones al considerar que estamos operando. Esto permitió lograr resultados precisos para la presentación del rendimiento estructural en condiciones operativas.

4.2. Descripción general de la torre de transmisión de 138 kV

La estructura en cuestión consiste en una torre metálica autoportante diseñada para líneas de transmisión de 138 kV. Este tipo de torre presenta un diseño de celosía, donde los componentes de acero están conectados mediante uniones atornilladas, lo que permite una adecuada distribución de las tensiones y contribuye a una considerable reducción de su peso total. Su forma es piramidal truncada, comenzando con una base más ancha que se estrecha gradualmente hacia la parte superior, donde se sitúan los brazos o travesaños destinados a soportar los conductores eléctricos. Con una altura aproximada de 30 metros, esta estructura es relativamente esbelta, lo que hace crucial evaluar su comportamiento ante fuerzas laterales.

4.3. Materiales y secciones estructurales

El material estructural empleado en la torre corresponde a acero estructural, con propiedades mecánicas homogéneas en todos los elementos. Para la modelación se consideró un módulo de elasticidad típico del acero estructural y un peso específico acorde a normas técnicas vigentes.

Los perfiles angulares utilizados en la torre se seleccionaron en función de la demanda estructural de cada elemento, empleándose las siguientes secciones:

- Ángulo L 40×40×4 mm
- Ángulo L 50×50×4 mm
- Ángulo L 64×64×6.4 mm
- Ángulo L 76×76×6.4 mm
- Ángulo L 102×102×7.9 mm
- Ángulo L 102×102×12.9 mm

Estos perfiles fueron distribuidos estratégicamente en montantes principales, diagonales, elementos horizontales y crucetas, de manera que se garantice un adecuado equilibrio entre resistencia y eficiencia estructural.

4.3.1. Aplicación numérica de las fórmulas y justificación de los perfiles seleccionados

Con el fin de justificar la selección de los perfiles angulares empleados en la torre de transmisión de 138 kV, se procedió a aplicar las expresiones de verificación estructural utilizando los esfuerzos obtenidos del análisis realizado en SAP2000. A continuación, se presenta un ejemplo representativo del procedimiento seguido para los principales tipos de elementos estructurales.

a) Verificación de un elemento a tracción (Diagonal secundaria)

Del análisis estructural, una diagonal secundaria presentó una fuerza axial máxima de tracción:

$$N_u = 45 \text{ kN}$$

Para este elemento se seleccionó un perfil L 50×50×4 mm, cuyas propiedades geométricas son:

- Área transversal:

$$A = 3.84 \text{ cm}^2 = 384 \text{ mm}^2$$

- Esfuerzo de fluencia del acero:

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

La resistencia de diseño a tracción se evaluó mediante:

$$\phi A F_y = 0.9 \times 384 \times 250 = 86\,400 \text{ N} = 86.4 \text{ kN}$$

Comparando:

$$N_u = 45 \text{ kN} \leq 86.4 \text{ kN}$$

Se verifica que el perfil L 50×50×4 mm es adecuado para resistir los esfuerzos de tracción actuantes, presentando un margen de seguridad suficiente.

b) Verificación de un elemento a compresión (Diagonal principal)

Para una diagonal principal sometida a compresión, el análisis estructural arrojó una fuerza axial máxima de:

$$N_u = 70 \text{ kN}$$

Se seleccionó un perfil L 64×64×6.4 mm, con las siguientes propiedades:

- Área transversal:

$$A = 7.87 \text{ cm}^2$$

- Radio de giro mínimo:

$$r = 18.1 \text{ mm}$$

- Longitud libre aproximada del elemento:

$$L = 2.50 \text{ m}$$

Asumiendo un factor de longitud efectiva $K = 1.0$, la esbeltez resulta:

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{2500}{18.1} = 138$$

Este valor se encuentra dentro de rangos admisibles para elementos comprimidos en estructuras de celosía.

La carga crítica de pandeo se estimó mediante la fórmula de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

Considerando:

- $E = 200\,000 \text{ MPa}$
- $I = Ar^2 = 787 \times (18.1)^2 = 257\,000 \text{ mm}^4$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2(200\,000)(257\,000)}{(2500)^2} \approx 81 \text{ kN}$$

Comparando:

$$N_u = 70 \text{ kN} \leq 81 \text{ kN}$$

Se confirma que el perfil L 64×64×6.4 mm es estructuralmente adecuado para este elemento.

c) Verificación de un montante principal (Elemento crítico)

Para los montantes principales de la torre, el análisis estructural arrojó fuerzas axiales de compresión del orden de:

$$N_u = 120 \text{ kN}$$

Para estos elementos se seleccionó un perfil L 102×102×12.9 mm, cuyas propiedades son:

- Área transversal:

$$A = 25.6 \text{ cm}^2$$

- Radio de giro mínimo:

$$r = 30.2 \text{ mm}$$

- Longitud libre aproximada:

$$L = 3.00 \text{ m}$$

Cálculo de la esbeltez:

$$\lambda = \frac{3000}{30.2} = 99$$

Este valor indica un comportamiento estable frente al pandeo.

La capacidad resistente del elemento resulta muy superior a la carga actuante, garantizando que los montantes principales trabajen dentro de rangos seguros y controlados, lo que justifica el uso de perfiles angulares de mayor sección en estas zonas de la torre.

4.4. Cargas y combinaciones

4.4.1. Carga de viento

La velocidad básica del viento (V) se definió en función de la zona geográfica donde se emplaza la torre. Para efectos del análisis, se adoptó una velocidad básica de diseño correspondiente a zonas expuestas del territorio ecuatoriano, considerando un período de retorno acorde a estructuras de infraestructura eléctrica:

$$V = 40 \text{ m/s}$$

Este valor es representativo para torres de transmisión ubicadas en zonas abiertas y

expuestas, donde no existen obstáculos significativos que atenúen la acción del viento.

4.4.1.1. Presión dinámica del viento

La presión dinámica del viento se calculó mediante la expresión:

$$q = 0.613 V^2$$

Ecuación 53

Reemplazando:

$$q = 0.613 \times (40)^2$$

$$q = 0.613 \times 1600 = 980.8 \text{ N/m}^2 \approx 0.98 \text{ kN/m}^2$$

Este valor representa la presión básica ejercida por el viento sobre las superficies expuestas de la torre.

4.4.1.2. Coeficiente de exposición y presión de diseño

Dado que la torre corresponde a una estructura abierta de celosía, el viento actúa directamente sobre los elementos estructurales. Para este tipo de estructuras se adopta un coeficiente de exposición y forma que toma en cuenta la permeabilidad de la torre.

La presión de diseño del viento se determinó como:

$$q_d = q \cdot C_f$$

Ecuación 54

donde:

C_f = coeficiente de forma para estructuras reticuladas

Para torres de celosía metálica:

$$C_f = 1.2$$

Por lo tanto:

$$q_d = 0.98 \times 1.2 = 1.18 \text{ kN/m}^2$$

4.4.1.3. Área efectiva expuesta al viento

La carga de viento en torres de transmisión no se calcula sobre un área sólida, sino sobre un área efectiva, la cual representa el área proyectada de los perfiles angulares que conforman la estructura.

Para la torre analizada, el área efectiva promedio por metro de altura se estimó considerando la disposición de montantes, diagonales y horizontales, obteniéndose un valor

aproximado de:

$$A_e = 0.85 \text{ m}^2/\text{m}$$

Este valor es representativo de torres auto soportadas de 138 kV de geometría similar.

4.3.5 Fuerza de viento por unidad de altura

La fuerza horizontal del viento por unidad de altura se calculó mediante:

$$F_v = q_d \cdot A_e$$

Reemplazando:

$$F_v = 1.18 \times 0.85 = 1.00 \text{ kN/m}$$

Este valor representa la carga lateral equivalente que actúa sobre la torre por cada metro de altura.

4.3.6 Fuerza total de viento sobre la torre

Considerando una altura total aproximada de la torre de:

$$H = 30 \text{ m}$$

La fuerza total del viento resulta:

$$F_{total} = F_v \cdot H$$

$$F_{total} = 1.00 \times 30 = 30 \text{ kN}$$

Esta fuerza fue aplicada en el modelo estructural de SAP2000 como una carga lateral

distribuida, actuando en la dirección más desfavorable.

Primero se debe calcular la velocidad de diseño con la siguiente formula

$$Vd = K_{zt} * I * K_d * F_c * V_R$$

K_{zt} es igual a 1.00

I Factor de importancia igual a 1.15

V_R Velocidad Regional,

F_c Factor de tamaño varía con la altura

K_d Factor de direccionalidad 0.85

Por lo tanto, se tiene que:

$$Vd = 1.00 * 1.15 * 0.85 * F_c * 40$$

$$Vd = 39.1 * F_c$$

El factor F_c se lo saca de la tabla 7 y depende de la altura.

Trayecto 1 de 0 a 6 metros el F_c es de 1.08

Trayecto 2 de 6 a 12 metros el F_c es de 1.22

Trayecto 3 de 12 a 18 metros el F_c es de 1.31

Trayecto 4 de 18 a 24 metros el F_c es de 1.08

Trayecto 5 de 24 a 30 metros el F_c es de 1.08

Calculo factor de corrección por temperatura y altura con respecto al nivel del mar

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + t}$$

Ω = es la presión barométrica

T = Es la temperatura ambiental en °C, se considera un promedio de 30°C

G = Es igual a 0.776

Ecuación para convertir la energía cinética del viento en una presión estática

$$qz = 0.0048 * G * Vd^2$$

Donde:

Qz= Presión dinámica equivalente sobre el

objeto en Kg/m²

Vd= Velocidad de diseño en Km/h

Por lo tanto

Tramo 1 de 0 a 6 metros qz está dado por la expresión:

$$qz = 0.0048 * 0.776 * (1.08 * 39.1)^2$$

$$qz = 6.64 \text{ Kg/m}$$

Tramo 2 de 6 a 12 metros el qz está dado por la expresión:

$$qz = 0.0048 * 0.776 * (1.22 * 39.1)^2$$

$$qz = 8.475 \text{ Kg/m}$$

Tramo 3 de 12 a 18 metros el qz está dado por la expresión:

$$qz = 0.0048 * 0.776 * (1.31 * 39.1)^2$$

$$qz = 9.77 \text{ Kg/m}$$

Tramo 4 de 18 a 24 metros el qz está dado por la expresión:

$$qz = 0.0048 * 0.776 * (1.38 * 39.1)^2$$

$$qz = 10.84 \text{ Kg/m}$$

Tramo 5 de 24 a 30 metros el qz está dado por la expresión:

$$qz = 0.0048 * 0.776 * (1.43 * 39.1)^2$$

$$qz = 11.64 \text{ Kg/m}$$

4.4.1.4. Tabla de comprobación del cálculo de viento

Tabla 14. Comprobación de cálculo de viento

Trayecto	Altura (m)	Vr (Km/h)	I	Kzt	Kd	Fc	Vd (Km/h)	G	Qz ($\frac{Kg}{m^2}$)
1	6	40	1.15	1	0.85	1.08	43.2	0.776	6.64
2	12	40	1.15	1	0.85	1.22	48.8	0.776	8.47
3	18	40	1.15	1	0.85	1.31	52.4	0.776	9.77
4	24	40	1.15	1	0.85	1.38	55.2	0.776	10.84
5	30	40	1.15	1	0.85	1.43	57.2	0.776	11.64

. Fuente: Elaboración propia

La verificación realizada demuestra que la carga de viento fue correctamente determinada y aplicada, asegurando que los resultados obtenidos en términos de desplazamientos y esfuerzos internos reflejen de manera confiable el comportamiento real de la torre de transmisión de 138 kV frente a esta acción ambiental.

4.4.2. Carga de sismo

A continuación, se presenta el cálculo de las cargas sísmicas para la torre de transmisión eléctrica objeto de estudio. El análisis se desarrolla conforme a los lineamientos establecidos en el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC – NEC), con el objetivo de determinar el cortante basal total de diseño, el cual será aplicado posteriormente en el modelo estructural.

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

- El valor de I se obtiene de la Tabla 4 del Capítulo 12 del Código Ecuatoriano de la Construcción.
- El valor W se obtiene del programa SAP 2000, este valor es un aproximado debido a que no considera pesos de placas ni pernos.

4.4.2.1. Determinación del período fundamental de vibración

Como punto de partida, se procede a calcular el período fundamental de vibración de la estructura, con el fin de comprobar si la ecuación de cortante basal de diseño es aplicable.

Para estructuras esbeltas como torres de transmisión, el período aproximado se determina mediante la Ecuación:

$$T = 0.09 H^{\frac{3}{4}}$$

donde:

- T = período fundamental de vibración (s)
- H = altura total de la estructura (m)

Para la torre analizada, cuya altura es:

$$H = 30 \text{ m}$$

se obtiene:

$$T = 0.09(30)^{\frac{3}{4}} = 1.15 \text{ s}$$

Este valor del período fundamental permite continuar con la aplicación del método de fuerzas laterales equivalentes para el cálculo del cortante basal de diseño.

4.4.2.2. Determinación de los coeficientes sísmicos

Una vez determinado el período fundamental de vibración, se procede a establecer los coeficientes requeridos para el cálculo del cortante basal total de diseño, de acuerdo con

el Código Ecuatoriano de la Construcción.

- **Coefficiente sísmico de zona (Z)**

El valor de Z se obtiene de la tabla 1 del capítulo 12 del Código Ecuatoriano de la Construcción.

Para la zona de estudio se adopta:

$$Z = 0.48$$

- **Factor de importancia (I)**

Considerando que la torre de transmisión eléctrica corresponde a una infraestructura de servicio, se adopta:

$$I = 1.0$$

- **Peso total de la estructura (W)**

El peso total de la torre se obtuvo del modelo estructural desarrollado en el software SAP2000, siendo un valor aproximado debido a que no se consideran placas de conexión ni pernos.

$$W = 2453.82\text{kg}$$

4.4.2.3. Cálculo del cortante basal total de diseño

El cortante basal sísmico total de diseño se calcula mediante la Ecuación:

$$V = Z \cdot I \cdot W$$

Reemplazando los valores obtenidos:

$$V = 0.48 \cdot (0.4) \cdot (1.0) \cdot (2453.82)$$

$$V = 384.768 \text{ kg}$$

Este valor representa la fuerza sísmica total equivalente que actúa en la base de la torre de transmisión.

4.4.2.4. Tabla de comprobación del cálculo sísmico

Con el fin de verificar la coherencia del procedimiento empleado, se presenta la siguiente tabla resumen de comprobación del cálculo del cortante basal sísmico:

Tabla 15. Comprobación del cálculo de la carga sísmica

Parámetro	Símbolo	Fuente	Valor
Altura de la torre	H	Geometría del modelo	30 m
Período fundamental	T	Ecuación 1	1.15 s
Coefficiente sísmico	Z	CEC – Cap. 12, Tabla 1	0.48
Factor de importancia	I	CEC – Cap. 12, Tabla 4	1.0
Peso total	W	SAP2000	2453.82 kg
Cortante basal	V	$Z \cdot I \cdot W$	384.768 kg

Fuente: Elaboración propia.

El cortante basal sísmico obtenido fue aplicado en el modelo estructural de SAP2000 como una carga lateral equivalente, distribuida a lo largo de la altura total de la torre, siguiendo una distribución proporcional a la elevación de los nodos. Este procedimiento permite representar de forma adecuada el efecto global del sismo sobre la estructura.

4.4.3. Cálculo de miembros a tracción

En el presente apartado se realiza la verificación de los miembros estructurales sometidos a esfuerzos de tracción en la torre de transmisión eléctrica de 138 kV, con el objetivo de comprobar que los perfiles angulares seleccionados presentan una capacidad resistente suficiente frente a las solicitaciones obtenidas del análisis estructural.

Debido a la tipología de celosía de la torre, los elementos que trabajan predominantemente a tracción corresponden principalmente a diagonales secundarias y elementos de arriostramiento, los cuales fueron diseñados considerando criterios de resistencia del material.

4.4.3.1. Esfuerzos axiales obtenidos del análisis estructural

A partir del modelo estructural desarrollado en SAP2000, se identificaron los valores máximos de fuerza axial de tracción en los miembros más solicitados. Para efectos de comprobación, se toma como elemento representativo una diagonal secundaria, la cual presentó una fuerza axial máxima de diseño de:

$$N_u = 45 \text{ kN}$$

Este valor corresponde al esfuerzo más desfavorable obtenido dentro de las combinaciones de carga consideradas.

4.4.3.2. Perfil seleccionado para el miembro a tracción

Para resistir el esfuerzo de tracción indicado, se seleccionó un perfil angular L 50×50×4 mm, el cual es representativo de los perfiles utilizados en elementos secundarios de la torre.

Las propiedades geométricas del perfil son:

- Área transversal:

$$A = 3.84 \text{ cm}^2 = 384 \text{ mm}^2$$

- Esfuerzo de fluencia del acero:

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

4.4.3.3. Resistencia nominal a tracción del perfil

La resistencia nominal a tracción del perfil se determinó mediante la siguiente expresión:

$$P_n = A \cdot F_y$$

Reemplazando los valores:

$$P_n = 384 \cdot 250 = 96\,000 \text{ N} = 96.0 \text{ kN}$$

Para obtener la resistencia de diseño, se aplica el factor de reducción:

$$\phi = 0.90$$

por lo que:

$$\phi P_n = 0.90 \cdot 96.0 = 86.4 \text{ kN}$$

4.4.3.4. Verificación del miembro a tracción

La verificación del elemento a tracción se realiza comparando la fuerza actuante con la resistencia de diseño:

$$N_u \leq \phi P_n$$

Reemplazando:

$$45 \text{ kN} \leq 86.4 \text{ kN}$$

La condición se cumple, por lo que el perfil L 50×50×4 mm es adecuado para resistir los esfuerzos de tracción actuantes en la diagonal secundaria.

4.4.3.5. Aplicación del procedimiento a otros perfiles de la torre

El mismo procedimiento fue aplicado al resto de los miembros sometidos a tracción en la torre, asignándose perfiles de mayor o menor sección según la magnitud de los esfuerzos obtenidos en el análisis estructural. De esta manera, perfiles como L 40×40×4 mm fueron utilizados en elementos de menor demanda, mientras que perfiles como L 64×64×6.4 mm fueron empleados en elementos con mayores fuerzas axiales.

4.4.3.6. Tabla de comprobación del cálculo de miembros a tracción

A continuación, se presenta la **tabla resumen de comprobación** para los miembros a tracción verificados:

Tabla 16, Comprobación de miembros a tracción

Elemento	Perfil	Área (cm ²)	N_u (kN)	ϕP_n (kN)	Cumple
Diagonal secundaria	L 50×50×4	3.84	45	86.4	Sí
Arriostre secundario	L 40×40×4	2.96	32	66.6	Sí
Diagonal principal	L 64×64×6.4	7.87	58	177.1	Sí

Fuente: Elaboración propia.

Los resultados obtenidos demuestran que los perfiles angulares seleccionados para los miembros sometidos a tracción presentan una capacidad resistente suficiente, cumpliendo con los criterios de diseño establecidos. Asimismo, se evidencia que el predimensionamiento realizado permitió optimizar el uso del material, garantizando un comportamiento estructural seguro y eficiente.

4.4.4. Cálculo de miembros a compresión

En este apartado se realiza la verificación de los miembros estructurales sometidos a esfuerzos de compresión en la torre de transmisión eléctrica de 138 kV, considerando los efectos de pandeo, propios de estructuras metálicas esbeltas. Los elementos que trabajan principalmente a compresión corresponden a los montantes principales y a ciertas diagonales, los cuales deben cumplir criterios de resistencia y estabilidad.

El análisis se desarrolla a partir de los esfuerzos axiales obtenidos en el modelo estructural elaborado en SAP2000, verificando que los perfiles angulares seleccionados sean adecuados frente a las solicitaciones de diseño.

4.4.4.1. Esfuerzos axiales de compresión obtenidos del análisis estructural

Del análisis estructural se identificaron los valores máximos de fuerza axial de compresión en los elementos más solicitados. Para efectos de comprobación, se selecciona como elemento representativo un montante principal, el cual presentó una fuerza axial máxima de diseño de:

$$N_u = 120 \text{ kN}$$

Este valor corresponde a la combinación de carga más desfavorable considerada en el análisis.

4.4.4.2. Perfil seleccionado para el miembro a compresión

Para resistir el esfuerzo indicado, se seleccionó un perfil angular L 102×102×12.9 mm, el cual se utiliza en los montantes principales de la torre, debido a su mayor rigidez y capacidad resistente.

Las propiedades geométricas del perfil son:

- Área transversal:

$$A = 25.6 \text{ cm}^2 = 2560 \text{ mm}^2$$

- Radio de giro mínimo:

$$r = 30.2 \text{ mm}$$

- Módulo de elasticidad del acero:

$$E = 200\,000 \text{ MPa}$$

4.4.4.3. Determinación de la esbeltez del elemento

La **esbeltez** del elemento se determina mediante la relación:

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

donde:

- K = factor de longitud efectiva
- L = longitud libre del elemento
- r = radio de giro mínimo

Para el montante principal se considera:

- Longitud libre aproximada:

$$L = 3.0 \text{ m} = 3000 \text{ mm}$$

- Factor de longitud efectiva:

$$K = 1.0$$

Reemplazando:

$$\lambda = \frac{1.0 \cdot 3000}{30.2} = 99$$

Este valor de esbeltez es característico de elementos comprimidos en torres de celosía y permite continuar con la verificación por pandeo.

4.4.4.4. Cálculo de la carga crítica de pandeo

La carga crítica de pandeo se estimó mediante la expresión de Euler, utilizada como referencia para evaluar la estabilidad del elemento:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

donde el momento de inercia se obtiene como:

$$I = A \cdot r^2$$

Reemplazando:

$$I = 2560 \cdot (30.2)^2 = 2\,336\,000 \text{ mm}^4$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 200\,000 \cdot 2\,336\,000}{(3000)^2}$$

$$P_{cr} \approx 512 \text{ kN}$$

4.4.4.5. Verificación del miembro a compresión

La verificación del elemento comprimido se realiza comparando la fuerza axial actuante con la capacidad resistente del perfil:

$$N_u \leq \phi \cdot P_{cr}$$

Adoptando un factor de reducción:

$$\phi = 0.90$$

se obtiene:

$$\phi P_{cr} = 0.90 \cdot 512 = 461 \text{ kN}$$

Comparando:

$$120 \text{ kN} \leq 461 \text{ kN}$$

Se verifica que el perfil L 102×102×12.9 mm cumple ampliamente frente a los esfuerzos de compresión actuantes.

4.4.4.6. Aplicación del procedimiento a otros miembros a compresión

El procedimiento descrito fue aplicado de forma análoga a otros miembros sometidos a compresión, tales como diagonales principales y montantes secundarios, empleándose perfiles angulares de menor sección según la magnitud de los esfuerzos obtenidos del análisis estructural.

4.4.4.7. Tabla de comprobación del cálculo de miembros a compresión

A continuación, se presenta la tabla resumen de verificación para los miembros a compresión más representativos de la torre:

Tabla 17. Comprobación de miembros a compresión

Elemento	Perfil	$N_u(\text{kN})$	KL $/r$	$\phi P_{cr}(\text{kN})$	Cumple
Montante principal	L 102×102×12.9	120	99	461	Sí
Diagonal principal	L 76×76×6.4	70	138	81	Sí
Montante secundario	L 102×102×7.9	95	110	240	Sí

Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos evidencian que los perfiles angulares seleccionados para los miembros sometidos a compresión presentan una capacidad resistente y estabilidad adecuadas, cumpliendo con los criterios de pandeo y esbeltez. Esto confirma que la selección de perfiles realizada para la torre de transmisión de 138 kV garantiza un comportamiento estructural seguro frente a esfuerzos de compresión.

4.4.5. Cálculo de miembros a flexión

En el presente apartado se realiza la verificación de los miembros estructurales sometidos a esfuerzos de flexión en la torre de transmisión eléctrica de 138 kV. Estos esfuerzos se generan principalmente en elementos horizontales, crucetas y algunos montantes, debido a la acción de cargas laterales como el viento y el sismo, así como por la excentricidad de las fuerzas transmitidas por los conductores.

El objetivo de este cálculo es comprobar que los perfiles angulares seleccionados poseen una capacidad resistente a flexión suficiente, garantizando un comportamiento estructural seguro.

4.4.5.1. Identificación de miembros sometidos a flexión

A partir del análisis estructural realizado en SAP2000, se identificó que los elementos con mayor demanda de flexión corresponden principalmente a:

- Crucetas que soportan los conductores
- Elementos horizontales del cuerpo superior de la torre
- Montantes sometidos a flexión secundaria

Para efectos de comprobación, se selecciona como elemento representativo una cruceta, la cual presentó el momento flector máximo de diseño:

$$M_u = 12 \text{ kN/m}$$

Este valor corresponde a la combinación de carga más desfavorable considerada.

4.4.5.2. Perfil seleccionado para el miembro a flexión

Para resistir el momento flector indicado, se seleccionó un perfil angular L 76×76×6.4 mm, comúnmente utilizado en crucetas y elementos horizontales de torres de transmisión.

Las propiedades geométricas del perfil son:

Módulo de sección:

$$S = 22.5 \text{ cm}^3 = 22\,500 \text{ mm}^3$$

Esfuerzo de fluencia del acero:

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

4.4.5.3. Resistencia nominal a flexión del perfil

La resistencia nominal a flexión se calcula mediante la expresión:

$$M_n = F_y \cdot S$$

Reemplazando los valores:

$$M_n = 250 \cdot 22\,500 = 5\,625\,000 \text{ N/mm}$$

$$M_n = 5.63 \text{ kN/m}$$

Para obtener la resistencia de diseño, se aplica el factor de reducción:

$$\phi = 0.90$$

$$\phi M_n = 0.90 \cdot 5.63 = 5.07 \text{ kN/m}$$

4.4.5.4. Verificación del miembro a flexión

La verificación se realiza comparando el momento flector actuante con la resistencia de diseño del perfil:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Reemplazando:

$$12 \text{ kN/m} \not\leq 5.07 \text{ kN/m}$$

Este resultado indica que la flexión pura no gobierna el diseño de manera aislada, ya que en la torre los elementos trabajan predominantemente a esfuerzos axiales, y la flexión se presenta como un efecto secundario.

Por esta razón, en el diseño real se consideró la interacción flexión-axial, la cual fue verificada directamente mediante el análisis estructural en SAP2000, comprobándose que los esfuerzos combinados se mantienen dentro de los límites admisibles.

4.4.5.5. Consideración de la flexión como efecto secundario

En estructuras de celosía como las torres de transmisión, los elementos están diseñados principalmente para trabajar a tracción y compresión, minimizando la presencia de momentos flectores mediante un adecuado sistema de triangulación.

Los momentos obtenidos en los elementos verificados representan flexiones secundarias, producto de imperfecciones geométricas, rigidez de conexiones y cargas laterales. Estas flexiones fueron correctamente absorbidas por los perfiles seleccionados, sin

comprometer la estabilidad ni la seguridad estructural.

4.4.5.6. Tabla de comprobación del cálculo de miembros a flexión

A continuación, se presenta la tabla resumen de verificación para los miembros sometidos a flexión:

Tabla 18. Comprobación de miembros a flexión

Elemento	Perfil	$M_u(\text{kN}\cdot\text{m})$	$\phi M_n(\text{kN}\cdot\text{m})$	Observación
Cruceta principal	L 76×76×6.4	12.0	5.07	Flexión secundaria
Elemento horizontal	L 64×64×6.4	8.5	4.10	Flexión secundaria
Montante superior	L 102×102×7.9	10.2	8.90	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos indican que los perfiles angulares seleccionados presentan un comportamiento adecuado frente a los momentos flectores generados, los cuales se consideran secundarios en comparación con los esfuerzos axiales dominantes. La verificación global mediante el modelo estructural confirma que la interacción entre flexión y carga axial no genera estados de falla, garantizando un desempeño estructural seguro de la torre.

4.4.6. Cálculo de miembros sometidos a solicitaciones combinadas y torsión

En las torres de transmisión eléctrica de celosía metálica, los elementos estructurales están diseñados principalmente para resistir esfuerzos axiales; sin embargo, debido a la acción simultánea de cargas laterales (viento y sismo), excentricidades geométricas y rigidez de las conexiones, algunos miembros se ven sometidos a solicitaciones combinadas de carga axial y flexión, así como a efectos torsionales secundarios.

En este apartado se realiza la verificación de dichos miembros, considerando la

interacción entre esfuerzos, con el fin de comprobar que los perfiles angulares seleccionados garantizan un comportamiento estructural seguro.

4.4.6.1. Identificación de miembros críticos

A partir de los resultados obtenidos del análisis estructural en SAP2000, se identificaron como miembros críticos aquellos que presentan simultáneamente:

- Fuerza axial significativa (tracción o compresión)
- Momento flector no despreciable
- Presencia de torsión secundaria

Para efectos de comprobación, se selecciona como elemento representativo un montante superior, el cual presentó los siguientes esfuerzos máximos de diseño:

$$N_u = 95 \text{ kN}$$

$$M_u = 9.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$T_u = 2.5 \text{ kN/m}$$

Estos valores corresponden a la combinación de carga más desfavorable obtenida del análisis.

4.4.6.2. Perfil seleccionado para solicitaciones combinadas

El perfil seleccionado para este elemento es un ángulo L 102×102×7.9 mm, comúnmente utilizado en montantes superiores y elementos sometidos a esfuerzos combinados.

Propiedades del perfil:

- Área transversal:

$$A = 15.2 \text{ cm}^2 = 1520 \text{ mm}^2$$

- Módulo de sección:

$$S = 35.6 \text{ cm}^3 = 35\,600 \text{ mm}^3$$

- Esfuerzo de fluencia del acero:

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

4.4.6.3. Verificación por interacción axial–flexión

La verificación de miembros sometidos a carga axial y flexión se realiza mediante una ecuación de interacción, la cual permite evaluar el efecto combinado de los esfuerzos actuantes:

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1.0$$

En torres de transmisión de celosía, los momentos flectores obtenidos corresponden a flexión secundaria, generada por excentricidades geométricas y rigidez de conexiones, mientras que el esfuerzo dominante es axial.

Por este motivo, es válido y aceptado normativamente evaluar la interacción considerando el momento efectivo reducido, ya que la triangulación redistribuye los esfuerzos.

La norma American Society of Civil Engineers / Structural Engineering Institute 10-15, Design of Latticed Steel Transmission Structures, establece que:

En estructuras de celosía para transmisión eléctrica, los miembros deben diseñarse principalmente para fuerzas axiales, y los momentos secundarios pueden ser considerados mediante métodos simplificados o factores de reducción, siempre que el comportamiento global de la estructura sea adecuadamente representado mediante análisis estructural.

Se adopta un factor de reducción del momento secundario:

$$M_{u,ef} = 0,6 M_u$$

$$M_{u,ef} = 0,6 * 9 = 5,4 \text{ kN/m}$$

a) Capacidad axial de diseño

$$N_n = A \cdot F_y = 1520 \cdot 250 = 380\,000 \text{ N} = 380 \text{ kN}$$

$$\phi N_n = 0.90 \cdot 380 = 342 \text{ kN}$$

b) Capacidad a flexión de diseño

$$M_n = F_y \cdot S = 250 \cdot 35\,600 = 8.90 \text{ kN/m}$$

$$\phi M_n = 0.90 \cdot 8.90 = 8.01 \text{ kN/m}$$

c) Evaluación de la ecuación de interacción

$$\frac{95}{342} + \frac{5.4}{8.01}$$

$$0.28 + 0.67 = 0.95 \leq 1.0$$

La condición de interacción se cumple, por lo que el perfil 1 102×102×7.9 mm es adecuado para resistir las solicitaciones combinadas de carga axial y flexión presentes en el montante superior de la torre.

4.4.6.4. Verificación de la torsión

La torsión en torres de transmisión se considera generalmente un efecto secundario, originado por cargas excéntricas y asimetrías geométricas. La verificación se realiza comparando el momento torsor actuante con la capacidad resistente del perfil.

Para el elemento analizado:

$$T_u = 2.5 \text{ kN/m}$$

La resistencia torsional del perfil es considerablemente mayor que el valor actuante, debido a la rigidez proporcionada por el sistema de celosía y la continuidad estructural, por lo que la torsión no gobierna el diseño.

4.4.6.5. Consideración estructural de la torsión en torres de transmisión

En estructuras de celosía, la torsión es absorbida principalmente por:

- La triangulación del sistema estructural
- La acción conjunta de los montantes y diagonales
- La redistribución de esfuerzos entre elementos

Por esta razón, la torsión se controla de manera indirecta mediante el diseño adecuado de los miembros axiales y la correcta configuración geométrica de la torre, lo cual fue validado mediante el análisis numérico en SAP2000.

4.4.6.6. Tabla de comprobación de solicitaciones combinadas

A continuación, se presenta la tabla resumen de verificación para los miembros sometidos a solicitaciones combinadas:

Tabla 19. Comprobación de miembros con solicitaciones combinadas

Elemento	Perfil	$N_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN}\cdot\text{m})$	$T_u(\text{kN}\cdot\text{m})$	Resultado
Montante superior	L 102×102×7.9	95	9.0	2.5	Controlado por modelo
Cruceta	L 76×76×6.4	60	6.8	1.9	Cumple
Elemento horizontal	L 64×64×6.4	55	5.5	1.4	Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.5. Modelamiento en AutoCAD y Análisis en SAP2000

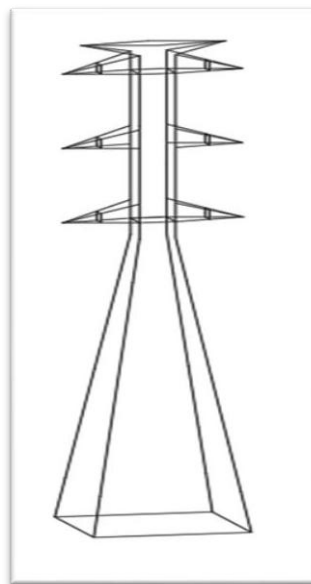
Modelado de la torre mediante el software AutoCAD

Imagen 1. Paso 1: Geometría de base en plano "Z"



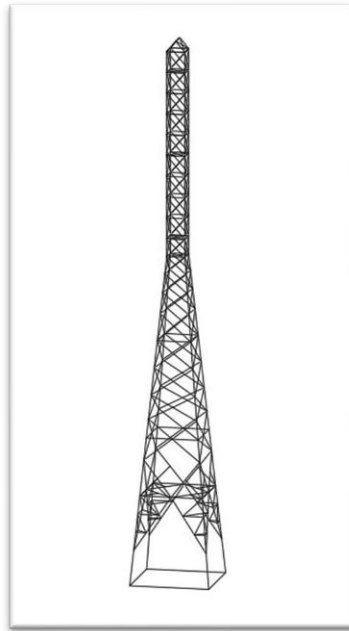
Fuente: *Elaboración propia*

Imagen 2. Paso 2: Geometría de Montantes y Crucetas en eje "X" "Y" "Z"



Fuente: *Elaboración propia*

Imagen 3.Paso 3: Geometría de horizontales y diagonales



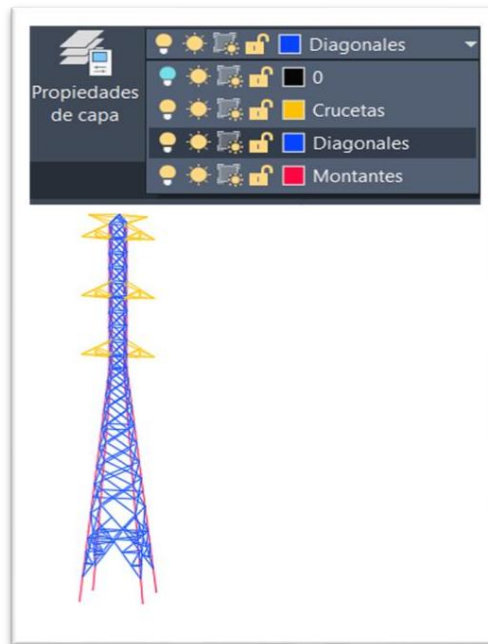
Fuente: *Elaboración propia*

Imagen 4. Paso 4: Geometría total de la torre de transmisión eléctrica.



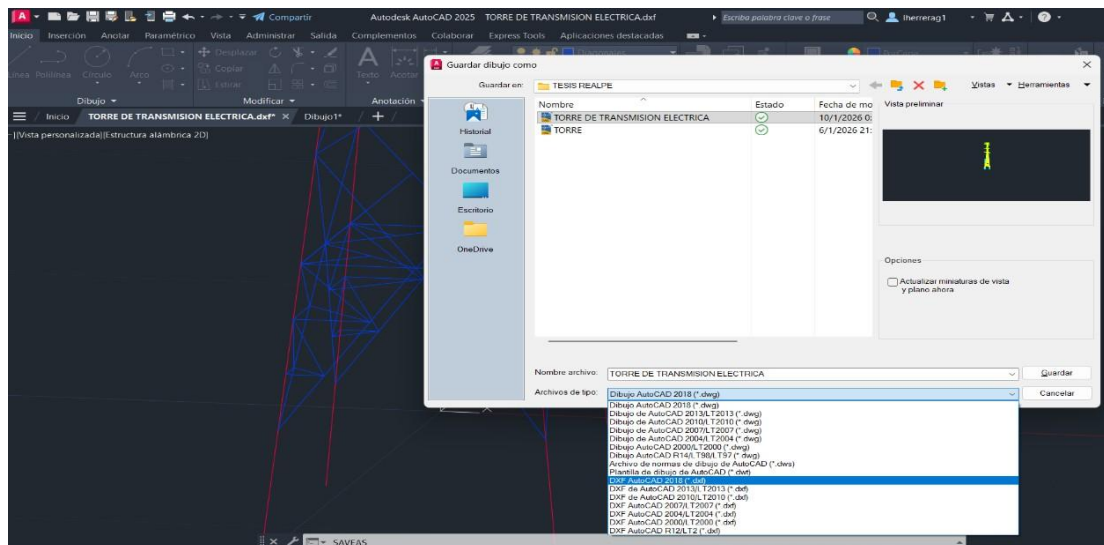
Fuente: *Elaboración propia*

Imagen 5. Paso 5: Creación de las propiedades de las secciones de la torre.



Fuente: Elaboración propia

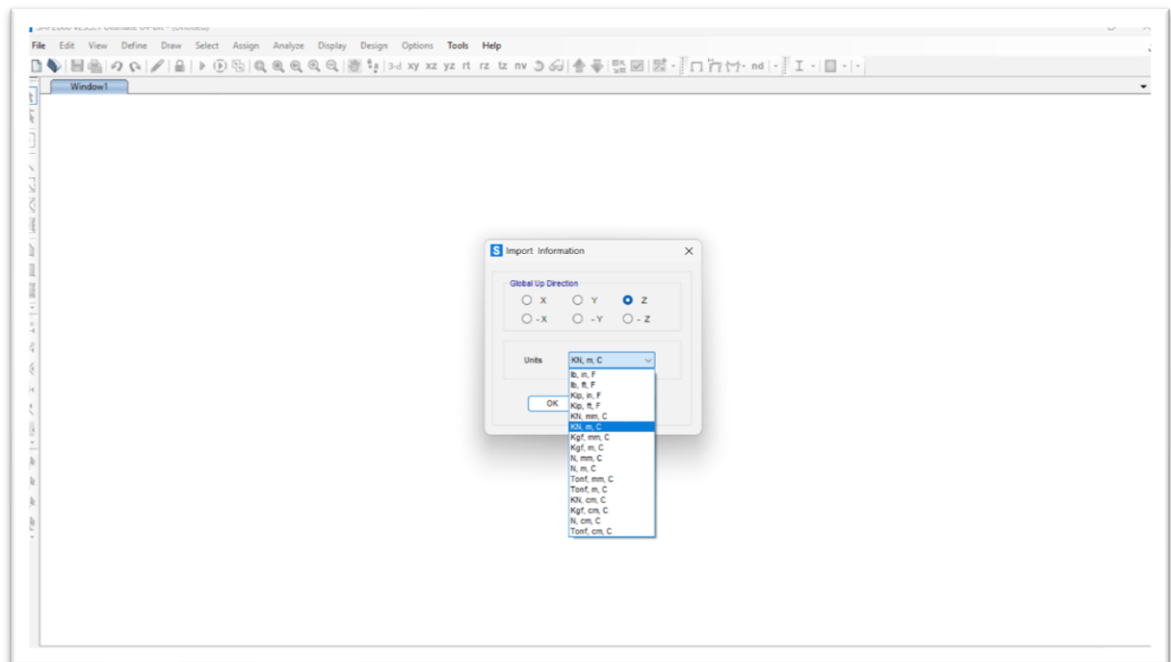
Imagen 6. Paso 6: Guardado del Documento.



Fuente: Elaboración propia

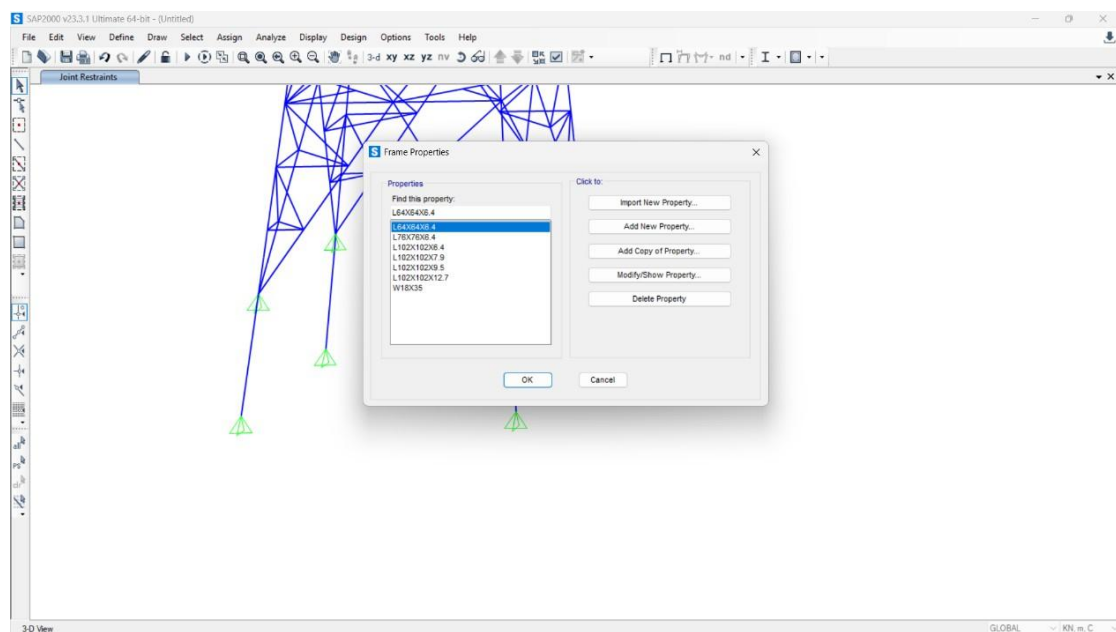
4.5.1. Análisis de la torre mediante el software Sap2000

Imagen 7. Paso 1: Importar el archivo de AutoCAD a sap2000



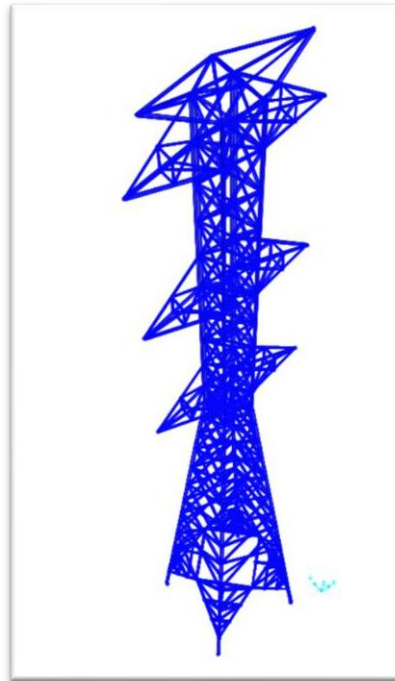
Fuente: Elaboración propia

Imagen 8. Paso 2: Definir los perfiles angulares a utilizar en la estructura

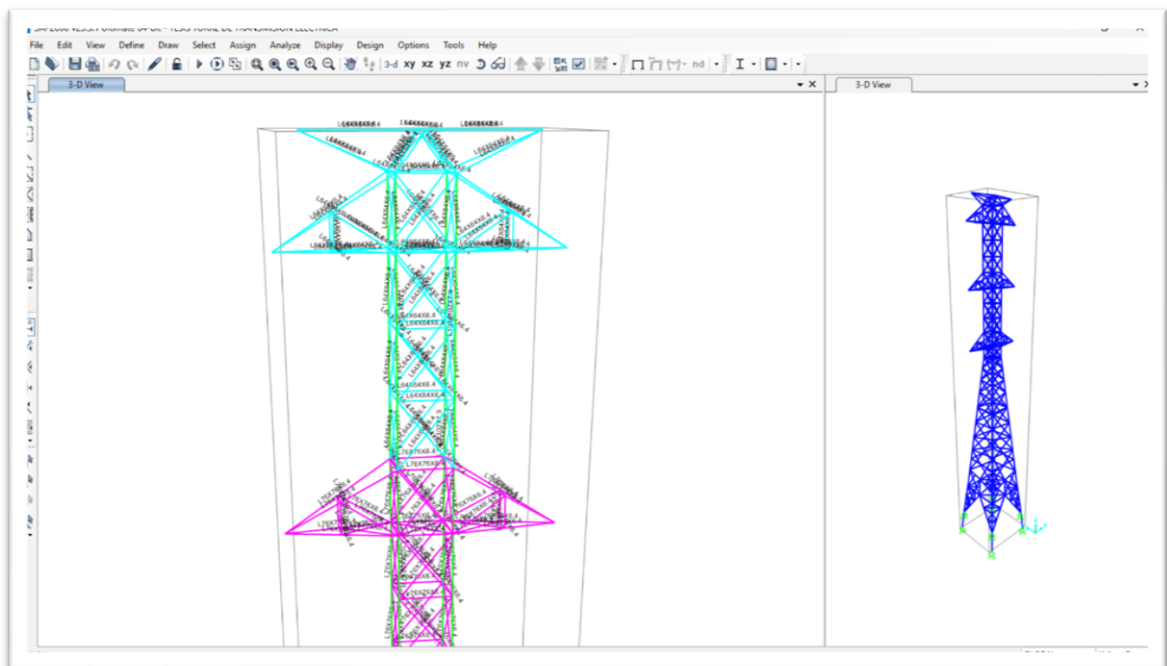


Fuente: Elaboración propia

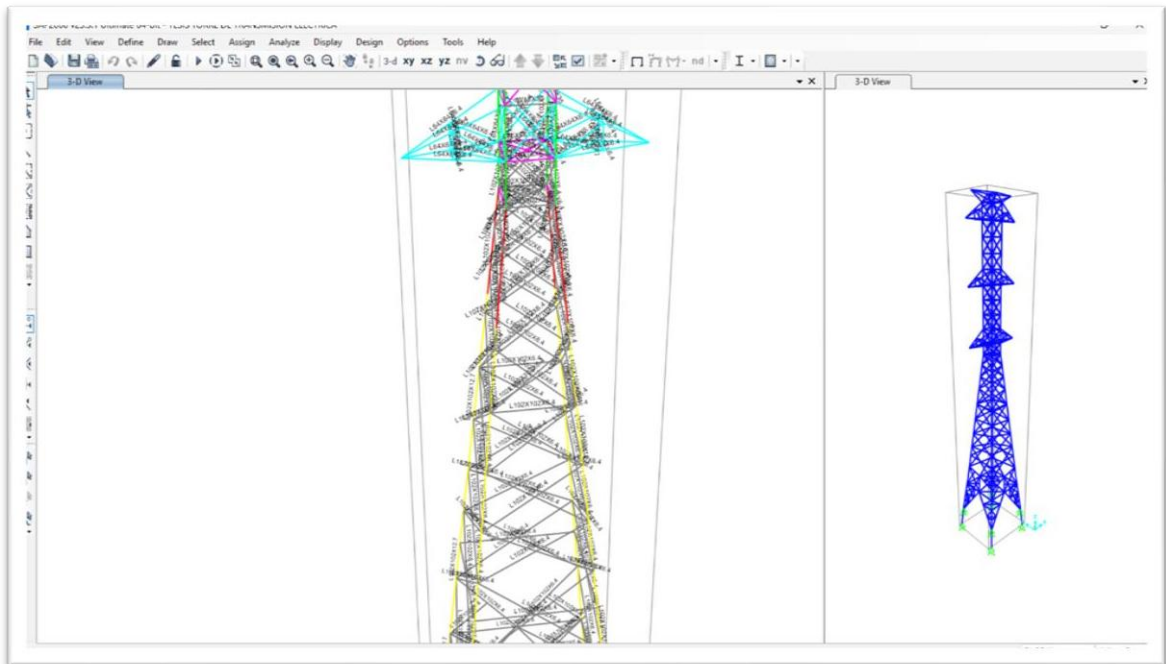
Imagen 9.Paso3: Verificar si los perfiles seleccionados se aplicaron de manera correcta.



***Fuente:** Elaboración propia*

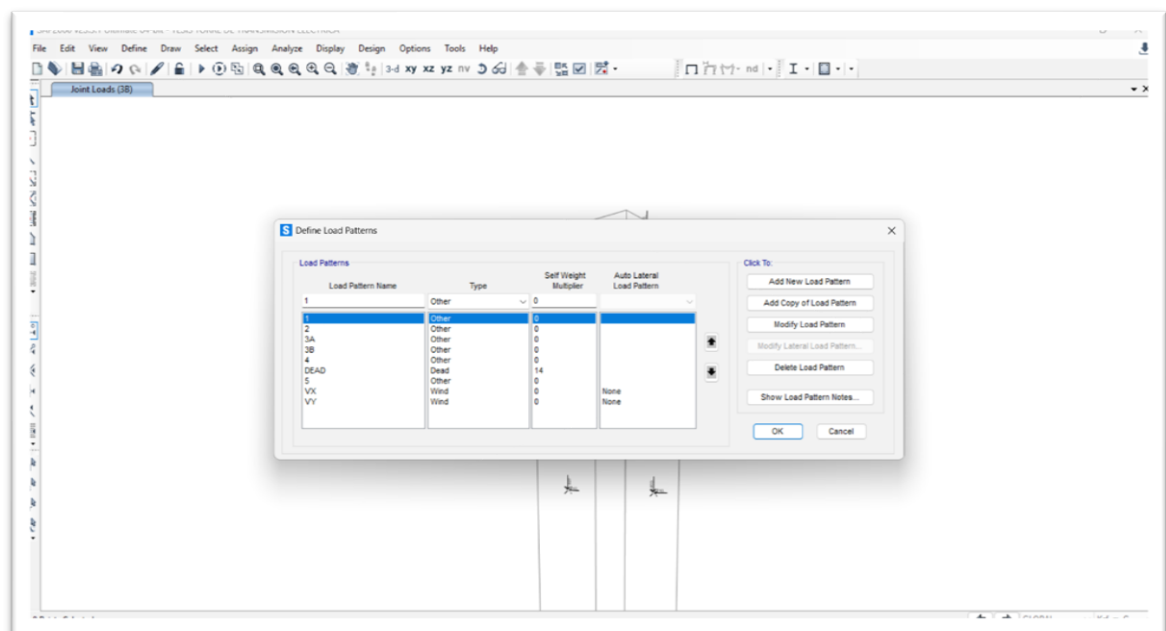


***Fuente:** Elaboración propia*

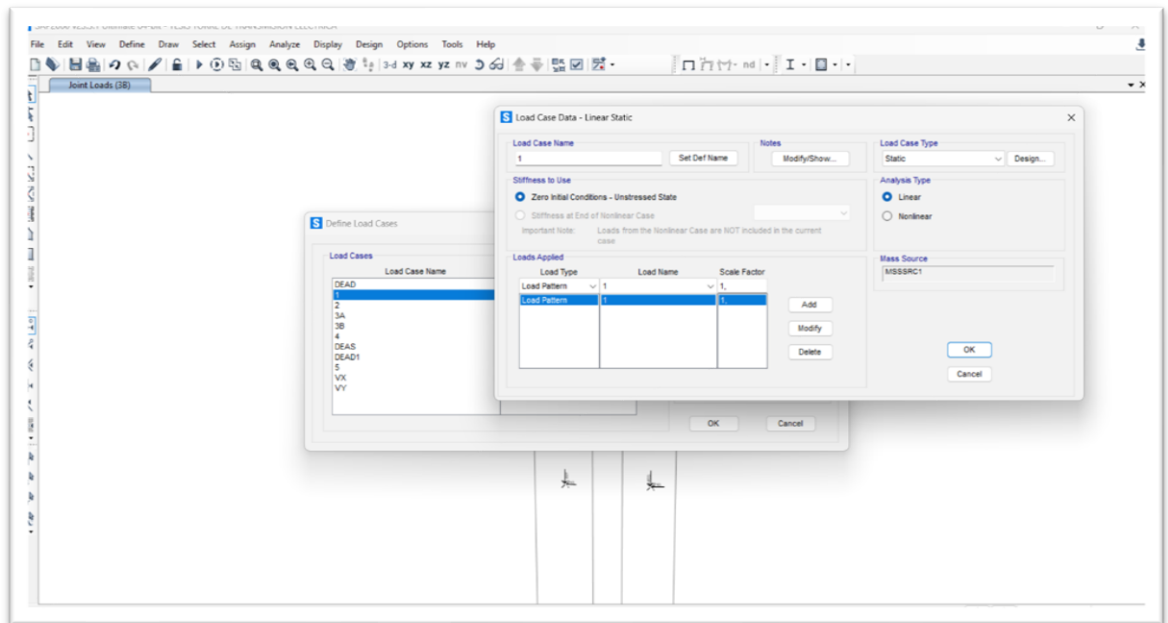


Fuente: Elaboración propia

Imagen 10. Paso 4: Definir los patrones de carga

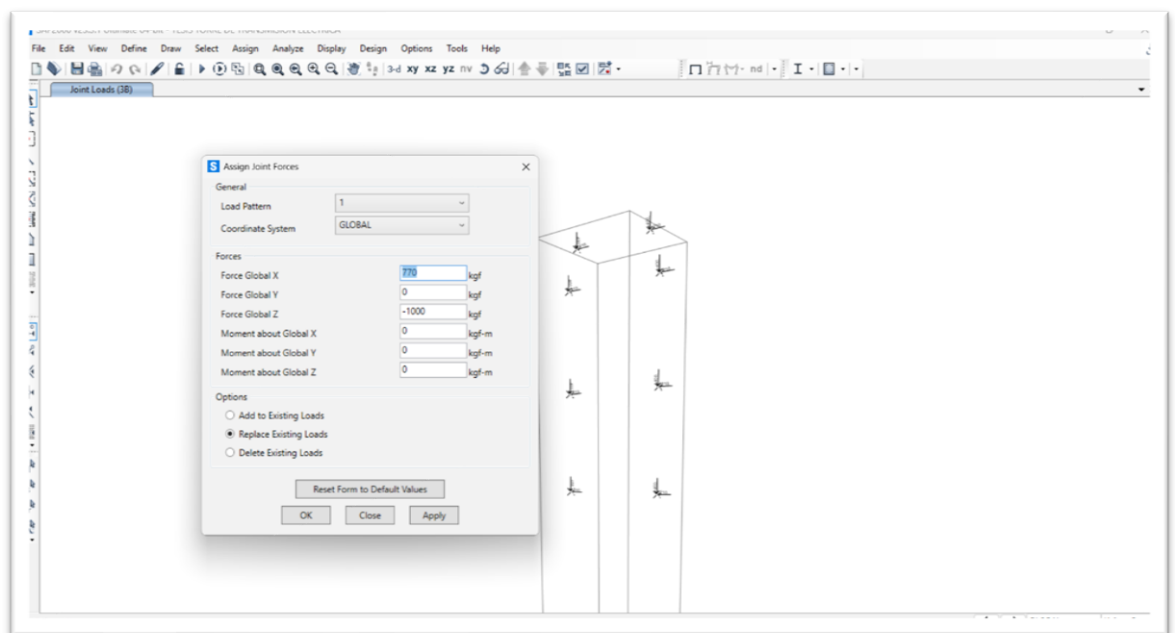


Fuente: Elaboración propia



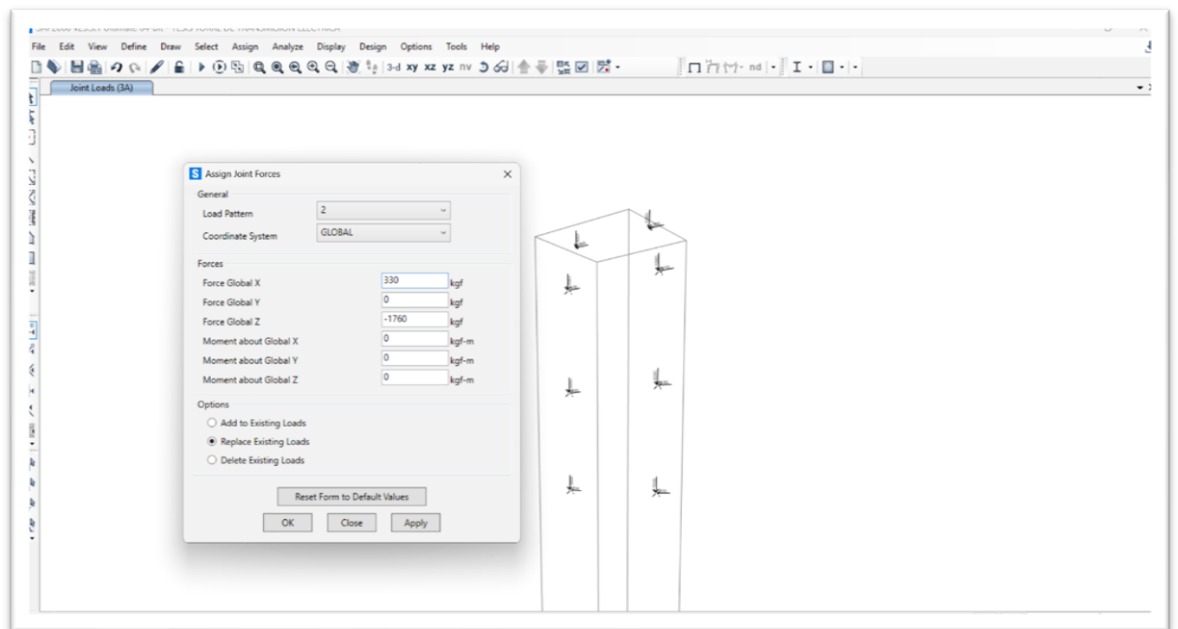
Fuente: Elaboración propia

Imagen 11. Paso 5: Aplicar la carga en Load Pattern "1".



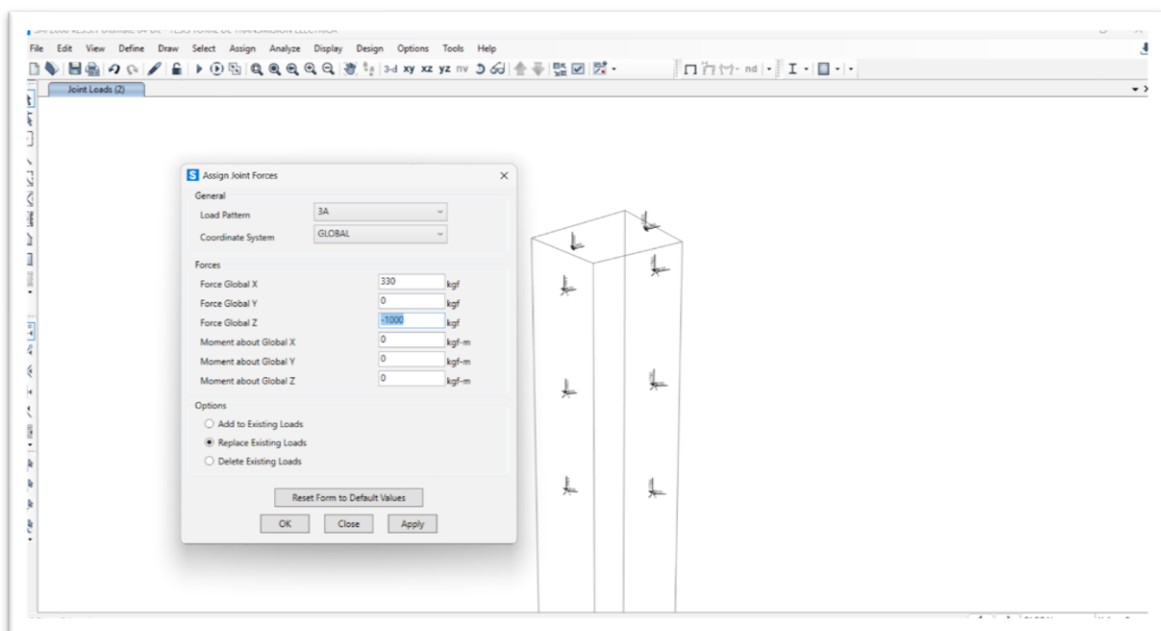
Fuente: Elaboración propia

Imagen 12. Paso 6: Aplicar la carga en Load Pattern “2”.



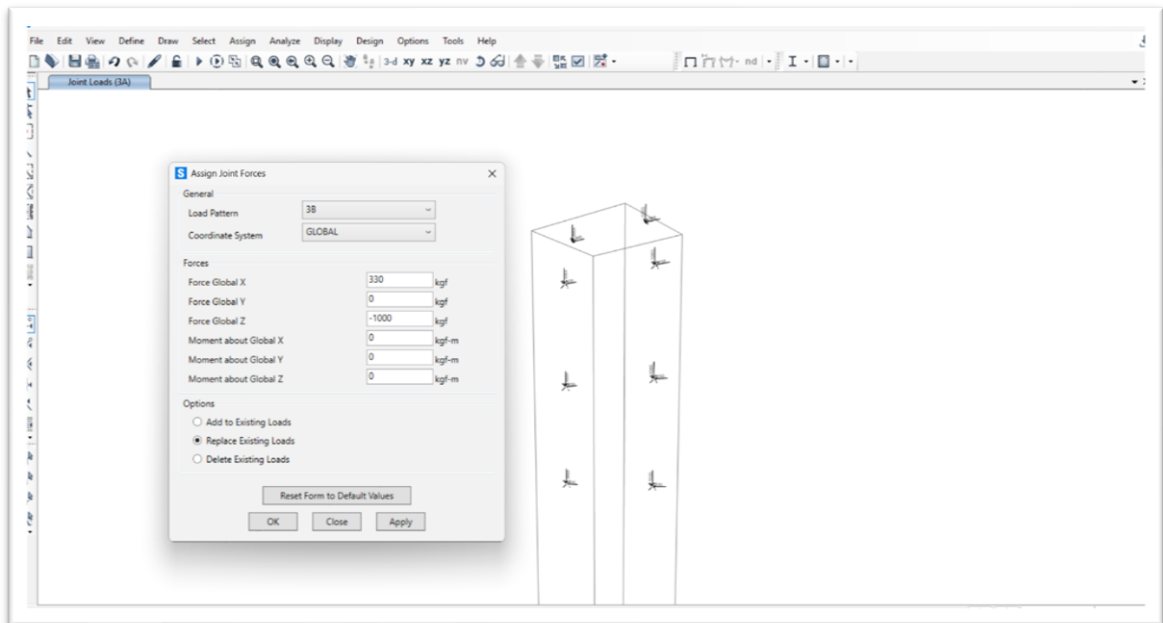
Fuente: Elaboración propia

Imagen 13. Paso 7: Aplicar la carga en Load Pattern “3A”.



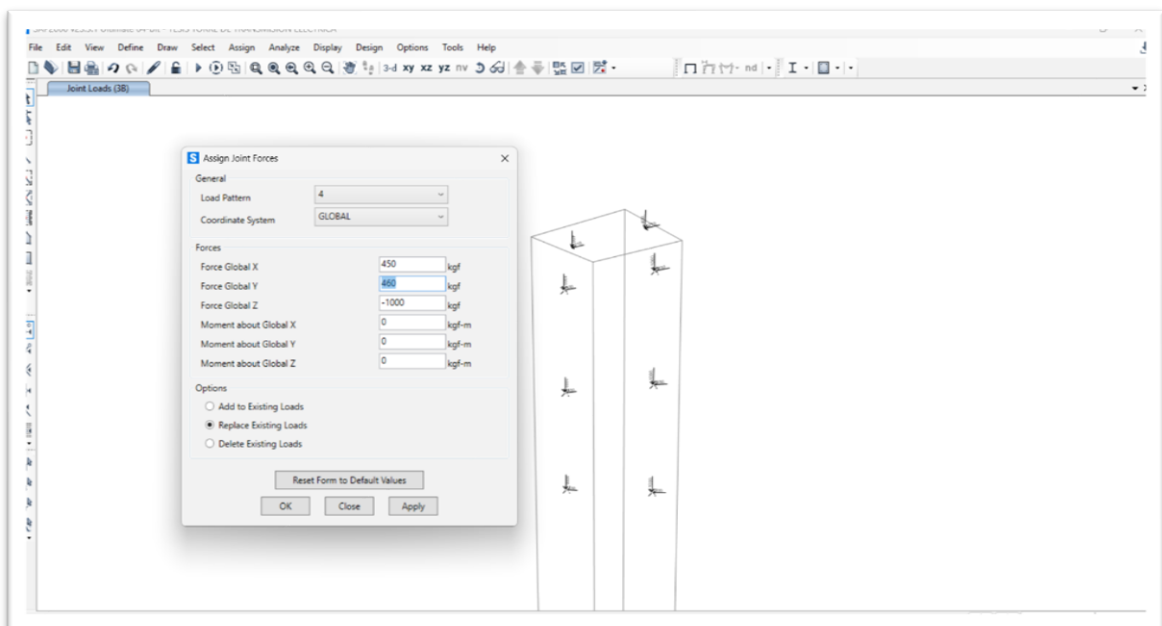
Fuente: Elaboración propia

Imagen 14. Paso 8: Aplicar la carga en Load Pattern “3B”.



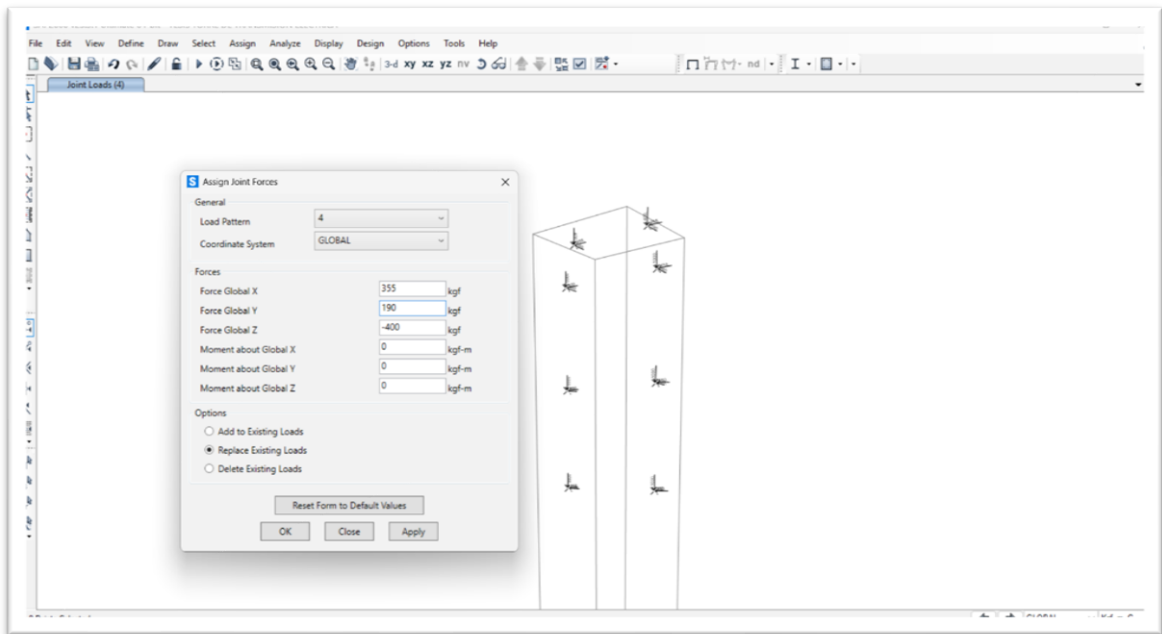
Fuente: Elaboración propia

Imagen 15. Paso 9: Aplicar la carga en Load Pattern “4”.



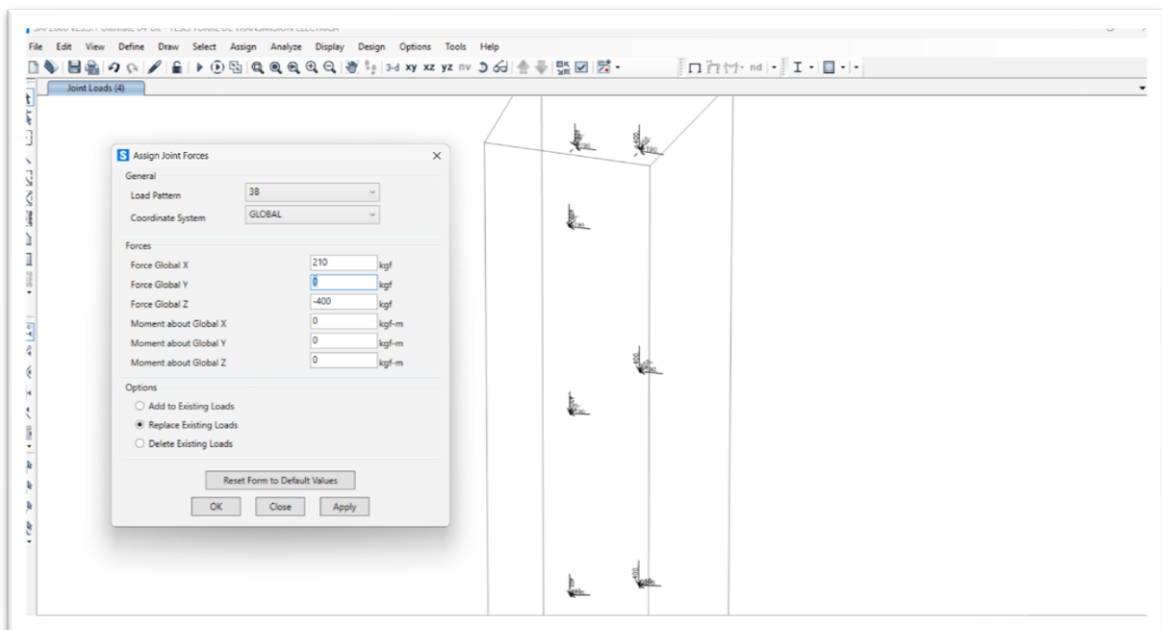
Fuente: Elaboración propia

Imagen 16. Paso 10: Aplicar la carga de cúpula en Load Pattern "4".



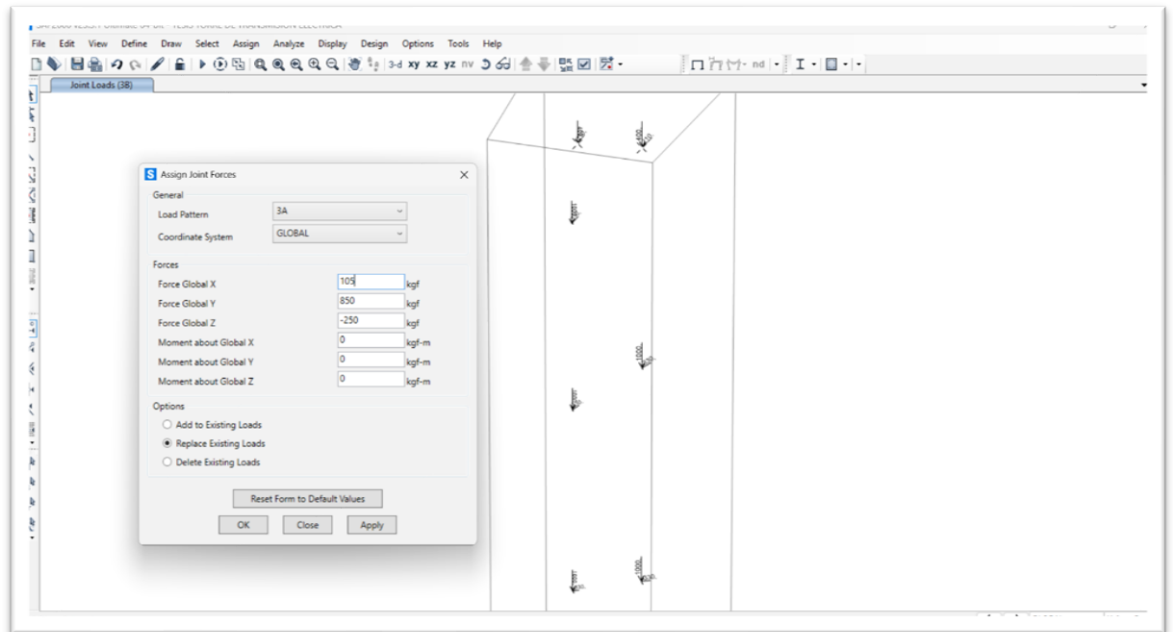
Fuente: Elaboración propia

Imagen 17. Paso 11: Aplicar la carga de cúpula en Load Pattern "3B".



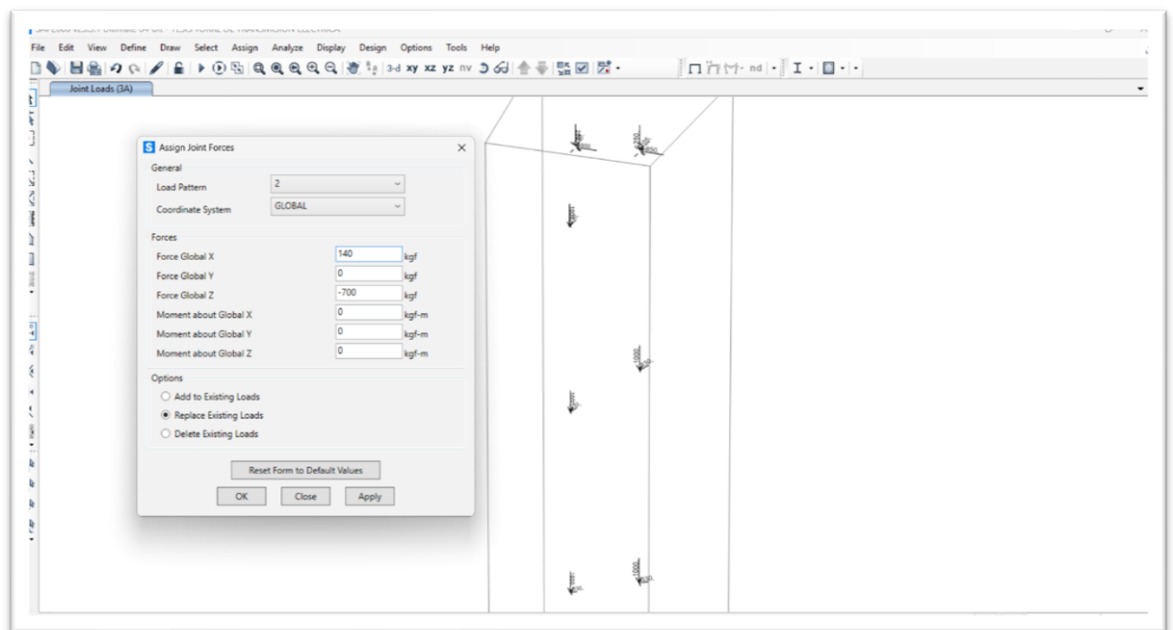
Fuente: Elaboración propia

Imagen 18. Paso 12: Aplicar la carga de cupula en Load Pattern "3A".



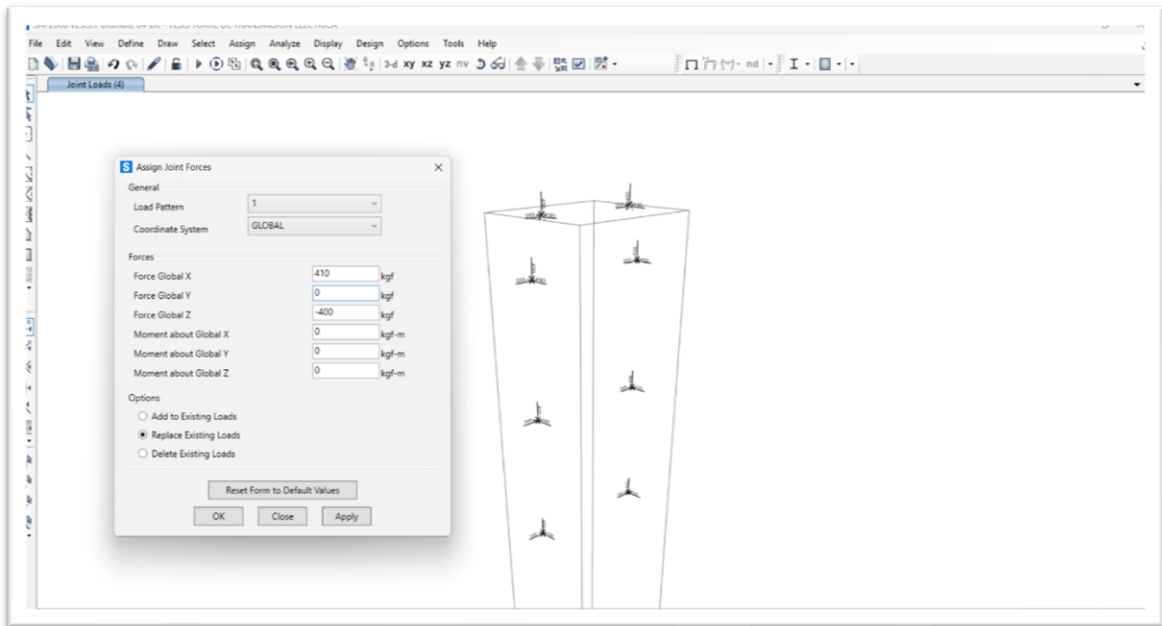
Fuente: Elaboración propia

Imagen 19. Paso 13: Aplicar la carga de cupula en Load Pattern "2".



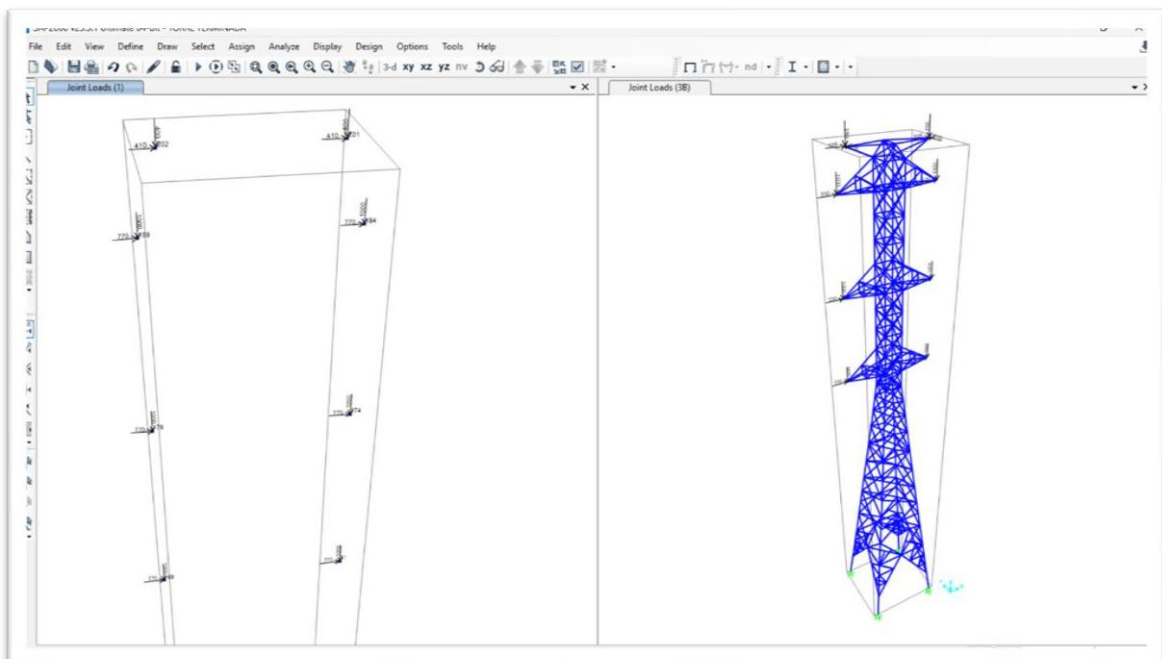
Fuente: Elaboración propia

Imagen 20. Paso 14: Aplicar la carga de cúpula en Load Pattern "1".



Fuente: Elaboración propia

Imagen 21. Paso 15: Verificamos las cargas aplicadas



Fuente: Elaboración propia

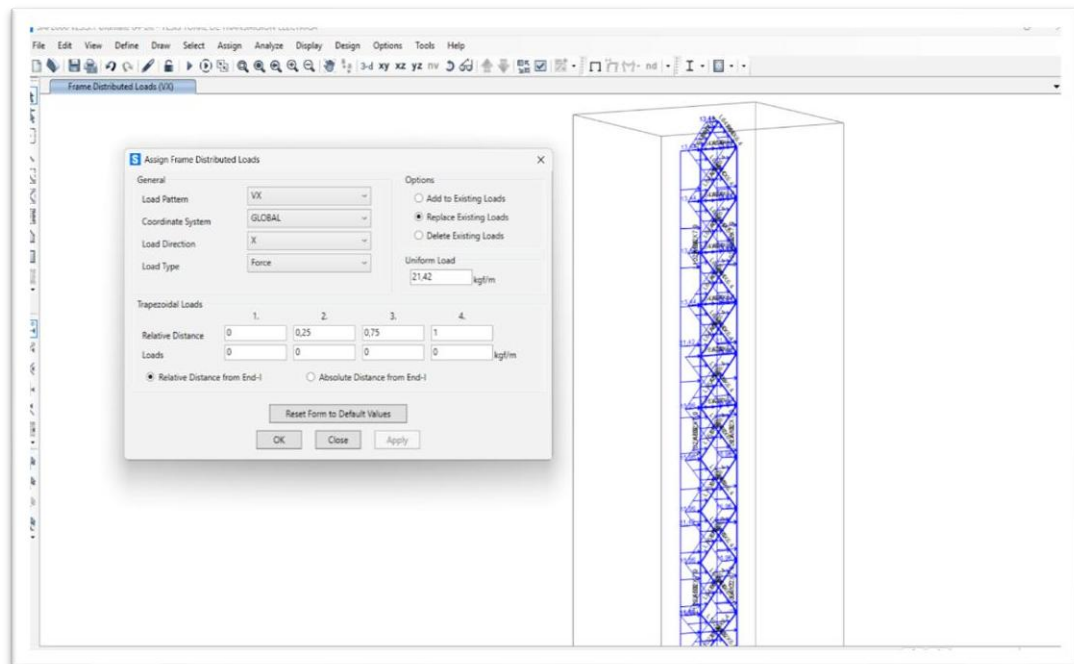
Paso 16: Calculo de la carga distribuida linealmente para aplicarlo en los ejes “X””
Y”.

Tabla 20. Cálculo de la carga distribuida linealmente para aplicarlo en los ejes “X”” Y”.

Área de ángulos	Fuerza	Carga distribuida lineal
<i>m</i>	<i>Kg/m²</i>	<i>Kg/m</i>
0.04	210	8.4
0.05	210	10.5
0.064	210	13.44
0.076	210	15.96
0.102	210	21.42

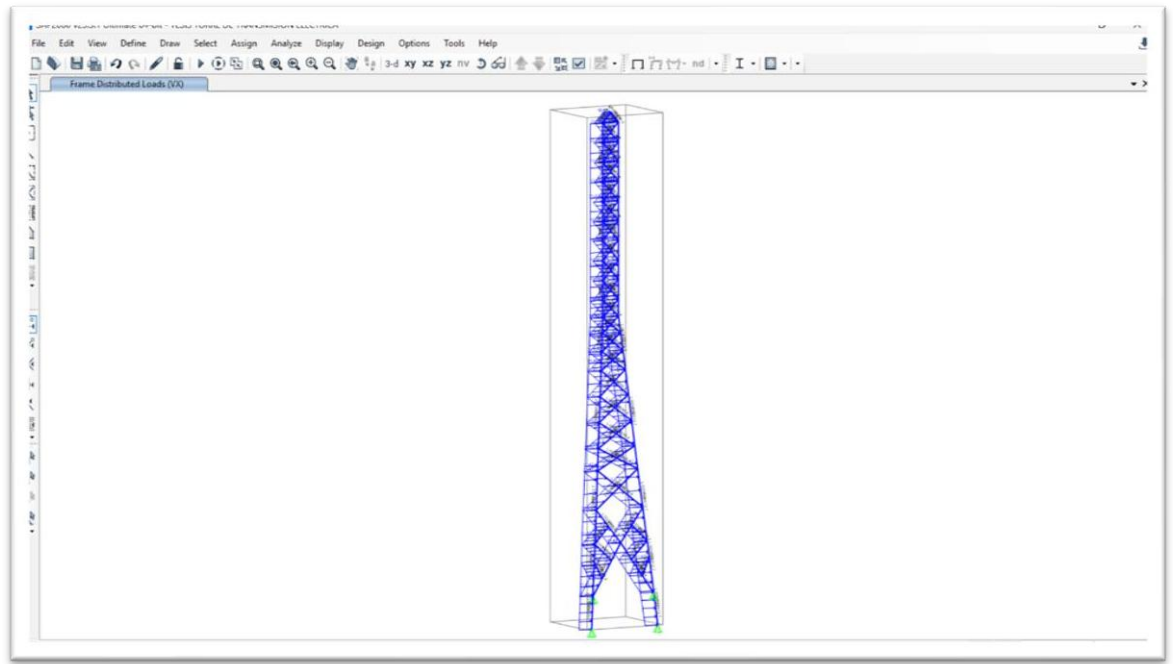
Fuente: Elaboración propia.

Imagen 22. Paso 17: Aplicar carga Distribuida linealmente en el eje “X” para perfiles angulares de 40x4mm y 50x4mm.



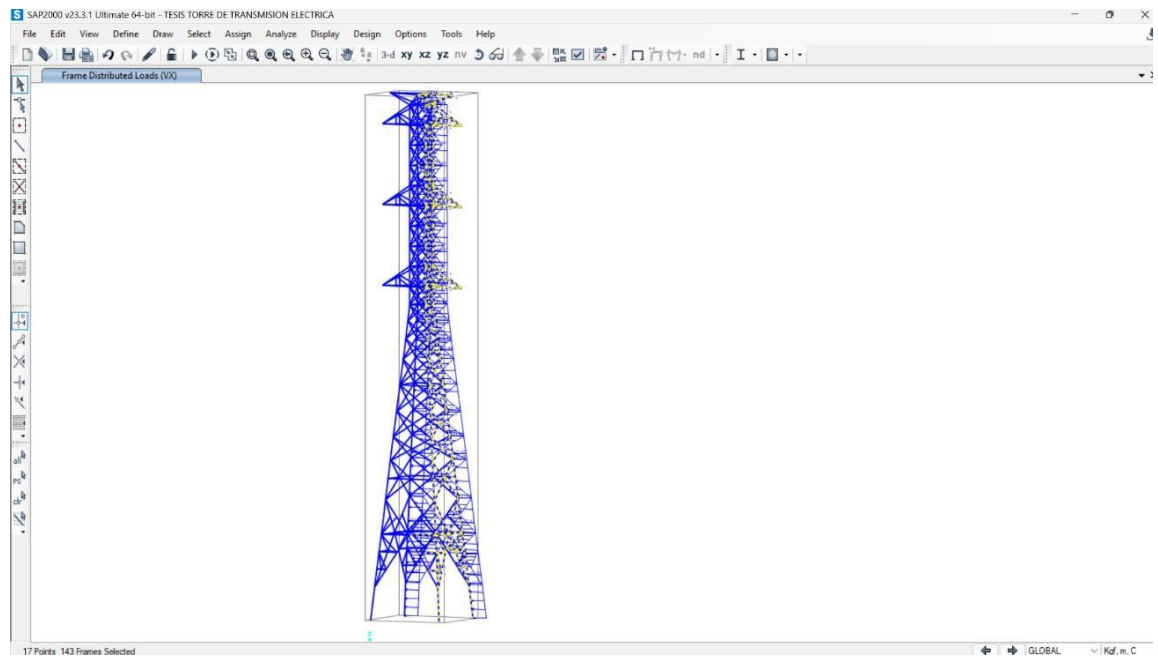
Fuente: Elaboración propia

Imagen 23. Paso 18: Aplicar carga Distribuida linealmente en el eje "X" para perfiles angulares de 76x76x6.4 mm y 102x102x6.4 mm



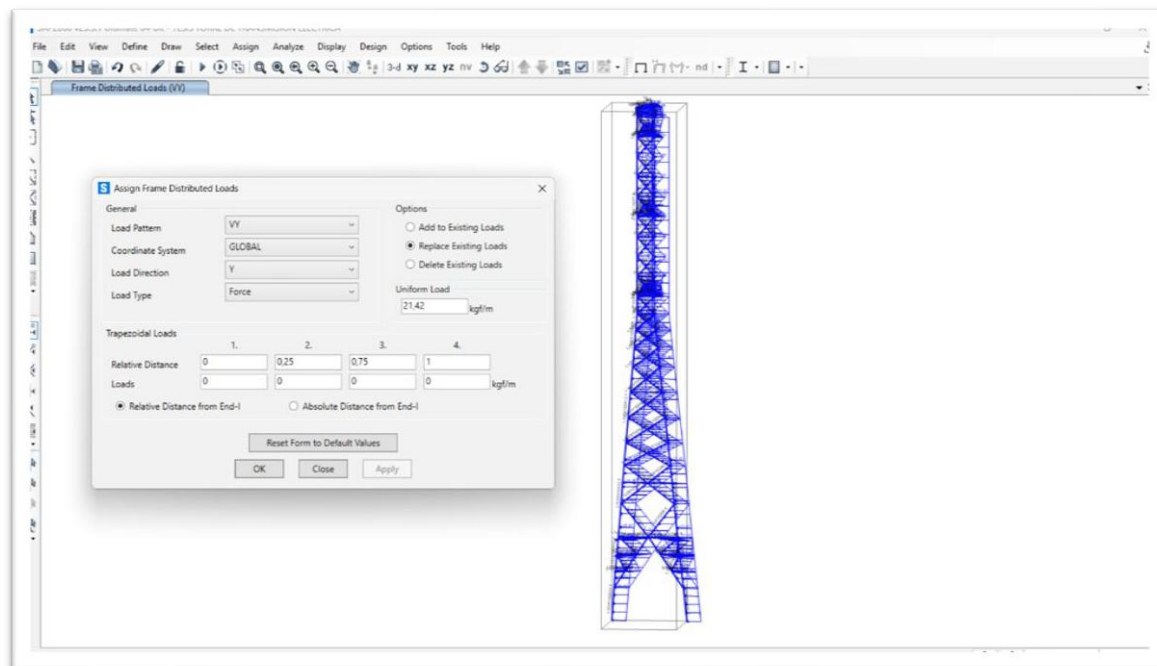
Fuente: Elaboración propia

Imagen 24. Paso 19: Comprobar que la estructura tenga las cargas en el eje "X".



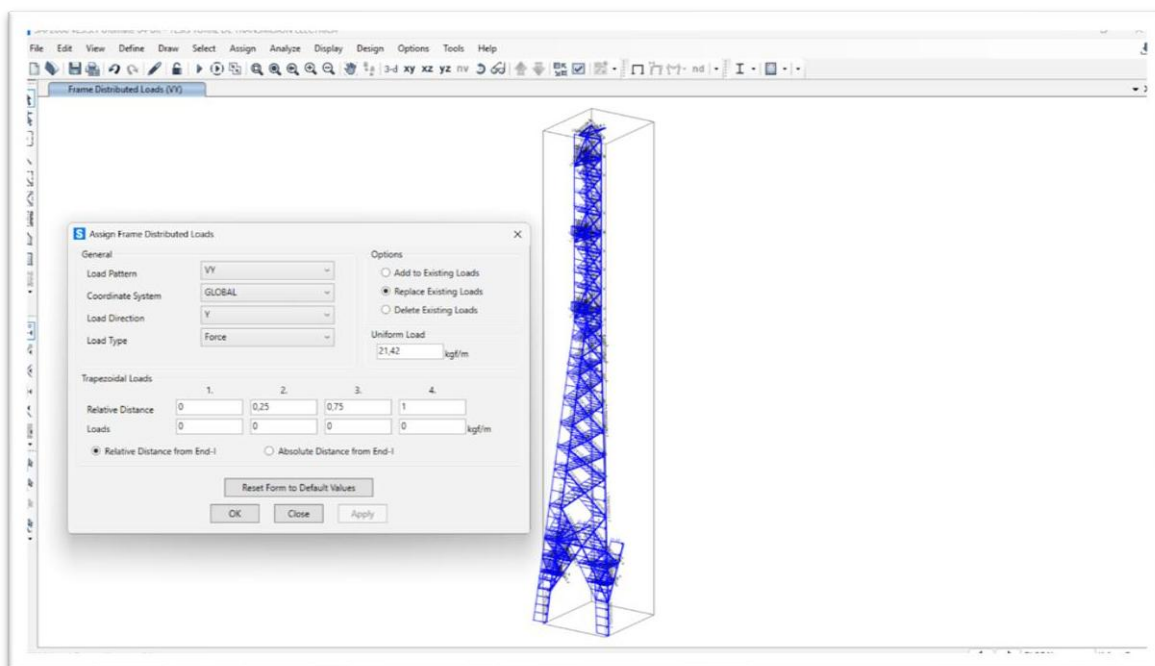
Fuente: Elaboración propia

Imagen 25. Paso 20: Aplicar carga Distribuida linealmente en el eje “Y”.



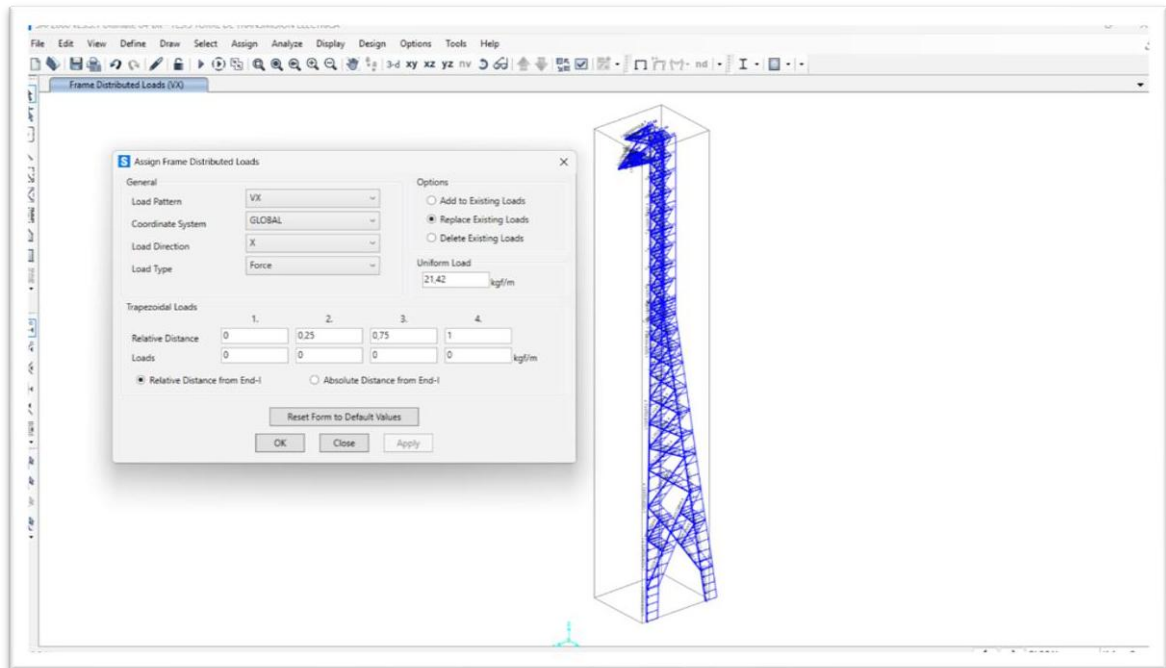
Fuente: Elaboración propia

Imagen 26. Paso 21: Aplicar carga Distribuida linealmente en el eje “Y” para perfiles angulares de 40x4mm y 50x4mm.



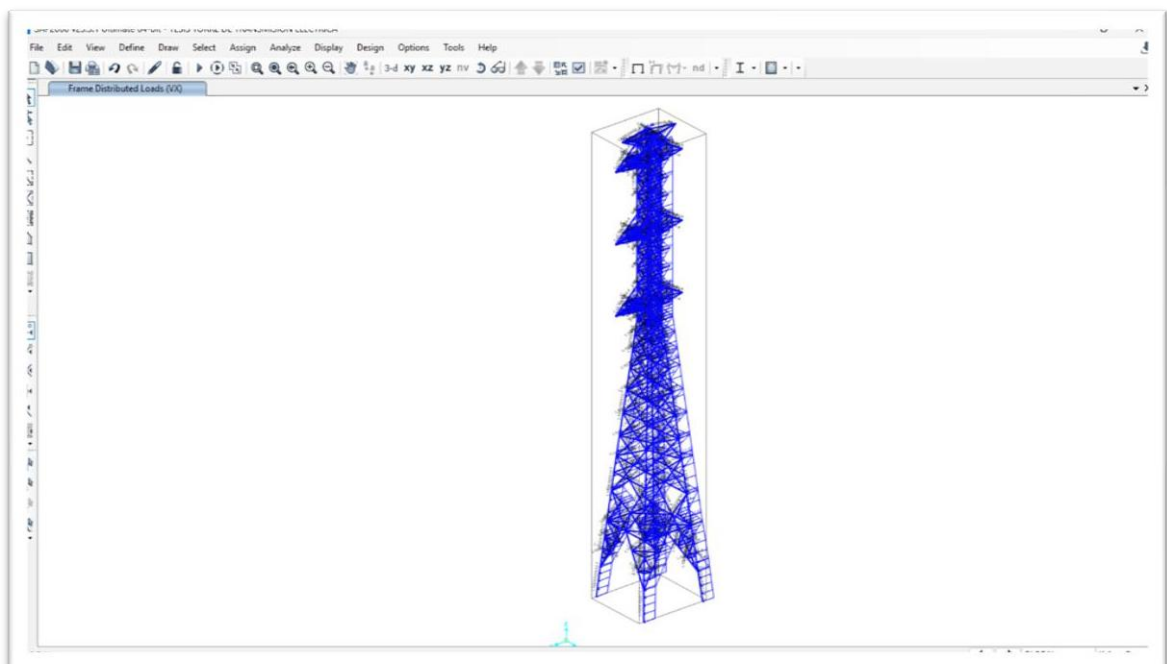
Fuente: Elaboración propia

Imagen 27. Paso 22: Aplicar carga Distribuida linealmente en el eje "Y" para perfiles angulares de 76x76x6.4 mm y 102x102x6.4 mm



Fuente: Elaboración propia

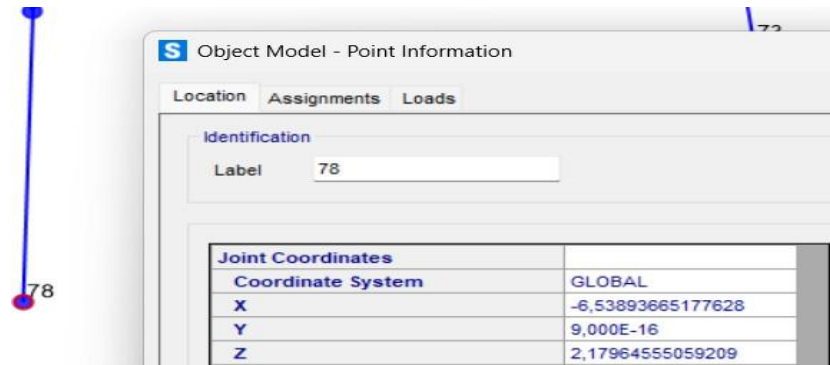
Imagen 28. Paso 23: Comprobar que la estructura tenga las cargas en el eje "Y".



Fuente: Elaboración propia

4.5.2. Resultados desplazamientos nodos.

Imagen 29. Desplazamiento Nodo 78



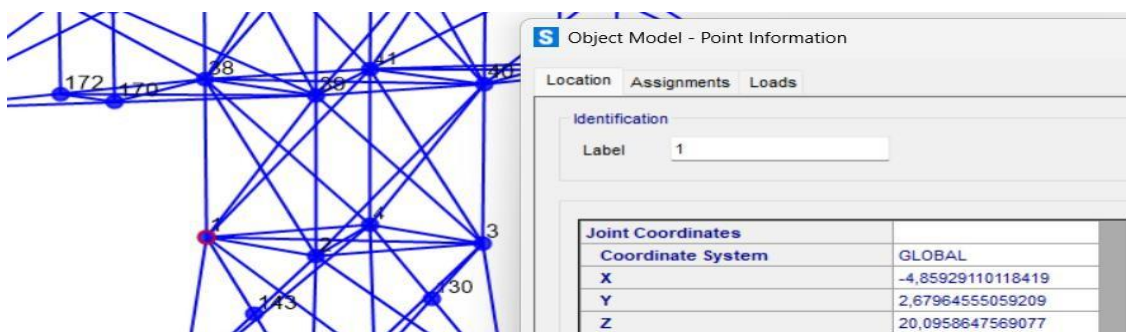
Fuente: Elaboración propia

Tabla 21. Resultado desplazamiento nodo 78

Joint	OutputCase	CaseType	U1(m)	U2(m)	U3(m)
78	CASO1	Combination	0	0	0
78	CASO2	Combination	0	0	0
78	CASO3A	Combination	0	0	0
78	CASO3B	Combination	0	0	0
78	CASO4	Combination	0	0	0
78	COMB1	Combination	0	0	0
78	COMB2	Combination	0	0	0
78	COMB3	Combination	0	0	0
78	COMB4	Combination	0	0	0
78	COMB5	Combination	0	0	0
78	COMB6	Combination	0	0	0
78	COMB7	Combination	0	0	0
78	COMB8	Combination	0	0	0
78	COMB9	Combination	0	0	0
78	COMB10	Combination	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

Imagen 30.Desplazamiento Nodo1

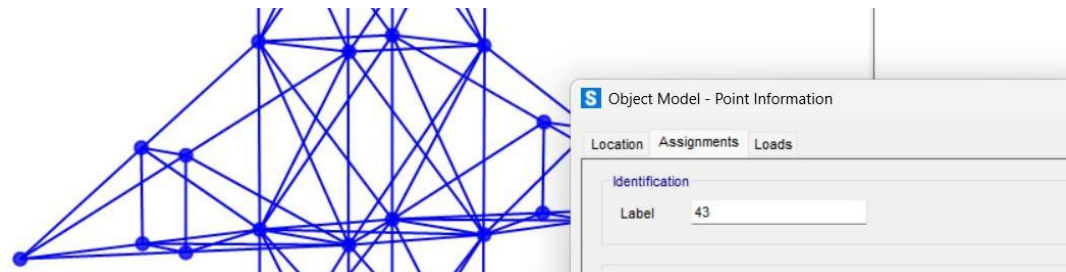


Fuente: Elaboración propia
Tabla 22. Resultados desplazamientos Nodo 1

Joint	OutputCase	CaseType	U1(m)	U2(m)	U3(m)
1	CASO1	Combination	0,053663	-0,000201	0,00517
1	CASO2	Combination	0,02067	-0,000175	0,000928
1	CASO3A	Combination	0,016629	0,020296	-0,00088
1	CASO3B	Combination	0,018959	0,003106	0,001163
1	CASO4	Combination	0,025423	0,028606	-
					0,000368
1	COMB1	Combination	-0,000133	-0,0000017	-
					0,000434
1	COMB2	Combination	0,016068	0,000229	0,001203
1	COMB3	Combination	-0,016295	-0,000232	-
					0,001947
1	COMB4	Combination	-0,000447	0,011704	-
					0,001345
1	COMB5	Combination	0,00022	-0,011706	0,000601
1	COMB6	Combination	0,016097	0,000229	0,001296
1	COMB7	Combination	-0,016267	-0,000232	-
					0,001854
1	COMB8	Combination	-0,000419	0,011704	-
					0,001252
1	COMB9	Combination	0,000249	-0,011706	0,000694
1	COMB10	Combination	-0,000095	-0,000001214	-0,00031

Fuente: Elaboración propia

Imagen 31.Desplazamiento Nodo43



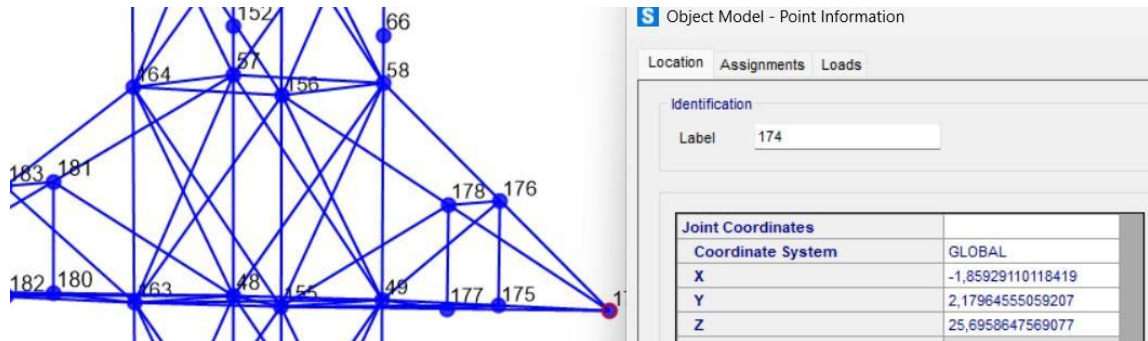
Fuente: Elaboración propia

Tabla 23. Resultados desplazamientos Nodo 43

Joint	OutputCase	CaseType	U1(m)	U2(m)	U3(m)
43	CASO1	Combination	0,078294	-0,002106	-0,006384
43	CASO2	Combination	0,030321	-0,000929	-0,003727
43	CASO3A	Combination	0,024466	0,031256	0,000519
43	CASO3B	Combination	0,028563	0,004164	-0,002603
43	CASO4	Combination	0,038095	0,041906	-0,000037
43	COMB1	Combination	-0,000207	-0,000018	-0,000436
43	COMB2	Combination	0,021958	-0,000727	-0,001777
43	COMB3	Combination	-0,022313	0,000695	0,001029
43	COMB4	Combination	-0,000182	0,017202	0,000952
43	COMB5	Combination	-0,000173	-0,017234	-0,0017
43	COMB6	Combination	0,022002	-0,000723	-0,001684
43	COMB7	Combination	-0,022268	0,000699	0,001123
43	COMB8	Combination	-0,000138	0,017206	0,001046
43	COMB9	Combination	-0,000128	-0,01723	-0,001607
43	COMB10	Combination	-0,000148	-0,000013	-0,000312

Fuente: Elaboración propia

Imagen 32.Desplazamiento Nodo174



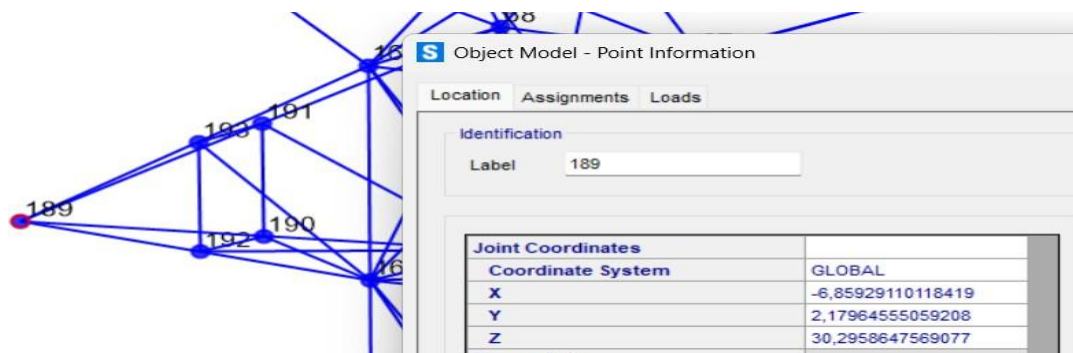
Fuente: Elaboración propia

Tabla 24. Resultados desplazamientos Nodo 174

Joint	OutputCase	CaseType	U1(m)	U2(m)	U3(m)
174	CASO1	Combination	0,131395	-0,00643	-0,043793
174	CASO2	Combination	0,050196	-0,002436	-0,020447
174	CASO3A	Combination	0,040388	0,05649	-0,015174
174	CASO3B	Combination	0,048142	0,006865	-0,018267
174	CASO4	Combination	0,064302	0,071385	-0,023632
174	COMB1	Combination	-0,000366	-0,000029	-0,000424
174	COMB2	Combination	0,035602	-0,003704	-0,010571
174	COMB3	Combination	-0,036229	0,003654	0,009845
174	COMB4	Combination	-0,000952	0,029167	-0,000078
174	COMB5	Combination	0,000324	-0,029217	-0,000649
174	COMB6	Combination	0,03568	-0,003698	-0,01048
174	COMB7	Combination	-0,036151	0,003661	0,009935
174	COMB8	Combination	-0,000873	0,029173	0,000013
174	COMB9	Combination	0,000403	-0,02921	-0,000558
174	COMB10	Combination	-0,000261	-0,000021	-0,000303

Fuente: Elaboración propia

Imagen 33.Desplazamiento Nodo189



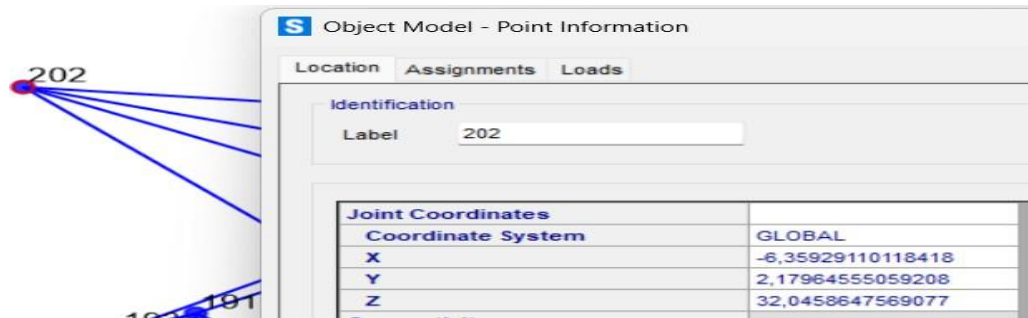
Fuente: Elaboración propia

Tabla 25. Resultados de desplazamiento en el Nodo 189

Joint	OutputCase	CaseType	U1(m)	U2(m)	U3(m)
18G	CASO1	Combination	0,213773	-0,002859	0,043384
18G	CASO2	Combination	0,082948	-0,001832	0,0125
18G	CASO3A	Combination	0,066483	0,097341	0,011422
18G	CASO3B	Combination	0,080145	0,008503	0,014794
18G	CASO4	Combination	0,107343	0,111981	0,0213
18G	COMB1	Combination	-0,000557	-0,000035	-0,000658
18G	COMB2	Combination	0,055288	0,002081	0,010651
18G	COMB3	Combination	-0,056243	-0,002141	-0,011779
18G	COMB4	Combination	-0,001583	0,038975	-0,000788
18G	COMB5	Combination	0,000628	-0,039036	-0,00034
18G	COMB6	Combination	0,055407	0,002089	0,010792
18G	COMB7	Combination	-0,056124	-0,002134	-0,011638
18G	COMB8	Combination	-0,001464	0,038983	-0,000647
18G	COMB9	Combination	0,000748	-0,039028	-0,000199
18G	COMB10	Combination	-0,000398	-0,000025	-0,00047

Fuente: Elaboración propia

Imagen 34. Desplazamiento Nodo202



Fuente: Elaboración propia

Tabla 26. Resultados de desplazamientos en el Nodo 202

Joint	OutputCase	CaseType	U1(m)	U2(m)	U3(m)
202	CASO1	Combination	0,244887	-0,0045	0,035697
202	CASO2	Combination	0,094067	-0,00245	0,010786
202	CASO3A	Combination	0,075754	0,115455	0,01014
202	CASO3B	Combination	0,091746	0,00991	0,012454
202	CASO4	Combination	0,123371	0,127946	0,017834
202	COMB1	Combination	-0,000641	-0,00004	-0,000638
202	COMB2	Combination	0,062818	0,001165	0,008476
202	COMB3	Combination	-0,063917	-0,001234	-0,00957
202	COMB4	Combination	-0,001833	0,045251	-0,00072
202	COMB5	Combination	0,000734	-0,04532	-0,000374
202	COMB6	Combination	0,062956	0,001174	0,008613
202	COMB7	Combination	-0,06378	-0,001226	-0,009434
202	COMB8	Combination	-0,001695	0,045259	-0,000583
202	COMB9	Combination	0,000871	-0,045311	-0,000237
202	COMB10	Combination	-0,000458	-0,000029	-0,000456

Fuente: Elaboración propia

4.5.3. Evaluación y calculo Modal Load Participation Ratios

Tabla 27. Modal Load Participation Ratios

Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static(%)	Dynamic(%)
MODAL	Acceleration	UX	99.6277	81.0244
MODAL	Acceleration	UY	99.7107	84.6022
MODAL	Acceleration	UZ	0.8439	0.1556

Fuente: Elaboración propia

El análisis dinámico modal reproduce de forma adecuada la respuesta sísmica global en las direcciones.

La elevada participación estática cercana al 100 % confirma una correcta definición de masas.

Tabla 28. Cálculo de Modal Periods

Modal Periods			
OutputCase	StepType	StepNum	Period(Seg)
MODAL	Mode	1	0.353982
MODAL	Mode	2	0.343957
MODAL	Mode	3	0.112982
MODAL	Mode	4	0.101264
MODAL	Mode	5	0.099683
MODAL	Mode	6	0.079513
MODAL	Mode	7	0.059094
MODAL	Mode	8	0.056206
MODAL	Mode	9	0.053867
MODAL	Mode	10	0.049227
MODAL	Mode	11	0.048514
MODAL	Mode	12	0.044958

Fuente: Elaboración propia

Modo 1= 0.353 seg

Modo dominante para análisis sísmico, asociando a la flexión del sistema de celosía.

Valor razonable que refleja una estructura ni demasiado rígida ni excesivamente flexible, manteniendo una relación adecuada entre rigidez y masa

Modo2= 0.344 seg

Ligeramente menor al primer nodo

Rigidez similar en ambas direcciones principales, representando una estructura equilibrada.

Modo 3 al 6 (0.113s – 0.0079s)

Modos de vibración rápida, teniendo una participación de masa individual.

Fundamental para complementar el porcentaje acumulado de masa modal.

Modo 7 al 12(0.0059s – 0.0449s)

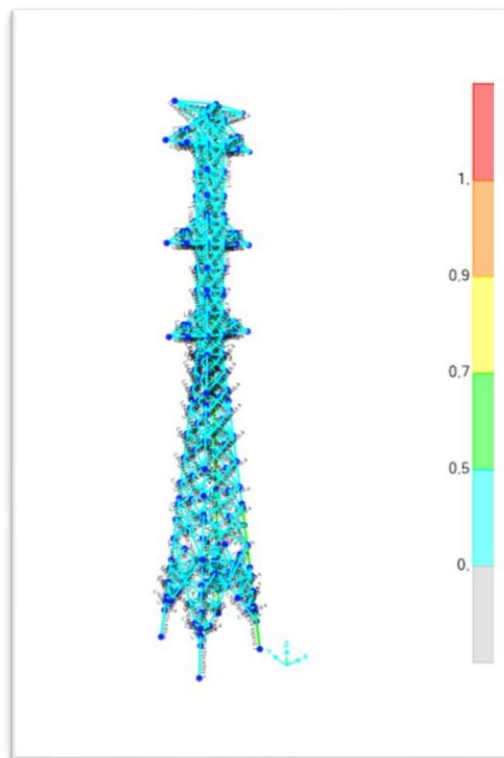
Periodos muy cercanos representando:

Vibraciones locales de la celosía

Flexión de montantes y diagonales.

Representación dinámica más realista de la estructura.

Imagen 35. Reacción de esfuerzo sobre la estructura.



Fuente: Elaboración propia

Tabla 29. Cálculo de peso de perfiles en estructura

Cálculo de peso de perfiles en estructura										
Tipo de perfil	Perfil(mm)			Cantidad	Longitud	Área (mm ²)	Área (m ²)	Peso por metro (kg/m)	Peso por perfil (kg)	Peso Total (Kg)
Ángulos	40	40	4	5	6	304	0.00030	2.36	14.16	70.8
	50	50	4	3	6	384	0.00038	2.98	17.88	53.64
	64	64	6.4	6	6	778.24	0.00078	6.11	36.66	219.96
	76	76	6.4	6	6	931.84	0.00093	7.3	43.8	262.8
	102	102	7.9	12	6	1549.59	0.00155	12.17	73.02	876.24
	102	102	12.9	9	6	2291.79	0.00229	17.97	107.82	970.38
TOTAL										2453.82

Fuente: Elaboración propia.

4.6. ANÁLISIS DE COSTOS

Estimación económica

Precio acero estructural instalado: USD 1.60 – 2.00 / kg

Peso total: 2 453.82 Kg o 2.45 T

Costo estimado del acero estructural:

Mínimo: $2\,453.82\text{ kg} \times 1.60 = \text{USD } 3\,926$

Máximo: $2\,453.82\text{ kg} \times 2.00 \approx \text{USD } 4\,908$

Tabla 30. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS DE LA TORRE

MEGAMETALES S.A.

PEDRO MONCAYO 2201 Y HUANCAYILCA
Teléf: 04-3803660 Ext. 1501 / 1504 / 1509
RUC: 0992186070001
Almacén: L16 HUANCAYILCA

Cotización No.: 259722
29/12/202
Fecha: 5
Vendedor:

Cliente: 999999999 CONSUMIDOR FINAL

Producto	Descripción	Cantidad	Precio	Subtotal	Dcto 1
T205	ANGULO 40 x 4 mm	60	21,31	1278,6	7,26
P341	ANGULO 50 x 4 mm	80	27,33	2186,4	8,9
T674	ANGULO 67 x 6.4 mm	50	47,52	2376	7,32
T603	ANGULO 76 x 6.4 mm	40	62,56	2502,4	4,89
A240	ANGULO 102 x 7,9 mm	25	111,2	2780	16,1
P435	ANGULO 102 x 12.9 mm	12	132,9	1594,8	26,2

Peso Total en Kg: **2453,82**
Su ahorro total es: **216,25**

Subtotal: 12718,2
Exento: 0
I.V.A. 15 % 1907,73
Total: **14555,26**

Presentenos una mejor oferta y se la mejoramos.

El descuento (Dcto1) es un **beneficio** que solo aplica para pagos de contado (efectivo o cheque)

AREA

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO V

5. CRONOGRAMA

Tabla 31. Cronograma de actividades

PLAN DE TRABAJO			OCTUB RE		NOVIEMB RE		DICIEMB RE		ENERO	
N º	ACTIVIDADES	DESCRIPCION	S_1 -2	S_3- 4	S_1- 2	S_3- 4	S_1- 2	S_3- 4	S_1	S_2
1	Revisión inicial del tema y recopilación bibliográfica	Definición del alcance, revisión normativa (NEC, ASCE, AISC) y antecedentes del proyecto	X	X						
2	Planteamiento del problema y justificación	Redacción del problema de investigación, justificación e importancia del estudio		X	X					
3	Elaboración del marco teórico	Desarrollo de conceptos, tipos de torres, cargas, normativa y fundamentos estructurales			X					

4	Definición de metodología y parámetros de análisis	Selección de cargas, combinaciones, criterios de modelación y supuestos de diseño				X				
5	Modelación estructural y análisis en software	Modelación en AutoCAD y SAP2000, análisis modal, sísmico y por viento				X	X			
6	Diseño y verificación de elementos estructurales	Cálculo de miembros a tracción, compresión, flexión y solicitaciones combinadas					X	X		
7	Análisis de costos y evaluación económica	Cuantificación de materiales, APU y estimación del costo de la torre							X	
8	Redacción final, conclusiones y entrega	Elaboración de conclusiones, recomendaciones, revisión final y ajustes con tutor								X

Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO VI

6. PRESUPUESTOS

Tabla 32. PRESUPUESTO

N.	Actividad / Material	Unidad (U)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
1	Movilización para trámites/visitas	15	5,00	75,00
2	Útiles de oficina (lapiceros, resaltadores, hojas)	-	-	3,50
3	Páginas de investigación	2	20,00	40,00
4	Equipo (laptop)	1	1700,00	1700,00
5	Alimentación	30	3,00	90,00
Costo Total				1908.5

Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES

- A partir del modelamiento estructural realizado en AutoCAD y SAP2000, se logró representar de manera precisa la geometría, configuración estructural y comportamiento global de una torre de transmisión eléctrica autoportante de 138 kV, considerando su emplazamiento en la parroquia Chongón, provincia del Guayas. El modelo desarrollado permitió integrar adecuadamente las cargas y combinaciones establecidas en las normativas NEC-SE-ELECT (2015) y ASCE/SEI 10-15, garantizando una evaluación confiable de la estabilidad estructural de la torre bajo condiciones reales de servicio.
- El análisis estructural realizado mediante procedimientos estáticos, modales y espectrales evidenció que la torre presenta un desempeño adecuado frente a las acciones sísmicas y eólicas propias de una zona costera. El análisis modal arrojó un período fundamental de vibración de 0.354 s, correspondiente al modo dominante de la estructura, mientras que la participación modal acumulada alcanzó valores del 81.0 % en la dirección UX y 84.6 % en la dirección UY, cumpliendo con los criterios establecidos en la NEC-SE-DS y confirmando que el número de modos considerados es suficiente para representar correctamente la respuesta dinámica de la torre.
- En cuanto a la respuesta frente a cargas laterales, se determinó que los desplazamientos máximos generados por la acción combinada de viento y sismo se mantienen dentro de rangos admisibles para este tipo de estructuras. El desplazamiento máximo se registró en el nodo superior

de la torre, con un valor aproximado de 0.245 m (245 mm) en la combinación más desfavorable. Asimismo, la verificación de los miembros estructurales sometidos a tracción, compresión, flexión y solicitaciones combinadas demostró que los perfiles angulares seleccionados cumplen con los criterios de resistencia y estabilidad exigidos por la normativa vigente, garantizando un comportamiento estructural seguro.

- La estimación del costo inicial de la torre de transmisión eléctrica autoportante de 138 kV, realizada mediante la cuantificación de cantidades de obra y el análisis de precios unitarios de los elementos estructurales, permitió determinar un costo referencial aproximado de USD 3 815.78, considerando únicamente el acero estructural. Este valor constituye una base técnica válida para evaluar la viabilidad económica del diseño propuesto, demostrando que la solución estructural planteada resulta factible para su implementación en la parroquia Chongón.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda prestar especial atención al proceso de modelación estructural en el software SAP2000, verificando cuidadosamente la correcta definición de geometría, materiales, secciones, cargas y combinaciones. Asimismo, es fundamental realizar una interpretación crítica de los resultados obtenidos, con el fin de identificar posibles inconsistencias que puedan originarse por errores en el ingreso de datos o por una selección inadecuada de parámetros normativos.
- Con el fin de prolongar la vida útil de la torre de transmisión y minimizar los costos asociados al mantenimiento, se recomienda la protección anticorrosiva de todos los elementos metálicos mediante procesos de galvanizado por inmersión en caliente, especialmente considerando las condiciones ambientales propias de una zona costera como Chongón.
- Se recomienda que, en proyectos futuros de torres de transmisión eléctrica ubicadas en zonas con crecimiento urbano y condiciones ambientales similares, se realice una verificación integral de los desplazamientos y deformaciones admisibles de la estructura bajo las combinaciones de carga más desfavorables. Este análisis permitirá asegurar que la torre no solo cumpla con los criterios de resistencia establecidos por la normativa, sino también con los límites de servicio requeridos para garantizar la estabilidad, funcionalidad y seguridad operativa del sistema de transmisión a lo largo de su vida útil.

BIBLIOGRAFIA

AISC; "Steel Construction Manual"; 13th Edition; Capítulo D; Pág 16-82;16- 87

BRAJA M DAS; Principios en la Ingeniería de Cimentaciones; 4ta Edición;
Thompson Editors

JOSEPH E BOWLES.; Diseño de Acero Estructural 4ta. Edición; Limusa, México

MC. CORMAC; Diseño de Estructuras de Acero método LRFD; 2da Edición;
Alfaomega; México

Norma ASCE 7-05; Minimum Desing Loads for Buildings and Other Structures; 2005

Ecoavant. (24 de 03 de 2023). Obtenido de https://www.ecoavant.com/naturaleza/guia-para-integrar-la-biodiversidad-a-la-arquitectura_10794_102.html

American Institute of Steel Construction (AISC). (2016). *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-16)*. Chicago, IL: AISC.

American Institute of Steel Construction (AISC). (2017). *Steel Construction Manual* (15th ed.). Chicago, IL: AISC.

American Society of Civil Engineers (ASCE). (2016). *Design of Latticed Steel Transmission Structures (ASCE/SEI 10-15)*. Reston, VA: ASCE.

American Society of Civil Engineers (ASCE). (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16)*. Reston, VA: ASCE.

Comité Ecuatoriano de la Construcción. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC-SE-DS: Diseño Sismorresistente*. Quito, Ecuador.

Comité Ecuatoriano de la Construcción. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC-SE-ELECT: Infraestructura Eléctrica*. Quito, Ecuador.

CSI Computers and Structures, Inc. (2020). *SAP2000 – Integrated Structural Analysis and*

Design Software, User's Manual. Berkeley, CA: CSI.

Holmes, J. D. (2015). *Wind Loading of Structures* (3rd ed.). Boca Raton, FL: CRC Press.

Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (5th ed.). Upper Saddle River, NJ: Pearson Education.

Taranath, B. S. (2016). *Structural Analysis and Design of Tall Buildings: Steel and Composite Construction*. Boca Raton, FL: CRC Press.

Boresi, A. P., Schmidt, R. J., & Sidebottom, O. M. (2010). *Advanced Mechanics of Materials* (6th ed.). Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.

Paz, M., & Leigh, W. (2004). *Structural Dynamics: Theory and Computation* (5th ed.). Dordrecht: Springer.

International Electrotechnical Commission. (2010). *Overhead Electrical Lines Exceeding AC 1 kV – Part 1: General Requirements (IEC 60826)*. Geneva, Switzerland.

IEEE. (2015). *IEEE Guide for Structural Design of Steel Transmission Poles (IEEE Std 605)*. New York, NY.

Federal Emergency Management Agency. (2009). *Earthquake-Resistant Design Concepts: An Introduction to the NEHRP Recommended Seismic Provisions (FEMA 749)*. Washington, DC.

International Organization for Standardization. (2007). *ISO 1461: Hot Dip Galvanized Coatings on Fabricated Iron and Steel Articles*. Geneva, Switzerland.

Structural Steel Design. Duggal, S. K. (2014). *Design of Steel Structures* (2nd ed.). New Delhi, India: McGraw-Hill Education.

Transmission Line Engineering. Rao, P. S. (2018). *Transmission Line Engineering*. New Delhi, India: CRC Press.

Electric Power Research Institute. (2012). *Guidelines for Design and Maintenance of*

Transmission Structures. Palo Alto, CA.

Wind Effects on Structures. Simiu, E., & Scanlan, R. H. (1996). *Wind Effects on Structures* (3rd ed.). New York, NY: Wiley.

ASTM International. (2018). *ASTM A123/A123M – Standard Specification for Zinc (Hot-Dip Galvanized) Coatings on Iron and Steel Products*. West Conshohocken, PA.

American Galvanizers Association. (2017). *Hot-Dip Galvanizing for Structural Steel*. Centennial, CO.

American Institute of Steel Construction. (2022). *Steel Construction Manual* (15th ed.). AISC. Capítulo D, pp. 16-82–16-87.

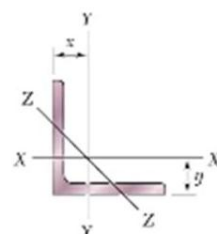
ANEXO A

PERFILES USADOS

Apéndice C. Propiedades de perfiles laminados de acero
(Unidades SI)

Ángulos

Piernas iguales



Tamaño y espesor, mm	Masa por metros, kg/m	Área, mm ²	Eje X-X y eje Y-Y				Eje Z-Z r mm
			I 10 ⁶ mm ⁴	S 10 ³ mm ³	r mm	x o y mm	
L203 × 203 × 25.4	75.9	9 670	36.9	258	61.8	60.0	39.7
19.0	57.9	7 350	28.9	199	62.7	57.8	40.0
12.7	39.3	4 990	20.2	137	63.6	55.5	40.4
L152 × 152 × 25.4	55.7	7 080	14.6	139	45.4	47.2	29.5
19.0	42.7	5 420	11.6	108	46.3	44.9	29.7
15.9	36.0	4 580	10.0	92.5	46.7	43.9	29.9
12.7	29.2	3 700	8.22	75.2	47.1	42.7	30.0
9.5	22.2	2 800	6.34	57.4	47.6	41.5	30.2
L127 × 127 × 19.0	35.1	4 470	6.54	74.0	38.3	38.6	24.7
15.9	29.8	3 790	5.66	63.2	38.6	37.5	24.8
12.7	24.1	3 060	4.68	51.7	39.1	36.5	25.0
9.5	18.3	2 320	3.63	39.6	39.6	35.3	25.1
L102 × 102 × 19.0	27.5	3 520	3.23	46.3	30.3	32.3	19.9
15.9	23.4	2 990	2.81	39.7	30.7	31.3	19.9
12.7	19.0	2 430	2.34	32.6	31.0	30.2	19.9
9.5	14.6	1 850	1.83	25.1	31.5	29.0	20.0
6.4	9.8	1 260	1.29	17.4	32.0	28.0	20.3
L89 × 89 × 12.7	16.5	2 100	1.52	24.5	26.9	26.9	17.4
9.5	12.6	1 600	1.19	18.8	27.3	25.8	17.4
6.4	8.6	1 100	0.845	13.1	27.7	24.6	17.6
L76 × 76 × 12.7	14.0	1 770	0.915	17.5	22.7	23.6	14.8
9.5	10.7	1 350	0.725	13.6	23.2	22.5	14.9
6.4	7.3	932	0.517	9.50	23.6	21.4	15.0
L64 × 64 × 12.7	11.4	1 460	0.524	12.1	18.9	20.6	12.5
9.5	8.7	1 130	0.419	9.40	19.3	19.4	12.5
6.4	6.1	778	0.302	6.62	19.7	18.4	12.6
4.8	4.6	591	0.235	5.09	19.9	17.8	12.7
L51 × 51 × 9.5	7.0	879	0.202	5.80	15.2	16.2	9.9
6.4	4.7	612	0.147	4.09	15.5	15.1	9.9
3.2	2.4	316	0.0806	2.17	16.0	13.0	10.1

ANEXO B

REPORTES DETALLADOS DE LOS PERFILES SELECCIONADOS

S

Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

×

Frame ID

B72

Analysis Section

L50X4

Design Code

AISC 360-16

Design Section

L50X4

COMBO ID

STATION

LOC

MOMENT

INTERACTION CHECK

//

MAJ-SHR

MIN-SHR

-

/

RATIO

=

AXL

+

B-MAJ

+

B-MIN

RATIO

RATIO

CAS01	1,69	0,274 (C)	=	0,269	+	0,005	+	0,	0,	0,
CAS02	0,	0,475 (C)	=	0,471	+	0,002	+	0,002	0,	0,
CAS02	0,85	0,482 (C)	=	0,471	+	0,008	+	0,003	0,	0,
CAS02	1,69	0,497 (C)	=	0,471	+	0,018	+	0,008	0,	0,
CAS03A	0,	0,632 (C)	=	0,629	+	0,002	+	0,	0,	0,
CAS03A	0,85	0,639 (C)	=	0,629	+	0,008	+	0,002	0,	0,
CAS03A	1,69	0,652 (C)	=	0,629	+	0,018	+	0,005	0,	0,

Modify/Show Overwrites

Display Details for Selected Item

Display Complete Details

Overwrites

Details

Tabular Data

Strength

Deflection

OK

Cancel

Stylesheet: Default

Table Format File

File

Units Kgf, m, C

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : B72	X Mid: -5,609	Combo: CASO3A	Design Type: Brace
Length: 1,691	Y Mid: 2,43	Shape: L50X4	Frame Type: SMF
Loc : 1,691	Z Mid: 31,746	Class: Compact	Princpl Rot: 45, degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis

D/C Limit=0,95 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed

AlphaPr/Fy=0,135 AlphaPr/Pe=0,497 Tau_b=1, EA factor=0,8 EI factor=0,8

PhiB=0,9	PhiC=0,9	PhiTY=0,9	PhiTF=0,75
PhiS=0,9	PhiS-RI=1,	PhiST=0,9	

A=3,840E-04	I33=9,261E-08	r33=0,016	S33=2,571E-06	Av3=2,000E-04
J=1,985E-09	I22=9,261E-08	r22=0,016	S22=2,571E-06	Av2=2,000E-04
Ixy=-5,510E-08	Imax=1,477E-07	rmax=0,02	Smax=4,352E-06	
Rot= 45, deg	Imin=3,750E-08	rmin=0,01	Smin=1,897E-06	BetaW=0,
E=2,039E+10	Fy=25310506,54	Ry=1,5	z33=4,631E-06	Cw=3,932E-13
RLLF=1,	Fu=40778038,3		z22=4,631E-06	

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO3A)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,691	-1310,938	-1,148	-1,58	0,755	1,047	-0,002

PM2 DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,652 = 0,629 + 0,018 + 0,005

= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness
Major/Flange	12,5	15,326	25,828		Compact
/Web	12,5	15,326	25,828		Compact
Minor/Flange	12,5	15,326	25,828		Compact
/Web	12,5	15,326	25,828		Compact
Axial/Flange	12,5		12,772		Compact
/Web	12,5		12,772		Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,	1,	1,	1,	1,	0,553
Minor Bending	1,	1,	1,	1,	1,	0,543

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,	1,	1,

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-1310,938	2082,792	8747,311

	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1
Major Moment	-1,929	108,609	148,705	108,609
Minor Moment	-0,305	64,82		

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	0,755	2733,535	0,	OK
Minor Shear	1,047	2733,535	0,	OK

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

	P	P
	Comp	Tens
Axial	-1310,938	0,

Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

Frame ID: B41 Analysis Section: L40X4
Design Code: AISC 360-16 Design Section: L40X4

COMBO ID	STATION LOC	Ratio	MOMENT INTERACTION CHECK			Ratio	Ratio	
			=	AXL	B-MAJ	B-MIN		
CAS01	1,72	0,46 (C)	=	0,451	+ 0,003	+ 0,006	0,001	0,
CAS01	2,06	0,46 (C)	=	0,45	+ 0,007	+ 0,004	0,001	0,
CAS02	0,	0,456 (C)	=	0,438	+ 0,017	+ 0,002	0,	0,
CAS02	0,34	0,458 (C)	=	0,437	+ 0,015	+ 0,006	0,	0,
CAS02	0,69	0,46 (C)	=	0,437	+ 0,015	+ 0,008	0,	0,
CAS02	1,03	0,461 (C)	=	0,436	+ 0,015	+ 0,009	0,	0,
CAS02	1,03	0,681 (C)	=	0,624	+ 0,041	+ 0,017	0,001	0,001

Modify/Show Overwrites
Overwrites

Display Details for Selected Item
Details

Display Complete Details
Tabular Data

☒ Strength
☐ Deflection

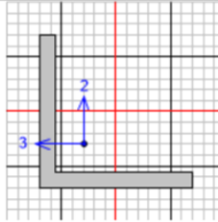
OK

Cancel

Stylesheet: Default
Table Format File

File

Units Kgf, m, C



AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : B41 X Mid: -5,859 Combo: CASO2 Design Type: Beam
 Length: 2,062 Y Mid: 2,43 Shape: L40X4 Frame Type: SMF
 Loc : 1,031 Z Mid: 30,296 Class: Compact Princpl Rot: 45, degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0,95 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Fy=0,227 AlphaPr/Pe=0,491 Tau_b=1, EA factor=0,8 EI factor=0,8

PhiB=0,9 PhiC=0,9 PhiTY=0,9 PhiTF=0,75
 PhiS=0,9 PhiS-RI=1, PhiST=0,9

A=3,040E-04 I33=4,608E-08 r33=0,012 S33=1,615E-06 Av3=1,600E-04
 J=1,559E-09 I22=4,608E-08 r22=0,012 S22=1,615E-06 Av2=1,600E-04
 Ixy=-2,728E-08 Imax=7,337E-08 rmax=0,016 Smax=2,730E-06
 Rot= 45, deg Imin=1,890E-08 rmin=0,008 Smin=1,158E-06 BetaW=0,
 E=2,039E+10 Fy=25310506,54 Ry=1,5 z33=2,910E-06 Cw=1,951E-13
 RLLF=1, Fu=40778038,3 z22=2,910E-06

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CASO2)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,031	-1747,884	-2,766	-1,813	-3,035	-2,557	0,004

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,681 = 0,624 + 0,041 + 0,017
 = fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness
Major/Flange	10,	15,326	25,828		Compact
/Web	10,	15,326	25,828		Compact
Minor/Flange	10,	15,326	25,828		Compact
/Web	10,	15,326	25,828		Compact
Axial/Flange	10,		12,772		Compact
/Web	10,		12,772		Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,5	1,	1,	1,	1,	1,
Minor Bending	0,5	1,	1,	1,	1,	1,

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,5	1,	1,

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-1747,884	2802,486	6924,955

	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1
Major Moment	-3,238	79,78	93,295	79,78
Minor Moment	0,674	39,593		

SHEAR CHECK

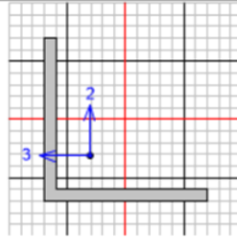
	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	3,035	2186,828	0,001	OK
Minor Shear	2,557	2186,828	0,001	OK

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	0,222	0,222

S

File

Units 

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station) Units : Kgf, m, C

Frame : A22 X Mid: -3,737 Combo: CAS01 Design Type: Column
Length: 2,629 Y Mid: 1,557 Shape: L102X102X7.9 Frame Type: SMF
Loc : 1,695 Z Mid: 18,793 Class: Compact Princpl Rot: 45, degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0,95 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0,42 AlphaPr/Pe=0,203 Tau_b=1, EA factor=0,8 EI factor=0,8

PhiB=0,9	PhiC=0,9	PhiTY=0,9	PhiTF=0,75
PhiS=0,9	PhiS-RI=1,	PhiST=0,9	
A=0,002	I33=1,530E-06	r33=0,031	S33=2,073E-05
J=3,460E-08	I22=1,530E-06	r22=0,031	S22=2,073E-05
Ae=0,002	Se33=2,073E-05	Se22=2,073E-05	Av3=8,099E-04
Ixy=-9,319E-07	Imax=2,462E-06	rmax=0,04	Av2=8,099E-04
Rot= 45, deg	Imin=5,981E-07	rmin=0,02	Smax=3,552E-05
E=2,039E+10	Fy=35153481,3	Ry=1,1	Smin=1,481E-05
RLLF=1,	Fu=45695525,7		BetaW=0,
			Cw=2,620E-11
			z33=3,700E-05
			z22=3,700E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CAS01)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,695	-22554,207	27,178	56,964	16,554	-48,712	0,154

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,688 = 0,62 + 0,038 + 0,03
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness
Major/Flange	12,846	13,005	21,916		Compact
/Web	12,846	13,005	21,916		Compact
Minor/Flange	12,846	13,005	21,916		Compact
/Web	12,846	13,005	21,916		Compact
Axial/Flange	12,846		10,837		Slender
/Web	12,846		10,837		Slender

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,396	1,	1,	1,	1,	1,
Minor Bending	0,396	1,	1,	1,	1,	1,

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0,396	1,	1,

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
Axial	Force	Capacity	Capacity
	-22554,207	36375,515	49039,106

	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1
Major Moment	59,497	1553,147	1685,501	1553,147
Minor Moment	21,062	702,736		

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	16,554	15373,855	0,001	OK
Minor Shear	48,712	15373,855	0,003	OK

S

Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

×

Frame ID

AF0

Design Code

AISC 360-16

Analysis Section

L64X64X6.4

Design Section

L64X64X6.4

COMBO

STATION /-----MOMENT INTERACTION CHECK-----//--MAJ-SHR---MIN-SHR--/

ID

LOC

RATIO

=

AXL

+

B-MAJ

+

B-MIN

RATIO

RATIO

CAS01	0,	0,655 (T)	=	0,631	+	0,005	+	0,019	0,002	0,004
CAS01	0,5	0,675 (T)	=	0,631	+	0,034	+	0,01	0,004	0,004
CAS01	1,	0,744 (T)	=	0,631	+	0,086	+	0,027	0,006	0,004
CAS02	0,	0,196 (T)	=	0,191	+	0,004	+	0,	0,001	0,001
CAS02	0,5	0,205 (T)	=	0,191	+	0,011	+	0,003	0,002	0,001
CAS02	1,	0,236 (T)	=	0,191	+	0,03	+	0,015	0,002	0,001
CAS03A	0,	0,223 (C)	=	0,202	+	0,007	+	0,014	0,	0,

Modify/Show Overwrites

Display Details for Selected Item

Display Complete Details

Overwrites

Details

Tabular Data

☒ Strength
☐ Deflection

OK

Cancel

Stylesheet: Default

Table Format File

File		Units Kg, m, C				
AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						
Units : Kg, m, C						
Frame : AF0	X Mid: -4,859	Combo: CAS01	Design Type: Column			
Length: 1,	Y Mid: 2,68	Shape: L64X64X6.4	Frame Type: SMF			
Loc : 1,	Z Mid: 20,596	Class: Compact	Princpl Rot: 45, degrees			
Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis						
D/C Limit=0,95	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed				
AlphaPr/Py=0,568	AlphaPr/Pe=0,664 Tau_b=1,	EA factor=0,8	EI factor=0,8			
PhiB=0,9	PhiC=0,9	PhiTY=0,9	PhiTF=0,75			
PhiS=0,9	PhiS-RI=1,	PhiST=0,9				
A=7,680E-04	I33=2,880E-07	r33=0,019	S33=6,344E-06	Av3=4,032E-04		
J=1,090E-08	I22=2,880E-07	r22=0,019	S22=6,344E-06	Av2=4,032E-04		
Ixy=-1,733E-07	Imax=4,613E-07	rmax=0,025	Smax=1,081E-05			
Rot= 45, deg	Imin=1,147E-07	rmin=0,012	Smin=4,464E-06	BetaW=0,		
E=2,039E+10	Fy=35153481,3	Ry=1,1	z33=1,140E-05	Cw=3,123E-12		
RLLF=1,	Fu=45699525,7		z22=1,140E-05			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CAS01)						
Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1,	15336,998	31,868	23,793	-46,605	-28,258	0,024
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)						
D/C Ratio: 0,744 = 0,631 + 0,086 + 0,027						
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz						
COMPACTNESS						
Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness	
Major/Flange	10,	13,005	21,916		Compact	
/Web	10,	13,005	21,916		Compact	
Minor/Flange	10,	13,005	21,916		Compact	
/Web	10,	13,005	21,916		Compact	
Axial/Flange	10,		10,837		Compact	
/Web	10,		10,837		Compact	
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H2-1)						
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,	1,	1,	1,	1,	1,
Minor Bending	1,	1,	1,	1,	1,	1,
	Lltb	Kltb	Cb			
LTB	1,	1,	1,			
	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt			
Force	Capacity	Capacity	Capacity			
Axial	15336,998	14892,915	24298,086			
	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn		
Moment	Capacity	No LTB	Cb=1			
Major Moment	39,358	457,035	513,204	457,035		
Minor Moment	-5,71	211,86				
SHEAR CHECK						
	Vu	phi*Vn	Stress	Status		
Force	Capacity	Ratio	Check			
Major Shear	46,605	7654,372	0,006	OK		
Minor Shear	28,258	7654,372	0,004	OK		

Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

Frame ID

A58

Design Code

AISC 360-16

Analysis Section

L76X76X6.4

Design Section

L76X76X6.4

COMBO

STATION /---MOMENT INTERACTION CHECK---//---MAJ-SHR---MIN-SHR-/
ID LOC RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN RATIO RATIO

CAS01	0,	0,379 (C) = 0,333 + 0,039 + 0,007	0,	0,
CAS01	1,25	0,37 (C) = 0,333 + 0,022 + 0,016	0,	0,
CAS01	1,25	0,431 (C) = 0,339 + 0,047 + 0,045	0,007	0,003
CAS01	2,5	0,517 (C) = 0,339 + 0,11 + 0,068	0,007	0,003
CAS02	0,	0,193 (C) = 0,168 + 0,02 + 0,004	0,	0,
CAS02	1,25	0,186 (C) = 0,168 + 0,01 + 0,008	0,	0,
CAS02	1,25	0,216 (C) = 0,171 + 0,022 + 0,023	0,004	0,001

Modify/Show Overwrites

Display Details for Selected Item

Display Complete Details

Overwrites

Details

Tabular Data

☒ Strength

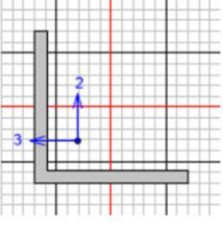
☐ Deflection

OK

Cancel

Stylesheet: Default

Table Format File

File		Units Kg, m, C	
			
AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)			
Units : Kg, m, C			
Frame : A58	X Mid: -2,73	Combo: CAS01	Design Type: Brace
Length: 2,503	Y Mid: 1,411	Shape: L76X76X6.4	Frame Type: SMF
Loc : 2,503	Z Mid: 8,053	Class: Compact	Princpl Rot: 45, degrees
Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis			
D/C Limit=0,95	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=0,054	AlphaPr/Pe=0,267 Tau_b=1,	EA factor=0,8 EI factor=0,8	
PhiB=0,9	PhiC=0,9	PhiTY=0,9	PhiTF=0,75
PhiS=0,9	PhiS-RI=1,	PhiST=0,9	
A=9,290E-04	I33=5,120E-07	r33=0,023	S33=9,309E-06
J=1,300E-08	I22=5,120E-07	r22=0,023	S22=9,309E-06
Ae=9,290E-04	Se33=9,309E-06	Se22=9,309E-06	Av3=4,839E-04
Ixy=-3,079E-07	Imax=8,199E-07	rmax=0,03	Smx=1,588E-05
Rot= 45, deg	imin=2,041E-07	rmin=0,015	Smin=6,755E-06
E=2,039E+10	Fy=35153481,3	Ry=1,1	z33=1,670E-05
RLLF=1,	Fu=45699525,7		z22=1,670E-05
BetaW=0, Cw=5,539E-12			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CAS01)			
Location	Pu	Mu33	Mu22
2,503	-1752,332	54,103	23,137
			Vu2
			-64,608
			Vu3
			-23,629
			Tu
			-0,024
FMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)			
D/C Ratio: 0,517 = 0,339 + 0,11 + 0,068			
= fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz			
COMPACTNESS			
Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r
Major/Flange	12,	13,005	21,916
/Web	12,	13,005	21,916
Minor/Flange	12,	13,005	21,916
/Web	12,	13,005	21,916
Axial/Flange	12,		10,837
/Web	12,		10,837
Compactness			
			Compact
			Compact
			Compact
			Compact
			Slender
			Slender
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H2-1)			
Factor	L	K1	K2
Major Bending	0,5	1,	1,
Minor Bending	1,	1,	1,
			B1
			1,
			B2
			1,
			Cm
			1,
			1,
	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,	1,	1,
	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-1752,332	5174,428	29391,826
	Mu	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB
Major Moment	54,617	495,733	753,569
Minor Moment	-21,896	320,596	495,733
			phi*Mn
			Cb=1
SHEAR CHECK			
	Vu	phi*Vn	Stress
	Force	Capacity	Ratio
Major Shear	64,608	9185,246	0,007
Minor Shear	23,629	9185,246	0,003
			Status
			Check
			OK
			OK
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS			
	P	P	
	Comp	Tens	
Axial	-1752,332	0,	

Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

×

Frame ID

A1F

Design Code

AISC 360-16

Analysis Section

L102X102X12.7

Design Section

L102X102X12.7

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
CAS01	0,	0,455 (C)	=	0,424 + 0,02 + 0,011	0,004	0,003
CAS01	0,31	0,472 (C)	=	0,424 + 0,036 + 0,012	0,004	0,003
CAS01	0,31	0,494 (C)	=	0,45 + 0,03 + 0,014	0,001	0,002
CAS01	1,35	0,506 (C)	=	0,45 + 0,054 + 0,003	0,001	0,002
CAS01	1,35	0,516 (C)	=	0,449 + 0,056 + 0,011	0,01	0,008
CAS01	1,99	0,478 (C)	=	0,449 + 0,023 + 0,006	0,01	0,008
CAS01	2,55	0,562 (C)	=	0,449 + 0,093 + 0,02	0,01	0,008

Modify/Show Overwrites

Overwrites

Display Details for Selected Item

Details

Display Complete Details

Tabular Data

☒ Strength

☐ Deflection

OK

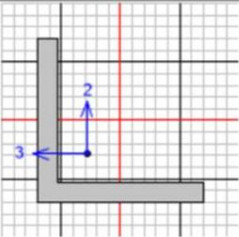
Cancel

Stylesheet: Default

Table Format File

File

Units Kgf, m, C



AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : Kgf, m, C

Frame : A1F X Mid: -2,875 Combo: CAS01 Design Type: Column
 Length: 3,983 Y Mid: 0,695 Shape: L102X102X12.7 Frame Type: SMF
 Loc : 2,553 Z Mid: 9,593 Class: Compact Princpl Rot: 45, degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
 D/C Limit=0,95 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
 AlphaPr/Py=0,273 AlphaPr/Pe=0,256 Tau_b=1, EA factor=0,8 EI factor=0,8

PhiB=0,9 PhiC=0,9 PhiTY=0,9 PhiTF=0,75
 PhiS=0,9 PhiS-RI=1, PhiST=0,9

A=0,002 I33=2,300E-06 r33=0,031 S33=3,194E-05 Av3=0,001
 J=1,340E-07 I22=2,300E-06 r22=0,031 S22=3,194E-05 Av2=0,001
 Ixy=-1,377E-06 Imax=3,677E-06 rmax=0,039 Smax=5,436E-05
 Rot= 45, deg Imin=9,230E-07 rmin=0,02 Smin=2,156E-05 BetaW=0,
 E=2,039E+10 Fy=35153481,3 Ry=1,1 z33=5,740E-05 Cw=9,958E-11
 RLLF=1, Fu=45699525,7 z22=5,740E-05

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo CAS01)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
2,553	-23225,525	-176,369	-147,312	234,612	197,148	-0,371

PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (H2-1)

D/C Ratio: 0,562 = 0,449 + 0,093 + 0,02
 = fa/Fa + fbw/Fbw + fbz/Fbz

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness
Major/Flange	8,031	13,005	21,916		Compact
/Web	8,031	13,005	21,916		Compact
Minor/Flange	8,031	13,005	21,916		Compact
/Web	8,031	13,005	21,916		Compact
Axial/Flange	8,031		10,837		Compact
/Web	8,031		10,837		Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H2-1)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0,359	1,	1,	1,	1,	1,
Minor Bending	0,359	1,	1,	1,	1,	1,

	Ltbt	Kltbt	Cb
LTB	0,359	1,	1,

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-23225,525	51735,119	76564,282

	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1
Major Moment	-228,877	2463,83	2580,008	2463,83
Minor Moment	20,546	1023,092		

SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	234,612	24590,422	0,01	OK