



FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

Diseño y Evaluación Estructural de las Torres
Autosportadas de Telecomunicaciones de 20, 30 y 40
metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la Norma
NEC-SE, para Dispositivos con Tecnología CDMA

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de
INGENIERA CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

Autora:

VALERIA BEATRÍZ LARRIVA RODRÍGUEZ

Director:

JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

CUENCA-ECUADOR

2016

DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado a mi esposo Diego García quien ha sido un apoyo en mi vida universitaria, a mis hijos María Paz y José Julián quienes han sido mi inspiración para alcanzar todas mis metas, a mis padres Sonia y Genaro que con el ejemplo y apoyo me ha enseñado que con esfuerzo no hay meta inalcanzable.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios sobre todas las cosas por abrir todas las puertas en mi vida.

Al Ing. José Vázquez docente de esta prestigiosa Universidad, quien me ha guiado y apoyado para concluir con éxito el último de los requerimientos para ser profesional.

A los miembros del Tribunal de Tesis por el gran aporte brindado en la elaboración del presente trabajo.

A todas las personas que colaboraron de diferente manera para la culminación de este trabajo.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE ANEXOS	xiii
RESÚMEN	xiv
ABSTRACT	xv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: FUNDAMENTOS TEÓRICOS	4
1.1 Historia de las torres de celosías de telecomunicaciones	4
1.2 Torres metálicas de celosías	6
1.3 Tipos de torres metálicas de celosías	6
1.3.1 Torres de celosías autoportadas	7
1.3.2 Torres de celosías atirantadas	8
CAPÍTULO II: RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	9
2.1 Modelación y agrupación de las cargas de diseño.....	9
2.1.1 Método de diseño	9
2.1.2 Combinación de cargas y factores	10
2.1.2.1 Cargas permanentes	10
2.1.2.2 Cargas variables	11
2.2 Normas de diseño estructural	12
2.3 Componentes y miembros estructurales de la torre metálica	13
2.3.1 Tipos de perfiles de acero estructural	14
2.3.1.1 Perfiles doblados en frío	14
2.3.1.2 Perfiles laminados en caliente	15

2.3.2	Sección transversal de las torres autoportadas.....	16
2.3.2.1	Torres de sección cuadrada	16
2.3.2.2	Torres de sección triangular	17
2.3.3	Altura de las torres	18
2.4	Conexiones y uniones de los miembros	18
2.4.1	Conexiones atornilladas	18

CAPÍTULO III: CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA..... 20

3.1	Determinación de los parámetros de diseño.....	20
3.1.1	Condiciones geométricas.....	20
3.1.2	Cargas.....	27
3.1.2.1	Carga muerta	27
3.1.2.2	Carga viva.....	28
3.1.2.3	Carga de viento.....	29
3.1.2.4	Cálculo de la presión del viento	32
3.1.2.5	Carga sísmica	32
3.1.2.5.1	Factor de importancia	33
3.1.2.5.2	Coefficiente de aceleración (Z)	33
3.1.2.5.3	Geología local	34
3.1.2.6	Evaluación sísmica.....	38
3.1.2.7	Cortante basal de diseño V	40
3.1.2.8	Fuerzas sísmicas laterales.....	41
3.1.3	Combinaciones de cargas	43
3.1.4	Especificaciones para el diseño según AISC.....	43
3.1.4.1	Parámetros de diseño de miembros a tensión.....	43
3.1.4.2	Límites de esbeltez	44
3.1.4.3	Determinación de área.....	44
3.1.4.4	Miembros atornillados.....	46
3.1.4.5	Parámetros de diseño de miembros a compresión.....	46
3.1.4.6	Límites de esbeltez y longitud efectiva	48
3.1.4.7	Resistencia de compresión nominal	48
3.1.4.8	Parámetros de los pernos de alta resistencia	49

3.1.4.9	Tamaño y uso de perforaciones.....	51
3.1.4.10	Espaciamiento mínimo.....	52
3.1.4.11	Distancia mínima al borde	52
3.1.4.12	Distancias a los bordes y espaciamentos máximos.....	54
3.1.4.13	Resistencia a la tensión, cortante de los pernos y la parte con rosca	54
3.1.4.14	Resistencia de aplastamiento de perforación de perno	54
3.1.4.15	Fractura en tracción en la sección neta de la plancha	55
3.2	Realización del modelo idealizado estructural y asignación de cargas en el software especializado	55
3.2.1	Modelación estructural en SAP2000.....	55
3.2.2	Modelo generado.....	56
3.2.2.1	Definición de materiales.....	56
3.2.2.2	Condiciones de apoyo	57
3.2.3	Análisis de resultados	61
3.2.3.1	Torre autoportada de telecomunicaciones de 40m de altura.....	61
3.2.3.1.1	Deformación.....	61
3.2.3.1.2	Diseño de miembros a tracción y compresión	62
3.2.3.1.3	Análisis de las uniones	73
3.2.3.2	Torre autoportada de telecomunicaciones de 30m de altura	81
3.2.3.2.1	Deformación.....	81
3.2.3.2.2	Diseño de miembros a tracción y compresión	82
3.2.3.2.3	Análisis de las uniones	87
3.2.3.3	Torre autoportada de telecomunicaciones de 20m de altura	95
3.2.3.3.1	Deformación.....	95
3.2.3.3.2	Diseño de miembros a tracción y compresión	96
3.2.3.3.3	Análisis de las uniones	100
CAPÍTULO IV: RESULTADOS.....		107
4.1	Memoria técnica	107
4.1.1	Introducción.....	107
4.1.2	Cargas de diseño.....	108
4.1.3	Combinaciones de cargas	109
4.2	Planos de diseño	109

4.3	Presupuesto referencial.....	110
4.3.1	Presupuesto.....	110
4.3.2	Costos directos	111
4.3.3	Costos indirectos	112
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		127
BIBLIOGRAFÍA.....		129
ANEXOS.....		130

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Torre Eiffel.....	5
Figura 1.2 Torre autoportada.....	6
Figura 1.3 Torre atirantada.....	7
Figura 2.1 Elementos estructurales de las torres autoportada.....	13
Figura 2.2 Perfiles típicos conformados en frío.....	15
Figura 2.3 Perfiles laminados en caliente.....	15
Figura 2.4 Torres autoportadas de sección cuadrada.....	16
Figura 2.5 Torres autoportadas de sección triangular.....	17
Figura 3.1 Disposición de los elementos para cada lado de la torre.....	21
Figura 3.2 Sección transversal triangular generada en el SAP2000.....	21
Figura 3.3 Elementos que conforman las torres de telecomunicaciones.....	22
Figura 3.4 Uniones.....	27
Figura 3.5 Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador.....	34
Figura 3.6 Espectro elástico.....	39
Figura 3.7 Excentricidad y longitud de la unión.....	46
Figura 3.8 Tipos de miembros a compresión.....	47
Figura 3.9 Deslizamiento del perno.....	52
Figura 3.10 Generación del modelo matemático.....	56
Figura 3.11 Perfil de acero angular.....	57
Figura 3.12 Condición de apoyo articulado.....	57
Figura 3.13 Cargas vivas de la torre de telecomunicaciones de 40 m de altura.....	58
Figura 3.14 Carga por viento de la torre de telecomunicaciones de 40 m de altura...	59
Figura 3.15 Carga sísmica de la torre de telecomunicaciones de 40 m de altura.....	60
Figura 3.16 Combinaciones de cargas.....	60
Figura 3.17 Deformación de la torre de telecomunicaciones de 40 m de altura.....	62
Figura 3.18 Reacciones en la base de la torre de telecomunicaciones (h=40 m).....	72
Figura 3.19 Uniones de la torre de telecomunicaciones de 40 m de altura.....	73
Figura 3.20 Detalle de las juntas de la torre de telecomunicaciones (h=40 m).....	74
Figura 3.21 Deformación de la torre de telecomunicaciones de 30 m de altura.....	81
Figura 3.22 Reacciones en la base de la torre de telecomunicaciones (h=30 m).....	87
Figura 3.23 Uniones de la torre de telecomunicaciones de 30 m de altura.....	87

Figura 3.24 Detalle de las juntas de la torre de telecomunicaciones (h=30 m).....	88
Figura 3.25 Deformación de la torre de telecomunicaciones de 20 m de altura.....	95
Figura 3.26 Reacciones en la base de la torre de telecomunicaciones (h=20 m).....	100
Figura 3.27 Uniones de la torre de telecomunicaciones de 20 m de altura.....	100
Figura 3.28 Detalle de las juntas de la torre de telecomunicaciones (h=20 m).....	101

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Detalle de los elementos de la torres de telecomunicaciones (h=40 m).....	23
Tabla 3.2 Detalle de los elementos de la torres de telecomunicaciones (h=30 m).....	24
Tabla 3.3 Detalle de los elementos de la torres de telecomunicaciones (h=20 m).....	25
Tabla 3.4 Coeficiente de corrección σ	30
Tabla 3.5 Coeficiente de forma Cf.....	31
Tabla 3.6 Coeficiente entorno/altura.....	31
Tabla 3.7 Cálculo de la presión del viento.....	32
Tabla 3.8 Cálculo de la presión del viento para cada sección de los perfiles.....	32
Tabla 3.9 Factor de importancia.....	33
Tabla 3.10 Clasificación de los perfiles del suelo.....	35
Tabla 3.11 Factores de sitio Fa.....	36
Tabla 3.12 Factores de sitio Fd.....	36
Tabla 3.13 Factores del comportamiento inelástico del subsuelo sitio Fs.....	37
Tabla 3.14 Coeficiente R para estructuras diferentes a las edificaciones.....	37
Tabla 3.15 Cálculo del cortate basal de diseño.....	41
Tabla 3.16 Cálculo de las fuerzas sísmicas de la torre autosoportada (h=40 m).....	41
Tabla 3.17 Cálculo de las fuerzas sísmicas de la torre autosoportada (h=30 m).....	42
Tabla 3.18 Cálculo de las fuerzas sísmicas de la torre autosoportada (h=20 m).....	42
Tabla 3.19 Valores de K para esbeltez.....	48
Tabla 3.20 Pretensión mínima de pernos.....	50
Tabla 3.21 Pretensión tensión nominal de conectores y partes roscadas.....	50
Tabla 3.22 Dimensiones de agujero nominal.....	51
Tabla 3.23 Distancia mínima al borde.....	52
Tabla 3.24 Valores del incremento de distancia de borde C2.....	53
Tabla 3.25 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 556 (h=40 m).....	64
Tabla 3.26 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 106 (h=40 m).....	64
Tabla 3.27 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 470 (h=40 m).....	65
Tabla 3.28 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 3 (h=40 m).....	65
Tabla 3.29 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 608 (h=40 m).....	66
Tabla 3.30 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 680 (h=40 m).....	66
Tabla 3.31 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 556 (h=40 m).....	69

Tabla 3.32 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 106 (h=40 m).....	70
Tabla 3.33 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 470 (h=40 m).....	70
Tabla 3.34 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 3 (h=40 m).....	71
Tabla 3.35 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 608 (h=40 m).....	71
Tabla 3.36 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 3 (h=40 m).....	72
Tabla 3.37 Comprobación de las uniones 1, 5, 8 (h=40 m).....	74
Tabla 3.38 Comprobación de las uniones 1, 5, 8 (h=40 m).....	75
Tabla 3.39 Comprobación de las uniones 118, 119, 121, 126, 123,124 (h=40 m)....	76
Tabla 3.40 Comprobación de las uniones 118, 119, 121, 126, 123,124 (h=40 m)....	77
Tabla 3.41 Comprobación de las uniones 118, 119, 121, 126, 123,124 (h=40 m)....	78
Tabla 3.42 Comprobación de las uniones 157, 28, 31 (h=40 m).....	79
Tabla 3.43 Comprobación de las uniones 118, 119, 121, 126, 123,124 (h=40 m)....	80
Tabla 3.44 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 361 (h=30 m).....	82
Tabla 3.45 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 451 (h=30 m).....	82
Tabla 3.46 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 363 (h=30 m).....	83
Tabla 3.47 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 465 (h=30 m).....	83
Tabla 3.48 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 265 (h=30 m).....	84
Tabla 3.49 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 361 (h=30 m).....	84
Tabla 3.50 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 451 (h=30 m).....	85
Tabla 3.51 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 363 (h=30 m).....	85
Tabla 3.52 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 465 (h=30 m).....	86
Tabla 3.53 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 265 (h=30 m).....	86
Tabla 3.54 Comprobación de las uniones 1, 5, 8 (h=30 m).....	88
Tabla 3.55 Comprobación de las uniones 33, 28, 31 (h=30 m).....	89
Tabla 3.56 Comprobación de las uniones 1, 5, 8 (h=30 m).....	90
Tabla 3.57 Comprobación de las uniones 1, 5, 8 (h=30 m).....	91
Tabla 3.58 Comprobación de las uniones 88, 95, 96, 93, 92, 90 (h=30 m).....	92
Tabla 3.59 Comprobación de las uniones 118, 119, 121, 126, 123, 124 (h=30 m)....	93
Tabla 3.60 Comprobación de las uniones 118, 119, 121, 126, 123, 124 (h=30 m)....	94
Tabla 3.61 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 7 (h=20 m)	96
Tabla 3.62 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 52 (h=20 m).....	96
Tabla 3.63 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 8 (h=20 m).....	97
Tabla 3.64 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 53 (h=20 m).....	97
Tabla 3.65 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 7 (h=20 m)	98

Tabla 3.66 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 52 (h=20 m).....	98
Tabla 3.67 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 8 (h=20 m).....	99
Tabla 3.68 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 53 (h=20 m).....	99
Tabla 3.69 Comprobación de las uniones 1, 5 ,8 (h=20 m).....	101
Tabla 3.70 Comprobación de las uniones 1, 5, 8 (h=20 m).....	102
Tabla 3.71 Comprobación de las uniones 46, 47, 49, 50, 51, 52 (h=20 m).....	103
Tabla 3.72 Comprobación de las uniones 46, 47, 49, 50, 51, 52 (h=20 m).....	104
Tabla 3.73 Comprobación de las uniones 46, 47, 49, 50, 51, 52 (h=20 m).....	105
Tabla 3.74 Comprobación de las uniones 28, 31, 33 (h=20 m).....	106
Tabla 4.1 Análisis de precios unitarios-Proforma de la torre autoportada de telecomunicaciones de 40 m de altura.....	113
Tabla 4.2 Análisis de precios unitarios-Proforma de la torre autoportada de telecomunicaciones de 30 m de altura.....	114
Tabla 4.3 Análisis de precios unitarios-Proforma de la torre autoportada de telecomunicaciones de 20 m de altura.....	115
Tabla 4.4 Análisis de precios unitarios- Replanteo y nivelación.....	116
Tabla 4.5 Análisis de precios unitarios- Excavación a máquina de material sin clasificar 0 a 2 m de profundidad.....	117
Tabla 4.6 Análisis de precios unitarios- Excavación a máquina de material sin clasificar 2 a 3 m de profundidad.....	118
Tabla 4.7 Análisis de precios unitarios- Excavación manual de material sin clasificar 0 a 2 m de profundidad.....	119
Tabla 4.8 Análisis de precios unitarios- Relleno compactado con material de mejoramiento.....	120
Tabla 4.9 Análisis de precios unitarios- Cargado de material a máquina.....	121
Tabla 4.10 Análisis de precios unitarios- Transporte de material hasta 6 km.....	122
Tabla 4.11 Análisis de precios unitarios- Replanteo de hormigón simple $f^c=180$ kg/cm ² (preparado en obra).....	123
Tabla 4.12 Análisis de precios unitarios- Hormigón simple $f^c=210$ kg/cm ² , premezclado y bombeado.....	124
Tabla 4.13 Análisis de precios unitarios- Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ² , cortado y figurado.....	125
Tabla 4.14 Análisis de precios unitarios- Torre de triangular de estructura de acero, fabricación y montaje.....	126

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Comprobación de la resistencia a tracción y comprobación de los elementos estructurales.

Anexo 2. Pesos de los elementos constitutivos de las torres de telecomunicaciones.

Anexo 3. Planos de diseño.

**DISEÑO Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS TORRES
AUTOSOPORTADAS DE TELECOMUNICACIONES DE 20, 30 Y 40 METROS
DE ALTURA DE ETAPA EP, DE ACUERDO A LA NORMA NEC-SE, PARA
DISPOSITIVOS CON TECNOLOGÍA CDMA**

RESUMEN

La carga del viento en las torres de celosías autoportadas es de gran importancia, debido a que estas estructuras son altamente vulnerables ante a la acción de esta. El presente trabajo tiene como objetivo realizar una evaluación estructural de las torres de 20, 30 y 40 m de altura que pertenecen a la empresa ETAPA EP, con la aplicación de la actual Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y de la especificación AISC 360-10. Para obtener las solicitaciones actuantes en las estructuras, se utilizó el software SAP2000, con los cuáles se determinó las dimensiones necesarias para resistir las tensiones que se producen en las torres autoportadas, finalmente se desarrolló el presupuesto referencial del proyecto.

Palabras Clave: Torre autoportada, carga de viento, modelación, perfiles, uniones.



José Fernando Vázquez Calero
Director de Tesis



Paúl Cornelio Cordero Díaz
Director de la Escuela



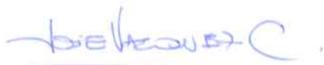
Valeria Beatriz Larriva Rodríguez
Autora

DESIGN AND STRUCTURAL EVALUATION OF ETAPA EP 20, 30 AND 40 METERS HIGH SELF-SUPPORTING TELECOMMUNICATIONS TOWERS, ACCORDING TO NEC-SE STANDARD, FOR DEVICES WITH CDMA TECHNOLOGY

ABSTRACT

The wind load on self-supporting lattice towers is of great importance because these structures are highly vulnerable to its action. This paper aims to perform a structural assessment of the 20, 30 and 40 meters high towers, which belong to ETAPA EP Company, through the application of the current Ecuadorian Construction Standard (NEC as per its Spanish acronym) and by the AISC 360-10 specification. The SAP2000 software was used in order to obtain the acting stress on the structures; consequently, the required dimensions to withstand the stresses that occur in the self-supporting towers are determined. Finally, the reference budget for the project was developed.

Keywords: Self-Supporting Tower, Wind Load, Modeling, Profiles, Joints.



José Fernando Vázquez Calero
Thesis Director



Paúl Cornelio Cordero Díaz
School Director



Valeria Beatriz Larriva Rodríguez
Author



Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Valeria Beatríz Larriva Rodríguez

Trabajo de Graduación

Ing. José Fernando Vázquez Calero M.Sc

Mayo, 2016

**DISEÑO Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS TORRES
AUTOSOPORTADAS DE TELECOMUNICACIONES DE 20, 30 Y 40
METROS DE ALTURA DE ETAPA EP, DE ACUERDO A LA NORMA NEC-
SE, PARA DISPOSITIVOS CON TECNOLOGÍA CDMA**

INTRODUCCIÓN

En el mundo actual la infraestructura de telecomunicaciones, es parte fundamental para el desarrollo de la sociedad, con la implementación de nuevas tecnología en el país y el crecimiento poblacional, las empresas dedicadas a brindar este servicio se han visto obligadas a implementar mejores torres de telecomunicación. La Empresa Pública Municipal de Telecomunicaciones, Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Cuenca, ETAPA EP no está ajena a esta situación, en el año 2008 la empresa ha implementado en su servicio la tecnología CDMA, mediante la construcción de torres metálicas autosoportadas, ubicadas en lugares estratégicos, de tal manera que ETAPA EP pueda continuar brindando servicio de calidad a las zonas rurales del cantón Cuenca. Las torres metálicas autosoportadas sirven como soporte de las antenas de telecomunicaciones, estas deben tener una altura apropiada y ubicadas en lugares que permita una óptima cobertura. La comunicación es una herramienta necesarias para las personas del todo el mundo, les permite desarrollar sus actividades diarias, y cumplir con sus objetivos. En el presente trabajo se realizará el diseño de las torres autosoportadas de telecomunicaciones, de 20, 30, y 40 metros de altura para ETAPA EP aplicando las normas NEC SE que actualmente se encuentra en vigencia, para luego realizar un análisis comparativo con la torres existente de la misma empresa, con el fin

de verificar un adecuado comportamiento estructural ante las exigencias de esta nueva norma.

Planteamiento del problema

La tecnología de las telecomunicaciones ha experimentado un significativo avance en los últimos años en nuestro país, lo que ha exigido a las empresas modernizar sus equipos de comunicación, por las exigencias de proporcionar un mejor servicio a sus usuarios. En la ciudad de Cuenca se han visto construidas diversas torres autosoportadas, cada una de ellas con sus propias características, geometría, altura, y tipo de perfiles, destinadas a cumplir la función para la cual fueron diseñadas por las empresa que requiere su implementación.

La Empresa pública ETAPA EP ha construido torres autosoportadas de telecomunicaciones, para la implementación de la tecnología CDMA, con el fin de cubrir la demanda del servicio de telefonía e internet, que permite mejorar la calidad de vida de los usuarios, sin embargo la empresa no cuenta con los análisis estructurales de dichas torres, mediante la aplicación de la nueva norma NEC SE, que permita determinar su adecuada funcionalidad durante su vida útil.

En este trabajo realizaremos el diseño de las torres autosoportadas de telecomunicaciones de 20, 30 y 40 metros de altura aplicando esta norma, para luego compararlas con las torres de telecomunicación existentes de ETAPA EP, las cuales fueron diseñadas años atrás con otras normativas que en ese momento estuvieron vigentes. Con el diseño, podremos comparar los beneficios, los pros y contra que nos demostrará el presente proyecto.

Justificación

El propósito de este estudio es brindar una solución a la construcción de las torres autosoportadas de telecomunicaciones, aplicando la norma NEC vigente, que nos garantice su adecuado comportamiento ante las acciones del sismo y el viento durante

su vida útil, para que su implementación genere un mejor servicio a la comunidad cuencana.

Objetivos

Objetivo general

Diseñar unas torres metálicas autoportadas para antenas de telecomunicaciones de 20, 30 y 40 metros de altura para ETAPA EP, aplicando las especificaciones establecidas en la NEC vigente.

Objetivos específicos

- Generar una línea base con la recopilación de información sobre el tema.
- Diseñar estructuralmente las torres metálicas autoportadas de acuerdo a la norma NEC vigente, en la ubicación que se encuentra las torres actualmente construidas.
- Evaluar comparativamente los resultados del diseño desde el punto de vista técnico-constructivo con las torres existentes de ETAPA EP.
- Desarrollar el presupuesto referencial de las torres autoportadas de telecomunicaciones diseñadas con la norma NEC-SE.
- Recomendar su aplicación y reforzamiento de acuerdo a los resultados obtenidos del análisis estructural, realizado a las antenas autoportadas con la norma NEC actual.

CAPÍTULO I

FUNDAMENTOS TEÓRICOS

1.1 Historia de las torres de celosías de telecomunicaciones

A través de siglos se ha construido numerosas estructuras, pero solo se admiran aquellas que fueron construidas con buenos diseños y actualmente sobreviven. Los materiales, proporciones, tamaños de los elementos estructurales y métodos de construcción evolucionaron gracias a años de experimentación del comportamiento estructural. Algunas de estas investigaciones acompañaron al desarrollo de la construcción de las torres metálicas de celosías, que actualmente son de gran importancia para el desarrollo de la humanidad, al inicio este tipo de estructuras fueron de madera, pero con la aparición del acero han tenido avances continuos en su calidad y resistencia. (Vittorio Zignoli, 1978)

Las torres de celosías son estructuras formadas por barras rectas interconectadas en los extremos con algún tipo de sujeción (pernos, soldadura), de tal forma que las cargas se aplican en los nudos. Un diseño adecuado de este tipo de edificaciones permite la construcción estructuras de gran altura y una correcta estabilidad ante las acciones externas.

Existen algunas obras que actualmente son reconocidas y admiradas en el mundo, entre las cuales tenemos la Torre Eiffel localizada en Paris, comenzó su construcción en 1887 y termino en 1889, con una altura de 324 metros. Inicialmente fue utilizada como soporte de antenas de comunicación por el ejército, actualmente es utilizada como emisora de programas radio y televisión, ver figura 1.1 (Luisa Basset Salom; Arianna Guardiola Vállora, 2011)



Figura 1.1 Torre Eiffel

Fuente: <http://www.flickr.com/>

Con el desarrollo de nuevas tecnologías de comunicación, las torres de celosías han tenido una mayor implementación, las empresas que brindan este servicio han venido expandiendo su cobertura con el fin de brindar un mejor servicio en todo el país, construyendo este tipo estructuras cada vez más altas.

El diseño de las estructuras está regido a las Normas Ecuatorianas de la Construcción, en la cual se especifican las cargas de diseño, características de los materiales, importancia de la edificación, entre otros, su aplicación nos garantizará una adecuada estabilidad ante las acciones del sismo y el viento, evitando el colapso de este tipo de estructuras. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC-SE-DS. Peligro Sísmico, 2014)

1.2 Torres metálicas de celosías

Las torres metálicas de celosías son estructuras delgadas y de gran altura, formadas por elementos lineales unidos entre sí por los extremos, de esta manera permite una mayor resistencia ante cargas verticales, dinámicas del sismo y el viento, y de cualquier otro tipo (Jonas Antonio Dobias Nuila, 2004). Estas estructuras sirven como soporte para antenas de transmisión de señales, como: telefonía, televisión, internet, radio, entre otros.

1.3 Tipos de torres metálicas de celosías

Actualmente existen una gran cantidad de torres metálicas de celosías construidas en el país, cada una de ellas diseñadas de acuerdo a la necesidad de la empresa, y de las condiciones del terreno donde se requiere su implementación, su clasificación es la siguiente:

- Torres autoportadas
- Torres atirantadas

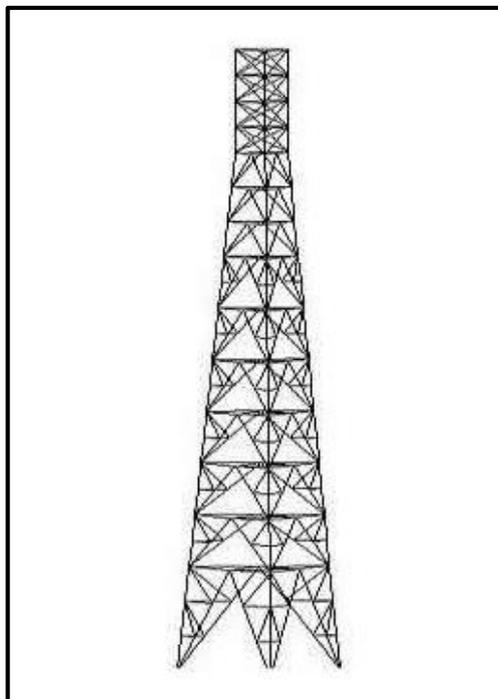


Figura 1.2 Torre autoportada

Fuente: <http://www.antenasverea.com/>

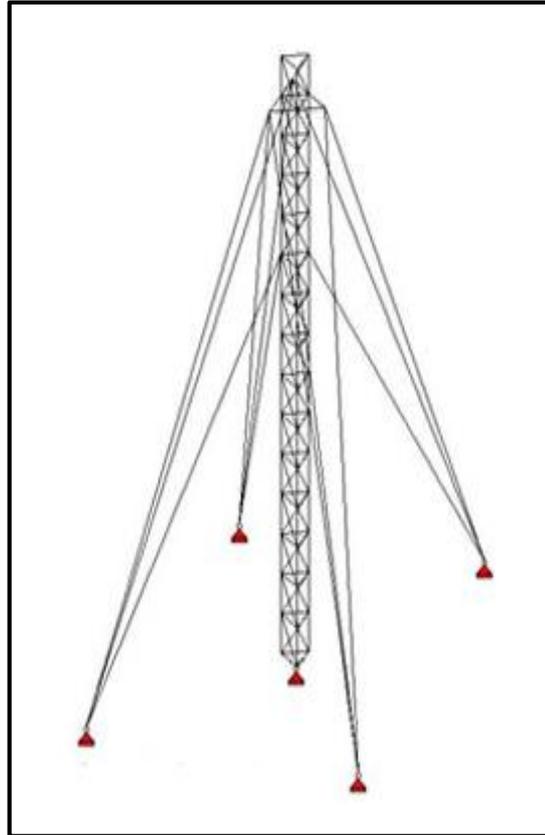


Figura 1.3 Torre atirantada

Fuente: <http://www.antenasverea.com/>

1.3.1 Torres de celosías autoportadas

Las torres autoportadas son estructuras muy rígidas, que se sostienen por sí solas, es decir no necesitan arriostamiento, están diseñadas para soportar grandes pesos y tienen un adecuado comportamiento ante las cargas dinámicas del sismo y el viento. Pueden ser construidas en pequeñas secciones. Estas estructuras pueden tener tres o cuatro lados generalmente, ahora se utilizan las triangulares, resultan menos costosas que las otras. (Carlos Faz Barahora, 2015)

1.3.2 Torres de celosías atirantadas

Estas torres son delgadas, utilizan menor cantidad de acero con respecto a las torres autosoportadas, por lo que se encuentran arriostradas en tres direcciones mediante cables, para obtener una adecuada rigidez de la estructura. Estas estructuras tienen la desventaja de necesitar mayor espacio para el anclaje de los cables. (Carlos Faz Barahora, 2015)

CAPÍTULO II

RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

2.1 Modelación y agrupación de las cargas de diseño

2.1.1 Método de diseño

Para el diseño estructural se utilizará el método llamado diseño por Factores de Carga y Resistencia conocido por sus siglas LRFD (Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design). Este método se basa en el criterio de estados límite, es decir en la que la estructura o parte de ella deja de cumplir la función para la cual se diseñó.

Existen dos tipos de estados de límite: los estados límite de resistencia basado en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras, y los estados límite de servicio que definen el comportamiento de la estructura bajo cargas normales de servicio. (Jack C. MacCormac, 2008)

El formato general del método LRFD se puede expresar como:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

Dónde:

$\sum \lambda_i Q_i$: Resistencia requerida

λ_i : Factores de carga

Q_i : Efectos de carga

ϕ : Factor de resistencia

R_n : Resistencia nominal

2.1.2 Combinación de cargas y factores

A continuación se describen las combinaciones que se proponen en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, basada en la ASCE7-10 (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas, 2014):

- $1.4 D$
- $1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[L_r ; S ; R]$
- $1.2 D + 1.6 \max[L_r ; S ; R] + \max[L ; 0.5W]$
- $1.2 D + 1 W + L + 0.5 \max[L_r ; S ; R]$
- $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
- $0.9 D + 1.0 W$
- $0.9 D + 1.0 E$

Donde:

D : Carga permanente

E : Carga de sismo

L : Sobrecarga (carga viva)

L_r : Sobrecarga de cubierta

S : Carga de granizo

W : Carga de viento

2.1.2.1 Cargas permanentes

Se llama cargas permanentes o cargas muertas al conjunto de acciones que se producen por el propio peso de todos los elementos estructurales y no estructurales, que permanecen en posición fija en la construcción (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas, 2014). Son los elementos

tales como: peso de la estructura, plataforma triangular, escalera y elemento de protección para ascenso-descenso del personal técnico de las torres.

2.1.2.2 Cargas variables

✓ Carga viva

Las cargas que se utilizan para el diseño dependerán de la operación y uso de la edificación. Se refiere al peso del personal y equipo durante su montaje, operación y mantenimiento que se desarrollen sobre las torres. Generalmente se considera una carga de 150 kg/m^2 (2 persona de 75 kg cada una).

✓ Cargas por viento

La acción del viento depende de su dirección, de su velocidad, de la densidad del aire y de la forma del objeto sobre el que actúa. El viento constituye una acción de gran importancia que se debe considerar para el diseño de las estructuras metálicas autoportadas de telecomunicación, ya que esta acción puede provocar inconvenientes en la comunicación. (Vittorio Zignoli, 1978)

Cuando el aire en movimiento encuentra un objeto fijo, ocurren distintos efectos que se combinan para ejercer una fuerza sobre el mismo. Dicha fuerza depende del área de contacto entre la estructura de la torre y los accesorios. (Jonas Antonio Dobias Nuila, 2004). El estado del viento de mayor importancia para el diseño estructural de las torres metálicas de telecomunicación, es el de una tormenta cuando este alcance la máxima velocidad.

✓ Cargas de sismo

El Ecuador se encuentra ubicada dentro del área del Cinturón de Fuego del Pacífico por lo que es considerada una zona de alto peligro sísmico, debido a esto es necesario

realizar un análisis sísmico, y de tal manera generar un espectro de diseño específico para este tipo de estructura (Ing. José Vázquez Calero, 2012).

La aplicación de las fuerzas sísmicas se realizará de acuerdo a las especificaciones que se presentan en el capítulo Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción actual, con la finalidad de revisar la deriva de piso de la estructura.

Las torres de telecomunicaciones deben cumplir los requisitos mínimos establecidos en esta norma:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas, 2014)

2.2 Normas de diseño estructural

Las torres de telecomunicaciones autoportadas, se diseñarán estrictamente de acuerdo a especificaciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción y, se complementará el diseño con normas extranjeras reconocidas, como lo indica nuestra norma, entre ellas tenemos: la norma American Institute of Steel Construction (AISC), este manual nos proporciona información detallada sobre el uso de los perfiles estructurales de acero y de las conexiones; American Society of Testing and Materials (ASTM), nos proporciona las propiedades mecánicas mínimas de los aceros.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece reglamentos de control para la construcción de las estructuras, en la que se especifica las cargas de diseño, zona sísmica, esfuerzo de diseño, tipos de edificaciones, importancia de la edificación y otros factores que se han establecido de acuerdo al lugar donde se construirá dicha edificación.

El diseño estructural se realizará de acuerdo con las disposiciones del método Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD), actualmente este método se está adoptando en mayor frecuencia debido a las diversas ventajas con respecto al método ASD,

2.3 Componentes y miembros estructurales de la torre metálica

Las torres autoportadas generalmente están formadas por varios miembros rectos, con secciones tubulares o angulares sometidas a esfuerzos de tensión y compresión, conectados en los nudos mediante pernos o soldadura, formando triángulos planos. (Jonas Antonio Dobias Nuila, 2004)

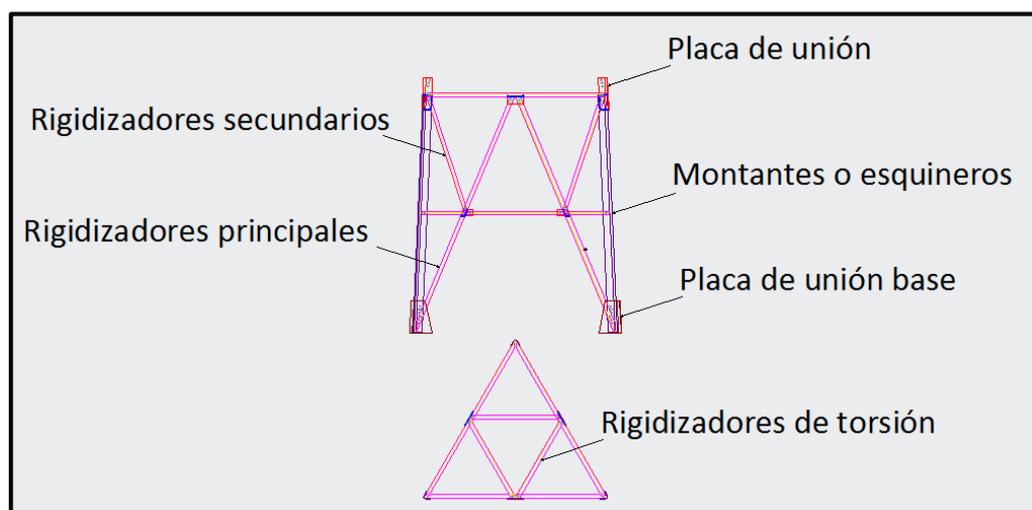


Figura 2.1 Elementos estructurales de la torre autoportada

Fuente: (Jonás Antonio Dobias, 2008)

2.3.1 Tipos de perfiles de acero estructural

En Estados Unidos en el siglo XIX se fabricaron los primeros perfiles estructurales, los ángulos de hierro laminados, y posteriormente se hicieron las vigas de acero I, T, que poseen varias propiedades como grandes momentos de inercia en relación con sus secciones.

Paralelamente al desarrollo de la construcción se ha realizado cambios en las dimensiones de los perfiles, logrando una gran diversidad de formas y tamaños, apropiados para aplicaciones específicas. En la elección de los perfiles estructurales que conforman una torre autosoportada se debe tomar en cuenta la disponibilidad en el mercado, siempre y cuando cumplan con la norma ASTM. (Jack C. MacCormac, 2008)

2.3.1.1 Perfiles doblados en frío

Los perfiles doblados en frío son aquellos que se fabrican doblando láminas delgadas de acero a temperatura ambiente de bajo carbono o baja aleación, las modificaciones de la sección transversal lo convierten en un elemento de mayor resistencia con respecto a la lámina de cual se formó.

Existen diferentes procesos de fabricación de los perfiles doblados en frío, los más conocidos son: plegado y mediante prensas. Los perfiles varían en espesores entre 0.1 y 0.25 pulgadas. Las especificaciones de diseño de este tipo de elementos estructurales, están establecidas por el Instituto Americano del hierro y el acero. Existen varias ventajas de los miembros estructurales de acero formados en frío entre los cuales podemos mencionar: alta resistencia, facilidad de fabricación, bajo peso, entre otros. (Jack C. MacCormac, 2008)

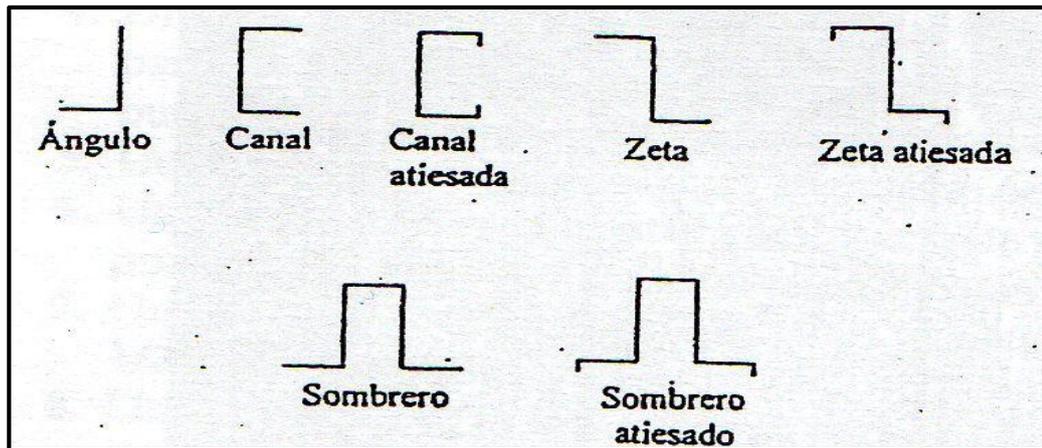


Figura 2.2 Perfiles típicos conformados en frío

Fuente: (Jack C. MacCormac, 2008)

2.3.1.2 Perfiles laminados en caliente

Los perfiles laminados en caliente se obtiene calentando láminas de acero a altas temperaturas que, permita su deformación mediante maquinas que van conformando el perfil deseado, hasta conseguir las medidas adecuadas.

A continuación se muestra los perfiles más comunes de acero:

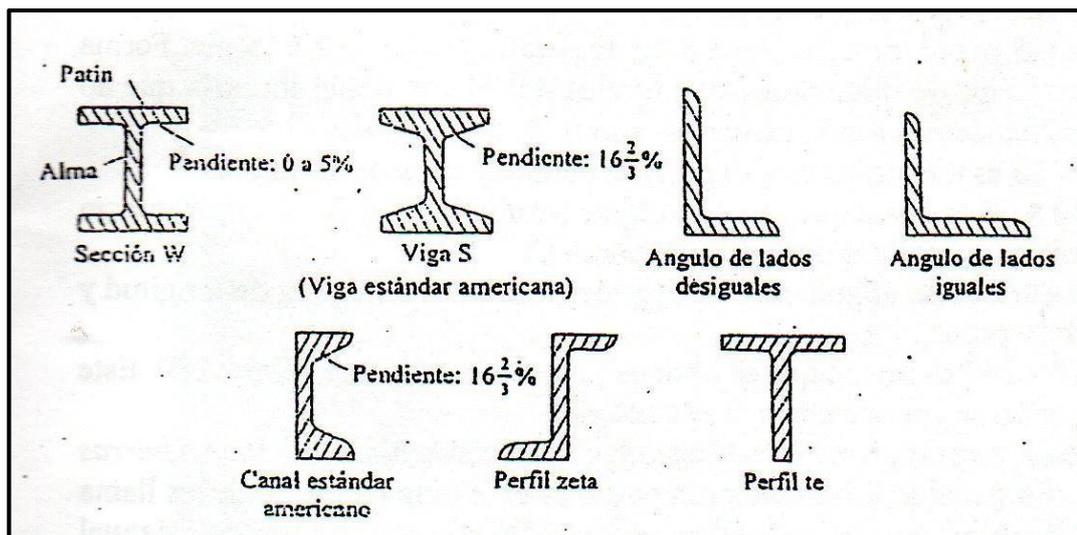


Figura 2.3 Perfiles laminados en caliente

Fuente: (Jack C. MacCormac, 2008)

2.3.2 Sección transversal de las torres autoportadas

El profesional responsable del diseño estructural de las torres autoportadas de telecomunicaciones, deberá seleccionar la forma más conveniente de la estructura que satisfaga las necesidades y objetivos de la torres solicitada por el cliente. La estructura debe cumplir con las necesidades funcionales, económicas, estética, accesible para el mantenimiento, entre otras. Las torres de telecomunicaciones comúnmente construidas en la ciudad Cuenca son de tipo autoportadas, con secciones distintas, las más frecuentemente utilizadas por tener mayores ventajas en cuanto a su funcionalidad, fabricación y montaje, son las torres de sección triangular y las de sección cuadrada. (Jonas Antonio Dobias Nuila, 2004)

2.3.2.1 Torres de sección cuadrada

Las torres autoportadas de sección cuadrada pueden tener diferentes diseños, estos pueden ser: sección constante, piramidal y combinada, esta última, su sección inferior tiene forma piramidal y finaliza con una sección permanente.

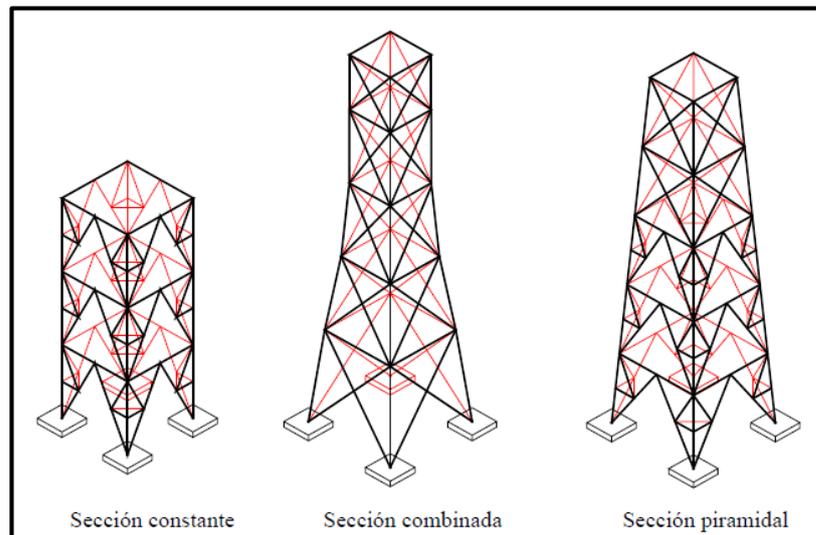


Figura 2.4 Torres autoportadas de sección cuadrada

Fuente: (Jonás Antonio Dobias Nuila, 2004)

Los elementos utilizados con más frecuencia para las torres de celosías de sección cuadrada, son los perfiles angulares, ya que es fácil y practica su utilización en este tipo de sección. Este tipo de estructuras presenta desventajas tales como: mayor utilización de volumen de acero, posee mayor cantidad de uniones, lo que significa un aumento de tiempo y costo, con respecto a las de sección triangular (Jonas Antonio Dobias Nuila, 2004)

2.3.2.2 Torres de sección triangular

Las torres autoportadas de telecomunicaciones de sección triangular, actualmente son las de mayor demanda, el costo y el tiempo de montaje es menor con respecto a las de sección cuadrada, ya que al tener una cara menos, se reduce el volumen de acero y las uniones.

Al igual que las torres autoportadas de sección cuadrada, las torres de sección triangular pueden tener diferentes diseños, estos pueden ser: sección constante, piramidal y combinada; esta última, en su sección inferior tiene forma piramidal y finaliza con una sección permanente. (Jonas Antonio Dobias Nuila, 2004)

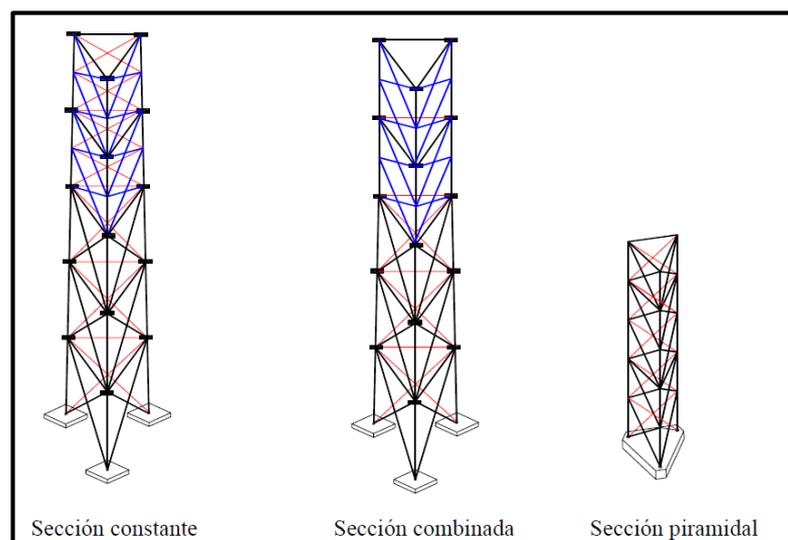


Figura 2.5 Torres autoportadas de sección triangular

Fuente: (Jonás Antonio Dobias Nuila, 2004)

2.3.3 Altura de las torres

Las torres autoportadas de telecomunicaciones alcanzan diferentes alturas, en nuestra zona se usan de una altura promedio de 40 m; la altura de la torre deberá ser de tal manera que permita a las antenas obtener una óptima cobertura del servicio que se requiere brindar a los sectores necesitados y, satisfacer los requerimientos de las telecomunicaciones. En el presente proyecto se evaluará las torres autoportadas de 20, 30 y 40 mts de altura.

2.4 Conexiones y uniones de los miembros

Para conectar los miembros estructurales de acero, al inicio se utilizaba el remachado, posteriormente la soldadura, y recientemente, se realiza mediante el atornillado con pernos o tornillos de alta resistencia. El montaje de las estructuras de acero mediante tornillos resulta más económico en comparación con los otros tipos de conexiones, ya que se requiere menor mano de obra y equipo.

2.4.1 Conexiones atornilladas

Hay diferentes tipos de tornillos utilizados para conectar elementos estructurales de acero, los cuales se describen a continuación:

Tornillos ordinarios o comunes: se encuentran especificados en la norma American Society of Testing and Materials (ASTM), como tornillos A307, se producen con aceros al carbono, fabricados generalmente con cabezas y tuercas cuadradas generando reducir su costo. Este tipo de tornillos se puede utilizar para el montaje de estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas y miembros secundarios

Tornillos de alta resistencia: se fabrican a base de acero al carbono tratados térmicamente y aceros aleados, tienen una resistencia a la tensión de dos más veces que los tornillos ordinarios, mencionados anteriormente. Existen dos tipos básicos: los A325 que están fabricados con acero al carbono tratado térmicamente, y los A490 que también están hechos con acero al carbono tratado térmicamente y con acero aleado.

Estos tipos de tornillos se utilizan para todo tipo de estructuras. (Jack C. MacCormac, 2008)

Los tornillos de alta resistencia poseen las siguientes ventajas:

- El montaje estructural es más rápido y se requiere menor número de tornillos para proporcionar la misma resistencia en comparación con los de remaches.
- Se pueden desarticular posteriormente.
- Se necesita equipo liviano para realizar las conexiones.

CAPÍTULO III.

CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

3.1 Determinación de los parámetros de diseño

Para la evaluación estructural de las torres metálicas autoportadas de telecomunicaciones que pertenecen a la empresa ETAPA-EP, se utilizarán las torres de sección triangular de 40, 30 y 20 metros de altura, las mismas que se encuentran localizadas en la ciudad de Cuenca. Las estructuras están conformadas por perfiles V en los montantes o esquinas y mediante perfiles angulares en los elementos horizontales y diagonales, estos se encuentran unidos mediante pernos de alta resistencia.

3.1.1 Condiciones geométricas

La sección de las torres de telecomunicaciones es combinada, por lo que en los niveles inferiores la sección es piramidal, y en los superiores es constante.

Los elementos de arriostramiento de las torres de telecomunicaciones son de tipo portal, están sometidos a fuerzas de tracción y compresión, como podemos observar en la siguiente figura, las estructuras están formadas por diagonales largas y elementos horizontales ubicadas de centro a centro de estas permitiendo una reducción de la luz de los perfiles y otra mejorando la estabilidad de las estructuras. (Mg Trading Soluciones Tecnológicas, 2015)

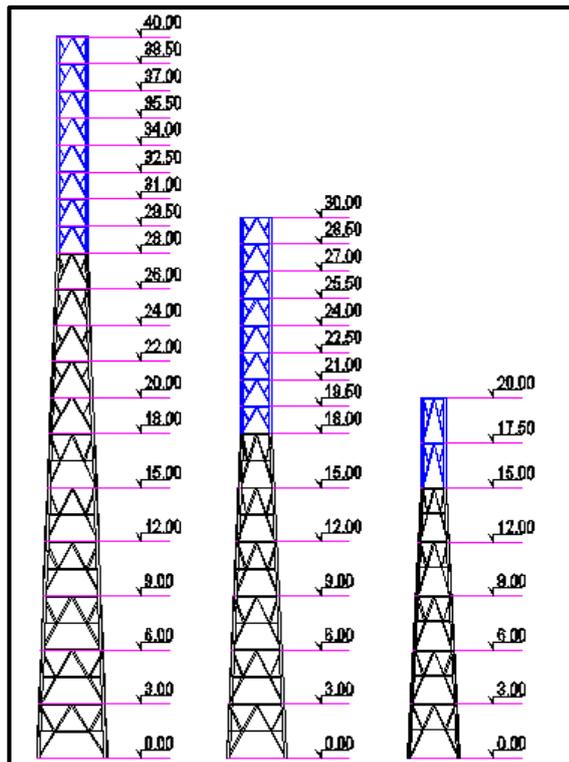


Figura 3.1 Disposición de los elementos para cada lado de la torre.

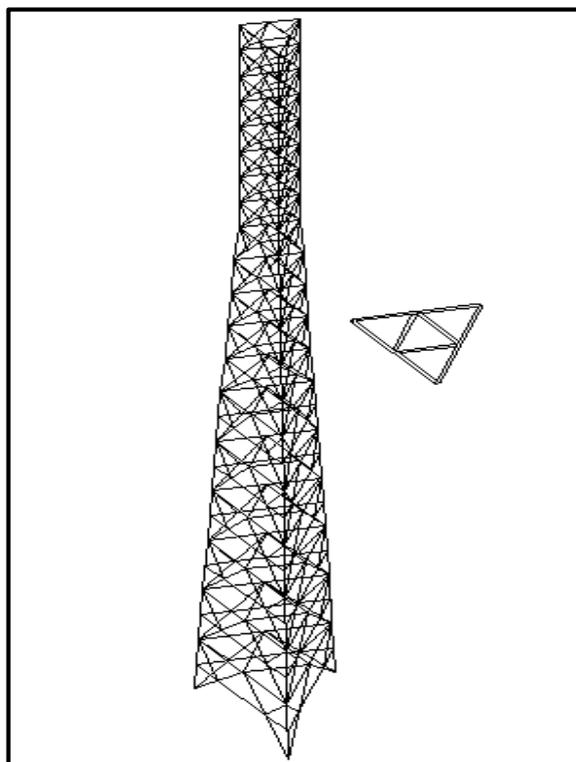


Figura 3.2 Sección transversal triangular generada en SAP2000.

La mayoría de torres metálicas de celosía están construidas por perfiles angulares empernados, sujetos a tensión y compresión, mediante un sistema de arriostramiento, la elección de los elementos estructurales dependerá de los esfuerzos a los que estará sometida la estructura. Los elementos estructurales que servirán para la armado de las torres autoportadas de telecomunicaciones del presente proyecto, están elaborados en acero ASTM A-36, el más común en el mercado local.

Ahora se detallara las secciones de los perfiles estructurales que conforman las torres metálicas de telecomunicaciones de 40, 30 y 20 m de altura.

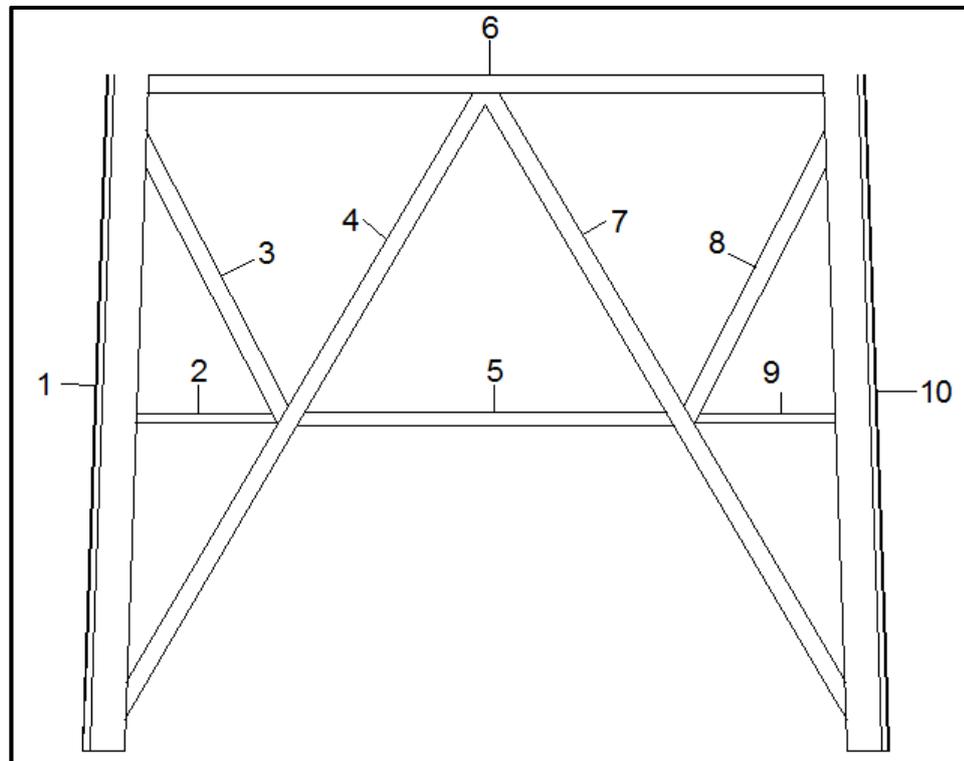


Figura 3.3 Elementos que conforman las torres de telecomunicaciones.

Tabla 3.1 Detalle de los elementos de la torres de telecomunicaciones (h=40 m).

Nivel	Elementos	Dimensión	Área	Longitud
		mm	cm ²	m
0.00 - 3.00	1, 10	V 150X60X6	21,60	3,00
	2, 9	L 40X40X3	2,40	0,82
	3, 8	L 80X80X4	6,40	1,70
	4, 7	L 80X80X4	6,40	3,50
	5	L 60X60X3	3,60	1,70
	6	L 80X80X4	6,40	3,30
3.00 - 6.00	1, 10	V 150X60X6	21,60	3,00
	2, 9	L 40X40X3	2,40	0,76
	3, 8	L 80X80X4	6,40	1,66
	4, 7	L 80X80X4	6,40	3,42
	5	L 60X60X3	3,60	1,64
	6	L 80X80X4	6,40	3,10
6.00 a 9.00	1, 10	V 150X60X6	21,60	3,00
	2, 9	L 40X40X3	2,40	0,71
	3, 8	L 80X80X4	6,40	1,63
	4, 7	L 80X80X4	6,40	3,37
	5	L 60X60X3	3,60	1,53
	6	L 80X80X4	6,40	2,86
9.00 - 12.00	1, 10	V 150X60X6	21,60	3,00
	2, 9	L 40X40X3	2,40	0,66
	3, 8	L 80X80X4	6,40	1,61
	4, 7	L 80X80X4	6,40	3,33
	5	L 60X60X3	3,60	1,43
	6	L 80X80X4	6,40	2,64
12.00 - 15.00	1, 10	V 150X60X6	21,60	3,00
	2, 9	L 40X40X3	2,40	0,60
	3, 8	L 80X80X4	6,40	1,59
	4, 7	L 80X80X4	6,40	3,29
	5	L 60X60X3	3,60	1,32
	6	L 80X80X4	6,40	2,42
15.00 a 18.00	1, 10	V 120X60X6	18,00	3,00
	2, 9	L 40X40X3	2,40	0,54
	3, 8	L 60X60X3	3,60	1,57
	4, 7	L 80X80X4	6,40	3,23
	5	L 60X60X3	3,60	1,24
	6	L 60X60X4	3,60	2,21
18.00 - 20.00	1, 10	V 120X60X6	18,00	2,00
	3, 8	L 40X40X3	2,40	1,11
	4, 7	L 60X60X3	3,60	2,28
	6	L 60X60X3	3,60	2,07

20.00 - 22.00	1, 10	V 120X60X6	18,00	2,00
	3, 8	L 40X40X3	2,40	1,09
	4, 7	L 60X60X3	3,60	2,25
	6	L 60X60X3	3,60	1,92
22.00 - 24.00	1, 10	V 120X60X6	18,00	2,00
	3, 8	L 40X40X3	2,40	1,08
	4, 7	L 60X60X3	3,60	2,22
	6	L 60X60X3	3,60	1,78
24.00 - 26.00	1, 10	V 120X60X6	18,00	2,00
	3, 8	L 40X40X3	2,40	1,06
	4, 7	L 50X50X3	3,00	2,19
	6	L 50X50X3	3,00	1,68
26.00 - 28.00	1, 10	UV 120X60X6	18,00	2,00
	3, 8	L 40X40X3	2,40	1,05
	4, 7	L 50X50X3	3,00	2,16
	6	L 50X50X3	3,00	1,50
28.00 - 29.50 29.50 - 31.00 31.00 - 32.50 32.50 - 34.00	1, 10	V 100X60X6	15,60	1,50
	3, 8	L 40X40X3	2,40	0,83
	4, 7	L 50X50X3	3,00	1,67
	6	L 50X50X3	3,00	1,50
34.00 - 35.50 35.50 - 37.00 37.00 - 38.50 38.50 - 40.00	1, 10	V 100X60X6	15,60	1,50
	3, 8	L 40X40X3	2,40	0,83
	4, 7	L 50X50X3	3,00	1,67
	6	L 50X50X3	3,00	1,50

Tabla 3.2 Detalle de los elementos de la torres de telecomunicaciones (h=30 m).

Nivel	Elementos	Dimensión	Área	Longitud
		mm	cm ²	M
0.00 - 3.00	1, 10	V 120X60X6	18,00	3,00
	2, 9	L 40X40X3	2,40	0,68
	3, 8	L 60X60X3	3,60	1,54
	4, 7	L 60X60X3	3,60	2,29
	5	L 50X50X3	3,00	1,46
	6	L 60X60X3	3,60	2,75
3.00 - 6.00	1, 10	V 120X60X6	18,00	3,00
	2, 9	L 40X40X3	2,40	0,62
	3, 8	L 60X60X3	3,60	1,53
	4, 7	L 60X60X3	3,60	3,20
	5	L 50X50X3	3,00	1,33
	6	L 60X60X3	3,60	2,50

6.00 a 9.00	1, 10	V 120X60X6	18,00	3,00
	2, 9	L 40X40X3	2,40	0,56
	3, 8	L 60X60X3	3,60	1,51
	4, 7	L 60X60X3	3,60	3,15
	5	L 50X50X3	3,00	1,20
	6	L 60X60X3	3,60	2,25
9.00 - 12.00	1, 10	V 120X60X6	18,00	3,00
	2, 9	L 40X40X3	2,40	0,49
	3, 8	L 60X60X3	3,60	1,49
	4, 7	L 60X60X3	3,60	3,11
	5	L 50X50X3	3,00	1,08
	6	L 60X60X3	3,60	2,00
12.00 - 15.00	1, 10	V 120X60X6	18,00	3,00
	2, 9	L 40X40X3	2,40	0,43
	3, 8	L 60X60X3	3,60	1,47
	4, 7	L 60X60X3	3,60	3,06
	5	L 50X50X3	3,00	0,96
	6	L 60X60X3	3,60	1,75
15.00 a 18.00	1, 10	V 100X60X6	15,60	3,00
	2, 9	L 40X40X3	2,40	0,37
	3, 8	L 60X60X3	3,60	1,46
	4, 7	L 60X60X3	3,60	3,03
	5	L 40X40X3	2,40	0,95
	6	L 60X60X3	3,60	1,50
18.00 - 19.50 19.50 - 21.00 21.00 - 22.50 22.50 - 24.00	1, 10	V 100X60X6	15,60	1,50
	3, 8	L 40X40X3	2,40	0,75
	4, 7	L 50X50X3	3,00	1,65
	6	L 50X50X3	3,00	1,50
24.00 - 25.50 25.50 - 27.00 27.00 - 28.50 28.50 - 30.00	1, 7	V 100X60X6	15,60	1,50
	2, 6	L 40X40X3	2,40	0,75
	3, 5	L 50X50X3	3,00	1,65
	4	L 50X50X3	3,00	1,50

Tabla 3.3 Detalle de los elementos de la torres de telecomunicaciones (h=20 m).

Nivel	Elementos	Dimensión	Área	Longitud
		mm	cm ²	m
0.00 - 3.00	1, 10	V 100X60X6	15,60	3,00
	2, 9	L 30X30X3	1,80	0,50
	3, 8	L 50X50X3	3,00	1,58
	4, 7	L 50X50X3	3,00	3,25
	5	L 40X40X3	2,40	1,25

	6	L 50X50X3	3,00	2,24
3.00 - 6.00	1, 10	V 100X60X6	15,60	3,00
	2, 9	L 30X30X3	1,80	0,54
	3, 8	L 50X50X3	3,00	1,55
	4, 7	L 50X50X3	3,00	3,20
	5	L 40X40X3	2,40	1,07
	6	L 50X50X3	3,00	1,98
6.00 - 9.00	1, 10	V 100X60X6	15,60	3,00
	2, 9	L 30X30X3	1,80	0,43
	3, 8	L 50X50X3	3,00	1,54
	4, 7	L 50X50X3	3,00	3,16
	5	L 40X40X3	2,40	0,99
	6	L 50X50X3	3,00	1,72
9.00 - 12.00	1, 10	V 100X60X6	15,60	3,00
	2, 9	L 30X30X3	1,80	0,37
	3, 8	L 50X50X3	3,00	1,53
	4, 7	L 50X50X3	3,00	3,12
	5	L 40X40X3	2,40	0,86
	6	L 50X50X3	3,00	1,46
12.00 - 15.00	1, 10	V 100X60X6	15,60	3,00
	2, 9	L 30X30X3	1,80	0,30
	3, 8	L 50X50X3	3,00	1,52
	4, 7	L 50X50X3	3,00	3,09
	5	L 40X40X3	2,40	0,73
	6	L 50X50X3	3,00	1,20
15.00 - 17.50 17.50 - 20.00	1, 10	V 80X60X4	13,20	2,50
	3, 8	L 40X40X3	2,40	1,29
	4, 7	L 40X40X3	2,40	2,57
	6	L 40X40X3	2,40	1,20

Los elementos estructurales de las torres de tipo celosía, están unidos con pernos de alta resistencia de grado ocho y galvanizados al caliente, con arandela, tuerca y contratuerca, que satisfacen las disposiciones de la ASTM A325.

En la siguiente figura podemos observar la ubicación de los pernos de la torre de telecomunicaciones:



Figura 3.4 Uniones

Fuente: (ETAPA-EP, 2007)

3.1.2 Cargas

3.1.2.1 Carga de muerta

- Peso propio de los elementos estructurales de la torres de telecomunicaciones
- Escaleras de ascenso-descenso de personal técnico de operación y mantenimiento, de ancho de 90 cm, formada por perfiles angulares en los elementos verticales y en los peldaños de 30x30x3 mm cada 30 cm, con un peso de 10 kg/m. (Ing. José Fernando Vásquez, 2007).

- Escalerillas de cableado de ancho de 45cm, formada por perfiles angulares en los elementos verticales y en los peldaños de 30x30x3 mm cada 30 cm, con un peso de 4 kg/m. (Ing. José Fernando Vásquez, 2007).

3.1.2.2 Carga viva

- Antena de telecomunicaciones con tecnología WIMAX para internet de banda ancha, permite realizar conexiones telefónicas inalámbricas, ubicadas en cada esquina en el nivel +40,00 m. El peso de la antena más el equipo y accesorios es: 50 kg. (Mg Trading Soluciones Tecnológicas, 2015)
- Antena de telecomunicaciones con tecnología HEBDO para internet de banda ancha, permite realizar conexiones telefónicas inalámbricas, ubicadas en cada esquina en el nivel +37,00 m. El peso de la antena más el equipo y accesorios es: 50 kg. (Mg Trading Soluciones Tecnológicas, 2015).
- Antena de telecomunicaciones con tecnología CDMA para telefonía inalámbrica con número fijo, ubicadas en cada esquina en el nivel +34,00 m. El peso de la antena más el equipo y accesorios es: 50 kg. (Mg Trading Soluciones Tecnológicas, 2015).
- Pararrayos de tipo Franklin de cobre más accesorios, pesa 20 kg. (Ingesco, s.f.).
- Baliza aeronáutica para torres de telecomunicaciones, con un peso de 5 kg. (Navitronic, s.f.).
- 15 columnas de cables de conexión coaxial Heliax de 7/8", tiene un peso de 0,50 kg/m cada cable. (Mg Trading Soluciones Tecnológicas, 2015).
- Personal técnico 150 kg (dos personas).

3.1.2.3 Carga de viento

El cálculo de las fuerzas por el viento se realizará a partir de los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. La cual establece parámetros de acuerdo a la localidad geográfica, la altura de la edificación, las características topográficas y edificaciones en el entorno.

La velocidad de diseño del viento registrada a 10 m de altura sobre el terreno no será menor a 21 m/s (75 Km/h). (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas, 2014). En este proyecto asumiremos una velocidad instantánea de 23,6 m/s (85 Km/h), y se le aplicara perpendicularmente hacia los elementos de una cara de la torre, se considera la más desfavorable.

La velocidad corregida del viento se obtendrá de acuerdo a la siguiente formula:

$$V_b = V * \sigma \quad \text{Sección 3.2.4. (NEC_SE_CG, 2014)}$$

Dónde:

V_b : Velocidad corregida del viento en m/s

V : Velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno

σ : Coeficiente de corrección

✓ Coeficiente de corrección

Se determinará el coeficiente de corrección de acuerdo a la siguiente tabla la cual se encuentra clasificada en 3 categorías: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas, 2014).

- Categoría A: Edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.

- Categoría B: Edificios en zona suburbanas con edificios de baja altura, promedio de hasta 10 m.
- Categoría C: Zonas urbanas con edificios de altura.

Tabla 3.4 Coeficiente de corrección σ .

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Fuente: (NEC_SE_CG, 2014)

✓ Presión del viento

La presión del viento se determinara mediante la siguiente formula:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot Vb^2 \cdot Ce \cdot Cf \quad \text{Sesión 3.2.4. (NEC_SE_CG, 2014)}$$

Donde:

P : Presión de cálculo expresada en Pa (N/m²)

ρ : Densidad del aire expresada en Kg/m³ (Se puede utilizar 1.25 Kg/m³)

Ce : Coeficiente de entorno/altura

Cf : Coeficiente de forma

✓ **Coefficiente de forma**

Se determinara el coeficiente de forma de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 3.5 Coeficiente de forma Cf.

Construcción	Coefficiente C_f
Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior por su parte inferior, así como ventanas interiores (en el caso de que se dispongan dobles ventanas)	0.3
Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana	0.8
Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura	1.3
Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros	1.5

Fuente: (NEC_SE_CG, 2014)

✓ **Coefficiente de entorno/altura**

Se determinara de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 3.6 Coeficiente entorno/altura.

Entorno del edificio	Altura de la ventana sobre el nivel del suelo exterior (m)					
	3	5	10	20	8	50
Centro de grandes ciudades	1,63	1,63	1,63	1,63	1,68	2,15
Zonas urbanas	1,63	1,63	1,63	1,96	2,32	2,82
Zonas rurales	1,63	1,63	1,89	2,42	2,75	3,20
Terreno abierto sin obstáculos	1,64	1,93	2,35	2,81	3,09	3,47

Fuente: (Cálculo estático, 2012)

3.1.2.4 Cálculo de la presión del viento

Tabla 3.7 Cálculo de la presión del viento.

Altura	Velocidad corregida		Cf	Ce	P	P	
H	σ	Vb					
(m)		(Km/h)	(m/s)			(N/m ²)	(kg/m ²)
10,00	1,00	85,00	23,61	1,50	2,35	1228,09	125,19
20,00	1,06	90,10	25,03	1,50	2,81	1650,44	168,24
30,00	1,10	93,50	25,97	1,50	3,09	1953,77	199,16
40,00	1,14	96,90	26,92	1,50	3,28	2228,41	227,16

La fuerza lateral producida por la presión del viento se colocará uniformemente en cada miembro de una cara de la torre, y se ubicará perpendicular a las mismas. Las cargas se determinaran de acuerdo a cada sección y a la altura a la que se encuentra.

Tabla 3.8 Cálculo de la presión de viento para cada sección de los perfiles.

Presión	Presión para cada sección de los perfiles						
P	V150X60X 6 mm	V120X60X 6 mm	V100X60X 6 mm	L80X80 X4 mm	L60X60 X3 mm	L50X50 X3 mm	L40X40 X3 mm
(kg/m ²)	(kg/m)	(kg/m)	(kg/m)	(kg/m)	(kg/m)	(kg/m)	(kg/m)
125,19	18,78	15,02	12,52	10,02	7,51	6,26	5,01
168,24	25,24	20,19	16,82	13,46	10,09	8,41	6,73
199,16	29,87	23,90	19,92	15,93	11,95	9,96	7,97
227,16	34,07	27,26	22,72	18,17	13,63	11,36	9,09

3.1.2.5 Carga sísmica

Para la determinación de las cargas de sismo a la que se encuentra sometido la estructura, se realizará el cálculo, de acuerdo a lo que describe la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el que se describe a continuación.

3.1.2.5.1 Factor de importancia

Las estructuras a construirse se clasificarán en una de las categorías que se establecen en la siguiente tabla, este factor depende del tipo de ocupación a la que estará destinada.

Tabla 3.9 Factor de importancia.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: (NEC_SE_DS, 2014)

Se considera que las torres de telecomunicaciones son edificaciones esenciales, ya que deben permanecer en operación, sin sufrir daños en su estructura ante la acción del sismo, se le asignara un valor de 1,5.

3.1.2.5.2 Coeficiente de aceleración (Z)

El valor Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. En la norma podemos hallar el listado de los coeficientes de aceleración con su respectiva población, en el caso de que no conste el valor Z en esta tabla, de deberá recurrir al mapa de peligrosidad sísmica, en donde se deberá escoger el valor a la población mas

cercana. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC-SE-DS. Peligro Sísmico, 2014).

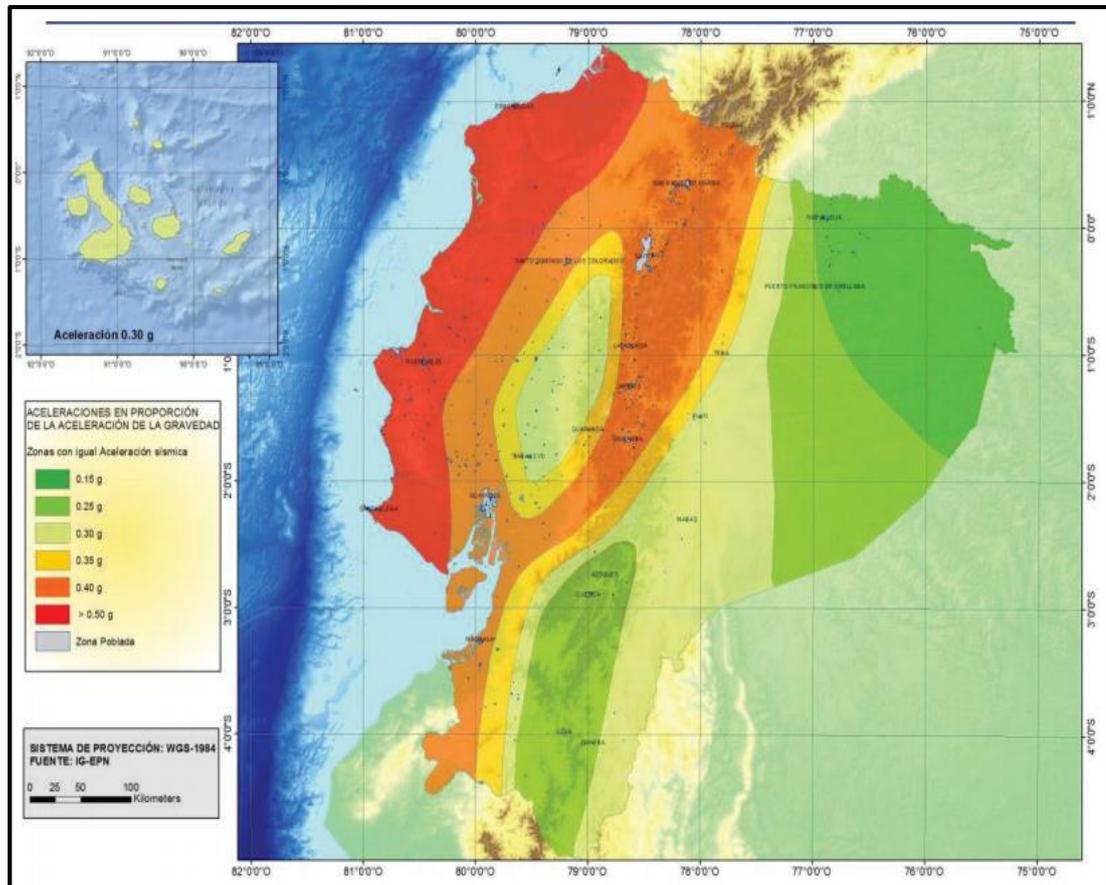


Figura 3.5 Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador

Fuente: (NEC_SE_DS, 2014)

3.1.2.5.3 Geología local

Los efectos locales de respuesta sísmica de la estructura deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC-SE-DS. Peligro Sísmico, 2014).

- **Perfiles del suelo**

En la siguiente tabla se especifica los seis tipos de perfil de suelo:

Tabla 3.10 Clasificación de los perfiles del suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: (NEC_SE_DS, 2014)

- **Coefficientes de perfil de suelo**

En las siguientes tablas encontramos los coeficientes para los perfiles A, B, C, D, y E, y para el perfil F no se encuentra especificado, por lo que requiere un análisis especial.

Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó

Tabla 3.11 Factores de sitio Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: (NEC_SE_DS, 2014)

Coefficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Tabla 3.12 Factores de sitio Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: (NEC_SE_DS, 2014)

Coefficiente del comportamiento no lineal de los suelos

Tabla 3.13 Factores del comportamiento inelástico del subsuelo sitio Fs.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: (NEC_SE_DS, 2014)

- **Factor de reducción de resistencia sísmica R**

El factor de reducción de las fuerzas sísmicas de diseño depende de varios aspectos de agrupación de estructuras, condiciones constructivas, calidad de los materiales y de la construcción. Este factor permite que las estructuras y las conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con una correcta ductilidad.

Tabla 3.14 Coeficiente R para estructuras diferentes a las edificaciones.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Fuente: (NEC_SE_DS, 2014)

3.1.2.6 Evaluación sísmica

Las torres de telecomunicaciones se encuentran ubicadas en la ciudad de Cuenca.

- **Factor de zona sísmica Z**
Amenaza sísmica alta
Z: 0,25
- **Tipo de suelo**
Perfiles de suelos muy densos o roca blanda (Tipo C)
- **Coefficientes de perfil de suelo**
Factor de sitio
Fa: 1,3
Factor de sitio
Fd: 1,28
Factor de sitio
Fs: 0,94
- **Factor de importancia**
Edificaciones esenciales
I: 1,50
- **Factor, depende de la ubicación geográfica**
Tipo de suelo C
r: 1,00
- **Relación de amplificación espectrales**
Región: Sierra
n: 2,48

- **Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico**

$$T_c = 0,55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Sección 3.3.1. (NEC_SE_DS, 2014)}$$

$$T_c: 0,6 \text{ seg}$$

Con los datos determinados anteriormente, se determinara el espectro elástico.

$$S_a = n \cdot Z \cdot F_a \cdot I \quad T \leq T_c \quad \text{Sección 3.2.4. (NEC_SE_DS, 2014)}$$

$$S_a = n \cdot Z \cdot F_a \cdot I \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad T > T_c \quad \text{Sección 3.2.4. (NEC_SE_DS, 2014)}$$

El valor máximo obtenido S_a : 0,806 g.

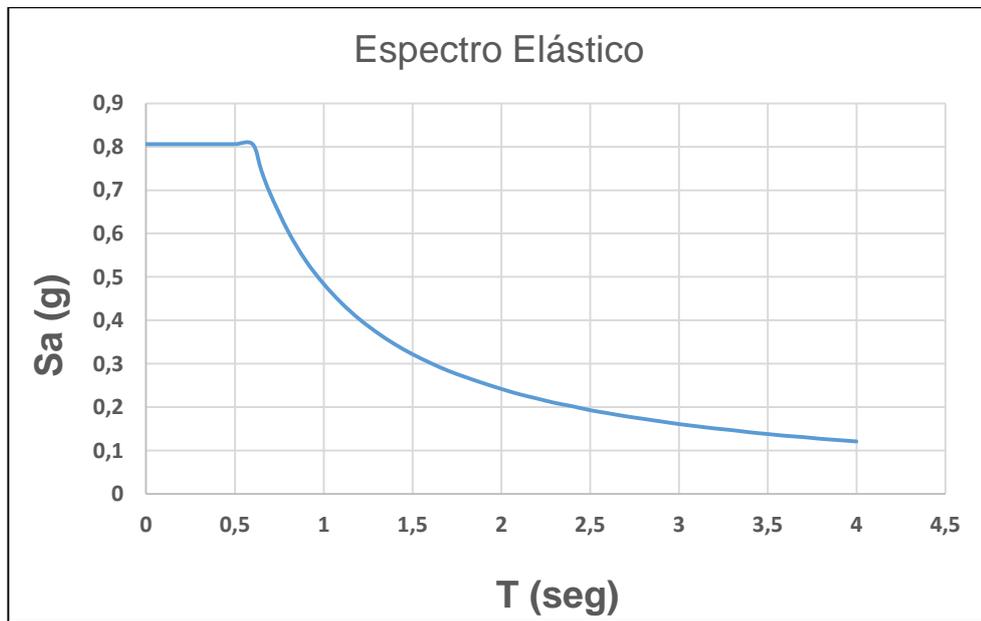


Figura 3.6 Espectro elástico

3.1.2.7 Cortante basal de diseño V

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC-SE-DS. Peligro Sísmico, 2014).

$$V = n \cdot Z \cdot Fa \cdot I \cdot W \quad \text{Sección 9.3.5. (NEC_SE_DS, 2014)}$$

Donde:

n : Valor de la relación de amplificación espectral

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño

I : Coeficiente de importancia

R : Factor de reducción de resistencia sísmica

V : Cortante basal total de diseño

W : Carga sísmica reactiva

Determinación del periodo de vibración T

$$T = Ct \cdot h_n^\alpha \quad \text{Sección 6.3.3. (NEC_SE_DS, 2014)}$$

Donde:

Ct : Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

T : Periodo de vibración

Tabla 3.15 Cálculo del cortate basal de diseño.

hn=	40,00	30,00	20,00	m
Ct=	0,07	0,07	0,07	-
α =	0,80	0,80	0,80	-
T=	1,38	1,09	0,79	seg
Tc=	0,60	0,60	0,60	seg
Sa=	0,35	0,44	0,61	g
Fa=	1,30	1,30	1,30	-
I=	1,50	1,50	1,50	-
R=	3,00	3,00	3,00	-
ϕ_p =	1,00	1,00	1,00	-
ϕ_E =	1,00	1,00	1,00	-
W=	4037,44	2694,65	1277,46	Kg
V=	1765,14	1091,80	602,84	Kg

3.1.2.8 Fuerzas sísmicas laterales

Fuerzas laterales son las que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC-SE-DS. Peligro Sísmico, 2014).

Tabla 3.16 Cálculo de las fuerzas sísmicas de la torre autosoportada (h=40 m).

Nivel	Fuerza sísmica
N+3,00	30,88
N+6,00	60,66
N+9,00	89,28
N+12,00	116,91
N+15,00	143,41
N+18,00	139,23
N+20,00	82,90
N+22,00	90,00
N+24,00	97,01
N+26,00	97,97
N+28,00	104,14
N+29,50	78,59
N+31,00	82,59

N+32,50	86,59
N+34,00	90,58
N+35,50	88,02
N+37,00	91,74
N+38,50	95,46
N+40,00	99,18
Total	1765,14

Tabla 3.17 Cálculo de las fuerzas sísmicas de la torre autoportada (h=30 m).

Nivel	Fuerza sísmica
N+3,00	23,17
N+6,00	45,33
N+9,00	66,64
N+12,00	87,08
N+15,00	106,62
N+18,00	115,81
N+19,50	63,74
N+21,00	68,64
N+22,50	73,54
N+24,00	78,44
N+25,50	83,35
N+27,00	88,25
N+28,50	93,15
N+30,00	98,05
Total	1091,80

Tabla 3.18 Cálculo de las fuerzas sísmicas de la torre autoportada (h=20 m).

Nivel	Fuerza sísmica
N+3,00	27,33
N+6,00	53,70
N+9,00	78,98
N+12,00	103,28
N+15,00	126,63
N+17,50	99,36
N+20,00	113,56
Total	602,84

3.1.3 Combinaciones de cargas

Las torres autoportada serán diseñadas de acuerdo a las siguientes combinaciones detalladas en la norma NEC_SE_CG (Cargas no sísmicas).

Combinación 1: $1.4 D$

Combinación 2: $1.2 D + 1.6 L$

Combinación 3: $1.2 D + 0.5 W$

Combinación 4: $1.2 D + 1 W + L$

Combinación 5: $1.2 D + 1.0 E + L$

Combinación 6: $0.9 D + 1.0 W$

Combinación 7: $0.9 D + 1.0 E$

Las torres de celosías como ya hemos mencionado anteriormente, generalmente presentan esfuerzos a tensión y a compresión, por lo que es necesario evaluar estos casos, para verificar la resistencia de la estructura.

3.1.4 Especificaciones para el diseño según AISC

3.1.4.1 Parámetros de diseño de los miembros a tensión

Un elemento de acero sin perforaciones y sometido a una carga de tensión puede resistir sin fracturarse, una carga mayor al producto del esfuerzo de fluencia y del área de la sección transversal del acero, mediante el endurecimiento por deformación, Pero si tenemos un miembro con agujeros para pernos, puede fallar por fractura en la sección neta que pasa por los agujeros. La carga de falla puede ser más pequeña que la requerida para plastificar la sección bruta alejada de las perforaciones. (Jack C. MacCormac, 2008)

La resistencia de diseño de un miembro a tensión $\Phi_t P_n$ será la más pequeña de los valores obtenidos con las siguientes expresiones:

- Para fluencia en tensión en la sección bruta.

$$P_n = F_y \cdot A_g \quad \text{Ec. D2-1 (AISC 360-10, 2010)}$$

$$\Phi_t = 0,90$$

- Por fractura en la sección neta en al que se encuentran agujeros de pernos.

$$P_n = F_u \cdot A_e \quad \text{Ec. D2-2 (AISC 360-10, 2010)}$$

$$\Phi_t = 0,75$$

Donde:

A_e : área neta efectiva (cm²)

A_g : área bruta del miembro (cm²)

F_u : tensión última mínima especificada del tipo de acero utilizado (kg/cm²)

F_y : tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado (kg/cm²)

3.1.4.2 Límites de esbeltez

Para elementos diseñados en tracción, la razón de esbeltez L/r preferiblemente no debe exceder de 300. Este límite de esbeltez no es esencial en la integridad estructural de los miembros en tracción; solamente asegura un grado de rigidez tal, que permite limitar movimientos laterales indeseables. (Specification for Structural Steel Buildings. AISC 360-10, 2010).

3.1.4.3 Determinación de áreas

✓ Área bruta

El área bruta de un miembro es el área total de la sección transversal.

✓ Área neta

La presencia de una perforación en un elemento sujeto a tensión incrementa los esfuerzos, aun así esta se encuentre ocupada por un perno. El área neta se refiere al área bruta de la sección transversal menos el área del perno. Se debe considerar un área un poco mayor que la nominal del agujero, del ancho de la perforación se tomara como 2 mm más grande que la dimensión nominal de la perforación. Además, debido al posible daño alrededor de las perforaciones durante las operaciones de taladrado o punzonamiento se considera 1,5 mm más al diámetro nominal de perforación. El área que se resta por agujeros es rectangular e igual producto del diámetro del agujero por el espesor del miembro.

Para una cadena de perforaciones en cualquier línea diagonal o zigzag, el ancho neto se obtendrá deduciendo del ancho bruto la suma de los diámetros de todas las perforaciones, y agregando, para cambio de línea perpendicular a la dirección de la fuerza, la cantidad de $s^2/4g$ (Specification for Structural Steel Buildings. AISC 360-10, 2010).

Donde:

s : espaciamiento longitudinal, medido entre centro de dos perforaciones consecutivas.

g : espaciamiento transversal, medido entre centros de dos perforaciones consecutivas.

✓ Área neta efectiva

El área neta efectiva de un miembro en tracción se determina multiplicando su área neta (si esta atornillado o remachado) o su área total (si esta soldado) por un factor de reducción U . este factor toma en cuenta la distribución no uniforme del esfuerzo, se calcula mediante la siguiente expresión.

$$A_e = A_n \cdot U \quad \text{Ec. D3-1 (AISC 360-10, 2010)}$$

3.1.4.4 Miembros atornillados

Si la carga de tensión debe transmitirse mediante tornillos, U se calcula de la siguiente manera.

$$U = 1 - \frac{\bar{X}}{L} \leq 0,9 \quad \text{Tabla D3-1 (AISC 360-10, 2010)}$$

Donde:

\bar{X} : La distancia perpendicular desde el plano de conexión, hasta el centroide de la sección del miembro que resiste la fuerza de conexión

L : la distancia entre el primero y el último tornillo de la línea.

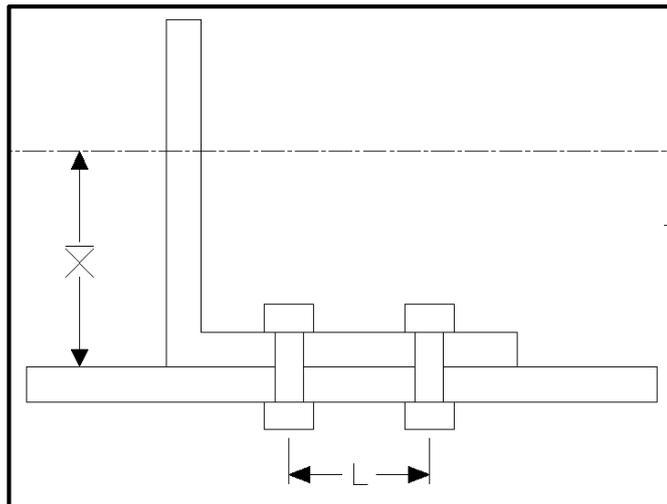


Figura 3.7 Excentricidad y longitud de la unión.

Fuente: (AISC 360-10, 2010)

3.1.4.5 Parámetros de diseño de los miembros a compresión

Las secciones utilizadas para elementos a compresión son similares a los que se utiliza para miembros en tensión, con excepción de aquellos en que las resistencias de los miembros a compresión varían en relación inversa con la de esbeltez y, se requiere miembros rígidos.

Los miembros formados por ángulos sencillos son satisfactorios como arriostramiento y miembros a compresión de armaduras ligeras, los ángulos con lados iguales pueden ser más económicos que de lados desiguales, porque sus radios de giro mínimo son mayores para la misma área de acero. (Jack C. MacCormac, 2008)

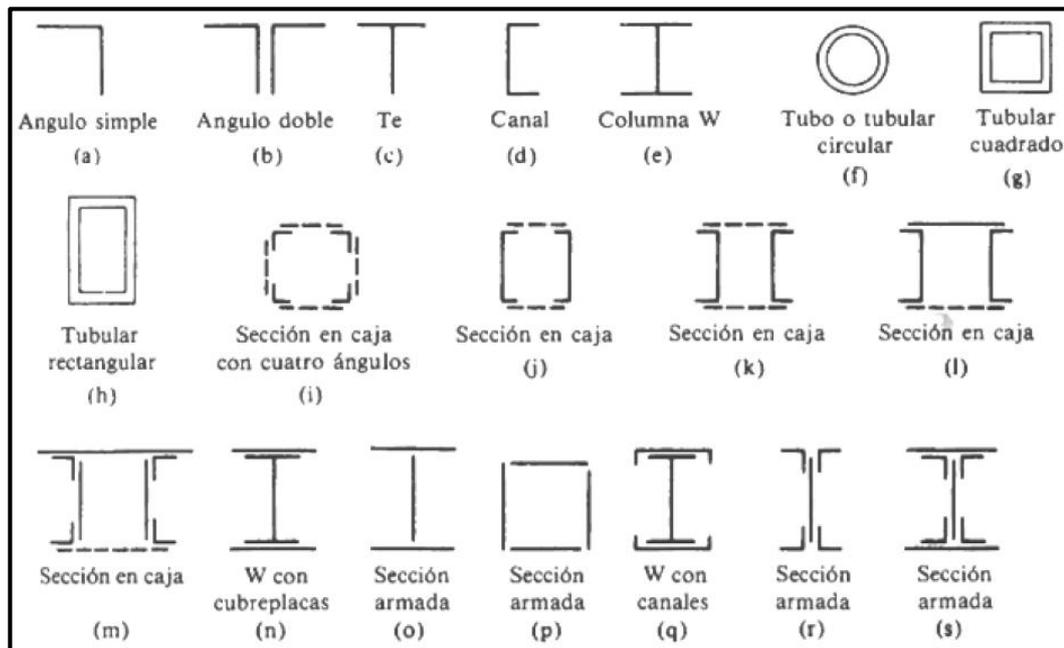


Figura 3.8 Tipos de miembros a compresión.

Fuente: (Jack C. McCormac, 2008)

Los elementos a compresión presentan diferentes maneras que pueden fallar entre la cuales podemos mencionar:

- Mientras más largo sea el elemento, mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar.
- Tipo de conexión en los extremos.
- Excentricidad de la carga.
- Imperfecciones en el material y en las dimensiones, torceduras, entre otros.

3.1.4.6 Límites de esbeltez y longitud efectiva

$$\frac{Kl}{r} < 200 \quad \text{Sección D1 (AISC 360-10, 2010)}$$

Donde

l : longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm

r : radio de giro, cm

K : factor de longitud efectiva

Tabla 3.19 Valores de K para esbeltez.

TABLA C-C2.2 Valores Aproximados del Factor de Largo Efectivo, K						
La geometría deformada se muestra en línea discontinua	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para condiciones aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Vínculo en el extremo						

Autor: AISC 360-10

3.1.4.7 Resistencia de compresión nominal

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad \text{Ec. E3-1 (AISC 360-10, 2010)}$$

$$\phi_c \cdot P_n$$

$$\phi_c = 0,90$$

La tensión de pandeo de flexión

$$\bullet \frac{Kl}{r} \leq 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{ó } Fe \geq 0,44 \cdot F_y)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{Fe} \right] \cdot F_y \quad \text{Ec. D3-2 (AISC 360-10, 2010)}$$

$$\bullet \frac{Kl}{r} > 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{ó } Fe > 0,44 \cdot F_y)$$

$$F_{cr} = 0,877 \cdot Fe \quad \text{Ec. E3-3 (AISC 360-10, 2010)}$$

Tensión crítica de pandeo elástico

$$Fe = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot l}{r}\right)^2} \quad \text{Ec. E3-4 (AISC 360-10, 2010)}$$

3.1.4.8 Parámetros de los pernos de alta resistencia

Las estructuras metálicas se encuentran formadas por elementos o perfiles, que en su mayoría, se unen entre sí, mediante pernos, estas uniones son miembros fundamentales en las estructuras, deben tener una ubicación perfectamente definida, ya que de estas depende, que tenga un adecuado comportamiento ante la acción de las cargas,

A continuación se detallará las especificaciones que se encuentran establecidas en la norma AISC 360-10, las que nos ayudará a verificar si las uniones soportan las tensiones que se generan en ellas. Las superficies de las juntas cuando son ensambladas, incluyendo las arandelas, deben estar libres de escamas de fábrica. Todos los pernos ASTM 325, deben estar apretados a una tensión no menor que la indicada en la siguiente tabla. (Specification for Structural Steel Buildings. AISC 360-10, 2010).

Tabla 3.20 Pretensión mínima de pernos.

Tabla J3.1 M Pretensión Mínima de Pernos, kN*		
Tamaño Perno, mm	Pernos A325	Pernos A490
M 16	91	114
M 20	142	179
M 22	176	221
M 24	205	257
M 27	267	334
M 30	326	408
M 36	475	596

* Igual a 0.70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.

Fuente: (AISC 360-10, 2010)

En la siguiente tabla nos indica la tensión de tracción y de corte nominal de los conectores y partes roscadas.

Tabla 3.21 Pretensión tensión nominal de conectores y partes roscadas.

Tabla J 3.2 Pretensión Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm² (MPa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{nt}, kgf/cm² (MPa)	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{nv}, kgf/cm² (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

Fuente: (AISC 360-10, 2010)

3.1.4.9 Tamaño y uso de las perforaciones

Se debe diseñar perforaciones estándar o perforaciones de ranura corta transversal a la dirección de la fuerza, perforaciones de ranura corta paralela a la dirección de la carga o perforaciones de ranura larga. Se admite perforaciones sobremedidas en cualquier o todas sus piezas de conexiones de deslizamiento crítico pero no en conexiones de tipo aplastamiento. Se debe instalar arandelas endurecidas en perforaciones sobremedidas en la pieza exterior.

Se permite perforaciones de ranura corta en cualquiera o todas las piezas de conexiones de deslizamiento crítico o de tipo aplastamiento. Se permite perforaciones de ranura larga solamente en una de las partes conectadas, tanto de conexión de deslizamiento crítico como de tipo aplastamiento en una superficie de contacto individual. (Specification for Structural Steel Buildings. AISC 360-10, 2010).

Tabla 3.22 Dimensiones de agujero nominal.

Tabla J 3.3 M Dimensiones de Agujero Nominal, mm				
Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobremedida (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24	28	24 x 30	24 x 55
M24	27 [a]	30	27 x 32	27 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 3.5d$

Fuente: (AISC 360-10, 2010)

3.1.4.10 Espaciamiento mínimo

El espacio entre los centros de las perforaciones no debe ser menor a $2 \frac{2}{3}$ veces del diámetro nominal (d), del fijador, es preferible una distancia de $3d$. (Specification for Structural Steel Buildings. AISC 360-10, 2010)

3.1.4.11 Distancia mínima al borde

La distancia mínima se debe utilizar en el diseño para evitar deslizamientos del perno.

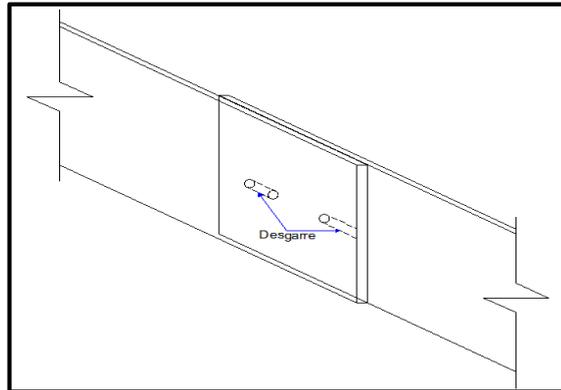


Figura 3.9 Deslizamiento del perno

El espacio del centro del agujero a un borde de la parte conectada en cualquier dirección no debe ser menor a la indicada en la siguiente tabla:

Tabla 3.23 Distancia mínima al borde.

Tabla J 3.4 M Distancia Mínima al Borde ^[a] , mm, desde el Centro del Agujero Estándar ^[b] hasta el Borde de la Parte Conectada		
Diámetro Perno (in)	En bordes aserrados	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico ^[c]
16	28	22
20	34	26
22	38 ^[d]	28
24	42 ^[d]	30
27	48	34
30	52	38
36	64	46
Sobre 36	1.75 <i>d</i>	1.25 <i>d</i>

^[a] Se permite utilizar distancias de borde menor provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10, de forma apropiada.
^[b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5M.
^[c] Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 3 mm cuando el agujero está en un punto donde la resistencia requerida no exceda de 25% de la resistencia máxima en el elemento.
^[d] Se permite que estas sean 3 mm en ambos extremos de los ángulos de conexión de vigas y en placas de cabeza de corte.

Fuente: (AISC 360-10, 2010)

La distancia desde el centro de una perforación sobredimensionada o ranura hasta el borde de una parte conectada, no debe ser menor que la requerida por una perforación estándar de una parte conectada más el incremento C_2 , como se indica en la siguiente tabla. (Specification for Structural Steel Buildings. AISC 360-10, 2010).

Tabla 3.24 Valores del incremento de distancia de borde C_2 .

Diámetro Nominal del Conector (mm)	Agujero Sobrelamaño	Agujeros Ranurados		
		Eje Largo Perpendicular al Borde		Eje Largo Paralelo al Borde
		Ranura Corta	Ranura Larga ^[a]	
≤22	2	3	0.75 d	0
24	3	3		
≥27	3	5		

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

Fuente: (AISC 360-10, 2010)

3.1.4.12 Distancias a los bordes y espaciamiento máximo

Se utiliza cuando los elementos están a compresión. La distancia máxima desde el centro del cualquier perno al borde más cercano de las partes conectadas, debe ser de 12 veces el espesor, pero no debe exceder 150 mm. El espaciamiento entre fijadores, entre elementos en contacto continuo consiste en una plancha y un perfil, o dos planchas. Según (Specification for Structural Steel Buildings. AISC 360-10, 2010), nos dice:

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

3.1.4.13 Resistencia a la tensión y cortante de los pernos y la parte con rosca

La resistencia de diseño de tracción y corte ϕR_n de un perno de alta resistencia, debe determinarse con los estados límites de fractura en tracción y corte, como se muestra a continuación:

$$R_n = F_n \cdot A_b \quad \text{Ec. J3-1 (AISC 360-10, 2010)}$$

$$\phi = 0,75$$

Donde:

F_n = Tensión de tracción nominal (F_{nt}), o tensión de corte nominal (F_{nv}).

A_b = Área bruta del perno o parte roscada.

3.1.4.14 Resistencia de aplastamiento de perforación de perno

La siguiente expresión se debe utilizar para un perno de una conexión con perforaciones estándar, sobremedidas, o perforaciones de ranura a la dirección de la fuerza de aplastamiento. Cuando la deformación bajo cargas de servicio es considerado en el diseño se utiliza la siguiente ecuación.

$$R_n = 1.2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \quad \text{Ec. J3-6a (AISC 360-10, 2010)}$$

Donde:

d = diámetro nominal del perno.

F_u = resistencia última mínima del material conectado.

L_c = distancia libre, en la dirección de la carga, de los bordes de la perforación.

t = espesor del material conectado.

3.1.4.15 Fractura en tracción en la sección neta de la plancha

Para fractura en tracción en la sección neta se utiliza la siguiente expresión (Specification for Structural Steel Buildings. AISC 360-10, 2010):

$$P_n = F_u \cdot A_e \quad \text{Ec. J4-2 (AISC 360-10, 2010)}$$

Donde:

A_e = Área neta efectiva.

F_u = Tensión última mínima.

3.2 Realización del modelo idealizado estructural y asignación de cargas en el software especializado

3.2.1 Modelación estructural en SAP2000

SAP2000 es uno de los programas estructurales de mayor utilización en este campo, preparado para analizar cualquier tipo de estructura con complejas geometrías, nos permite asignar cargas, seleccionar secciones, materiales, entre otras opciones. Esta es una herramienta de cálculo estructural con interfaz gráfico en tres dimensiones, realiza el análisis estructural mediante la aplicación de los elementos finitos.

3.2.2 Modelo generado

Las dimensiones y disposiciones utilizadas para generar el modelo se definió con anterioridad, la cual se encuentra formada por montante V y por elementos angulares horizontales cada 3 m, luego cada 2 m y finalmente cada 1,5 m, así mismo se coloca elementos de arriostre horizontales y diagonales que van conformando la torre metálica, estos elementos se ubican de nudo a nudo, en los intermedios y otros desde el nudo hacia el intermedio de un distinto elemento.

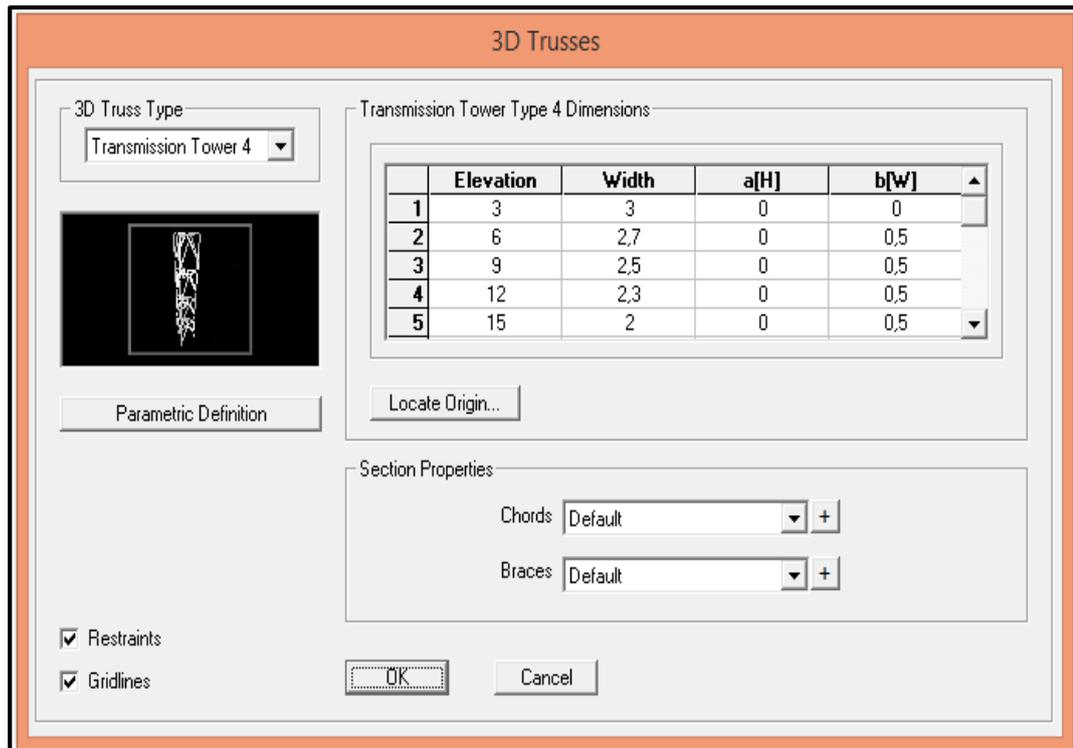


Figura 3.10 Generación del modelo matemático.

Fuente: SAP2000 V16

3.2.2.1 Definición de materiales

A continuación se definirán los materiales y las propiedades del acero ASTM A36:

Densidad: 7850 kg/m^3

Límite de fluencia: 2550 kg/m^2

Límite de rotura: 4200 kg/m^2

A continuación se indica un ejemplo de selección del perfil de acero angular que conforma la torre autoportada, y de esta manera se asignará los demás elementos con las dimensiones establecidas anteriormente.

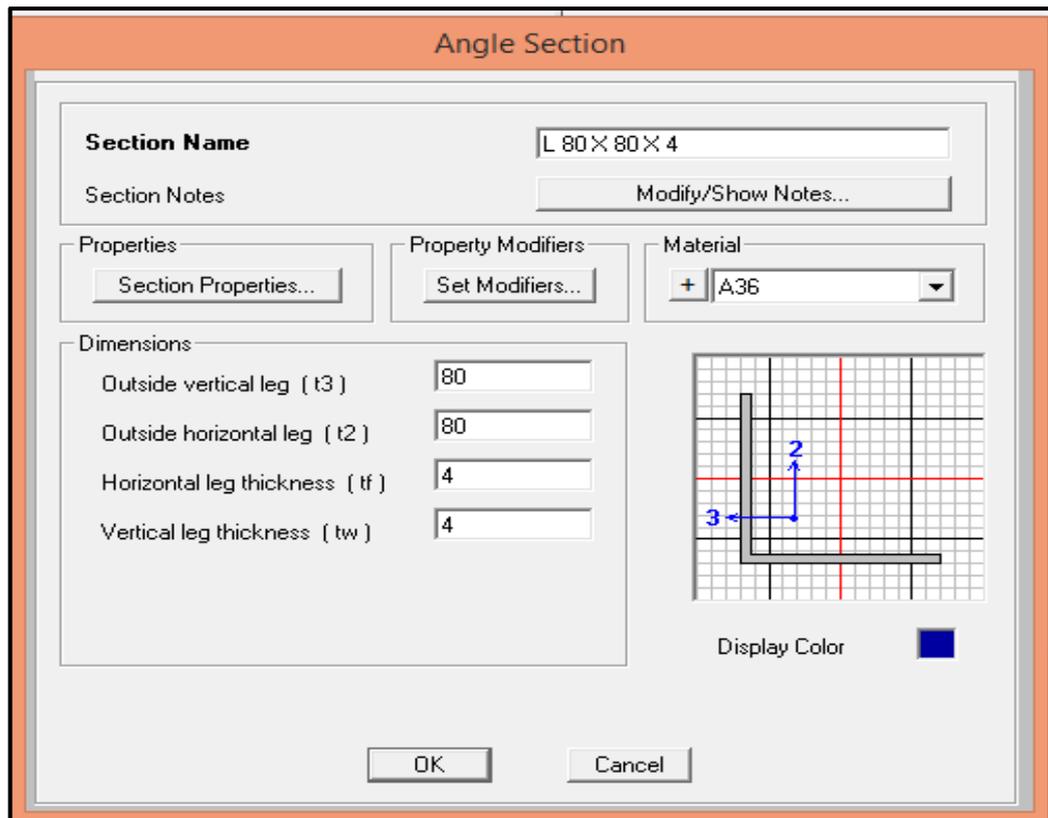


Figura 3.11 Perfil de acero angular.

Fuente: SAP2000 V16

3.2.2.2 Condiciones de apoyo

Las condiciones de apoyo para las torres autoportadas son articuladas.

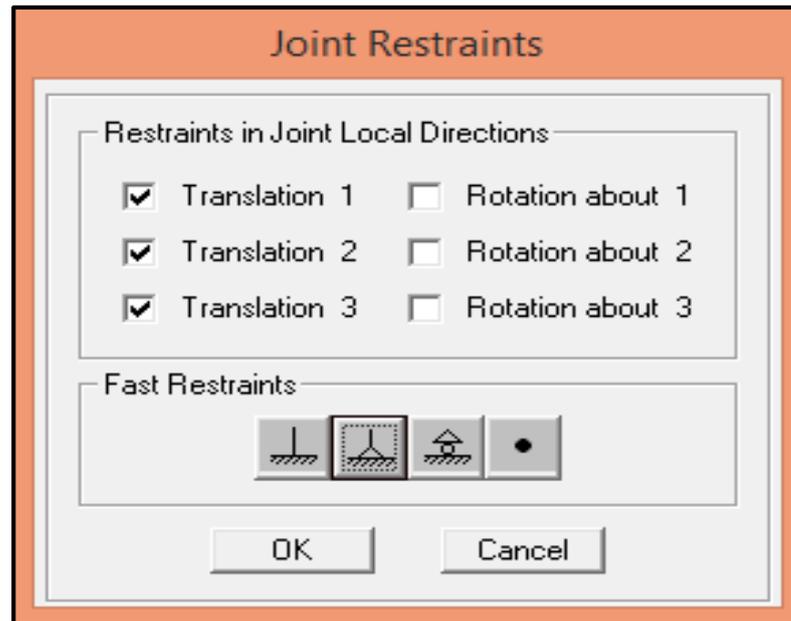


Figura 3.12 Condición de apoyo articulado.

Fuente: SAP2000 V16.

A continuación se procederá asignar las cargas vivas, como el peso del personal técnico, las antenas de telecomunicaciones, escaleras, cables, y demás accesorios que se definió con anterioridad, estas cargas se ingresarán en el software estructural mediante cargas verticales puntuales en el lugar indicado:

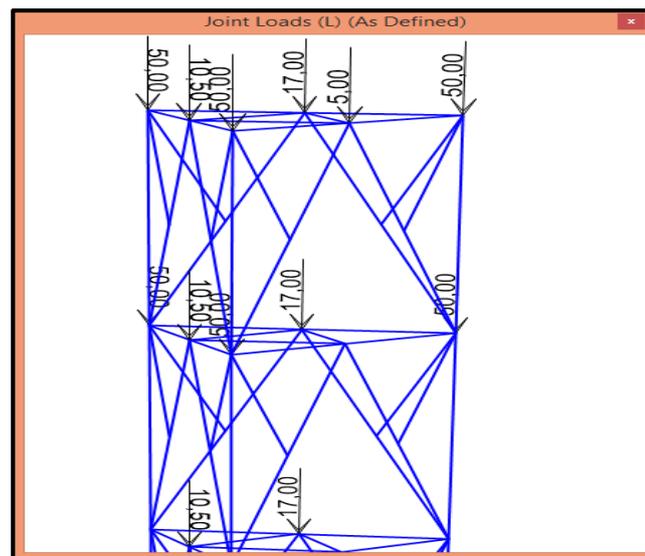


Figura 3.13 Cargas vivas de la torre de telecomunicaciones de 40 m de altura.

Fuente: SAP2000 V16

La carga lateral debido a la presión del viento se aplicara uniformemente y perpendicular en cada elemento de una cara de la estructura, dependiendo de la altura que se encuentra el elemento con respecto al suelo como se muestra en la siguiente figura:

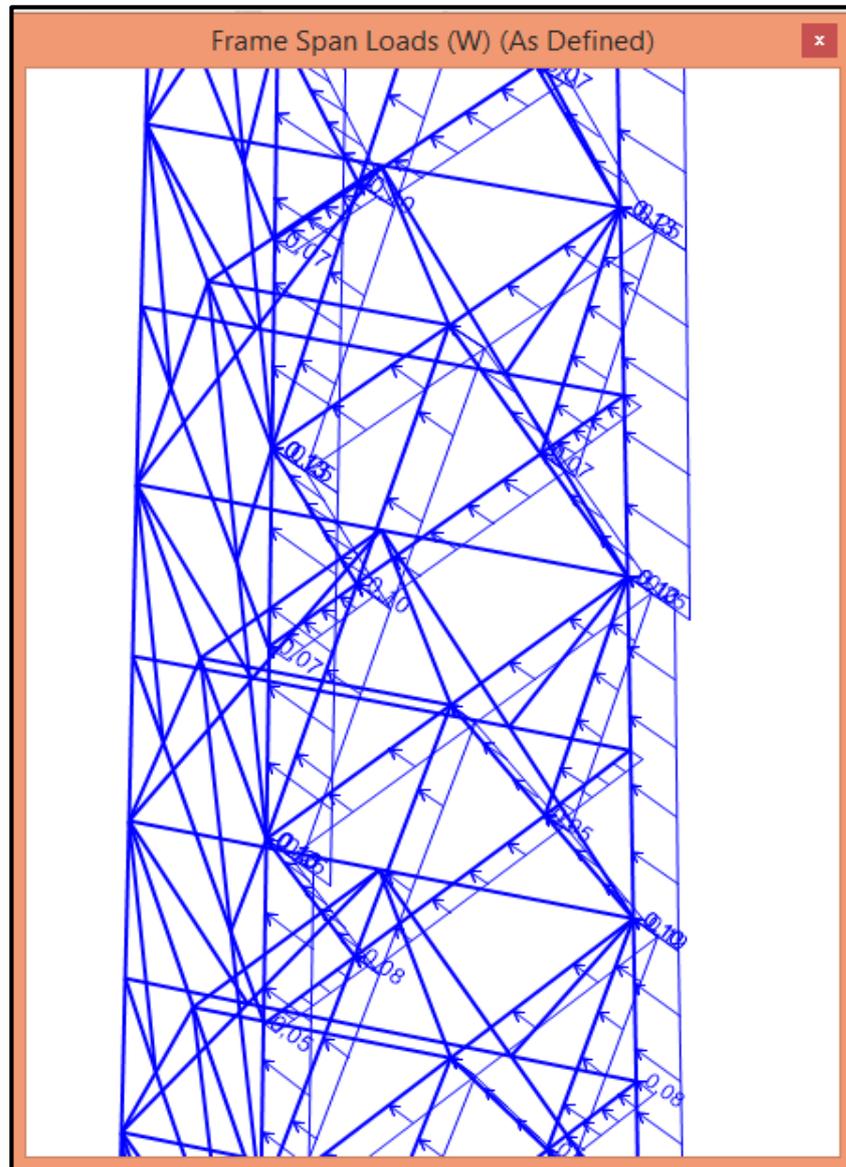


Figura 3.14 Carga por viento de la torre de telecomunicaciones de 40m de altura.

Fuente: SAP2000 V16.

De acuerdo a la tabla en el apartado anterior, las fuerzas sísmicas se aplicarán en los nudos de cada nivel de la torre.

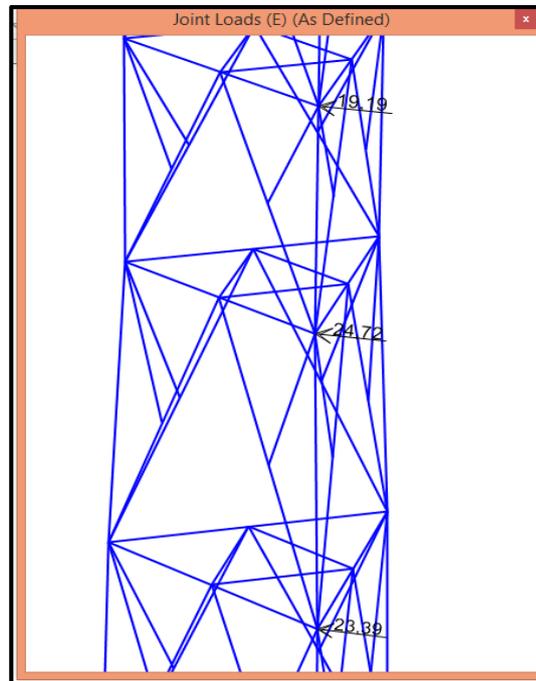


Figura 3.15 Carga sísmica de la torre de telecomunicaciones de 40 m de altura.

Fuente: SAP2000 V16.

A continuación se definirán las cargas y las combinaciones de cargas con sus respectivos coeficientes descritos en norma NEC_SE_CG (Cargas no sísmicas):

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
D	Linear Static	1.2
D	Linear Static	1.2
W	Linear Static	0.5

Figura 3.16 Combinaciones de cargas.

Fuente: SAP2000 V16.

3.2.3 Análisis de resultados

Una vez concluido con la modelación de las torres autoportadas de telecomunicaciones en el programa SAP2000, nos genera un listado de resultados, que deben ser interpretados y analizados, que tengan coherencia con las cargas, dimensiones y combinaciones ingresadas.

Se obtienen valores de los desplazamientos en los nudos, fuerzas axiales, momentos cortantes, entre otros, generados para cada combinación, estas fuerzas nos servirán para desarrollar el dimensionamiento de los elementos que conforman las torres de telecomunicaciones.

3.2.3.1 Torre autoportada de telecomunicaciones de 40 m de altura

3.2.3.1.1 Deformación

De acuerdo a las normativas que utiliza la empresa ETAPA EP, la deformación de las torres autoportadas no deben superar al 1% de la altura de la estructura ante cualquier acción de las fuerzas, es decir que la deflexión máxima es 40 cm, ya que si la deformación excede este porcentaje, provocaría interrupciones en la comunicación así como daños en los equipos tecnológicos.

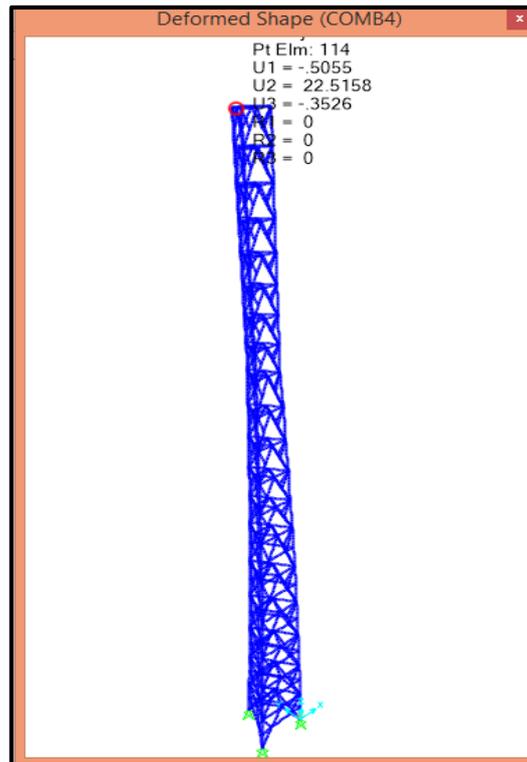


Figura 3.17 Deformación de la torre de telecomunicaciones de 40 m de altura.

Fuente: SAP2000 V16

Como se observa en la figura, la máxima deformación que presenta la estructura es de 22,52 cm, en el nudo más alto de la estructura, esto no indica que nos encontramos dentro de los parámetros establecidos.

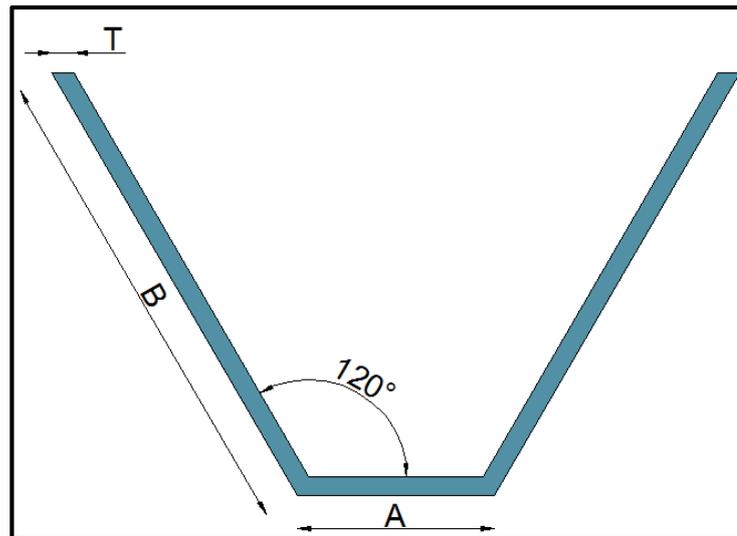
3.2.3.1.2 Diseño de miembros a tracción y compresión.

A continuación se verificará que las dimensiones actuales de las secciones transversales de los perfiles que constituyen las torres soporten las fuerzas a tracción y compresión generadas con la combinación más desfavorable.

- **Resistencia a tracción**

$$P_u = F_y \cdot A_e$$

$$\phi_t = 0,75$$



Datos del perfil V 150X60X6 mm

$B = 15 \text{ cm}$

$A = 6 \text{ cm}$

$T = 0,6 \text{ cm}$

Área = $21,60 \text{ cm}^2$

Datos de material

Acero estructural ASTM A36

$F_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2$

$E = 2030000 \text{ Kg/cm}^2$

- **Resistencia a tracción**

$$\Phi_c \cdot P_n = \Phi_c \cdot F_y \cdot A_g$$

$$28403 = 0,75 \cdot 2520 \cdot A_g$$

$$A_g = 15,03 \text{ cm} < 21,60 \text{ cm} \text{ Ok}$$

El cálculo de los demás elementos, se realizará mediante una hoja electrónica Excel y a los que están sometidos a mayor fuerza.

Tabla 3.25 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 556 (h=40 m).

Barra No. 556					
Datos del perfil V 120X60X6					
Área=	18,00	cm ²			
A =	6,00	cm			
B =	12,00	cm			
T =	0,60	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la tracción					
$\Phi_c \cdot P_n =$	16691,16	Kg			
$\Phi_c =$	0,75				
$A_g =$	8,83	cm ²	<	18,00	Ok

Tabla 3.26 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 106 (h=40 m).

Barra No. 106					
Datos del perfil V 100X60X6					
Área=	15,60	cm ²			
A =	6,00	cm			
B =	10,00	cm			
T =	0,60	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la tracción					
$\Phi_c \cdot P_n =$	6303,73	Kg			
$\Phi_c =$	0,75				
$A_g =$	3,34	cm ²	<	15,60	Ok

Tabla 3.27 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 470 (h=40 m).

Barra No. 470								
Datos del perfil L 80X80X4 mm								
Área=	6,16	cm ²						
A =	8,00	cm						
T =	0,40	cm						
Datos del material								
Acero estructural ASTM A36								
E =	2030000	Kg/cm ²						
Fy =	2520	Kg/cm ²						
Resistencia a la tracción								
$\Phi_c \cdot P_n =$	5081	Kg						
$\Phi_c =$	0,75							
$A_g =$	2,69	cm ²	<	6,16	Ok			

Tabla 3.28 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 3 (h=40 m).

Barra No. 3								
Datos del perfil L 60X60X3 mm								
Área=	3,45	cm ²						
A =	6,00	cm						
T =	0,30	cm						
Datos del material								
Acero estructural ASTM A36								
E =	2030000	Kg/cm ²						
Fy =	2520	Kg/cm ²						
Resistencia a la tracción								
$\Phi_c \cdot P_n =$	1367	Kg						
$\Phi_c =$	0,75							
$A_g =$	0,72	cm ²	<	3,45	Ok			

Tabla 3.29 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 608 (h=40 m).

Barra No. 608							
Datos del perfil L 50X50X3 mm							
Área=	2,85	cm ²					
A =	5,00	cm					
T =	0,30	cm					
Datos del material							
Acero estructural ASTM A36							
E =	2030000	Kg/cm ²					
Fy =	2520	Kg/cm ²					
Resistencia a la tracción							
$\Phi_c \cdot P_n =$	3076	Kg					
$\Phi_c =$	0,75						
$A_g =$	1,63	cm ²	<	2,85	Ok		

Tabla 3.30 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 680 (h=40 m).

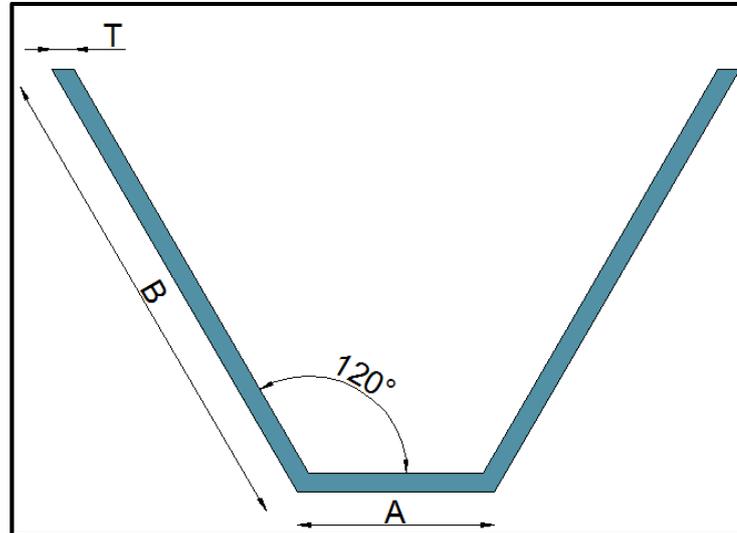
Barra No. 680							
Datos del perfil L 40X40X3 mm							
Área=	2,25	cm ²					
A =	4,00	cm					
T =	0,30 cm						
Datos del material							
Acero estructural ASTM A36							
E =	2030000	Kg/cm ²					
Fy =	2520	Kg/cm ²					
Resistencia a la tracción							
$\Phi_c \cdot P_n =$	2394	Kg					
$\Phi_c =$	0,75						
$A_g =$	1,27	cm ²	<	2,25	Ok		

- Resistencia a compresión**

$$\Phi_c \cdot P_n$$

$$\Phi_c = 0,9$$

Se determinará la máxima carga de compresión que pueden soportar los diferentes perfiles que conforman la torre autosoportada.



Datos del perfil V 150X60X6 mm

$$B = 15 \text{ cm}$$

$$A = 6 \text{ cm}$$

$$T = 0,6 \text{ cm}$$

$$\text{Área} = 21,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Longitud del perfil} = 150 \text{ cm}$$

Datos de material

Acero estructural ASTM A36

$$F_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2030000 \text{ Kg/cm}^2$$

Límite de esbeltez y longitud efectiva

$$\frac{K \cdot L}{r_z} < 200$$

$$\frac{K \cdot L}{r_z} = \frac{1 \cdot 150}{1,6} = 93,75$$

$$93,75 < 200 \quad \text{Ok}$$

Pandeo por flexión

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

$$\frac{K \cdot L}{r} \leq 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \cdot \sqrt{\frac{2030000}{2520}} = 133,69$$

$$93,75 < 133,68 \quad \text{Ok}$$

Tensión Crítica

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] \cdot F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r} \right)^2}$$

$$F_e = 2279,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{2520}{2279,57} \right] \cdot 2520$$

$$F_{cr} = 1586,55 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a compresión

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

$$28403 = 0,9 \cdot 1586,55 \cdot A_g$$

$$A_g = 19,89 \text{ cm} < 21,60 \text{ cm Ok}$$

El cálculo de los demás elementos, se realizará mediante una hoja electrónica Excel y a los que están sometidos a mayor fuerza.

Tabla 3.31 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 556 (h=40m).

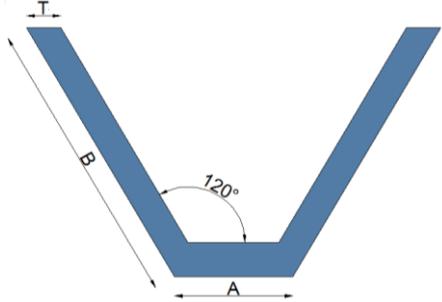
Barra No. 556					
Datos del perfil V 120X60X6					
Área=	18	cm ²			
A =	6	Cm			
B =	12	Cm			
T =	0,6	Cm			
Longitud del perfil =	100,17	Cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
K · L / rz =	107,14		<	200	Ok
4,71 · √(E/Fy) =	133,68				
Fe =	3913,99	Kg/cm ²			
Fcr =	1924,71	Kg/cm ²			
Φc · Pn =	16691,16	Kg			
Φc =	0,90				
A _g =	9,64	cm ²	<	18	Ok

Tabla 3.32 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 106 (h=40 m).

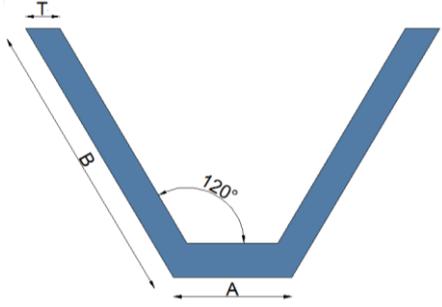
Barra No. 106					
Datos del perfil V 100X60X6					
Área=	15,60	cm ²			
A =	6,00	Cm			
B =	10,00	Cm			
T =	0,60	Cm			
Longitud del perfil =	150,00	Cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
$K \cdot L / r_z =$	140,19		<	200	Ok
$4,71 \cdot \sqrt{(E/Fy)} =$	133,68				
Fe =	1019,44	Kg/cm ²			
Fcr =	894,05	Kg/cm ²			
$\Phi_c \cdot P_n =$	6303,73	Kg			
$\Phi_c =$	0,90				
Ag =	7,83	cm ²	<	15,6	Ok

Tabla 3.33: Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 470 (h=40 m).

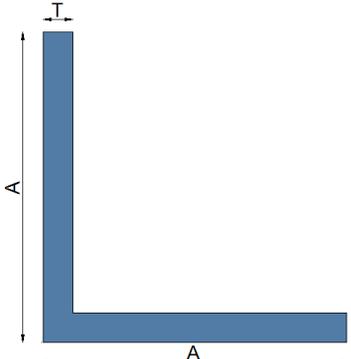
Barra No. 470					
Datos del perfil L 80X80X4 mm					
Área=	6,16	cm ²			
A =	8,00	cm			
T =	0,40	cm			
Longitud del perfil =	173,50	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
$K \cdot L / r_z =$	111,22		<	200	Ok
$4,71 \cdot \sqrt{(E/Fy)} =$	133,68				
Fe =	1616,39	Kg/cm ²			
Fcr =	1312,23	Kg/cm ²			
$\Phi_c \cdot P_n =$	5081	Kg			
$\Phi_c =$	0,90				
Ag =	2,13	cm ²	<	6,16	Ok

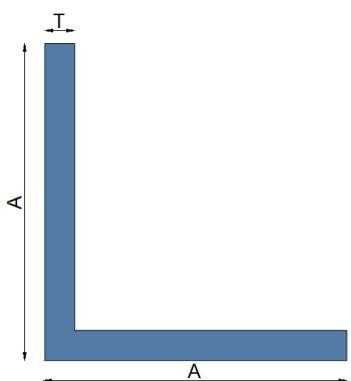
Tabla 3.34 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 3 (h=40 m).

Barra No. 3					
Datos del perfil L 60X60X3 mm					
Área=	3,45	cm ²			
A =	6,00	cm			
T =	0,30	Cm			
Longitud del perfil =	175,00	Cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
$K \cdot L / r_z =$	150,86		<	200	Ok
$4,71 \cdot \sqrt{(E/Fy)} =$	133,68				
Fe =	880,33	Kg/cm ²			
Fcr =	760,41	Kg/cm ²			
$\Phi_c \cdot P_n =$	4367	Kg			
$\Phi_c =$	0,90				
Ag =	2,00	cm ²	<	3,45	Ok

Tabla 3.35 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 608 (h=40 m).

Barra No. 608					
Datos del perfil L 50X50X3 mm					
Área=	2,85	cm ²			
A =	5,00	cm			
T =	0,30	cm			
Longitud del perfil =	109,50	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
$K \cdot L / r_z =$	114,06		<	200	Ok
$4,71 \cdot \sqrt{(E/Fy)} =$	133,68				
Fe =	1535,19	Kg/cm ²			
Fcr =	1267,71	Kg/cm ²			
$\Phi_c \cdot P_n =$	3076	Kg			
$\Phi_c =$	0,90				
Ag =	2,70	cm ²	<	2,85	Ok

Tabla 3.36 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 680 (h=40 m).

Barra No. 680					
Datos del perfil L 40X40X3 mm					
Área=	2,25	cm ²			
A =	4,00	Cm			
T =	0,30	Cm			
Longitud del perfil =	83,50	Cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
$K \cdot L / r_z =$	109,87		<	200	Ok
$4,71 \cdot \sqrt{(E/Fy)} =$	133,68				
Fe =	1645,75	Kg/cm ²			
Fcr =	1327,60	Kg/cm ²			
$\Phi_c \cdot P_n =$	2394	Kg			
$\Phi_c =$	0,90				
Ag =	2,00	cm ²	<	2,25	Ok

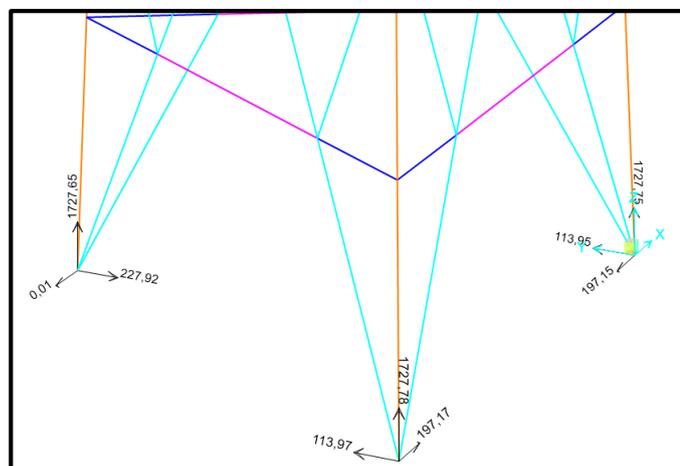


Figura 3.18 Reacciones en la base de la torre de telecomunicaciones (h=40 m).

Fuente: SAP2000 V16.

3.2.3.1.3 Análisis de las uniones

Los elementos de unión se deben dimensionar de tal manera, que su resistencia de diseño sea igual o mayor a la resistencia determinada mediante el análisis estructural con cargas mayoradas. En este tipo de estructuras los esfuerzos dominantes son los de cortante y de axial, las conexiones serán diseñadas de tal manera que impida rotaciones en los nudos.

A continuación se procederá a realizar el análisis de las uniones, utilizando los requerimientos de la norma AISC 360-10, como se definió anteriormente. La numeración de los nudos y de las vigas se realizará como se encuentran numeradas en el programa estructural.

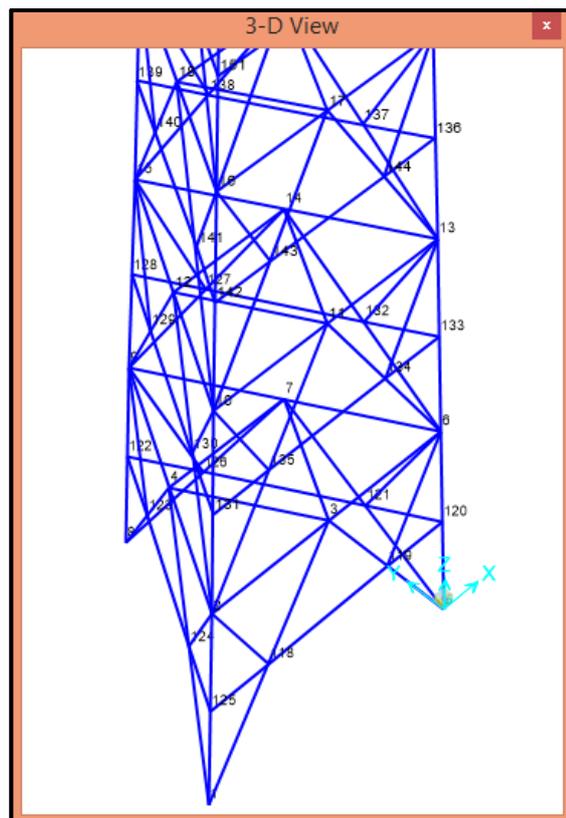


Figura 3.19 Uniones de la torres de telecomunicaciones de 40m de altura.

Fuente: SAP2000 V16.

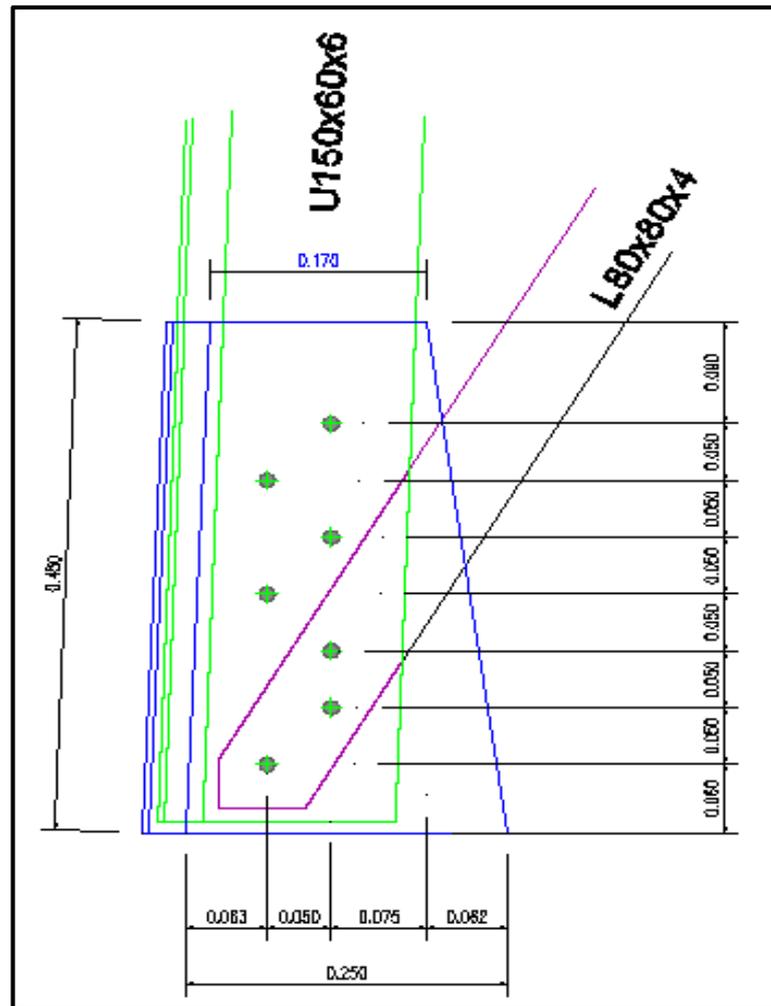


Figura 3.20 Detalle de las juntas de la torre de telecomunicaciones (h=40 m).

Fuente: Torres de telecomunicaciones de ETAPA EP

Tabla 3.37 Comprobación de las uniones 1, 5, 8 (h=40m)

Nudo 1, 5, 8		
Sección V 150X60X6mm (montantes)		
Elementos 466, 460, 454		
Fuerza axial =	28403,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
diámetro=	1,27	cm
Lc exterior=	5,19	cm
Lc interior=	4,19	cm
t=	0,60	cm
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
Rn exterior=	15754,10	Kg

Rn interior=	12715,70	Kg	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	42704,71	Kg	Ok
Resistencia de elementos de corte			
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²	
Ab=	1,27	cm ²	
#pernos	14,00	u	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	44696,39	Kg	Ok
Rotura del área neta de la plancha			
Fu=	4220,00	Kg/cm ²	
d=	1,27	cm	
t=	0,60	cm	
línea-perno	2,00	u	
U=	0,80	-	
Ag=	21,60	cm ²	
An=	20,46	cm ²	
Ae=	16,37	cm ²	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	103613,78	Kg	OK

Tabla 3.38 Comprobación de las uniones 1, 5, 8 (h=40 m).

Nudo 1, 5, 8			
Sección L 80X80X4 mm (diagonales)			
Elementos 456, 462, 464, 470, 468, 458			
Fuerza axial =	5081,08	Kg	
Resistencia de aplastamiento de los pernos			
diámetro=	1,27	cm	
Lc exterior=	4,59	cm	
Lc interior=	4,19	cm	
t=	0,40	cm	
Fu=	4220,00	Kg/cm ²	
Rn exterior=	9287,38	Kg	
Rn interior=	8477,14	Kg	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	26646,77	Kg	Ok
Resistencia de elementos de corte			
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²	
Ab=	1,27	cm ²	
#pernos	3,00	u	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	9577,80	Kg	Ok

Rotura del área neta de la plancha		
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
d=	1,27	cm
t=	0,80	cm
línea-perno	2,00	u
U=	0,80	-
Ag=	6,10	cm ²
An=	5,32	cm ²
Ae=	4,25	cm ²
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	26930,35	Kg

OK

Tabla 3.39 Comprobación de las uniones 118, 119, 121, 126, 123,124 (h=40 m).

Nudo 118, 119, 121, 126, 123,124		
Sección L 80X80X4 mm		
Elementos 442, 443, 444, 445, 442, 440		
Fuerza axial =	1317,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
d=	1,27	cm
Lc=	2,19	cm
t=	0,40	cm
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
Rn exterior=	4425,94	Kg
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	3319,45	Kg
Resistencia de elementos de corte		
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²
Ab=	1,27	cm ²
#pernos	2,00	u
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	6385,20	Kg
Rotura del área neta de la plancha		
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
d=	1,27	cm
t=	0,40	cm
línea-perno	1,00	u
U=	0,80	-
Ag=	6,10	cm ²
An=	5,08	cm ²
Ae=	4,07	cm ²
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	25745,38	Kg

Ok

Ok

OK

Tabla 3.40 Comprobación de las uniones 118, 119, 121, 126, 123,124 (h=40 m).

Nudo 118, 119, 121, 126, 123,124		
Sección L 40X40X3mm		
Elementos 1, 2, 4, 6, 7, 9		
Fuerza axial =	151,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
d=	0,95	cm
Lc=	2,34	cm
t=	0,30	cm
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
Rn=	3560,62	Kg
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	2670,47	Kg
Resistencia de elementos de corte		
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²
Ab=	0,71	cm ²
#pernos	1,00	u
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	1795,84	Kg
Rotura del área neta de la plancha		
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
d=	0,95	cm
t=	0,30	cm
línea-perno	1,00	u
U=	0,80	-
Ag=	2,20	cm ²
An=	1,91	cm ²
Ae=	1,53	cm ²
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	9693,76	Kg

Ok

Ok

OK

Tabla 3.41 Comprobación de las uniones 118, 119, 121, 126, 123,124 (h=40 m).

Nudo 118, 119, 121, 126, 123,124		
Sección L 60X60X3mm		
Elementos 3, 5, 8		
Fuerza axial =	1367,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
d=	1,27	cm
Lc=	2,19	cm
t=	0,30	cm
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
Rn=	3319,45	Kg
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	2489,59	Kg
Resistencia de elementos de corte		
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²
Ab=	1,27	cm ²
#pernos	1,00	u
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	3192,60	Kg
Rotura del área neta de la plancha		
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
d=	1,27	cm
t=	0,30	cm
línea-perno	1,00	u
U=	0,80	-
Ag=	1,56	cm ²
An=	1,18	cm ²
Ae=	0,94	cm ²
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	5970,46	Kg

Ok

Ok

OK

Tabla 3.42 Comprobación de las uniones 157, 28, 31 (h=40 m).

Nudo 157, 28, 31		
Sección V 120X60X6mm (montantes)		
Elementos 544, 556, 550		
Fuerza axial =	12691,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
d=	1,27	cm
Lc=	4,19	cm
t=	0,60	cm
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
Rn=	12715,70	Kg
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	19073,56	Kg
Resistencia de elementos de corte		
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²
Ab=	1,27	cm ²
#pernos	4,00	u
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	12770,40	Kg
Rotura del área neta de la plancha		
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
d=	1,27	cm
t=	0,60	cm
línea-perno	2,00	u
U=	0,80	-
Ag=	18,00	cm ²
An=	17,24	cm ²
Ae=	13,79	cm ²
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	87293,23	Kg

Ok

Ok

OK

Tabla 3.43 Comprobación de las uniones 118, 119, 121, 126, 123,124 (h=40 m).

Nudo 64, 67, 69			
Sección V 100X60X6mm (montantes)			
Elementos 100, 103, 106			
Fuerza axial =	4303,00	Kg	
Resistencia de aplastamiento de los pernos			
d=	0,95	cm	
Lc=	3,54	cm	
t=	0,60	cm	
Fu=	4220,00	Kg/cm ²	
Rn=	10767,33	Kg	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	16150,99	Kg	Ok
Resistencia de elementos de corte			
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²	
Ab=	0,71	cm ²	
#pernos	4,00	u	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	7183,38	Kg	Ok
Rotura del área neta de la plancha			
Fu=	4220,00	Kg/cm ²	
d=	0,95	cm	
t=	0,60	cm	
línea-perno	2,00	u	
U=	0,80	-	
Ag=	15,60	cm ²	
An=	15,03	cm ²	
Ae=	12,02	cm ²	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	76104,32	Kg	OK

Se puede observar que el diseño de las uniones si soportan las tensiones provocadas en ellas.

3.2.3.2 Torre autoportada de telecomunicaciones de 30 m de altura

3.2.3.2.1 Deformación

La deformación de las torres autoportadas no deben superar al 1% de la altura de la estructura ante cualquier acción de las fuerzas, es decir que la deflexión máxima es 30 cm, ya que si la deformación excede este porcentaje, provocaría interrupciones en la comunicación así como daños en los equipos tecnológicos.

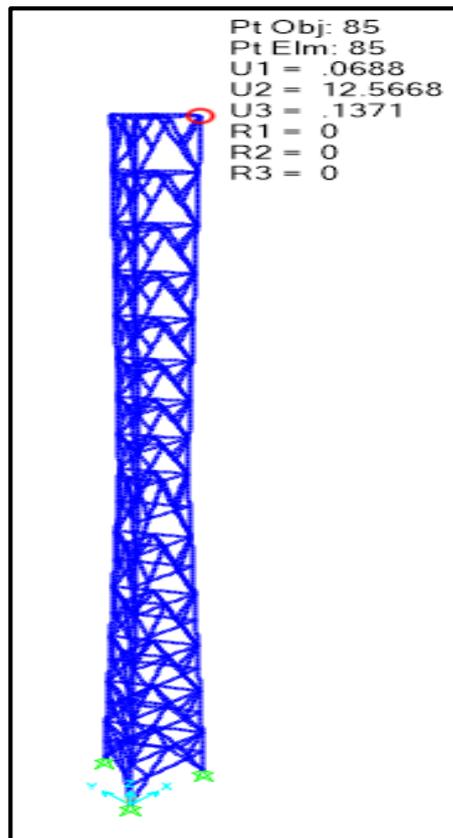


Figura 3.21 Deformación de la torre de telecomunicaciones de 30 m de altura.

Fuente: SAP2000 V16.

Como se observa en la figura, la máxima deformación que presenta la estructura es de 12,57 cm, en el nudo más alto de la estructura, esto no indica que nos encontramos dentro de los parámetros establecidos.

3.2.3.2.2 Diseño de miembros a tracción y compresión

A continuación se verificará que las dimensiones actuales de las secciones transversales de los perfiles, que constituyen las torres soporten las fuerzas a tracción y compresión generadas con la combinación más desfavorable.

Resistencia a tracción

Tabla 3.44 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 361 (h=30 m).

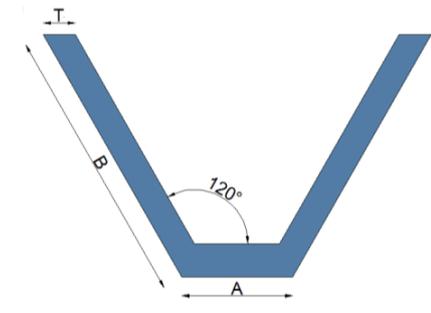
Barra No. 361					
Datos del perfil V 120X60X6					
Área=	18,00	cm ²			
A =	6,00	Cm			
B =	12,00	Cm			
T =	0,60	Cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la tracción					
$\Phi_c \cdot P_n =$	20717,26	Kg			
$\Phi_c =$	0,75				
Ag =	13,61	cm ²	<	18,00	Ok

Tabla 3.45 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 451 (h=30 m).

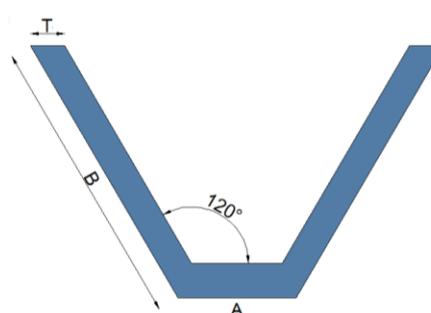
Barra No. 451					
Datos del perfil V 100X60X6					
Área=	15,60	cm ²			
A =	6,00	Cm			
B =	10,00	Cm			
T =	0,60	Cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la tracción					
$\Phi_c \cdot P_n =$	6610,07	Kg			
$\Phi_c =$	0,75				
Ag =	3,50	cm ²	<	15,60	Ok

Tabla 3.46 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 363 (h=30 m).

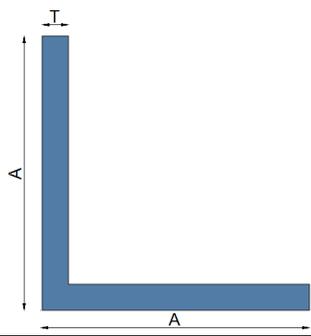
Barra No. 363					
Datos del perfil L 60X60X3 mm					
Área=	3,45	cm ²			
A =	6,00	Cm			
T =	0,30	Cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la tracción					
$\Phi_c \cdot P_n =$	2807,38	Kg			
$\Phi_c =$	0,75				
$A_g =$	1,49	cm ²	<	3,45	Ok

Tabla 3.47 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 465 (h=30 m).

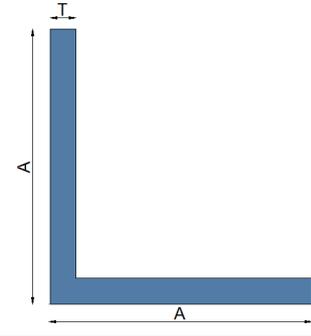
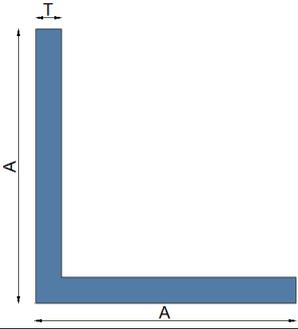
Barra No. 465					
Datos del perfil L 50X50X3 mm					
Área=	2,85	cm ²			
A =	5,00	cm			
T =	0,30	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la tracción					
$\Phi_c \cdot P_n =$	2224,74	Kg			
$\Phi_c =$	0,75				
$A_g =$	1,18	cm ²	<	2,85	Ok

Tabla 3.48 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 265 (h=30 m).

Barra No. 265					
Datos del perfil L 40X40X3 mm					
Área=	2,25	cm ²			
A =	4,00	cm			
T =	0,30	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la tracción					
$\Phi_c \cdot P_n =$	146,75	Kg			
$\Phi_c =$	0,75				
$A_g =$	0,08	cm ²	<	2,25	Ok

Resistencia a compresión

Tabla 3.49 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 361 (h=30 m).

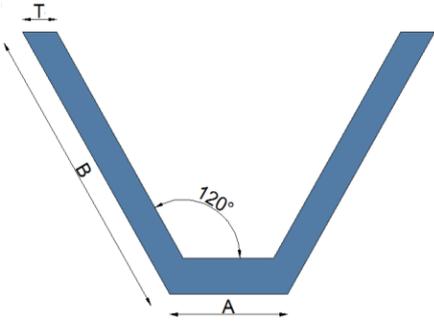
Barra No. 361					
Datos del perfil V 120X60X6					
Área=	18,00	cm ²			
A =	6,00	cm			
B =	12,00	cm			
T =	0,60	cm			
Longitud del perfil =	150,00	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
$K \cdot L / r_z =$	107,14		<	200	Ok
$4,71 \cdot \sqrt{E/F_y} =$	133,68				
$F_e =$	1745,39	Kg/cm ²			
$F_{cr} =$	1377,07	Kg/cm ²			
$\Phi_c \cdot P_n =$	20717,26	Kg			
$\Phi_c =$	0,90				
$A_g =$	16,72	cm ²	<	18	Ok

Tabla 3.50 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 451 (h=30 m).

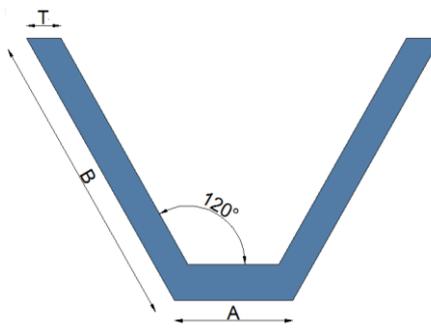
Barra No. 451					
Datos del perfil V 100X60X6					
Área=	15,60	cm ²			
A =	6,00	cm			
B =	10,00	cm			
T =	0,60	cm			
Longitud del perfil =	150,00	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
$K \cdot L / r_z =$	140,19		<	200	Ok
$4,71 \cdot \sqrt{(E/Fy)} =$	133,68				
Fe =	1019,44	Kg/cm ²			
Fcr =	894,05	Kg/cm ²			
$\Phi_c \cdot P_n =$	6610,07	Kg			
$\Phi_c =$	0,90				
Ag =	8,21	cm ²	<	15,6	Ok

Tabla 3.51 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 363 (h=30 m).

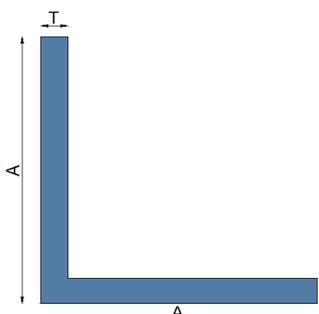
Barra No. 363					
Datos del perfil L 60X60X3 mm					
Área=	3,45	cm ²			
A =	6,00	cm			
T =	0,30	cm			
Longitud del perfil =	161,50	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
$K \cdot L / r_z =$	139,22		<	200	Ok
$4,71 \cdot \sqrt{(E/Fy)} =$	133,68				
Fe =	1033,7	Kg/cm ²			
Fcr =	906,55	Kg/cm ²			
$\Phi_c \cdot P_n =$	2807,38	Kg			
$\Phi_c =$	0,90				
Ag =	3,44	cm ²	<	3,45	Ok

Tabla 3.52 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 465 (h=30 m).

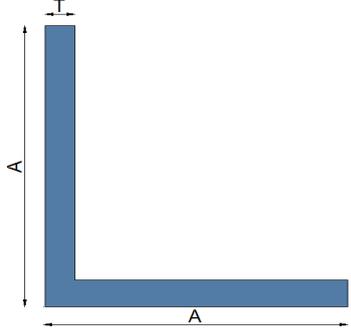
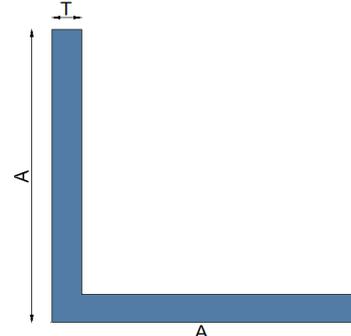
Barra No. 465					
Datos del perfil L 50X50X3 mm					
Área=	2,85	cm ²			
A =	5,00	cm			
T =	0,30	cm			
Longitud del perfil =	84,00	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
$K \cdot L / r_z =$	87,5		<	200	Ok
$4,71 \cdot \sqrt{(E/Fy)} =$	133,68				
Fe =	2616,86	Kg/cm ²			
Fcr =	1684,05	Kg/cm ²			
$\Phi_c \cdot P_n =$	2224,74	Kg			
$\Phi_c =$	0,90				
Ag =	1,47	cm ²	<	2,85	Ok

Tabla 3.53 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 265 (h=30 m).

Barra No. 265					
Datos del perfil L 40X40X3 mm					
Área=	2,25	cm ²			
A =	4,00	cm			
T =	0,30	cm			
Longitud del perfil =	56,00	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
$K \cdot L / r_z =$	73,68		<	200	Ok
$4,71 \cdot \sqrt{(E/Fy)} =$	133,68				
Fe =	3690,6	Kg/cm ²			
Fcr =	1893,57	Kg/cm ²			
$\Phi_c \cdot P_n =$	146,75	Kg			
$\Phi_c =$	0,90				
Ag =	0,08	cm ²	<	2,25	Ok

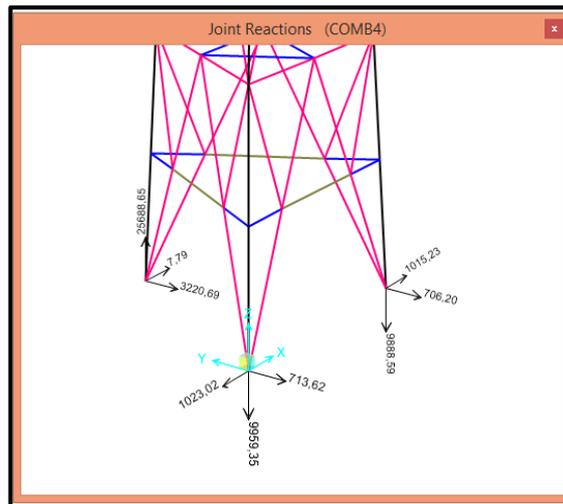


Figura 3.22 Reacciones en la base de la torre de telecomunicaciones (h=30 m).

Fuente: SAP2000 V16.

3.2.3.2.3 Análisis de las uniones

A continuación se procederá a realizar el análisis de las uniones, utilizando los requerimientos de la norma AISC, como se definió anteriormente. La numeración de los nudos y de las vigas se realizará como se encuentran numeradas en el programa estructural.

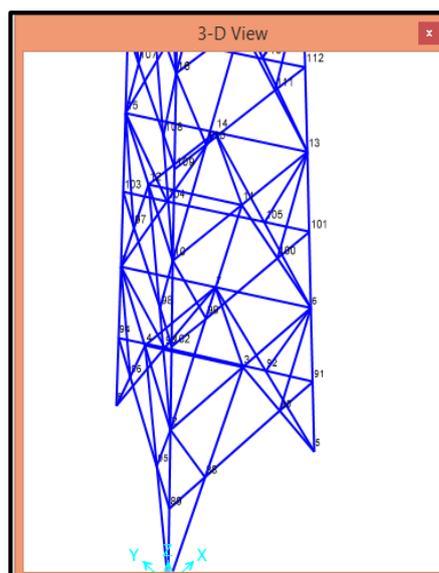


Figura 3.23 Uniones de la torre de telecomunicaciones de 30 m de altura.

Fuente: SAP2000 V16.

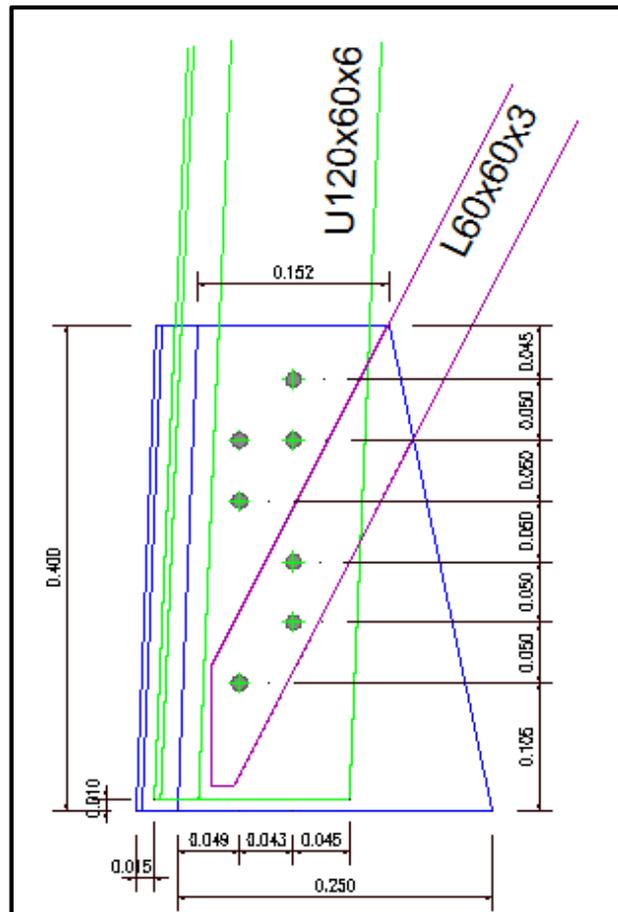


Figura 3.24 Detalle de las juntas de la torre de telecomunicaciones de 30 m.

Fuente: Torres de telecomunicaciones de ETAPA EP

Tabla 3.54 Comprobación de las uniones 1, 5 ,8 (h=30 m).

Nudo 1, 5, 8		
Sección UV 120X60X6mm (montantes)		
Elementos 349, 361, 355		
Fuerza axial =	20717,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
d=	1,20	cm
Lc exterior=	9,72	cm
Lc interior=	3,44	cm
t=	0,60	cm
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
Rn exterior=	29533,25	Kg
Rn interior=	10452,10	Kg
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	59978,02	Kg

Ok

Resistencia de elementos de corte		
F_{nv}=	3360,00	Kg/cm ²
Ab=	1,91	cm ²
#pernos	14,00	u
Ø=	0,75	-
Ø·R_n=	67439,48	Kg
Rotura del área neta de la plancha		
F_u=	4220,00	Kg/cm ²
d=	1,20	cm
t=	0,60	cm
línea-perno	2,00	u
U=	0,80	-
Ag=	18,00	cm ²
An=	16,76	cm ²
Ae=	16,37	cm ²
Ø=	0,75	-
Ø·R_n=	103613,78	Kg

Ok

Ok

Tabla 3.55 Comprobación de las uniones 33,28, 31 (h=30 m).

Nudo 33, 28, 31		
Sección UV 100X60X6mm (montantes)		
Elementos 445, 439, 451		
Fuerza axial =	6610,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
d=	1,00	cm
L_c=	1,54	cm
t=	0,60	cm
F_u=	4220,00	Kg/cm ²
R_n=	4679,14	Kg
Ø=	0,75	-
Ø·R_n=	7018,70	Kg
Resistencia de elementos de corte		
F_{nv}=	3360,00	Kg/cm ²
Ab=	1,45	cm ²
#pernos	4,00	u
Ø=	0,75	-
Ø·R_n=	14644,51	Kg
Rotura del área neta de la plancha		
F_u=	4220,00	Kg/cm ²
d=	1,00	cm
t=	0,60	cm
línea-perno	2,00	u

Ok

Ok

U=	0,80	-	
Ag=	15,60	cm ²	
An=	12,34	cm ²	
Ae=	9,87	cm ²	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	62469,50	Kg	OK

Tabla 3.56 Comprobación de las uniones 1, 5, 8 (h=30 m).

Nudo 1, 5, 8			
Sección L 60X60X3mm			
Elementos 351, 352, 365, 363, 359, 357			
Fuerza axial =	2807,38	Kg	
Resistencia de aplastamiento de los pernos			
d=	1,20	cm	
Lc=	4,22	cm	
t=	0,30	cm	
Fu=	4220,00	Kg/cm ²	
Rn=	6411,02	Kg	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	4808,27	Kg	Ok
Resistencia de elementos de corte			
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²	
Ab=	1,91	cm ²	
#pernos	3,00	u	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	14449,77	Kg	Ok
Rotura del área neta de la plancha			
Fu=	4220,00	Kg/cm ²	
d=	1,20	cm	
t=	0,30	cm	
línea-perno	1,00	u	
U=	0,80	-	
Ag=	3,45	cm ²	
An=	3,65	cm ²	
Ae=	2,92	cm ²	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	9253,19	Kg	Ok

Tabla 3.57 Comprobación de las uniones 88, 95, 96, 93, 92, 90 (h=30 m).

Nudo 88, 95, 96, 93, 92, 90		
Sección L 60X60X3mm		
Elementos 211, 221, 224, 219, 214, 216		
Fuerza axial =	1037,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
d=	1,20	cm
Lc=	0,94	cm
t=	0,30	cm
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
Rn=	1428,05	Kg
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	1071,04	Kg
Resistencia de elementos de corte		
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²
Ab=	1,91	cm ²
#pernos	2,00	u
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	9634,21	Kg
Rotura del área neta de la plancha		
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
d=	1,20	cm
t=	0,30	cm
línea-perno	1,00	u
U=	0,80	-
Ag=	3,45	cm ²
An=	2,51	cm ²
Ae=	2,01	cm ²
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	12730,90	Kg

Ok

Ok

OK

Tabla 3.58 Comprobación de las uniones 88, 95, 96, 93, 92, 90 (h=30 m).

Nudo 88, 95, 96, 93, 92, 90		
Sección L 40X40X3mm		
Elementos 212, 215, 220,218, 223, 225		
Fuerza axial =	131,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
d=	1,00	cm
Lc=	1,32	cm
t=	0,30	cm
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
Rn=	2005,34	Kg
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	1504,01	Kg
Resistencia de elementos de corte		
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²
Ab=	1,45	cm ²
#pernos	1,00	u
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	3661,13	Kg
Rotura del área neta de la plancha		
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
d=	1,00	cm
t=	0,30	cm
línea-perno	1,00	u
U=	0,80	-
Ag=	2,25	cm ²
An=	1,95	cm ²
Ae=	1,56	cm ²
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	9874,80	Kg

Ok

Ok

OK

Tabla 3.59: Comprobación de las uniones 118, 119, 121, 126, 123,124 (h=30 m).

Nudo 118, 119, 121, 126, 123,124			
Sección L 50X50X3mm			
Elementos 213, 218, 222			
Fuerza axial =	948,00	Kg	
Resistencia de aplastamiento de los pernos			
d=	1,20	cm	
Lc=	1,22	cm	
t=	0,30	cm	
Fu=	4220,00	Kg/cm ²	
Rn=	1853,42	Kg	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	1390,07	Kg	Ok
Resistencia de elementos de corte			
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²	
Ab=	1,91	cm ²	
#pernos	1,00	u	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	4817,11	Kg	Ok
Rotura del área neta de la plancha			
Fu=	4220,00	Kg/cm ²	
d=	1,20	cm	
t=	0,30	cm	
línea-perno	1,00	u	
U=	0,80	-	
Ag=	2,85	cm ²	
An=	2,38	cm ²	
Ae=	1,91	cm ²	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	12062,45	Kg	OK

Tabla 3.60: Comprobación de las uniones 118, 119, 121, 126, 123,124 (h=30 m).

Nudo 2, 6, 9		
Sección UV 60X60X3mm		
Elementos 543, 555, 557		
Fuerza axial =	651,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
d=	1,27	cm
Lc=	1,87	cm
t=	0,30	cm
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
Rn=	2840,90	Kg
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	2130,68	Kg
Resistencia de elementos de corte		
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²
Ab=	1,27	cm ²
#pernos	2,00	u
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	6385,20	Kg
Rotura del área neta de la plancha		
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
d=	1,27	cm
t=	0,30	cm
línea-perno	1,00	u
U=	0,80	-
Ag=	3,45	cm ²
An=	2,69	cm ²
Ae=	2,15	cm ²
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	13612,03	Kg

Ok

Ok

OK

3.2.3.3 Torre autosoportada de telecomunicaciones de 20 m de altura

3.2.3.3.1 Deformación

La deformación de las torres autosoportadas no deben superar al 1% de la altura de la estructura ante cualquier acción de las fuerzas, es decir que la deflexión máxima es 20cm, ya que si la deformación excede este porcentaje, provocaría interrupciones en la comunicación así como daños en los equipos tecnológicos.

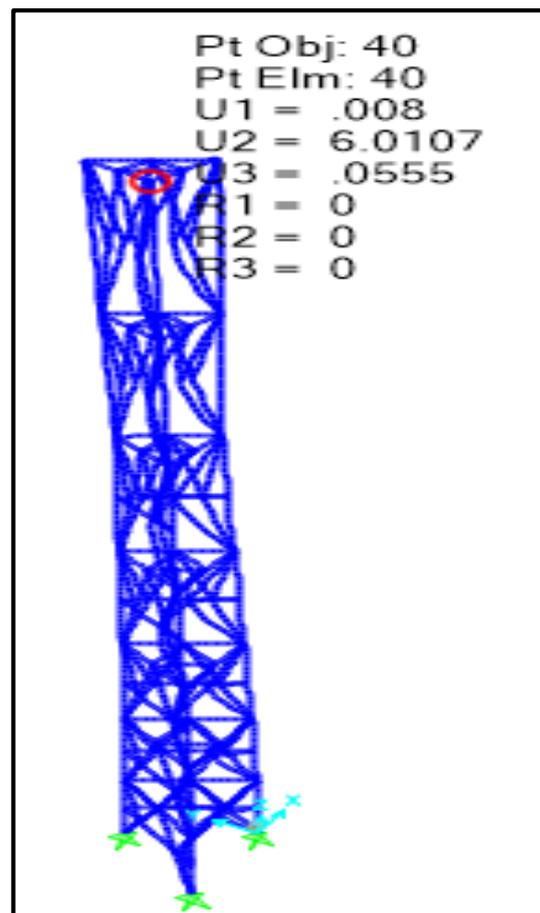


Figura 3.25 Deformación de la torre de telecomunicaciones de 20 m de altura.

Fuente: SAP2000 V16.

Como se observa en la figura, la máxima deformación que presenta la estructura es de 6,01 cm, en el nudo más alto de la estructura, esto no indica que nos encontramos dentro de los parámetros establecidos.

3.2.3.3.2 Diseño de miembros a tracción y compresión.

A continuación se verificará que las dimensiones actuales de las secciones transversales de los perfiles que constituyen las torres, soporten las fuerzas a tracción y compresión generadas con la combinación más desfavorable.

Resistencia a tracción

Tabla 3.61 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 7 (h=20 m).

Barra No. 7							
Datos del perfil V 80X80X6							
Área=	13,20	cm ²					
A =	6,00	cm					
B =	8,00	cm					
T =	0,60	cm					
Datos del material							
Acero estructural ASTM A36							
E =	2030000	Kg/cm ²					
Fy =	2520	Kg/cm ²					
Resistencia a la tracción							
$\Phi_c \cdot P_n =$	11641	Kg					
$\Phi_c =$	0,75						
Ag =	6,16	cm ²	<	13,20	Ok		

Tabla 3.62 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 52 (h=20 m).

Barra No. 52							
Datos del perfil UV 60X60X6							
Área=	10,80	cm ²					
A =	6,00	cm					
B =	6,00	cm					
T =	0,60	cm					
Datos del material							
Acero estructural ASTM A36							
E =	2030000	Kg/cm ²					
Fy =	2520	Kg/cm ²					
Resistencia a la tracción							
$\Phi_c \cdot P_n =$	566,02	Kg					
$\Phi_c =$	0,75						
Ag =	0,30	cm ²	<	10,80	Ok		

Tabla 3.63 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 8 (h=20 m).

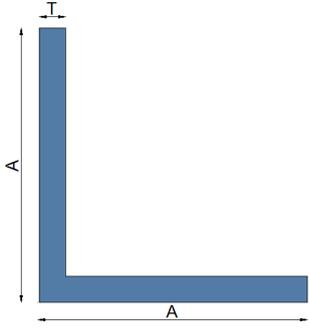
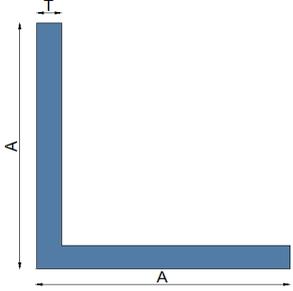
Barra No. 8					
Datos del perfil L 50X50X3 mm					
Área=	2,85	cm ²			
A =	5,00	Cm			
T =	0,30	Cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la tracción					
$\Phi_c \cdot P_n =$	2618	Kg			
$\Phi_c =$	0,75				
$A_g =$	1,39	cm ²	<	2,85	Ok

Tabla 3.64 Cálculo de la resistencia a tracción del elemento 53 (h=20 m).

Barra No. 53					
Datos del perfil L 40X40X3 mm					
Área=	2,25	cm ²			
A =	4,00	cm			
T =	0,30	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la tracción					
$\Phi_c \cdot P_n =$	610,88	Kg			
$\Phi_c =$	0,75				
$A_g =$	0,32	cm ²	<	2,25	Ok

Resistencia a compresión

Tabla 3.65 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 7 (h=20 m).

Barra No. 7					
Datos del perfil V 80X80X6					
Área=	13,20	cm ²			
A =	6,00	cm			
B =	8,00	cm			
T =	0,60	cm			
Longitud del perfil =	150,00	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
$K \cdot L / r_z =$	130,43		<	200	Ok
$4,71 \cdot \sqrt{(E/Fy)} =$	133,68				
Fe =	1131,14	Kg/cm ²			
Fcr =	991,83	Kg/cm ²			
$\Phi_c \cdot P_n =$	11641	Kg			
$\Phi_c =$	0,90				
Ag =	13,04	cm ²	<	13,2	Ok

Tabla 3.66 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 52 (h=20 m).

Barra No. 52					
Datos del perfil V 60X60X6					
Área=	10,80	cm ²			
A =	6,00	cm			
B =	6,00	cm			
T =	0,60	cm			
Longitud del perfil =	128,55	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
$K \cdot L / r_z =$	274,73		<	200	Esbelto
$4,71 \cdot \sqrt{(E/Fy)} =$	133,68				
Fe =	340,09	Kg/cm ²			
Fcr =	298,26	Kg/cm ²			
$\Phi_c \cdot P_n =$	566,02	Kg			
$\Phi_c =$	0,90				
Ag =	2,11	cm ²	<	10,80	Ok

Tabla 3.67 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 8 (h=20 m).

Barra No. 8					
Datos del perfil L 50X50X3 mm					
Área=	2,85	cm ²			
A =	5,00	cm			
T =	0,30	cm			
Longitud del perfil =	84,00	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
$K \cdot L / r_z =$	87,5		<	200	Ok
$4,71 \cdot \sqrt{E/F_y} =$	133,68				
Fe =	2616,86	Kg/cm ²			
Fcr =	1684,05	Kg/cm ²			
$\Phi_c \cdot P_n =$	2618	Kg			
$\Phi_c =$	0,90				
Ag =	1,73	cm ²	<	2,85	Ok

Tabla 3.68 Cálculo de la resistencia a compresión del elemento 53 (h=20 m)

Barra No. 53					
Datos del perfil L 40X40X3 mm					
Área=	2,25	cm ²			
A =	4,00	cm			
T =	0,30	cm			
Longitud del perfil =	128,50	cm			
Datos del material					
Acero estructural ASTM A36					
E =	2030000	Kg/cm ²			
Fy =	2520	Kg/cm ²			
Resistencia a la compresión					
$K \cdot L / r_z =$	169,08		<	200	Ok
$4,71 \cdot \sqrt{E/F_y} =$	133,68				
Fe =	700,83	Kg/cm ²			
Fcr =	614,63	Kg/cm ²			
$\Phi_c \cdot P_n =$	610,77	Kg			
$\Phi_c =$	0,90				
Ag =	1,21	cm ²	<	2,25	Ok

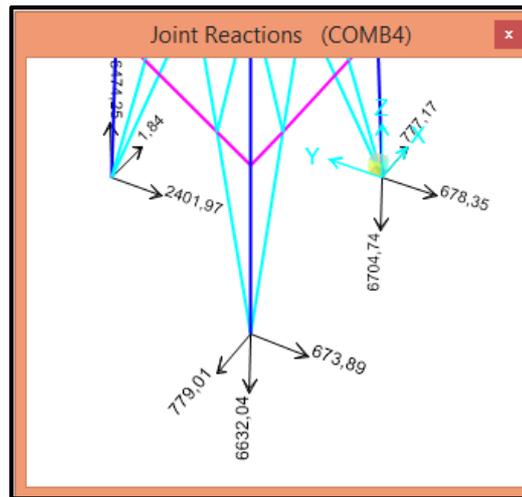


Figura 3.26 Reacciones en la base de la torre de telecomunicaciones de 20 m de altura.

Fuente: SAP2000 V16

3.2.3.3.3 Análisis de las uniones

A continuación se procederá a realizar el análisis de las uniones, utilizando los requerimientos de la norma AISC, como se definió anteriormente. La numeración de los nudos y de las vigas se realizará como se encuentran numeradas en el programa estructural.

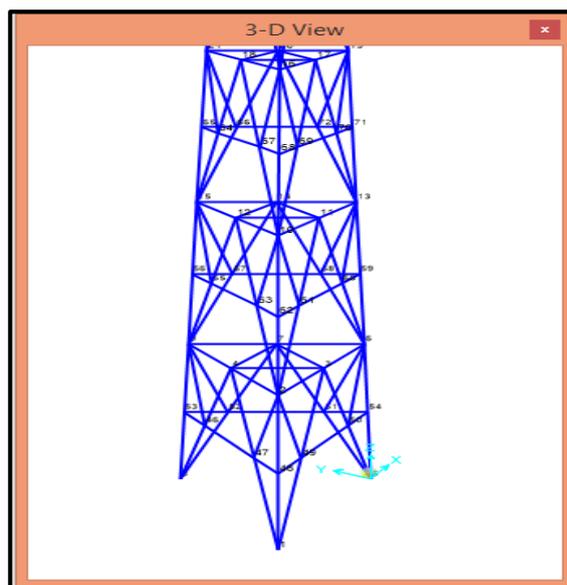


Figura 3.26 Uniones de la torre de telecomunicaciones de 20 m de altura.

Fuente: SAP2000 V16.

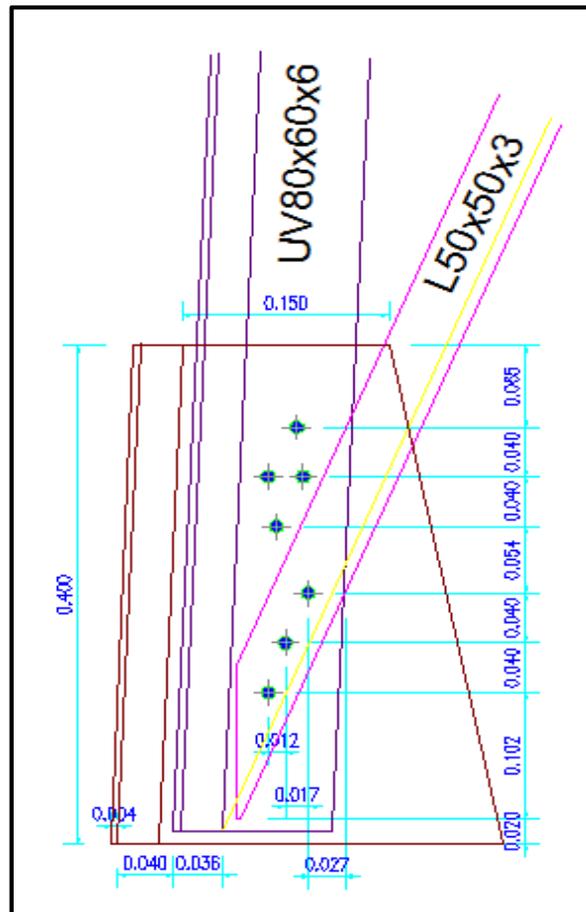


Figura 3.28 Detalle de las juntas de telecomunicaciones de 20 m de altura.

Fuente: Torres de telecomunicaciones de ETAPA EP

Tabla 3.69 Comprobación de las uniones 1, 5, 8 (h=20 m).

Nudo 1, 5, 8		
Sección UV 80X60X6mm (montantes)		
Elementos 1, 4 ,7		
Fuerza axial =	11641,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
d=	1,00	cm
Lc exterior=	8,32	cm
Lc interior=	10,64	cm
t=	0,60	cm
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
Rn exterior=	25279,49	Kg
Rn interior=	32328,58	Kg
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	86412,10	Kg

Ok

Resistencia de elementos de corte		
F _{nv} =	3360,00	Kg/cm ²
Ab=	1,45	cm ²
#pernos	12,00	u
Ø=	0,75	-
Ø·R _n =	43933,52	Kg
Rotura del área neta de la plancha		
F _u =	4220,00	Kg/cm ²
d=	1,00	cm
t=	0,60	cm
línea-perno	2,00	u
U=	0,80	-
Ag=	18,00	cm ²
An=	17,40	cm ²
Ae=	16,37	cm ²
Ø=	0,75	-
Ø·R _n =	103613,78	Kg

Ok

Ok

Tabla 3.70 Comprobación de las uniones 1, 5, 8 (h=20 m).

Nudo 1, 5, 8		
Sección L 50X50X3mm		
Elementos 2, 5, 6, 3, 8, 9		
Fuerza axial =	2628,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
d=	1,00	cm
L _c =	3,32	cm
t=	0,30	cm
F _u =	4220,00	Kg/cm ²
R _n =	5043,74	Kg
Ø=	0,75	-
Ø·R _n =	3782,81	Kg
Resistencia de elementos de corte		
F _{nv} =	3360,00	Kg/cm ²
Ab=	1,45	cm ²
#pernos	3,00	u
Ø=	0,75	-
Ø·R _n =	10982,20	Kg
Rotura del área neta de la plancha		
F _u =	4220,00	Kg/cm ²
d=	1,00	cm
t=	0,30	cm
línea-perno	1,00	u
U=	0,80	-

Ok

Ok

Ag=	2,85	cm ²	
An=	2,55	cm ²	
Ae=	2,04	cm ²	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	6456,60	Kg	Ok

Tabla 3.71 Comprobación de las uniones 46, 47, 49, 50, 51, 52 (h=20 m).

Nudo 46, 47, 49, 50, 51, 52			
Sección L 50X50X3mm			
Elementos 106, 111, 112, 116, 117, 118,			
Fuerza axial =	677,00	Kg	
Resistencia de aplastamiento de los pernos			
d=	1,00	cm	
Lc=	1,34	cm	
t=	0,30	cm	
Fu=	4220,00	Kg/cm ²	
Rn=	2035,73	Kg	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	1526,80	Kg	Ok
Resistencia de elementos de corte			
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²	
Ab=	1,45	cm ²	
#pernos	2,00	u	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	7322,25	Kg	Ok
Rotura del área neta de la plancha			
Fu=	4220,00	Kg/cm ²	
d=	1,00	cm	
t=	0,30	cm	
línea-perno	1,00	u	
U=	0,80	-	
Ag=	2,85	cm ²	
An=	2,03	cm ²	
Ae=	1,63	cm ²	
Ø=	0,75	-	
Ø·Rn=	5150,09	Kg	OK

Tabla 3.72 Comprobación de las uniones 46, 47, 49, 50, 51, 52 (h=20 m).

Nudo 46, 47, 49, 50, 51, 52		
Sección L 40X40X3mm		
Elementos 212, 215, 220,218, 223, 225		
Fuerza axial =	122,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
d=	1,00	Cm
Lc=	1,52	Cm
t=	0,30	Cm
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
Rn=	2309,18	Kg
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	1731,89	Kg
Resistencia de elementos de corte		
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²
Ab=	1,45	cm ²
#pernos	1,00	u
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	3661,13	Kg
Rotura del área neta de la plancha		
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
d=	1,00	cm
t=	0,30	cm
línea-perno	1,00	u
U=	0,80	-
Ag=	2,25	cm ²
An=	1,95	cm ²
Ae=	1,56	cm ²
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	9874,80	Kg

Ok

Ok

OK

Tabla 3.73 Comprobación de las uniones 46, 47, 49, 50, 51, 52 (h=20 m).

Nudo 46, 47, 49, 50, 51, 52		
Sección L 40X40X3mm		
Elementos 213, 218, 222		
Fuerza axial =	644,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
d=	1,00	cm
Lc=	3,02	cm
t=	0,30	cm
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
Rn=	4587,98	Kg
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	3440,99	Kg
Resistencia de elementos de corte		
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²
Ab=	1,45	cm ²
#pernos	1,00	u
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	3661,13	Kg
Rotura del área neta de la plancha		
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
d=	1,00	cm
t=	0,30	cm
línea-perno	1,00	u
U=	0,80	-
Ag=	2,25	cm ²
An=	1,84	cm ²
Ae=	1,47	cm ²
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	9327,89	Kg

Ok

Ok

OK

Tabla 3.74 Comprobación de las uniones 28, 31, 33 (h=20 m).

Nudo 28, 31, 33		
Sección UV 60X60X3mm		
Elementos 543, 555, 557		
Fuerza axial =	566,00	Kg
Resistencia de aplastamiento de los pernos		
d=	1,00	cm
Lc=	1,64	cm
t=	0,30	cm
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
Rn=	2491,49	Kg
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	1868,62	Kg
Resistencia de elementos de corte		
Fnv=	3360,00	Kg/cm ²
Ab=	0,79	cm ²
#pernos	2,00	u
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	3958,83	Kg
Rotura del área neta de la plancha		
Fu=	4220,00	Kg/cm ²
d=	1,00	cm
t=	0,30	cm
línea-perno	1,00	u
U=	0,80	-
Ag=	10,50	cm ²
An=	9,90	cm ²
Ae=	7,92	cm ²
Ø=	0,75	-
Ø·Rn=	50133,60	Kg

Ok

Ok

OK

Se puede observar que el diseño de las uniones si soportan las tensiones provocadas en ellas.

CAPÍTULO IV.

RESULTADOS

4.1 Memoria técnica

4.1.1 Introducción

El Ecuador por su situación geológica y geográfica, se encuentra expuesto a diferentes fenómenos naturales que se convierten en destructivos, por la falta de diseños y construcciones que no tienen una adecuada configuración estructural, con materiales y dimensiones apropiadas para resistir la acción de las fuerzas provocadas por estos fenómenos; como es el caso de las torres autosoportadas de telecomunicaciones, que por su forma y altura, son sensibles ante acción de las fuerzas del viento y del sismo.

Con lo expuesto anteriormente y con la implementación de parámetros más exigentes que se establece en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el presente trabajo tiene como objetivo principal, evaluar las torres de sección triangular de 40, 30 y 20 m, pertenecientes a la empresa pública ETAPA, mediante un diseño de las estructuras con la aplicación de esta norma, con el fin de garantizar estructuras estables que tengan un adecuado dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales, y que puedan resistir las cargas a los que serán sometidos en condiciones normales.

Para la definición estructural del proyecto se han considerado los siguientes aspectos importantes como son:

La estructura es de tipo sismo resistente, presenta un sistema estructural combinado de hormigón armado macizo en cimientos y cadenas, las estructuras tienen una sección transversal triangular, formadas mediante un sistema de pórticos combinados, que distribuyen el esfuerzo resultante por las cargas en sus diferentes manifestaciones y, que lo conforman perfiles tipo UV y ángulos unidos con pernos, galvanizados al caliente, tipo

ASTM A-36, con una resistencia a la fluencia $f_y=2520 \text{ Kg/cm}^2$. Un sistema de elementos no portantes adicionales como son: escaleras y canastilla para el personal técnico, canaleta de soporte del cableado de las antenas. (Ing. José Vázquez Calero, 2007).

4.1.2 Cargas de diseño

El proyecto se realizara de acuerdo a las recomendaciones de la actual Norma Ecuatoriana de la Construcción, la estructura se clasifica por el tipo de estructura, importancia y ubicación.

- Las estructuras se encuentran construidas en la ciudad de Cuenca en la provincia del Azuay, en una zona sísmica III.
- El perfil del suelo es de tipo C, con características de suelo muy denso o roca blanda.
- Se realiza consideraciones de viento de en función de la altura, y de la zona de ubicación, con incidencia en la cara expuesta de la estructura. (Ing. José Vázquez Calero, 2007).

Las cargas que se han tomado en cuenta para el diseño son las siguientes:

- Carga muerta o peso propio de la estructura considerando todos los elementos que la conforman.
- Carga viva o sobrecarga: antenas de telecomunicaciones, escaleras, cables, entre otros.
- Carga sísmica (en función de la clasificación del suelo). (Ing. José Vázquez Calero, 2007).

Carga muerta o peso propio

Para el cálculo de la estructura se consideró el peso propio de la estructura.

El peso unitario utilizado para las estructuras es el siguiente:

- Acero = 7850 kg/m^3

Cargas Vivas

Se asume como cargas vivas a todos elementos no estructurales considerados como accesorios (antenas, pararrayos, escaleras, cables, entre otros) y un peso del personal técnico de 150 kg (dos personas). (Ing. José Vázquez Calero, 2007)

Carga Sísmica

La carga dinámica se calculó conforme a las especificaciones sismo-resistentes fijadas en el Código Ecuatoriano de la Construcción, como se detalla en el mapa de sismicidad del país.

4.1.3 Combinaciones de cargas

Las cargas vivas, muertas, viento y el sismo, se combinaron entre sí de acuerdo a la norma actual de construcción, con el fin de reproducir las condiciones de carga reales en el uso de la estructura y establecer la más desfavorable. Para el análisis y diseño de los elementos estructurales se estudiaron los siguientes casos: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas, 2014)

- Caso 1:

$$1,4 * \text{peso propio}$$

- Caso 2:

$$1,2 * \text{peso propio} + 1,6 * \text{carga viva}$$

- Caso 3:

$$1,2 * \text{peso propio} + 0,5 * \text{carga del viento}$$

- Caso 4:

$$1,2 * \text{peso propio} + \text{carga del viento} + \text{carga viva}$$

- Caso 5:

$$1,2 * \text{peso propio} + \text{carga sísmica} + \text{carga viva}$$

- Caso 6:

$$0,9 * \text{peso propio} + \text{carga del viento}$$

- Caso 7:

$$0,9 * \text{peso propio} + \text{carga sísmica}$$

4.2 Planos de diseño

Anexo 3.

4.3 Presupuesto referencial

4.3.1 Presupuesto

El presupuesto de un proyecto es el monto referencial de gastos mínimos de una actividad a realizarse en el futuro, el mismo que puede ser reajustado durante la ejecución de la obra, elaborado de acuerdo a los distintos rubros que intervienen en la obra, los que requieren un previo análisis de precios unitarios de costos directos e indirectos. El presupuesto es una herramienta importante en la planificación de un proyecto, nos permite tener un conocimiento de la inversión, de esta manera asegurar la optimización de recursos materiales y mano de obra. Los costos que intervienen en un proyecto de construcción denominados costos directos, se refiere a los que están involucrados directamente con la ejecución de la obra, y los indirectos, a los gastos

que no se incluyen en los costos directos, como son los gastos generales. (Karla Vanessa Cáceres Tume, 2005).

4.3.2 Costos directos

Los costos directos son todos aquellos que están directamente relacionados a la ejecución del proyecto tales como: materiales, mano de obra calificada y no calificada, herramientas, equipo y maquinaria. El análisis de estos costos se realizará para cada una de las partes que conforman el proyecto. (Karla Vanessa Cáceres Tume, 2005).

Se conoce como mano de obra al esfuerzo tanto físico como intelectual que se pone al servicio de la fabricación de un bien, en el que se determinará el valor a ser pagado y la cantidad de personas necesarias para llevar a cabo el desarrollo del proyecto. (David Santiago Almeida Prócel; Carlos Rubén López Rodríguez, 2013).

El montaje de una estructura comprende el ensamblaje de los elementos estructurales, este proceso debe ser realizado por personas que tengan amplia experiencia en relación a la complejidad, riesgos y especificaciones requeridas. El costo directo de los materiales corresponde a la cantidad o insumo que se requiere por unidad de medida. Las cantidades de los materiales se pueden determinar en base a registros directos de obra, de acuerdo a las especificaciones del sistema constructivo seleccionado, lo cual proporciona un resultado muy cercano a la realidad. (Karla Vanessa Cáceres Tume, 2005).

Para la fabricación y montaje de los miembros estructurales, es necesario la utilización de maquinaria con características específicas, que permitan un adecuado montaje de los elementos.

4.3.3 Costos indirectos

Los costos indirectos son los que no pueden ser directamente atribuibles a la ejecución del proyecto. Básicamente son los gastos ocasionados por el funcionamiento de la empresa; entre estos se encuentran los gastos administrativos, la dirección técnica de campo, gastos de papelería, mobiliario, entre otros. (Karla Vanessa Cáceres Tume, 2005).

Tabla 4.1 Análisis de precios unitarios-Proforma de la torre autoportada de telecomunicaciones de 40 m de altura.

Proforma

PROYECTO : Diseño y evaluación estructural de las torres autoportadas de telecomunicaciones de 40 metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la norma NEC-SE, para dispositivos con tecnología CDMA

ITEM	RUBRO	PRESUPUESTO			
		Unidad	Cantidad	P. Unitario	P Total
1	OBRAS PRELIMINARES				1.049,05 \$
1,1	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	m2	25,00	1,09 \$	27,25 \$
1,2	EXCAVACIÓN MAQUINA DE MATERIAL SIN CLASIFICAR 0 a 2 m DE PROFUNDIDAD	m3	50,00	1,42 \$	71,00 \$
1,3	EXCAVACIÓN MAQUINA DE MATERIAL SIN CLASIFICAR 2 a 3 m DE PROFUNDIDAD	m3	25,00	1,89 \$	47,25 \$
1,4	EXCAVACIÓN MANUAL DE MATERIAL SIN CLASIFICAR 0 a 2 m DE PROFUNDIDAD	m3	50,00	7,92 \$	395,90 \$
1,5	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m3	2,00	24,33 \$	48,65 \$
1,6	CARGADO DE MATERIAL A MAQUINA	m3	130,00	0,68 \$	87,93 \$
1,7	TRANSPORTE DE MATERIAL HASTA 6 Km	m3	130,00	2,85 \$	371,07 \$
2	ESTRUCTURA				15.357,22 \$
2,1	REPLANTILLO DE HORMIGÓN SIMPLE $f'c=180$ kg/cm ² (PREPARADO EN OBRA)	m3	2,00	103,01 \$	206,02 \$
2,2	HORMIGÓN SIMPLE $f'c=210$ kg/cm ² PREMEZCLADO Y BOMBEADO	m3	15,00	120,26 \$	1.803,83 \$
2,3	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ² , CORTADO Y FIGURADO	kg	500,00	1,99 \$	996,85 \$
2,4	TORRE TRIANGULAR DE ESTRUCTURA DE ACERO, FABRICACIÓN Y MONTAJE	kg	4037,44	3,06 \$	12.350,53 \$
TOTAL OFERTADO					16.406,27 \$

Tabla 4.2: Análisis de precios unitarios-Proforma de la torre autoportada de telecomunicaciones de 30 m de altura.

Proforma

PROYECTO: Diseño y evaluación estructural de las torres autoportadas de telecomunicaciones de 30 metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la norma NEC-SE, para dispositivos con tecnología CDMA

ITEM	RUBRO	PRESUPUESTO			
		Unidad	Cantidad	P. Unitario	P Total
1	OBRAS PRELIMINARES				703,27 \$
1,1	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	m2	18,00	1,09 \$	19,62 \$
1,2	EXCAVACIÓN MAQUINA DE MATERIAL SIN CLASIFICAR 0 a 2 m DE PROFUNDIDAD	m3	36,00	1,42 \$	51,12 \$
1,3	EXCAVACIÓN MAQUINA DE MATERIAL SIN CLASIFICAR 2 a 3 m DE PROFUNDIDAD	m3	18,00	1,89 \$	34,02 \$
1,4	EXCAVACIÓN MANUAL DE MATERIAL SIN CLASIFICAR 0 a 2 m DE PROFUNDIDAD	m3	36,00	7,92 \$	285,05 \$
1,5	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m3	2,00	24,33 \$	48,65 \$
1,6	CARGADO DE MATERIAL A MAQUINA	m3	75,00	0,68 \$	50,73 \$
1,7	TRANSPORTE DE MATERIAL HASTA 6 Km	m3	75,00	2,85 \$	214,08 \$
2	ESTRUCTURA				10.789,18 \$
2,1	REPLANTILLO DE HORMIGÓN SIMPLE $f'c=180$ kg/cm ² (PREPARADO EN OBRA)	m3	2,00	103,01 \$	206,02 \$
2,2	HORMIGÓN SIMPLE $f'c=210$ kg/cm ² PREMEZCLADO Y BOMBEADO	m3	12,00	120,26 \$	1.443,06 \$
2,3	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ² , CORTADO Y FIGURADO	kg	450,00	1,99 \$	897,17 \$
2,4	TORRE TRIANGULAR DE ESTRUCTURA DE ACERO, FABRICACIÓN Y MONTAJE	kg	2694,65	3,06 \$	8.245,63 \$
TOTAL OFERTADO					11.492,45 \$

Tabla 4.3 Análisis de precios unitarios-Proforma de la torre autoportada de telecomunicaciones de 20 m de altura.

Proforma

PROYECTO: Diseño y evaluación estructural de las torres autoportadas de telecomunicaciones de 20 metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la norma NEC-SE, para dispositivos con tecnología CDMA

ITEM	RUBRO	PRESUPUESTO			
		Unidad	Cantidad	P. Unitario	P Total
1	OBRAS PRELIMINARES				659,95 \$
1,1	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	m2	16,00	1,09 \$	17,44 \$
1,2	EXCAVACIÓN MAQUINA DE MATERIAL SIN CLASIFICAR 0 a 2 m DE PROFUNDIDAD	m3	32,00	1,42 \$	45,44 \$
1,3	EXCAVACIÓN MAQUINA DE MATERIAL SIN CLASIFICAR 2 a 3 m DE PROFUNDIDAD	m3	16,00	1,89 \$	30,24 \$
1,4	EXCAVACIÓN MANUAL DE MATERIAL SIN CLASIFICAR 0 a 2 m DE PROFUNDIDAD	m3	32,00	7,92 \$	253,38 \$
1,5	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m3	2,00	24,33 \$	48,65 \$
1,6	CARGADO DE MATERIAL A MAQUINA	m3	75,00	0,68 \$	50,73 \$
1,7	TRANSPORTE DE MATERIAL HASTA 6 Km	m3	75,00	2,85 \$	214,08 \$
2	ESTRUCTURA				5.794,18 \$
2,1	REPLANTILLO DE HORMIGÓN SIMPLE $f_c=180$ kg/cm ² (PREPARADO EN OBRA)	m3	2,00	103,01 \$	206,02 \$
2,2	HORMIGÓN SIMPLE $f_c=210$ kg/cm ² PREMEZCLADO Y BOMBEADO	m3	9,00	120,26 \$	1.082,30 \$
2,3	ACERO DE REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm ² , CORTADO Y FIGURADO	kg	300,00	1,99 \$	598,11 \$
2,4	TORRE TRIANGULAR DE ESTRUCTURA DE ACERO, FABRICACIÓN Y MONTAJE	kg	1277,46	3,06 \$	3.813,23 \$
TOTAL OFERTADO					6.454,13 \$

Tabla 4.4 Análisis de precios unitarios- Replanteo y nivelación.

PROYECTO: Diseño y evaluación estructural de las torres autoportadas de telecomunicaciones de 40 metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la norma NEC-SE, para dispositivos con tecnología CDMA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: REPLANTEO Y NIVELACIÓN

UNIDAD: m²

DETALLE:

EQUIPO(M)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Herramientas varias	1,00	0,40	0,40	0,09	0,04
Equipo de topografía	1,00	2,00	2,00	0,09	0,18
SUBTOTAL(M)					0,22

MANO DE OBRA (N)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Peón	1,00	2,82	2,82	0,09	0,25
Maestro de obra	1,00	3,00	3,00	0,02	0,06
Topógrafo	1,00	3,00	3,00	0,09	0,27
SUBTOTAL(M)					0,58

MATERIALES (O)				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
Clavos multiuso con cabeza de 1" a 8"	Kg	0,01	2,00	0,02
Estacas de madera	Unidad	0,06	1,50	0,09
SUBTOTAL(M)				0,11

TRANSPORTE (P)				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
				0
SUBTOTAL(P)				- \$

TOTAL DE COSTOS DIRECTOS(M+N+O+P)	0,91 \$
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0,18 \$
COSTO TOTAL DEL RUBRO	1,09 \$
VALOR OFERTADO	1,09 \$

Tabla 4.5 Análisis de precios unitarios- Excavación a máquina de material sin clasificar 0 a 2 m de profundidad.

PROYECTO: Diseño y evaluación estructural de las torres autosoportadas de telecomunicaciones de 40 metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la norma NEC-SE, para dispositivos con tecnología CDMA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: EXCAVACIÓN A MAQUINA DE MATERIAL SIN CLASIFICAR 0 a 2 m DE PROFUNDIDAD

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPO(M)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Retroexcavadora	1,00	22,00	22,00	0,04	0,88
SUBTOTAL(M)					\$ 0,88

MANO DE OBRA (N)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Maestro de obra	1,00	3,00	3,00	0,01	0,03
Operador de retroexcavadora	1,00	3,00	3,00	0,04	0,12
SUBTOTAL(M)					\$ 0,15

MATERIALES (O)				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
				0,00
SUBTOTAL(M)				0,00

TRANSPORTE (P)				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
				0
SUBTOTAL(P)				0
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS(M+N+O+P)				1,03
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0,39
COSTO TOTAL DEL RUBRO				1,42
VALOR OFERTADO				1,42

Tabla 4.6 Análisis de precios unitarios- Excavación a máquina de material sin clasificar 2 a 3 m de profundidad.

PROYECTO: Diseño y evaluación estructural de las torres autosoportadas de telecomunicaciones de 40 metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la norma NEC-SE, para dispositivos con tecnología CDMA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: EXCAVACIÓN A MAQUINA DE MATERIAL SIN CLASIFICAR 2 a 3 m DE PROFUNDIDAD

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPO(M)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Excavadora	1,00	22,00	22,00	0,06	1,32
SUBTOTAL(M)					1,32

MANO DE OBRA (N)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Maestro de obra	1,00	3,00	3,00	0,01	0,03
Operador de retroexcavadora	1,00	3,00	3,00	0,05	0,15
SUBTOTAL(M)					0,18

MATERIALES (O)					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total	
				0,00	
SUBTOTAL(M)					0,00

TRANSPORTE (P)					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total	
				0	
SUBTOTAL(P)					0

TOTAL DE COSTOS DIRECTOS(M+N+O+P)					1,50
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0,39
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1,89
VALOR OFERTADO					1,89

Tabla 4.7 Análisis de precios unitarios- Excavación manual de material sin clasificar 0 a 2 m de profundidad.

PROYECTO: Diseño y evaluación estructural de las torres autoportadas de telecomunicaciones de 40 metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la norma NEC-SE, para dispositivos con tecnología CDMA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: EXCAVACIÓN MANUAL DE MATERIAL SIN CLASIFICAR 0 a 2 m DE PROFUNDIDAD

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPO(M)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Excavadora	1,00	0,40	0,40	1,05	0,42
SUBTOTAL(M)					0,42

MANO DE OBRA (N)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Maestro de obra	1,00	3,00	3,00	0,11	0,33
Peón	2,00	2,78	5,56	1,05	5,84
SUBTOTAL(M)					6,17

MATERIALES (O)				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
				0,00
SUBTOTAL(M)				0,00

TRANSPORTE (P)				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
				0,00
SUBTOTAL(P)				0,00
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS(M+N+O+P)				6,59
INDIRECTOS Y UTILIDADES				1,33
COSTO TOTAL DEL RUBRO				7,92
VALOR OFERTADO				7,92

Tabla 4.8 Análisis de precios unitarios- Relleno compactado con material de mejoramiento.

PROYECTO: Diseño y evaluación estructural de las torres autoportadas de telecomunicaciones de 40 metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la norma NEC-SE, para dispositivos con tecnología CDMA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO				
UNIDAD:	m3				
DETALLE:	EQUIPO(M)				
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Herramienta menor	1,00	0,40	0,40	0,50	0,20
Plancha vibratoria	1,00	4,50	4,50	0,50	2,25
SUBTOTAL(M)					2,45
MANO DE OBRA (N)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Peón	2,00	2,78	5,56	0,50	2,78
Maestro de obra	1,00	3,00	3,00	0,50	1,50
SUBTOTAL(M)					4,28
MATERIALES (O)					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total	
Material de mejoramiento puesta en obra	m3	1,32	10,3	13,60	
SUBTOTAL(M)					13,60
TRANSPORTE (P)					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total	
				0,00	
SUBTOTAL(P)					0,00
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS(M+N+O+P)					20,33
INDIRECTOS Y UTILIDADES					4,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					24,33
VALOR OFERTADO					24,33

Tabla 4.9 Análisis de precios unitarios- Cargado de material a máquina.

PROYECTO: Diseño y evaluación estructural de las torres autoportadas de telecomunicaciones de 40 metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la norma NEC-SE, para dispositivos con tecnología CDMA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
-------------------------------	--	--	--	--	--

RUBRO: CARGADO DE MATERIAL A MAQUINA

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPO(M)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Retroexcavadora	1,00	22,00	22,00	0,02	0,44
SUBTOTAL(M)					0,44

MANO DE OBRA (N)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Operador de retroexcavadora	1,00	3,00	3,00	0,02	0,06
Ayudante	1,00	2,82	2,82	0,02	0,06
SUBTOTAL(M)					0,12

MATERIALES (O)					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total	
				0,00	
SUBTOTAL(M)					0,00

TRANSPORTE (P)					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total	
				0,00	
SUBTOTAL(P)					0,00
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS(M+N+O+P)					0,56
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0,12
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0,68
VALOR OFERTADO					0,68

Tabla 4.10 Análisis de precios unitarios- Transporte de material hasta 6 km.

PROYECTO: Diseño y evaluación estructural de las torres autoportadas de telecomunicaciones de 40 metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la norma NEC-SE, para dispositivos con tecnología CDMA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: TRANSPORTE DE MATERIAL HASTA 6km

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPO(M)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Volqueta 8m3	1,00	22,00	22,00	0,09	1,98
SUBTOTAL(M)					1,98

MANO DE OBRA (N)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Chofer de volqueta	1,00	4,16	4,16	0,09	0,37
SUBTOTAL(M)					0,37

MATERIALES (O)				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
				0,00
SUBTOTAL(M)				0,00

TRANSPORTE (P)				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
				0,00
SUBTOTAL(P)				0,00
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS(M+N+O+P)				2,35
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0,50
COSTO TOTAL DEL RUBRO				2,85
VALOR OFERTADO				2,85

Tabla 4.11 Análisis de precios unitarios- Replanteo de hormigón simple $f'c=180$ kg/cm² (preparado en obra).

PROYECTO: Diseño y evaluación estructural de las torres autoportadas de telecomunicaciones de 40 metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la norma NEC-SE, para dispositivos con tecnología CDMA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

REPLANTILLO DE HORMIGÓN SIMPLE $f'c=180$ kg/cm²
(PREPARADO EN OBRA)

UNIDAD: m³

DETALLE:

EQUIPO(M)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Herramientas varias	3,00	0,40	1,20	1,00	1,20
Concretera de un saco	1,00	3,15	3,15	1,00	3,15
SUBTOTAL(M)					4,35

MANO DE OBRA (N)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Albañil	1,00	2,82	2,82	1,00	2,82
Peón	2,00	2,78	5,56	1,00	5,56
Ayudante de albañilería	1,00	2,82	2,82	1,00	2,82
Maestro de obra	1,00	3,00	3,00	0,01	0,03
SUBTOTAL(M)					11,23

MATERIALES (O)					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total	
Agua	Lt	150,00	0,02	3,00	
Arena puesta en obra	m ³	0,60	17,00	10,20	
Grava puesta en obra	m ³	0,80	16,00	12,80	
Cemento PORTLAND	saco	6,10	7,00	42,70	
SUBTOTAL(M)					68,70

TRANSPORTE (P)					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total	
				0,00	
SUBTOTAL(P)					0,00
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS(M+N+O+P)					84,28
INDIRECTOS Y UTILIDADES					18,73
COSTO TOTAL DEL RUBRO					103,01
VALOR OFERTADO					103,01

Tabla 4.12 Análisis de precios unitarios- Hormigón simple $f'c=210$ kg/cm², premezclado y bombeado.

PROYECTO: Diseño y evaluación estructural de las torres autoportadas de telecomunicaciones de 40 metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la norma NEC-SE, para dispositivos con tecnología CDMA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO:	HORMIGÓN SIMPLE $f'c=210$ kg/cm ² PREMEZCLADO Y BOMBEADO				
UNIDAD:	m ³				
DETALLE:	EQUIPO(M)				
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Herramientas varias	1,00	0,40	0,40	0,14	0,06
Vibrador	1,00	1,65	1,65	0,14	0,23
SUBTOTAL(M)					0,29
MANO DE OBRA (N)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Albañil	1,00	2,82	2,82	0,14	0,39
Peón	2,00	2,78	5,56	0,14	0,78
Ayudante de albañilería	1,00	2,82	2,82	0,14	0,39
Maestro de obra	1,00	3,00	3,00	0,01	0,03
SUBTOTAL(M)					1,60
MATERIALES (O)					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total	
Hormigón simple $f'c= 210$ kg/cm ² premezclado	m ³	1,05	90,00	94,50	
SUBTOTAL(M)					94,50
TRANSPORTE (P)					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total	
				0,00	
SUBTOTAL(P)					0,00
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS(M+N+O+P)					96,39
INDIRECTOS Y UTILIDADES					23,87
COSTO TOTAL DEL RUBRO					120,26
VALOR OFERTADO					120,26

Tabla 4.13 Análisis de precios unitarios- Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm², cortado y figurado.

PROYECTO: Diseño y evaluación estructural de las torres autoportadas de telecomunicaciones de 40 metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la norma NEC-SE, para dispositivos con tecnología CDMA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm², cortado y figurado

UNIDAD: kg

DETALLE:

EQUIPO(M)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Herramientas varias	1,00	0,40	0,40	0,04	0,02
SUBTOTAL(M)					0,02

MANO DE OBRA (N)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Peón	2,00	2,78	5,56	0,04	0,22
Fierrero	1,00	2,82	2,82	0,04	0,11
Maestro de obra	1,00	3,00	3,00	0,01	0,03
SUBTOTAL(M)					0,37

MATERIALES (O)				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
Alambre Recorrido N. 18	kg	0,05	1,30	0,07
Acero de varilla	kg	1,05	1,15	1,21
SUBTOTAL(M)				1,27

TRANSPORTE (P)				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
				0,00
SUBTOTAL(P)				0,00
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS(M+N+O+P)				1,65
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0,34
COSTO TOTAL DEL RUBRO				1,99
VALOR OFERTADO				1,99

Tabla 4.14 Análisis de precios unitarios- Torre de triangular de estructura de acero, fabricación y montaje.

PROYECTO: Diseño y evaluación estructural de las torres autoportadas de telecomunicaciones de 40 metros de altura de ETAPA EP, de acuerdo a la norma NEC-SE, para dispositivos con tecnología CDMA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
-------------------------------	--	--	--	--	--

RUBRO: TORRE TRIANGULAR DE ESTRUCTURA DE ACERO, FABRICACIÓN Y MONTAJE

UNIDAD: kg.

DETALLE:

EQUIPO(M)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Herramienta menor	1,00	0,50	0,50	0,10	0,05
Amoladora eléctrica	1,00	1,10	1,10	0,10	0,11
Taladro eléctrico	1,00	1,10	1,10	0,10	0,11
SUBTOTAL(M)					0,27

MANO DE OBRA (N)					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo Total
Fierrero	1,00	3,20	3,20	0,10	0,32
Soldador	1,00	3,20	3,20	0,10	0,32
Ayudante	1,00	2,90	2,90	0,10	0,29
SUBTOTAL(M)					0,93

MATERIALES (O)				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
Perfil estructural	Kg	1,05	1,00	1,05
Pernos de alta resistencia	u	0,30	0,70	0,21
Pintura anticorrosiva	gl	0,02	6,00	0,12
Pintura esmalte	gl	0,02	4,00	0,08
SUBTOTAL(M)				1,46

TRANSPORTE (P)				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo Total
SUBTOTAL(P)				0,00
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS(M+N+O+P)				2,66
INDIRECTOS Y UTILIDADES				0,399
COSTO TOTAL DEL RUBRO				3,06
VALOR OFERTADO				3,06

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

En el proyecto de investigación de diseño y evaluación de las torres autoportadas de telecomunicaciones, se ha obtenido resultados con las siguientes conclusiones:

- Mediante recopilación de información proporcionada por el Ing. José Vázquez Calero, sobre datos de especificaciones técnicas para el diseño de torres basadas en norma vigente; se ha obtenido datos que son confiables que han servido y servirán como base para empezar nuevos diseños de torres para soportar las fuerzas laterales y en especial la acción directa del viento.
- A partir y en base de las especificaciones técnicas, se desarrolló el diseño estructural de la torres de celosía, de acuerdo a los parámetros establecidos en la norma NEC vigente, y de la norma internacional AISC 360-10, se comprobó que las estructuras están adecuadamente dimensionadas.
- Se ha verificado que las mayores tensiones que se producen en las torres autoportadas son debido a la fuerza lateral del viento, con las que se determinó la resistencia a tracción y compresión de los perfiles, obteniendo resultados inferiores, a los que se obtuvo con las dimensiones actuales de las estructuras.
- El costo final de las torres autoportadas de telecomunicaciones de 40, 30 y 20 metros de altura es aproximadamente \$ 16.406,27, \$ 11.492,45 y 6.454,13 respectivamente, sin el proceso de galvanizado al caliente.

Recomendaciones

- Los diseños estructurales deben estar sujetos a las normas de construcción que se encuentran vigentes en nuestro medio, verificando que los valores obtenidos se encuentren dentro los límites máximos y mínimos establecidos.
- Los planos de construcción y de montaje de los elementos que conforman las torres, deben estar bien definidos, de modo que permita una fácil identificación en la fabricación de estos, en el taller y en su posterior montaje en campo.
- Los miembros estructurales deben ser galvanizados al caliente, según la norma ASTM, antes del montaje de la torre, de esta manera estarán protegidos de los agentes agresivos del medio ambiente.

BIBLIOGRAFÍA

- Carlos Faz Barahora. (2015). DISEÑO DE UNA TORRES TRIANGULAR AUTSOPORTADA PARA ANTENA DE COMUNICACIÓN CELULAR DE 60M. DE ALTURA. Quito.
- David Santiago Almeida Prócel; Carlos Rubén López Rodríguez. (2013). DISEÑO Y SIMULACIÓN DE UNA TORRE DE TRANSMISIÓN. Quito.
- ESTEBAN ANDRES AMOROSO CASTRO, MARTIN SEBASTIAN URGILEZ GONZALEZ. (s.f.). DISEÑO DE UNA TORRE METALICA PARA UN DEPOSITO DE AGUA. Cuenca.
- Ing. Edgar Rodríguez Reinoso. (2015). Análisis y diseño comparativo entre una torre autosoportada triangular de 40m de altura con montantes uv y una con montantes circulares. Cuenca.
- Ing. José Fernando Vásquez. (2007). Torre de telecomunicaciones de ETAPA EP, San Jaquín-Cuenca.
- Ing. José Vázquez Calero. (2007). Especificaciones Técnicas de las Torres Autosoportadas de Telecomunicaciones de ETAPA EP. Cuenca.
- Ing. José Vázquez Calero. (2012). Apuntes de la signatura de Estructuras dictada por el Ing. José Vázquez Calero.
- Ingesco. (s.f.). Franklin Adaptable a Mástil. Obtenido de http://www.ingesco.com/images/stories/products/FT_FRANKLIN_MULTIPLE_ADAPTABLE_esp.pdf
- Jack C. MacCormac. (2008). DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO. MÉTODO LRFD. La Habana: Editorial Félix Varela.
- Jonas Antonio Dobias Nuila. (2004). Criterios Estructurales Sobre Torres Para Telefonía Celular. Guatemala.
- Karla Vanessa Cáceres Tume. (2005). ESTIMACION DE COSTOS DE PROYECTOS DE INFRAESTRUCTURA MUNICIPAL. Piura.
- Luisa Basset Salom; Arianna Guardiola Vállora. (2011). Celosías. Valencia.
- Mg Trading Soluciones Tecnológicas. (2015). Obtenido de <http://www.mg.com.pe/cables-andrew.htm>
- Navitronic. (s.f.). Balizamiento Aeronáutico, Náutico y de Seguridad. Obtenido de <http://www.navitronic.com.ar/fuentes.htm>
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas. (2014). En NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN.
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC-SE-DS. Peligro Sísmico. (2014). En NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN.
- Specification for Structural Steel Buildings. AISC 360-10. (2010).
- Vittorio Zignoli. (1978). Construcciones Metálicas. Italia.

ANEXOS