

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ESTUDIO DE LA VELOCIDAD BÁSICA DE VIENTO EN ECUADOR
COMO CRITERIO DE DISEÑO PARA TORRES DE
TELECOMUNICACIONES**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCIÓN ESTRUCTURAS**

AUTOR: CALDERÓN CHANGO JEFERSON BOLÍVAR

DIRECTOR: Msc. ING. CORREA VALLEJO MARÍA BELÉN

CODIRECTOR: PhD. ING. HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ LUIS TINERFE

Quito, Octubre 2021

DECLARACIÓN

Yo, Calderón Chango Jeferson Bolívar, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional, y que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

JEFERSON BOLÍVAR CALDERÓN CHANGO

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado por Jeferson Bolívar Calderón Chango, bajo mi supervisión.

MARÍA BELÉN CORREA M.Sc.
DIRECTORA DEL PROYECTO

LUIS TINERFE HERNÁNDEZ Ph.D.
CODIRECTOR DEL PROYECTO

DEDICATORIA

A mi mamá; Ximena.

Que ha sabido ser un ejemplo de superación y un apoyo durante las situaciones complicadas de mi vida, y por enseñarme a nunca darme por vencido en los anhelos que me he propuesto.

A Dios que es el artífice de los propósitos que tengo en esta vida,

A los compañeros que de una u otra manera aportaron en mi crecimiento personal e hicieron más amena la estancia en la universidad, a mi gran amiga Gladys que supo enseñarme el verdadero sentido de amistad y que sin su apoyo no hubiese llegado a este punto.

Un agradecimiento al Ing. Mario Atahualpa De La Torre Ramírez, por haberme propuesto este tema de investigación y por permitirme aprender de su experiencia profesional, contribuyendo a la sinergia entre academia y empresa privada, cuyos resultados son en beneficio de la sociedad Ecuatoriana.

A los profesores que con su experiencia infundieron amor por esta profesión especialmente a mis directores Ing. Msc. María Belén Correa e Ing. PhD Luis Hernández, que con sus conocimientos y consejos aportaron a la consecución de este proyecto.

Jeferson Bolívar Calderón

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
DEDICATORIA	IV
LISTADO DE FIGURAS	XI
LISTADO DE TABLAS	XIII
RESUMEN	XV
ABSTRACT	XVI
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 GENERALIDADES.....	1
1.2 LIMITACIONES DEL ESTUDIO	3
1.3 OBJETIVOS	4
1.3.1 OBJETIVO GENERAL	4
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
1.4 ALCANCE	5
1.5 JUSTIFICACIÓN	6
1.6 METODOLOGÍA.....	9
1.6.1 ACTIVIDAD 1: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	9
1.6.2 ACTIVIDAD 2: DEFINICIÓN DE VELOCIDAD DE VIENTO Y MODELADO COMPUTACIONAL.....	10
1.6.3 ACTIVIDAD 3: ANÁLISIS DE RESULTADOS	10
CAPÍTULO 2.....	11

MARCO TEÓRICO	11
2.1 TORRES DE TELECOMUNICACIONES	11
2.1.1 DESCRIPCIÓN	11
2.1.2 CLASES DE TORRES	11
2.1.2.1 Torres autosoportadas	12
2.1.2.2 Torres atirantadas	12
2.1.2.3 Monopolos.....	13
2.2 MÉTODOS DE DISEÑO	14
2.2.1 Método ASD (diseño por tensiones admisibles).....	14
2.2.1.1 Requerimiento de resistencia para ASD	14
2.2.2 Método LRFD (diseño por factores de carga y resistencia) ...	15
2.2.2.1 Requisitos de resistencia para LRFD	15
2.3 CARGAS SOBRE TORRES	16
2.3.1 Carga permanente	16
2.3.2 Carga de viento	16
2.4 FUERZA DE VIENTO DE DISEÑO SOBRE LA ESTRUCTURA	17
2.4.1 Presión dinámica	18
2.4.2 Clasificación de estructuras de telecomunicaciones	19
2.4.3 Coeficiente de presión dinámica	20
2.4.4 Categoría de exposición.....	20
2.4.5 Factor topográfico	21
2.4.5.1 Categorías topográficas	22
2.4.6 Factor de ráfaga	23
2.4.7 Área proyectada efectiva de las estructuras tipo monoposte .	24
2.5 FUERZA DE VIENTO DE DISEÑO SOBRE LOS ACCESORIOS	25

2.6 CARGA SÍSMICA.....	26
2.6.1 Diseño basado en fuerzas (DBF) según NEC15	27
2.6.2 Procedimiento de cálculo del DBF	27
2.6.2.1 Zonificación sísmica y factor de valor z.....	27
2.6.2.2 Tipos de perfiles de suelo para diseño sísmico.....	28
2.6.2.3 Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d , F_s	28
2.6.2.4 Espectro elástico de diseño S_a	30
2.6.2.5 Carga sísmica reactiva W	32
2.6.2.6 Coeficientes de irregularidad en panta y elevación	32
2.6.3 Cortante basal de diseño V	32
2.6.3.1 Período de vibración T	33
2.6.3.2 Factor R según la Norma Ecuatoriana de Construcción	34
2.6.3.3 Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales	35
2.6.3.4 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I	36
2.7 MÉTODO DE PEARSON III O BINOMIAL	37
2.7.1 Curva de Pearson III o curva binomial	38
2.8 COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA.....	41
2.9 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	42
2.9.1 Clasificación de las secciones según pandeo local.....	42
Miembros sujetos a compresión:.....	42
Miembros sujetos a flexión:	42
2.9.2 Diseño de miembros para solicitaciones combinadas.....	43
2.9.2.1 Miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial.....	43

2.9.2.2 DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A COMPRESIÓN	44
2.9.2.3 DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN	46
2.9.2.4 DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A CORTE.....	48
2.10 DEFORMACIONES EN ESTADO LÍMITE	49
2.10.1 CARGAS DE SERVICIO	49
CAPÍTULO 3.....	50
METODOLOGÍA	50
3.1 DETERMINACIÓN DE VELOCIDAD DE VIENTO DE DISEÑO	50
3.1.2 Ubicación del monopolo y definición de estaciones circundantes.....	50
3.1.2 Recolección y procesamiento de datos.....	51
3.1.3 Aplicación Método binomial o Pearson III	52
3.1.4 Triangulación e interpolación de datos.....	56
3.2 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	57
3.2.1 Descripción	57
3.2.2 Materiales.....	59
3.3 ANÁLISIS DE CARGAS	60
3.3.1 Carga muerta	60
3.3.2 Carga de viento:.....	61
3.3.2.1 Fuerza de viento de diseño sobre la estructura.....	61
3.3.3.2 Carga de viento sobre antenas	66
Área efectiva de antenas.....	68
3.4 CARGA DE SISMO.....	69
Factor de zona Z	69
Coeficientes de perfil de suelo	69

3.5. MODELADO DE ESTRUCTURA EN SAP 2000	72
3.5.1 Ingreso del material.....	72
3.5.2 Ingreso de la geometría de la sección.....	73
3.5.3 Ingreso de secciones de elementos estructurales.....	74
3.5.4 Ingreso cargas.....	74
3.6. DISEÑO DE SECCIONES METÁLICAS	78
3.6.1 Diseño de miembros sujetos a compresión.....	80
Determinación de P_n	80
3.6.2 Diseño de miembros sujetos a flexión.....	82
Determinación de M_n	82
CAPÍTULO 4	86
4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	86
4.2 RESULTADOS PARA EL MONOPOLO AFECTADO POR 120KM/H.....	86
4.2.1 Fuerzas actuantes.....	86
4.2.2 Derivas	89
4.2.4 Proporción de fuerza sísmica en relación con la fuerza de viento.....	92
4.2.5 Determinación de peso y costo de la estructura.....	93
4.3 MONOPOLO AFECTADO POR 70KM/H.....	94
4.3.1 Fuerzas actuantes.....	94
4.3.2 Derivas	96
4.3.4 Proporción de fuerza sísmica en relación con la fuerza de viento.....	99
4.3.5 Determinación de peso y costo de la estructura.....	100
CAPÍTULO 5	101

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	101
5.1 CONCLUSIONES	101
5.2 RECOMENDACIONES	103
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	105
ANEXOS	108
ANEXO I	109
ANEXO II	111
ANEXO III	114
ANEXO IV	117
ANEXO V.....	120
ANEXO VI	123

LISTADO DE FIGURAS

Figura 2. 1. Montaje Torre Autosoportada	12
Figura 2. 2. Montaje Torre Atirantada	13
Figura 2. 3. Torre Tipo Monopolo	14
Figura 2. 4. Categorías Topográficas	23
Figura 2.5. Fuerza de Viento sobre los accesorios	26
Figura 2. 6. Zonas Sísmicas y valor del factor de la zona Z	28
Figura 2. 7. Espectro sísmico elástico que representa el sismo de diseño	30
Figura 2. 8. Curva Binominal	39
Figura 2. 9 Estados Límites a ser analizados	44
Figura 2. 10. Estados Límites a ser analizados	47
Figura 3. 1. Ubicación de Monopolo y estaciones meteorológicas	51
Figura 3. 2. Velocidad mayor observada	51
Figura 3. 3. Curvas de viento para la ubicación determinada	57
Figura 3. 4. Catálogo de planchas en acero	59
Figura 3. 5. Perfil Longitudinal A-B	62
Figura 3. 6. Perfil Longitudinal C-D	62
Figura 3. 7. Altura de la cresta	63
Figura 3. 8. Espectro de diseño	72
Figura 3. 9. Acero 36 propiedades	73
Figura 3. 10. Geometría estructura	73
Figura 3. 11. Geometría de secciones	74
Figura 3. 12. Peso de equipos de telecomunicaciones	75
Figura 3. 13. Cargas por viento en estructura	76
Figura 3. 14. Cargas por sismo	77
Figura 3. 15 Coeficientes c y k para sismo	77
Figura 3. 16 Combinaciones de Carga	78
Figura 3. 17. Diagramas fuerza axial y momentos	79

Figura 4. 1. Diagrama de carga axial y momento	87
Figura 4. 2. Diagrama de fuerza cortante	87
Figura 4. 3 Deformaciones para estado límite de servicio	90
Figura 4. 4. Periodo y peso de la estructura	91
Figura 4. 5 Determinación de C y K.....	92
Figura 4. 6 Diagrama de carga axial y momento	94
Figura 4. 7 Diagrama de carga axial y momento	95
Figura 4. 8 Deformaciones para estado límite de servicio	97
Figura 4. 9 Periodo y peso de la estructura	98
Figura 4. 10 Determinación de factores C y K	99

LISTADO DE TABLAS

Tabla 2. 1. Factor de probabilidad de la dirección del viento	18
Tabla 2. 2. Factores de importancia	20
Tabla 2. 3. Categorías de exposición.....	21
Tabla 2. 4. Coeficientes según la categoría de exposición	21
Tabla 2. 5. Coeficientes de categoría topográfica.....	23
Tabla 2.6. Coeficientes de fuerza Cf para las estructuras tipo monoposte	24
Tabla 2. 7. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa	29
Tabla 2. 8. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd	29
Tabla 2. 9. Tipo de suelo y Factores de sitio Fs	30
Tabla 2. 10. Coeficientes Ct y alfa	34
Tabla 2. 11. Coeficiente de reducción de fuerza sísmica R	35
Tabla 3. 1. Estaciones Meteorológicas	50
Tabla 3. 2. Velocidades máximas estación M126 PATATE	52
Tabla 3. 3. Cálculo método Pearson III estación M126 PATATE.....	53
Tabla 3. 4. Resultados de velocidades máximas M126 PATATE	55
Tabla 3. 5. Velocidades máximas TR = 50 años.....	56
Tabla 3. 6. Geometría de secciones	58
Tabla 3. 7. Pesos y secciones de equipos de telecomunicaciones	60
Tabla 3. 8. Fuerzas de diseño sobre la estructura V=70km/h.....	66
Tabla 3. 9. Fuerzas de diseño sobre la estructura V=120km/h.....	66
Tabla 3. 10. Fuerzas de diseño sobre los accesorios v=120km/h	69
Tabla 3. 11. Fuerzas de diseño sobre los accesorios v=70km/h	69
Tabla 4. 1 Secciones óptimas y fuerzas resistentes	88
Tabla 4. 2 Fuerzas de viento generadas en secciones.....	88
Tabla 4. 3 Fuerzas de viento generadas en accesorios	89
Tabla 4. 4. Fuerzas de viento generadas en secciones para vel.97km/h ..	89

Tabla 4. 5. Fuerzas de viento generadas en accesorios para vel.97km/h	90
Tabla 4. 6. Determinación de Peso y costo de estructura.....	93
Tabla 4. 7. Secciones y fuerzas resistentes.....	95
Tabla 4. 8. Fuerzas de viento generadas en secciones.....	96
Tabla 4. 9. Fuerzas de viento generadas en accesorios	96
Tabla 4. 10. Determinación de Peso y costo de estructura.....	100

RESUMEN

En este estudio se comparó una estructura tipo monopolo para 2 escenarios de diseño distintos, el primer escenario de diseño con una velocidad básica de viento arbitraria e igual a 120km/h y el segundo con una velocidad básica de viento definida mediante un método de análisis estadístico.

Un primer aspecto del estudio consideró la revisión de los parámetros de la Norma TIA-222-G para el cálculo de fuerzas de viento, las especificaciones de la norma NEC-15 principalmente para determinación de cargas sísmicas y la norma AISC360-16 para el diseño de partes de acero, además se revisó el método estadístico Binomial para cálculos de velocidades de viento.

Después utilizando información de anuarios meteorológicos del INAMHI y empleando el método binomial se determinó la velocidad de viento del sitio de emplazamiento de la estructura.

Posterior a ello se determinó cargas de viento y sismo para ambos escenarios de diseño, las que fueron ingresadas al software SAP2000 como parte del modelado de las estructuras, para después proceder al diseño de secciones óptimas para cada monopolo.

Finalmente se realizó la comparación de pesos de ambas estructuras. Se concluyó que existe una optimización de acero de 29% de un monopolo frente a otro.

ABSTRACT

In this study, a monopole type structure was compared for 2 different design scenarios, the first design scenario with an arbitrary basic wind speed equal to 120km / h and the second with a basic wind speed defined by a statistical analysis method.

A first aspect of the study considered the review of the parameters of the TIA-222-G standard for the calculation of wind forces, the specifications of the NEC-15 standard mainly for determining seismic loads and the AISC360-16 standard for the design steel parts, the Binomial statistical method for calculating wind speeds was also revised.

Then, using information from INAMHI meteorological yearbooks and employing the binomial method, the wind speed of the structure's site was determined.

After this, wind and earthquake loads were determined for both design scenarios, which were entered into the SAP2000 software as part of the modeling of the structures, to then proceed to the design of optimal sections for each monopole.

Finally, the weight comparison of both structures was carried out, it is concluded that there is a 29% optimization of steel from one monopole compared against the other.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

Este proyecto propone realizar un estudio de la velocidad básica de viento en Ecuador como criterio de diseño para torres de telecomunicaciones, debido a que en la gran mayoría de casos las cargas de viento son las que predominan en el diseño de este tipo de estructuras, éstas al ser más livianas en comparación a una estructura de hormigón armado, generan fuerzas inerciales bajas, lo que produce muy poca carga sísmica, haciendo que el centro de atención esté en el análisis de las fuerzas causadas por el viento (Armijo Verdezoto, 2010).

La problemática que se puede encontrar en el momento de la construcción de torres telefónicas es, determinar las cargas que se generan por acción del viento se realizan sin precisión; tomando en consideración que estas cargas son las que generan mayor afectación a la estructura, ya que provocan las mayores alteraciones sobre estructuras de consistencia metálica, “provocando graves problemas como por ejemplo las excesivas deformaciones horizontales de la estructura, en ocasiones causando colapso y produciendo afecciones en el área de cobertura para usuarios de telefonías celulares fijas y móviles” (Alay Zambrano, 2016, pág. 8).

Adicionalmente, según Dobias (2004) indica que en el momento en donde el viento se encuentra con un elemento estático, se produce diferentes efectos que al combinarse realizan una presión sobre el mismo. Esta fuerza depende de la altura en donde se genere el contacto entre la estructura, los accesorios y el viento.

En vista de que en Ecuador no existe una norma de diseño por solicitaciones de viento en específico, así como tampoco posee mapas de velocidades de viento (Isotacas), se han venido realizando diseños para varios tipos de estructuras tomando como base normas extranjeras. Además, cabe mencionar que debido al no conocimiento sobre velocidades del viento exactas en las diferentes localidades de nuestro país, se han ido asumiendo valores aproximados que en muchas ocasiones no tiene nada que ver con lo que realmente sucede, generando sobredimensionamiento de estructuras y en el peor de los casos despreciando los efectos que se producen por el viento (Hurtado, 2009).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) brinda parámetros generales, los cuales regulan los procesos que se usan en la construcción de edificaciones proveyendo seguridad y calidad en estas. Desde este punto de vista, hay que mencionar que la sección 3.2.4 de dicha Norma menciona que “la velocidad de diseño para viento medida a 10 m de altura, será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, la misma que no será menor a 75 km/h” (NEC, 2015, pág. 14),

El valor propuesto por la norma, acerca de la velocidad de viento; es un valor que no abarca en su totalidad los rangos de velocidades de viento que se registran en el país, por lo que se entiende que existiría una sobrestimación de la carga que se genera por viento y consecuentemente el desperdicio de recursos económicos para subsanar estas necesidades. Adicional a esto, hay que tomar en cuenta que únicamente se maneja un método reducido para determinar la presión provocada por la fuerza del viento; en el que se excluye datos como los parámetros de la topografía del sitio, la forma de la estructura y sus características (Pacheco Erazo & Tohala Parrales, 2015).

Entonces, se propone en primer lugar determinar una velocidad de viento básica obtenida mediante un análisis estadístico de valores máximos utilizando información provista en anuarios meteorológicos del INAMHI de al menos 3

estaciones cercanas a la ubicación del caso de estudio, acogiéndose esta metodología a lo recomendado en TIA-222-G para un caso específico del Ecuador. Y la influencia de este resultado se verá reflejado en un análisis comparativo para un caso de estudio de una torre de telecomunicaciones tipo monopolo, ubicado en una parroquia cercana a la ciudad de Ambato, considerando dos escenarios de criterio de diseño: El primer escenario de diseño con una velocidad de viento de 120 km/h asumida arbitrariamente y el segundo escenario de diseño con la velocidad de viento obtenida por el método estadístico detallado anteriormente.

En ese sentido, este estudio tiene el potencial de clarificar el cálculo de cargas de diseño de estructuras para telecomunicaciones, implicación que tiene un alto valor académico para el Ecuador en cuanto a que no se han realizado avances significativos en este campo en particular y con este proyecto se pretende abrir una línea metodológica de investigación para casos que contemplen solicitaciones ambientales más desfavorables que el sismo. El interés práctico inmediato en realizar este trabajo está en determinar si es posible reducir los costos de fabricación de torres de telecomunicación causados por posible sobreestimación de un parámetro importante como es la velocidad del viento, sin perjuicio de posibles aplicaciones adicionales a otras ramas de la ingeniería estructural.

1.2 LIMITACIONES DEL ESTUDIO

El INAMHI que al ser una institución técnica y de servicio recopila información meteorológica basada en un proceso especializado de depuración y validación climática del país, se asume que los datos meteorológicos tomados de los anuarios presentados en cada una de las localidades están correctamente medidos.

Si bien se pudo haber escogido cualquier sitio del país para ubicar nuestro caso de estudio, la demanda de mejor cobertura para señal celular se produce en

sitios alejados de las ciudades importantes, en virtud de esto el monopolio se ubicará en la parroquia San Antonio de pasa ubicada en la provincia de Tungurahua y cercana a la ciudad de Ambato.

Para conseguir los datos de velocidades de viento máximas, se realizará como mínimo de tres estaciones meteorológicas, se buscará las estaciones más cercanas al sitio de emplazamiento del monopolio y que además presenten series de datos continuas, esto con la finalidad de evitar estimaciones o interpolaciones de datos faltantes.

Como análisis estadístico se escogió el método binomial o de Pearson III debido a que el interés principal en este estudio es la determinación de los valores de velocidades de viento máxima y no el de los promedios, este método de análisis se aplica perfectamente siempre y cuando el C_s (coeficiente de asimetría) sea mayor o igual que $2 C_v$ (coeficiente de varianza).

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Estudiar la velocidad básica de viento en Ecuador, mediante la aplicación de un método estadístico que permita definir cargas de viento más reales, para determinar si es posible generar diseños estructurales más eficientes para torres de telecomunicaciones.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Establecer parámetros y procedimientos de diseño para torres de telecomunicaciones descritos en las normas ANSI-TIA-222-G sobre cargas de viento, NEC-15 para análisis de fuerzas sísmicas y la AISC 360-16 para diseño de partes de acero.

2. Determinar la velocidad básica de viento de diseño correspondiente al sitio donde se ubicará la torre de telecomunicación utilizando datos meteorológicos de mínimo tres estaciones cercanas y empleando el método de Pearson III.
3. Determinar la proporción de la fuerza de viento en relación a la fuerza sísmica, calculada en base a la velocidad básica de viento obtenida mediante análisis estadístico y la calculada bajo el sismo de diseño de NEC-15 con periodo de retorno de 475 años respectivamente, para establecer la influencia del sismo en el diseño de estructuras de telecomunicaciones.
4. Realizar el diseño estructural sismo resistente de un caso de estudio tipo monopolo en dos escenarios de velocidad básica de viento, utilizando el software SAP2000.
5. Determinar comparativamente cuál escenario de velocidad básica de viento es más óptimo para el caso de estudio tipo monopolo, en base a los resultados obtenidos del diseño estructural y del modelado computacional.

1.4 ALCANCE

Los parámetros que se establecerán para diseño de torres según la ANSITIA-222-G serán: fuerzas de viento sobre secciones y sobre accesorios, combinaciones de carga y estados límites de servicio, el análisis sísmico se realizará mediante el DBF (diseño basado en fuerzas) de la NEC-15, se diseñarán secciones sujetas a flexión no compactas y secciones sujetas a compresión no esbeltas, esto mediante el capítulo H de la AISC360-16.

Para la definición de la velocidad básica de viento, se tomarán datos disponibles al público en la página web del INAMHI de velocidades de viento máximas que oscilan desde el año 1988 hasta el año 2015.

En la determinación del escenario más óptimo, el parámetro que se tendrá en cuenta será la relación del peso de acero de secciones generadas para el diseño del monopolo afectado por 70km frente al peso que se generará por las secciones del monopolo afectado a 120km/h, posterior a esto se estimará el costo en dólares de un diseño frente a otro, teniendo en cuenta el precio de acero que se encuentre en vigencia.

Como resultados se indicarán los diámetros y espesores óptimos de las secciones de ambos monopolos, se mostrarán esquemas de las secciones, mas no se incluirán planos.

1.5 JUSTIFICACIÓN

Este estudio tiene el potencial de clarificar el cálculo de cargas de diseño de estructuras para telecomunicaciones, implicación que tiene un alto valor académico para el Ecuador en cuanto a que no se han realizado avances significativos en este campo en particular y con este proyecto se pretende abrir una línea metodológica de investigación para casos que contemplen solicitaciones ambientales más desfavorables que el sismo (Rajasekharan & Vijaya, 2014).

Hurtado (2009) nos ofrece una pauta de diseño por viento, la misma que se enfoca en pórticos, galpones industriales y soportes de tuberías; dejando a un lado las estructuras que ahora son motivo de nuestro interés. Las normativas que no son propias de nuestro país, siguen un patrón esencial para estimación de las fuerzas de viento. Preliminarmente se toma en consideración un nivel de exposición y se asume una velocidad de viento en función del área donde se ubica la torre.

En el estudio “Diseño basado en el rendimiento de torres de acero sujetas a la acción del viento” Se toma en consideración dos tipos de modelo el estático y el dinámico fijado a una torre de 50m de altura. Este estudio concluye que

dichos modelos conllevan a niveles de seguridad muy similares, por lo que la dirección de viento menos favorable resulta ser un análisis conservador, que se aplica a esta investigación (Tessari, Kroetz, & Beck, 2017).

Adicionalmente, los efectos producidos por el viento sobre las antenas deben ser tomados en cuenta, una muestra de esto es el “Estudio experimental de los efectos de las antenas parabólicas en la carga de viento de la torre de telecomunicación” realizado por Martín, en el cual se mide la existencia de cargas adicionales en la torre, producidas debido a la forma de las antenas (Elena Parnás, Loredó - Souza, Camano Schettini, & Matín., 2016).

Entonces, la utilización en este estudio de la norma “ANSI-TIA-222-G” tiene gran importancia, porque toma en cuenta las fuerzas de viento y sus complementos como antenas y demás accesorios, así como también define una velocidad de viento estimada, la misma que tiene en consideración la máxima intensidad que se puede generar en un periodo de ocurrencia mientras la estructura se encuentra funcionando. “Este valor de referencia conocido como velocidad básica del viento se estima estadísticamente a partir de registros de velocidades de viento en el pasado, medidos en una determinada localidad y en condiciones de altura, exposición y período de promedio de registros” (Ossandón Tapia, 2008).

Para cumplir con lo sugerido por la norma TIA-222-G para determinación de valores de diseño de velocidades de viento, se procesará los datos empleando el método estadístico curva binomial o de Pearson III. “El interés práctico de usar este método es que se centra en el análisis de valores mínimos y máximos, tomando como ejemplo la climatología, campo en el que es imprescindible conocer los valores máximos de velocidades de viento” (Hurtado, 2009).

Y para que el modelado y análisis estructural se ajuste a las especificaciones técnicas, se utilizará un programa de análisis elementos finitos

SAP 2000 para su evaluación, este programa permite simular como se conforma la torre elemento por elemento, además que permite la introducción de gran cantidad de variables haciendo que los resultados de esfuerzos obtenidos se asemejen lo más posible a la realidad.

En nuestro país es una realidad que la empresa privada más que la pública está siempre buscando mecanismos para conseguir que las ganancias que se puedan tener sean más redituables, es decir que rindan una utilidad o un beneficio de manera periódica, además hay que tener en cuenta que la industria de las telecomunicaciones se encuentra en constante avance y expansión debido a la necesidad de brindar al usuario mejor cobertura celular como también mayor acceso a redes de internet en lugares alejados de la zona urbana. Gracias a que se cuenta con datos tomados a lo largo del tiempo de velocidades del viento en un gran número de las estaciones meteorológicas dentro del país por parte del INAMHI, se tiene presente una información de gran valor para un desarrollo sin obstáculos de la propuesta, este estudio se transforma en un proyecto investigativo factible debido a la nula inversión que se requiere y al interés social y técnico que representa trabajar con datos más reales.

Con estos precedentes se puede deducir que en nuestro país la industria de la construcción enfocada a telecomunicaciones se verá beneficiada de este estudio; ya que el presente proyecto de titulación demostrará que: el diseñar y posterior fabricar cualquier tipo de torre de telecomunicación utilizando velocidades de viento mucho más cercanas a la realidad, tiene el potencial de optimizar la materia prima que se utiliza en su fabricación en este caso el acero, lo cual se traduce en una mayor rentabilidad para constructores sin dejar de lado la seguridad y la funcionalidad para las que son diseñadas.

1.6 METODOLOGÍA

1.6.1 ACTIVIDAD 1: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Para realizar este proyecto de titulación, se parte de la revisión de bibliografía relevante a efectos producidos por el viento, en este caso: sobre antenas de telecomunicación, citando documentos de investigación; tales como artículos de revistas científicas enfocadas en análisis de cargas de viento, entre los que se puede destacar “Analysis of telecommunication tower subjected to seismic & wind loading” escrito por Rajasekharan & Vijaya (2014) estudio en el que se analizan torres autosoportadas no solo bajo los efectos de cargas de viento, sino también bajo los efectos producidos por cargas sísmicas.

El artículo de Tessari, Kroetz & Beck (2017) “Performance-based design of steel towers subject to wind action. engineering structures” estudio que demuestra que el diseño de torres considerando que el viento siempre sopla en la peor dirección es demasiado conservador. Igualmente se revisaron varios estudios relacionados al tema a nivel nacional destacando el estudio de Pacheco & Tohala (2015) “Comparación de métodos para el cálculo de la carga de viento usada en la construcción de edificios en el Ecuador”, estudio en el cual se definen parámetros que permiten calcular el efecto que produce las corrientes de viento sobre las superestructuras en diferentes lugares del Ecuador.

Igualmente se revisó el estudio de Hurtado (2009) “Normativa de diseño por viento para prevenir daños en pórticos, galpones industriales, soportes de tuberías y estructuras tridimensionales en celosía para el Ecuador” estudio que indica pautas de cómo definir de la velocidad básica de viento. Además, se procedió a revisar la norma americana ANSI/TIA 222-G y la AISC 360, las cuales servirán como base para el diseño de los monopolos.

1.6.2 ACTIVIDAD 2: DEFINICIÓN DE VELOCIDAD DE VIENTO Y MODELADO COMPUTACIONAL

En la determinación de la velocidad básica de viento se definieron parámetros importantes como el grado de importancia, efectos topográficos, el nivel de exposición de la estructura y periodo de retorno de diseño (ANSI/TIA-222-G, 2005) .

Después usando el Método Pearson se determinó la velocidad máxima probable para cada una de las 3 estaciones meteorológicas como mínimo más cercanas a la estructura, las que al ser interpoladas arrojaron como resultado la velocidad básica de viento que actuaría en la ubicación seleccionada (Hurtado, 2009).

Luego se procedió al diseño geométrico de los monopolos usando como referencia la TIA-222-G y la velocidad obtenida anteriormente, después se realizó el modelado computacional utilizando el SOFTWARE SAP 2000 considerando aspectos como cargas gravitacionales, combinaciones de carga, efectos sísmicos (NEC15) encontrando los esfuerzos de diseño para ambas torres, finalmente se diseñaron los elementos metálicos de ambos monopolos cumpliendo con lo estipulado en el LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia).

1.6.3 ACTIVIDAD 3: ANÁLISIS DE RESULTADOS

El análisis de resultados concierne a la observación y comparación de las respuestas numéricas, llegando a concluir si existe o no eficiencia de un diseño frente a otro, y de cuan significativo es el análisis sísmico para esta clase de estructuras, para este fin es indispensable elaborar un listado de elementos metálicos que conforman ambos monopolos, procediendo a comparar su peso y determinando el porcentaje de optimización de acero de un diseño frente a otro, además de la elaboración de una cotización estimada de ambas torres determinando la diferencia de costos de un diseño sobre otro.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 TORRES DE TELECOMUNICACIONES

2.1.1 DESCRIPCIÓN

Las estructuras metálicas reticuladas o torres conformadas en celosía dedicadas a las telecomunicaciones se han convertido en estructuras de amplio uso en la actualidad debido a la necesidad creciente de contar con mejor conectividad en radio y televisión, pero especialmente la de mejorar la conectividad celular e internet, esta creciente necesidad ha producido una aceleración en la construcción de torres que soportan antenas, así como también la ampliación del uso de las ya existentes. Este tipo de torres son estructuras delgadas comparadas con una estructura de hormigón; presentan características estructurales como son bajo amortiguamiento y flexibilidad, características por las cuales son más susceptibles a cargas dinámicas como el viento o el sismo, así mismo presentan diseños que están condicionados fundamentalmente por las cargas ecológicas (Rodríguez Reinoso, 2015).

En los últimos años con el aumento de altura de estas torres y con ello el aumento de sus periodos de oscilación, además de la construcción de éstas en zonas de alta sismicidad, se ha prestado mayor atención al análisis bajo carga sísmica, esto se ha venido evidenciando con la inclusión de este tipo de análisis en las ediciones más actuales de las normas más importantes sobre torres de telecomunicaciones: Estadounidense TIA/EIA-222-G, Canadiense CAN/CSA - S37-01, Australiana AS 3995-1994 y el Eurocódigo 8 Parte 1 (Martín Rodríguez , Parnás, & Catañeda Hevidia, 2012).

2.1.2 CLASES DE TORRES

Existen varios tipos de torres reticuladas de acuerdo a su geometría, su uso, a los elementos que la componen etc. Pero se las podría agrupar en 2

grandes grupos de acuerdo a su comportamiento estructural: torres autoportadas y torres atirantadas.

2.1.2.1 Torres autoportadas

Como se muestra en la Figura 2.1. Las torres autoportadas son estructuras que se apoyan en el suelo o sobre edificios, éstas se constituyen de elementos tipo barras orientadas de distintas maneras (cuadrada, triangular, etc.) presentan articulaciones en sus nodos, por lo general son de forma transversal variable que disminuye con la altura. El triángulo es la forma geométrica única capaz de soportar elevadas deformaciones debido al giro de estas barras (Gutiérrez Méndez, 2015).



Figura 2. 1. Montaje Torre Autoportada
Fuente: (Propia)

2.1.2.2 Torres atirantadas

Las torres atirantas al igual que las autoportadas se apoyan en el suelo o sobre edificios, pero estas tienen la particularidad de ser arriostradas lateralmente mediante cables generalmente de acero, la sección mayormente utilizada para

este tipo de torres es triangular equilátera y constante, como se muestra en la Figura 2.2. En este caso los cables salen de los vértices de los triángulos hacia los anclajes en tierra, en direcciones radiales separadas 120 grados, la ventaja de este tipo de torres es que conllevan menor consumo de material y mayor ligereza, pero necesitan de amplio espacio circundante para el anclaje correcto de cables (Gutiérrez Méndez, 2015).



Figura 2. 2. Montaje Torre Atirantada
Fuente: (Propia)

2.1.2.3 Monopolos

Los monopolos son torres autoportadas tubulares, con formas octogonales como se indica en la Figura 2.3. Su instalación es mucho más rápida que otros tipos de torres, ya que sus tramos son prefabricados con segmentos de hasta 6 metros de largo, que al momento de montarlos se unen perfectamente unos con otros, conforme aumenta la longitud el radio de los tramos disminuye, llegando a alcanzar alturas de hasta 50 m, la ventaja de este tipo de estructuras además de su rápida instalación es que se mayormente se utiliza en lugares donde existe poco espacio, y en ciudades donde las normas prohíben la

construcción de otro tipo de torres, generalmente llevan pintura que armonice con el medio que los rodea (Alay Zambrano, 2016).



Figura 2. 3. Torre Tipo Monopolo

Fuente: (Propia)

2.2 MÉTODOS DE DISEÑO

2.2.1 Método ASD (diseño por tensiones admisibles)

A partir del año 1946 el método de las tensiones admisibles era el método de cálculo de conexiones estructurales y miembros de acero conformados en frío, tal como muestran las versiones pasadas de AISI.

2.2.1.1 Requerimiento de resistencia para ASD

El diseño de acuerdo con las disposiciones de Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD) se estima conveniente cuando las resistencias de cálculo admisibles de los componentes estructurales y de la estructura son mayores o iguales que la resistencia que se necesita, encontrada en base a cargas nominales. “Para todas las combinaciones de carga la resistencia nominal se define hallando la relación entre la resistencia requerida y un factor de

seguridad”, tal como se muestra en la ecuación [2.1] (ANSI/AISC 360 - 16, 2016, pág. 60).

$$Ra = \frac{Rn}{\Omega} \quad [2.1]$$

“Dónde”:

- "Ra: Resistencia de cálculo admisible"
- "Rn: Resistencia nominal"
- "Ω: factor de seguridad"

La importancia del uso de factor de seguridad radica en subsanar las incertidumbres que se presentan en la etapa de diseño y conformación de los elementos que constituyen la estructura, además de la incertidumbre en la estimación de cargas aplicadas, cabe recalcar que “el método ASD emplea un único factor de seguridad para una condición proporcionada indistinta del tipo de carga” (ANSI/AISC 360 - 16, 2016).

2.2.2 Método LRFD (diseño por factores de carga y resistencia)

“El diseño de acuerdo con las disposiciones de diseño en base a factores de carga y resistencia (LRFD) se estima apropiado cuando la resistencia de diseño de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida determinada de acuerdo con las combinaciones de carga LRFD” (ANSI/AISC 360 - 16, 2016, pág. 60).

2.2.2.1 Requisitos de resistencia para LRFD

La siguiente ecuación

[2.2] (McCormac & Csernak, 2012) y la ecuación [2.3] (ANSI/AISC 360 - 16, 2016, pág. 60), detallan el formato general de este diseño.

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad [2.2]$$

$$R_u \leq \phi R_n \quad [2.3]$$

“Dónde”:

- " $R_u = \sum \gamma_i Q_i$: Resistencia requerida"
- " R_n : Resistencia nominal"
- " ϕ : Factor de resistencia"
- " γ_i : Factores de carga"
- " Q_i : Efectos de las cargas"
- " ϕR_n : Resistencia de cálculo "

Por conveniencia en el presente estudio se utilizará el método LRFD.

2.3 CARGAS SOBRE TORRES

Para el diseño de una torre de comunicación, es necesario definir parámetros importantes como son las cargas de diseño, entre estas: cargas gravitacionales (carga muerta y viva) y cargas ambientales (sísmicas, viento y temperatura).

2.3.1 Carga permanente

Esta carga estará conformada por el peso de antenas excluyendo riendas, además del peso propio de la estructura; en este caso de estudio este peso se tomará directamente del programa de análisis SAP 2000 como sumatoria de los pesos de cada uno de los elementos, por otra parte, los pesos de antenas, así como microondas y equipos se tomarán directamente de catálogos dados por el fabricante.

2.3.2 Carga de viento

La Norma TIA-222-G menciona que la carga de viento de diseño deberá incluir la suma de las fuerzas de viento de diseño aplicadas a cada sección de la estructura, más las fuerzas de viento de diseño que actúan en las riendas y los accesorios. Además se asumirá que antenas, cables y demás accesorios se

encuentran adheridos al monopolo, "para el diseño se tendrá en cuenta las direcciones de viento que generen las máximas solicitaciones" (ANSI/TIA-222-G, 2005).

De acuerdo con esto "la fuerza de viento de diseño F_w ", se definirá según la ecuación [2.4] (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 23).

$$F_w = F_{st} + F_a + F_g \quad [2.4]$$

.....
 "Dónde":

- "Fst = fuerza de viento de diseño sobre la estructura "
- "Fa = fuerza de viento de diseño sobre los accesorios "
- "Fg = fuerza de viento de diseño sobre las riendas"

En el caso de estudio, al ser una estructura autosoportada tipo monopolo, la fuerzas sobre las riendas es cero.

2.4 FUERZA DE VIENTO DE DISEÑO SOBRE LA ESTRUCTURA

"La fuerza de viento de diseño F_{st} se aplicará a cada sección de la estructura" y se determinará según la ecuación [2.5] (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 23).

$$F_{st} = q_z G_h (EPA)_s \quad [2.5]$$

"Dónde":

- "Fst= Fuerza de viento horizontal sobre la estructura en la dirección del viento"
- "qz: presión dinámica"
- "Gh: factor de ráfaga"
- "(EPA)s: área proyectada efectiva de la estructura"

2.4.1 Presión dinámica

La presión dinámica, q_z , se determinará de acuerdo a la altura a la que se encuentre el baricentro de la sección según la ecuación [2.6] (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 34).

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \quad [2.6]$$

“Dónde”:

- "Kz: Coeficiente de presión dinámica."
- "Kzt: Factor Topográfico"
- "Kd: Factor de probabilidad de la dirección del viento de la Tabla 2.1"
- "V: velocidad básica del viento para la condición de carga investigada (m/s)"
- "I: factor de importancia de acuerdo con la Tabla 2.2"

Tabla 2. 1.
Factor Kd

Clase de estructura	Kd
Estructuras conformadas por celosías que presentan cualquier tipo de sección transversal geométrica excluyendo a los tubos circulares	0.85
Estructuras conformadas por tubos tipo monoposte	0.95

Fuente: (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 50)

2.4.2 Clasificación de estructuras de telecomunicaciones

La norma TIA-222-G clasifica a las estructuras de telecomunicaciones en 3 clases tomando en cuenta lo siguiente; el peligro que pueden significar para la vida humana, el daño que se puede producir en la propiedad y el retraso en el retorno en el servicio que prestan.

Clase I

Aquí se hallan estructuras nuevas usadas para servicios temporales, o donde un retraso en el retorno del servicio puede ser tolerable como: “conexión residencial inalámbrica y convencional, recepción de radio, televisión y radiocomunicaciones de banda ciudadana, se diseñan con un periodo de retorno de 25 años” (World Tower Company, 2006).

Clase II

Es la clasificación por defecto, aquí se encuentran estructuras nuevas en las que sus servicios pueden ser proporcionadas por otros medios tales como: “comunicaciones comerciales inalámbricas, televisión y radiodifusión, comunicaciones celulares, y comunicaciones microonda, se diseñan con un periodo de retorno de 50 años” (World Tower Company, 2006).

Clase III

Aquí se encuentran estructuras nuevas usadas primordialmente en la comunicación que jamás debería perderse como: “defensa civil y defensa nacional, operaciones de emergencias, rescates o en casos de desastres, instalaciones militares y de navegación, se diseñan con un periodo de retorno de 100 años” (World Tower Company, 2006).

El factor de importancia se determinará según la Tabla 2.2 de acuerdo a la clase de la estructura.

Tabla 2. 2.
Factores de importancia

Clase de la estructura	Carga de viento sin hielo	Carga de viento con hielo	Espesor de hielo	Sismo
I	0.87	N/A	N/A	N/A
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.15	1.00	1.25	1.50

Fuente: (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 50)

2.4.3 Coeficiente de presión dinámica

Teniendo en cuenta la categoría a la que se expondrá la estructura, se definirá el coeficiente K_z según la siguiente ecuación [2.7] (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 18).

$$K_z = 2.01 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/\alpha} \quad [2.7]$$

$$K_z \text{ mín} \leq K_z \leq 2.01$$

“Dónde”:

- "z: altura sobre el nivel del terreno en la base de la estructura " (m)
- "z_g, α, K_z mín están tabulados en la Tabla 2.4"

2.4.4 Categoría de exposición

Según la TIA-222-G se deberá definir la categoría de exposición en la que se constaten las particularidades del sitio de emplazamiento, categoría que tendrá en cuenta las condiciones topográficas del lugar alrededor del que se colocará la torre existente, estas categorías de exposición están indicadas en la Tabla 2.3.

Tabla 2. 3.
Categorías de exposición

Categoría de exposición	Descripción
B	Localidades urbanas y suburbanas, en las que existan áreas con bosques u otras áreas donde haya obstáculos juntos. Para determinar esta área se tendrá en cuenta 800 m a la redonda o 10 veces la altura de la estructura. La que sea mayor
C	Terrenos planos, en los que no existan obstáculos a 9.1 m a la redonda. Esta categoría incluye el campo abierto, los prados y las franjas costeras en las regiones de huracanes
D	Aquí se incluyen terrenos cercanos al mar, a ríos o lagunas donde el viento no tenga obstáculos en un rango de 1.61km

Fuente: (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 18)

Tabla 2. 4.
Coefficientes Z_g , α , K_{zmin} , K_e

Categoría de exposición	Z_g	α	K_z mín	K_e
B	1200 ft(366 m)	7.0	0.70	0.90
C	900 ft(274 m)	9.5	0.85	1.00
D	700 ft(213 m)	11.5	1.03	1.10

Fuente: (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 51)

2.4.5 Factor topográfico

K_{zt} representa el factor que se incluirá al calcular la carga de viento debido al fenómeno acelerador del viento, se lo encontrará usando la ecuación [2.8] y la ecuación [2.9] (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 20).

$$K_{zt} = \left[1 + \frac{K_e K_t}{K_h} \right]^2 \quad [2.8]$$

$$K_h = e^{\left(\frac{fz}{H} \right)} \quad [2.9]$$

"Dónde":

"e: base de los logaritmos naturales = 2.718"

"Ke: constante del terreno indicada en la Tabla 2.4"

"Kt: constante de categoría topográfica en la Tabla 2.5"

"f: factor de atenuación dependiente de la altura indicado en la Tabla 2.5"

"z: altura sobre el nivel del terreno en la base de la estructura " (m)

"H: altura de la cresta sobre el terreno circundante " (m)

"Kh: factor de reducción dependiente de la altura"

2.4.5.1 Categorías topográficas

- Categoría 1: Terreno que no presenta cambios escabrosos en su elevación, en esta categoría las condiciones del terreno son ignoradas, no se considera aceleración del viento
- Categoría 2: Una pendiente bien definida o un acantilado profundo y que separa dos áreas niveladas relativas de diferentes elevaciones
- Categoría 3: Una elevación mucho más pequeña que una montaña
- Categoría 4: Donde existan montañas y colinas muy pegadas formando una cadena.

Tal como se indica en la Figura 2.4 las categorías topográficas son:

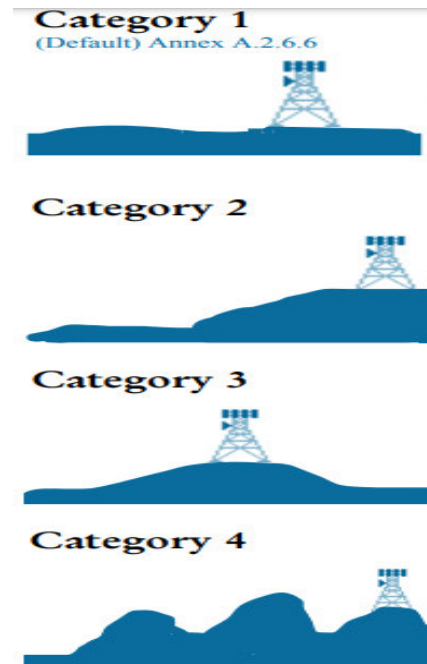


Figura 2. 4. Categorías Topográficas

Fuente: (World Tower Company, 2006)

Tabla 2. 5.
Coeficientes de categoría topográfica

Categoría topográfica	Kt	F
2	0.43	1.25
3	0.53	2.00
4	0.72	1.50

Fuente: (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 51)

2.4.6 Factor de ráfaga

Este factor será 1.00 para aquellas estructuras que estén sobre los 183m, estructuras por debajo de los 137m tendrán un factor igual a 0.85, y aquellas que se encuentren entre estos límites se determinará este factor interpolando mediante las ecuaciones [2.10] o [2.11] dependiendo de las unidades en las que se esté trabajando (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 20).

$$Gh = 0.85 + 0.15 \left[\frac{h}{150} - 3.0 \right] h \text{ en pies} \quad [2.10]$$

$$Gh = 0.85 + 0.15 \left[\frac{h}{45.7} - 3.0 \right] h \text{ en metros} \quad [2.11]$$

“Dónde”:

"h: altura de la estructura"

2.4.7 Área proyectada efectiva de las estructuras tipo monoposte

Para la estructura objeto del presente estudio el área efectiva se definirá usando la ecuación [2.12] (ANSI/TIA-222-G, 2005).

$$(EPA)_s = C_f A_p \quad [2.12]$$

“Dónde”:

- "Cf: coeficiente de fuerza para estructuras tipo monoposte en voladizo "
- "Ap: área proyectada efectiva real en base al diámetro exterior del monoposte"

Tabla 2.6.
Coeficientes C_f para monopolos

Cf mph. ft [m/s.m]	Circular	18 lados	16 lados	12 lados	8 lados
< 32 [4.4] (flujo subcrítico)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
32 a 64 [4.4 a 8.7] (flujo transicional)	38.4/ (C ^{1.0}) [5.23/ (C ^{1.0})]	25.8/ (C ^{0.885}) [4.42/ (C ^{0.885})]	12.6/ (C ^{0.678}) [3.26/ (C ^{0.678})]	2.99/ (C ^{0.263}) [1.77/ (C ^{0.263})]	1.2 [1.2]
> 64 [8.7] (flujo supercrítico)	0.6	0.65	0.75	1.0	1.2

Fuente: (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 52)

El valor de C se calculará según la ecuación [2.13] (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 24).

$$C = (I K_z K_{zt})^{0.5} (V)(D) \quad [2.13]$$

“Dónde”:

- "V: velocidad básica del viento para la condición investigada" (m/s)
- "D: es el diámetro externo del poste " (m)

2.5 FUERZA DE VIENTO DE DISEÑO SOBRE LOS ACCESORIOS

FA es la fuerza que se genera por la acción del viento sobre antenas o soportes y se definirá usando la siguiente ecuación [2.14] (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 27).

$$FA = q_z Gh (EPA)A \quad [2.14]$$

“Dónde”:

- "qz: presión dinámica a la altura del eje del accesorio"
- "Gh: factor de ráfaga "
- "(EPA)A: área proyectada efectiva del accesorio " (m²)

El área proyectada del accesorio se determinará mediante la ecuación 2.15 (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 27).

$$(EPA)A = Ka[(EPA)N \cos^2(\theta) + (EPA)T \sin^2(\theta)] \quad [2.15]$$

“Dónde”:

- " θ = ángulo relativo entre la cara del accesorio y la dirección del viento"
- "(EPA)N = área proyectada efectiva frontal del accesorio"
- "(EPA)T = área proyectada efectiva tangencial del accesorio"

Es importante acotar que, el valor de $K_a=1$ se usa de manera conservadora en todo tipo de accesorio, además que es constante e independiente del rumbo del viento. Además la TIA-222-G estipula que: “de manera conservadora se puede usar el mayor valor entre (EPA)_N y (EPA)_T como (EPA)_A para todas las direcciones del viento” (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 28).

La Figura 2.5 indica como irían las fuerzas de viento sobre accesorios.

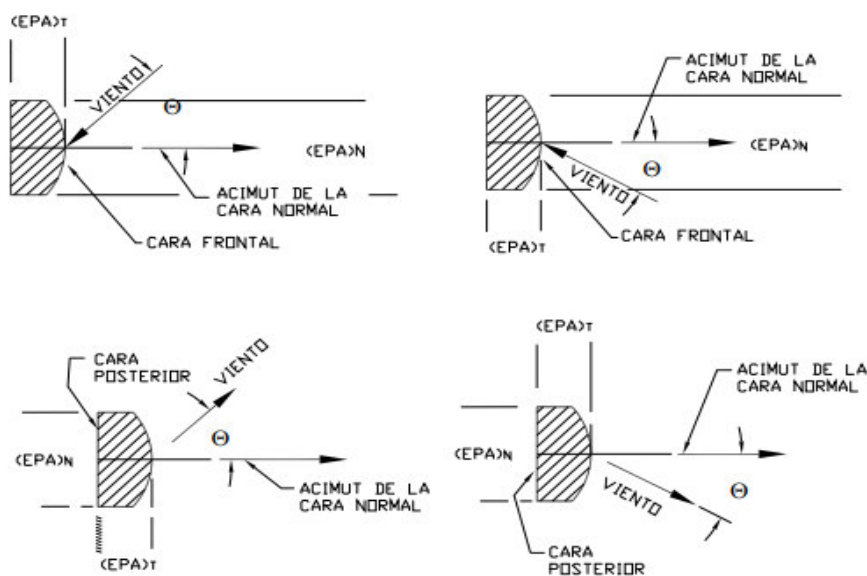


Figura 2.5. Orientación del viento sobre antenas
Fuente: (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 61)

2.6 CARGA SÍSMICA

Si bien las estructuras de telecomunicaciones al ser más livianas que una estructura de hormigón armado, generan fuerzas inerciales bajas, lo que produce muy poca carga sísmica (Armijo Verdezoto, 2010).

Un objetivo de este estudio es determinar la proporción de la fuerza sísmica con relación a la fuerza generada por el viento, esto con el fin de establecer la influencia del sismo en el diseño de este tipo de estructuras, esta

fuerza sísmica se determinará mediante el DBF (diseño basado en fuerzas) descrito en la NEC-15.

2.6.1 Diseño basado en fuerzas (DBF) según NEC15

Este diseño estipula que las estructuras se deben diseñar de manera que resistan las cargas sísmicas las cuales se originan al usar combinaciones de fuerzas horizontales que actúan, con la finalidad de determinar los efectos que se producen (NEC, 2015).

2.6.2 Procedimiento de cálculo del DBF

Los pasos a seguir son los siguientes.

- Se determinará el espectro de diseño $S_a(T)$ teniendo en cuenta las particularidades del tipo de suelo del lugar donde se ubicará la estructura.
- Se determinará con aproximación un periodo de vibración fundamental llamado T_a .
- Con los resultados anteriores, se encuentra el cortante basal.
- Se definen las cargas sísmicas horizontales y verticales en base al cortante basal.
- Se verifica que la estructura cumpla con las derivas.

2.6.2.1 Zonificación sísmica y factor de valor z

El Ecuador se caracteriza por seis zonas en las que existe riesgo de sismo, a cada zona le corresponde un valor del factor de zona Z , teniendo en cuenta la localidad donde se ubicará la estructura se determina este factor y de acuerdo al mapa mostrado en la Figura 2.6 (NEC, 2015).

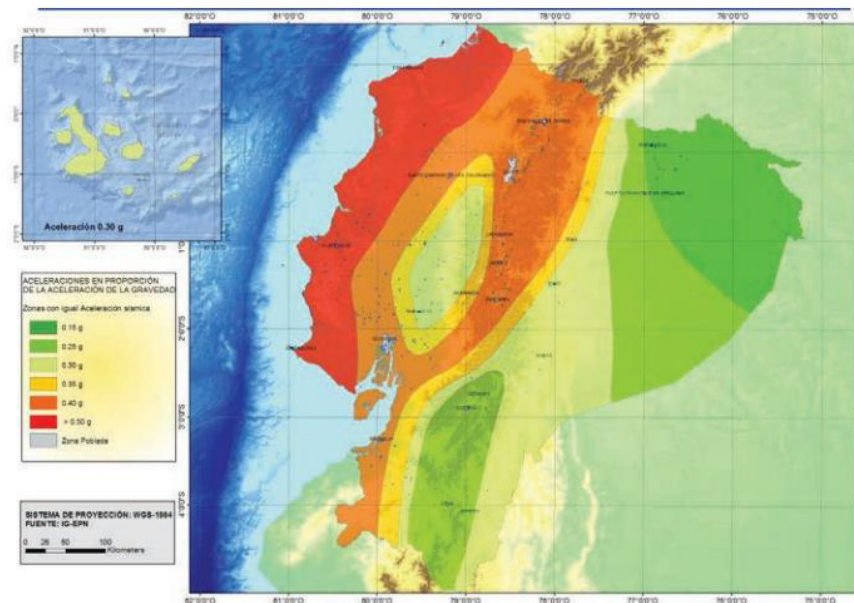


Figura 2. 6. Zonas Sísmicas y valor del factor de la zona Z
Fuente: (NEC, 2015)

Para hacer más fácil definir el valor de Z, en el anexo 19 de la NEC “Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z” sección 10.2 existe una lista con varias poblaciones del País así como el valor del factor de zona.

2.6.2.2 Tipos de perfiles de suelo para diseño sísmico

En la NEC se encuentran descritos 6 diferentes tipos de perfiles de suelo. “Los parámetros que se utilizan en su clasificación corresponden a los 30 m superiores del perfil para los suelos tipo A, B, C, D y E. Para el suelo tipo F se aplican otros criterios, como los expuestos en la sección 10.5.4 de la NEC” (NEC, 2015, pág. 29).

Estos perfiles de suelo se encuentran descritos en la Tabla 2 “clasificación de los perfiles de suelo” de la NEC sección 3.2.

2.6.2.3 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs

“Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto”

La Tabla 2.7 se muestran los valores de Fa.

Tabla 2. 7.
Clase de suelo y valor 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	1.11	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: (NEC, 2015, pág. 31)

“Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca”

La Tabla 2.8 indica los valores de Fd.

Tabla 2. 8.
Clase de suelo y valor 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
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: (NEC, 2015, pág. 31)

“Fs: Comportamiento no lineal de los suelos”

La Tabla 2.9 se presentan los valores de Fs.

Tabla 2. 9.
Clase de suelo y valor 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	2.0
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: (NEC, 2015, pág. 32)

2.6.2.4 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones Sa

En la Figura 2.7 se indica que “el espectro de aceleraciones Sa para el nivel del sismo de diseño, este toma en cuenta al factor de zona Z, el tipo de suelo donde se ubicará la estructura y los coeficientes Fs, Fa, Fd” (NEC, 2015, pág. 35).

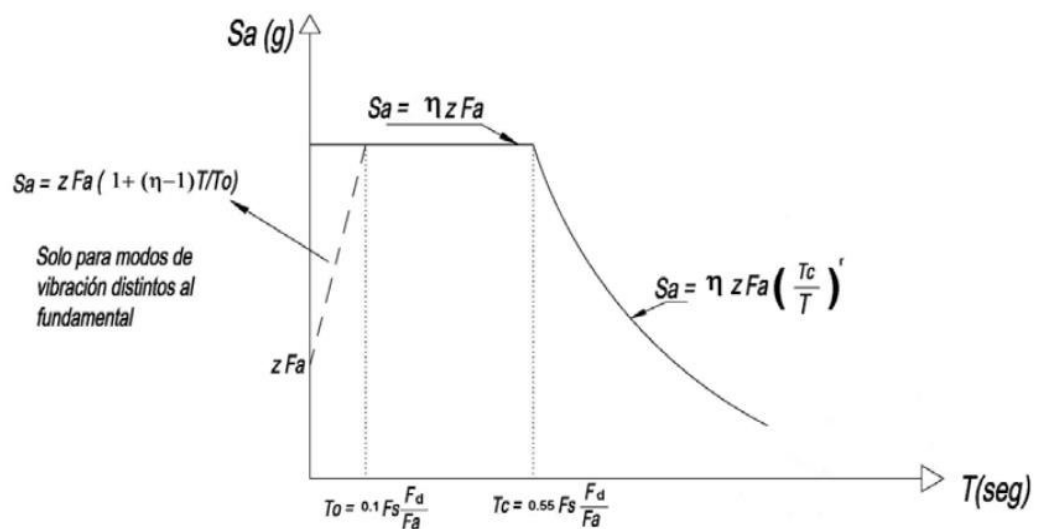


Figura 2. 7. Espectro sísmico

Fuente: (NEC, 2015).

“Dónde”:

- "h: Razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA "
- "Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó"
- "Fd: Coeficiente de amplificación de suelo. "
- "Fs: Coeficiente de amplificación de suelo."
- "Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones "
- "T: Período fundamental de vibración de la estructura"
- "To: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico"
- "Tc: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico"
- "Z: Aceleración máxima en roca"

Este espectro se obtiene mediante el uso de las ecuaciones [2.16] y [2.17] (NEC, 2015, pág. 34).

$$S_a = nZFa \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad [2.16]$$

$$S_a = nZFa \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad [2.17]$$

“Dónde”:

"r: 1 para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E "

"r: 1.5 para tipo de suelo E"

"η: (S_a/Z , en roca), varían dependiendo de la región, adoptando los siguientes valores:"

"η: 1.80: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),"

"η: 2.48: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos "

"η: 2.60: Provincias del Oriente"

Así mismo los valores de los períodos límites T_o y T_c se determinarán mediante las ecuaciones [2.18] y [2.19] (NEC, 2015, pág. 35).

$$T_o = 0.10F_s \frac{Fd}{Fa} \quad [2.18]$$

$$T_c = 0.55F_s \frac{Fd}{Fa} \quad [2.19]$$

2.6.2.5 Carga sísmica reactiva W

“La carga sísmica está representada por W”, se definirá usando la ecuación [2.20] (NEC, 2015, pág. 55).

$$W = D \quad [2.20]$$

“Dónde”:

"D: carga muerta total de la estructura" (kgf)

2.6.2.6 Coeficientes de irregularidad en planta y elevación

El cortante de diseño se encuentra ampliado por los coeficientes de irregularidad de planta y elevación, la finalidad es incrementar la resistencia a la estructura, generalmente se debe evitar estas irregularidades (NEC, 2015).

En la Tabla 13 y la Tabla 14 de la NEC15 en la sección 5.2.3 se encuentran descritas diferentes tipos de irregularidades que se presentan con frecuencia en edificios. Además se indican los valores que tomarían los coeficientes (NEC, 2015).

2.6.3 Cortante basal de diseño V

El valor del cortante basal para un estructura se definirá mediante la ecuación [2.21] (NEC, 2015, pág. 61).

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi E \phi P} W \quad [2.21]$$

“Dónde”:

- "Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración"
- "ØP y ØE: Coeficientes de configuración en planta y elevación"
- "I: Coeficiente de importancia"
- "R: Factor de reducción de resistencia sísmica"
- "V: Cortante basal total de diseño"
- "W: Carga sísmica reactiva"
- "T: Período de vibración "

2.6.3.1 Período de vibración T

Para definir el período de vibración aproximado del monopolo se usará la ecuación [2.22] (NEC, 2015, pág. 62).

$$T = Ct hn^\alpha \quad [2.22]$$

“Dónde”:

- "Ct: Coeficiente que depende del tipo de estructura"
- "α: Coeficiente que depende del tipo de estructura"
- "hn: Altura máxima de la edificación de n pisos, desde la base de la estructura (m)"
- "T: Período de vibración"

La Tabla 2.10 muestra los valores de estos coeficientes

Tabla 2. 10.
Coefficientes C_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arrostros	0.072	0.8
Con arrostros	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales o diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: (NEC, 2015, pág. 62)

2.6.3.2 Factor R según la Norma Ecuatoriana de Construcción

Este factor permite reducir la fuerza sísmica de diseño, siempre que se garanticen estructuras dúctiles y donde sus conexiones se diseñen para formar mecanismos de falla previsibles, en el caso del DBF este factor se considerara constante dependiendo únicamente de la tipología de estructura (NEC, 2015).

Existen 2 grupos estructurales para la determinación de R

- Sistemas estructurales dúctiles
- Sistemas estructurales de ductilidad limitada

Los valores de R para estos sistemas se encuentran tabulados en las tablas 15 y 16 de la sección 6.3.4 de la NEC15, para el caso de esta estructura al no pertenecer a ninguno de los 2 grupos la Tabla 2.11 indica valores de R para estructuras diferentes a una edificación.

Tabla 2. 11.
Coefficiente de reducción de fuerza sísmica R

Valores de 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, 2015, pág. 87)

2.6.3.3 Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

Como se menciona en la NEC diseño sísmico “Las fuerzas verticales se distribuirán linealmente (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración T_a . Al no contar con un procedimiento exacto, basándose en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales se distribuirán utilizando las siguientes ecuaciones” [2.23], [2.24] y [2.25] (NEC, 2015, pág. 66)

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad [2.23]$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad [2.24]$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad [2.25]$$

“Dónde”:

- "V: Cortante total en la base de la estructura "

- "Vx: Cortante total en el piso x de la estructura "
- "Fi: Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura "
- "Fx: Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura "
- "n: Número de pisos de la estructura "
- "wx: Peso aginado al piso o nivel x de la estructura."
- "wi: Peso aginado al piso o nivel i de la estructura."
- "hx: Altura del piso x de la estructura "
- "hi: Altura del piso i de la estructura "
- "k: Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T"

La definición del factor k se muestra en la Tabla 2.12

Tabla 2. 12.

Factor k

Valores de T(s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5T$
> 2.5	2

Fuente: (NEC, 2015, pág. 67)

2.6.3.4 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

De la Tabla 2.13 se determina la categoría a la que pertenece la estructura y consecuentemente se toma el valor de I.

La función del factor I, es incrementar la fuerza sísmica de diseño para diferentes tipos de estructuras, que por su importancia deben mantenerse siempre en operación mientras dura el sismo y luego de este (NEC, 2015).

Tabla 2. 13.
Factor de importancia I

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

Fuente: (NEC, 2015, pág. 39)

2.7 MÉTODO DE PEARSON III O BINOMIAL

“El diseño de antenas de telecomunicaciones presenta una concordancia directa entre la vida útil y el período de retorno de las velocidades máximas de viento esperadas” (Hurtado, 2009), teniendo en cuenta esto el monopolio se diseñará para velocidades máximas de viento esperadas. Esto presenta relación con los parámetros de diseño estipulados en la TIA-222-G en los que para el caso de estudio presente, se diseñará la estructura teniendo en cuenta una velocidad de viento de diseño con un periodo de retorno de 50 años.

Si bien existen varios métodos de estimación futura de datos, de acuerdo con lo mencionado anteriormente, el cálculo de la velocidad básica de viento de diseño se calcula usando la curva de Pearson III o Binomial.

2.7.1 Curva de Pearson III o curva binomial

En el estudio realizado por Hurtado se menciona que: “en la teoría de valores límites el interés no radica en la media, sino en los valores más altos o más bajos de la variable que se está analizando” (Hurtado, 2009, pág. 35), entonces la importancia se encuentra en los sucesos vinculados a los límites máximos y mínimos de la distribución, tomando como ejemplo la climatología donde el estudio se centra en conocer aceleraciones extremas de viento, tornados etc. (Hurtado, 2009).

La distribución binomial se aplica para registros de aceleraciones máximos o aceleraciones medias, cumpliendo que C_s (coeficiente de asimetría) sea mayor o igual que $2 C_v$ (coeficiente de varianza) y obedece a la ecuación [2.26] (Hurtado, 2009, pág. 37).

$$P = \frac{\alpha^\alpha}{\Upsilon(\alpha)} \int_x^\alpha X^{(\alpha-1)} e^{(-\alpha X)} dx \quad [2.26]$$

“Dónde”:

- " α ": es una función de la media y de la moda"
- " Υ " (" α)": integral de Euler de segundo grado "

La Figura 2.8 indica un esquema de la curva binomial para diferentes valores de C_s y C_v

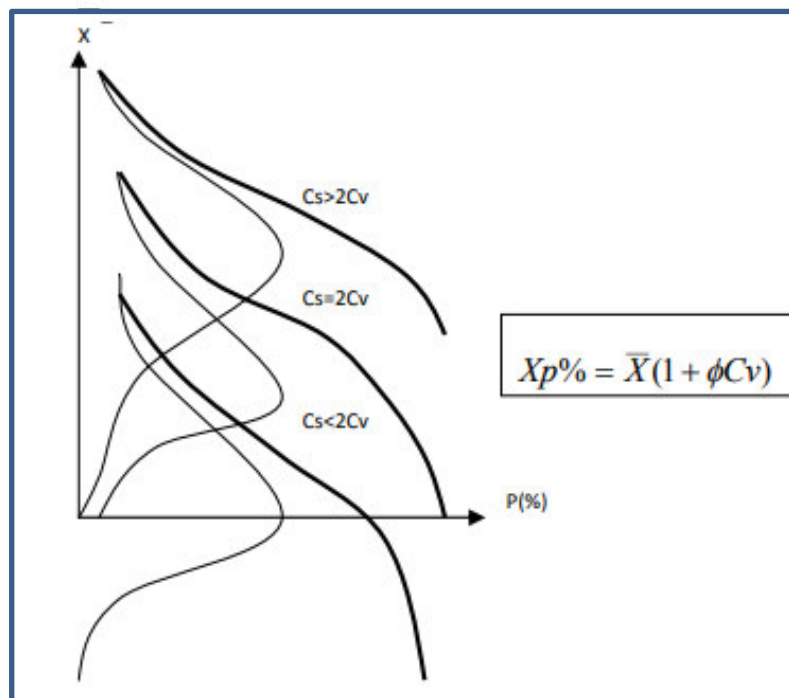


Figura 2. 8. Curva Binominal
Fuente: (Hurtado, 2009)

De acuerdo a esto la velocidad de viento de diseño máxima probable para un periodo de retorno dado, se determinará mediante la ecuación [2.27] (Hurtado, 2009, pág. 44)

$$V_{p\%} = V_m(1 + \phi C_v) \quad [2.27]$$

"Dónde":

- "V_{p%}: Valor de velocidad máxima " (m/s)
- "V_m: Velocidad media " (m/s)
- "C_v: Coeficiente de varianza"
- "φ: ordenada de la curva teórica según Gumbel "

La Tabla 2.14 indica los valores de φ, valor que depende del coeficiente C_s y de la probabilidad de ocurrencia.

Tabla 2. 14.
De probabilidades en porcentajes (ϕ)

Cs	0.01	0.1	1	2	5	10	25	50	75	80	90	95	99	99.9
0	3,72	3,09	2,33	2,06	1,64	1,28	0,67	0	-0,67	-0,84	-1,28	-1,64	-2,33	-3,09
0,1	3,94	3,23	2,4	2,11	1,67	1,2	0,66	-0,02	-0,68	-0,85	-1,27	-1,61	-2,25	-2,95
0,2	4,16	3,38	2,47	2,16	1,7	1,3	0,65	-0,03	-0,69	-0,85	-1,26	-1,58	-2,18	-2,81
0,3	4,38	3,52	2,54	2,21	1,72	1,31	0,64	-0,05	-0,7	-0,85	-1,24	-1,55	-2,1	-2,67
0,4	4,61	3,66	2,61	2,26	1,75	1,32	0,63	-0,07	-0,71	-0,85	-1,23	-1,52	-2,03	-2,54
0,5	4,83	3,81	2,62	2,31	1,77	1,33	0,62	-0,08	-0,71	-0,85	-1,22	-1,49	-1,96	-2,4
0,6	5,05	3,96	2,75	2,35	1,8	1,33	0,61	-0,1	-0,72	-0,85	-1,2	-1,45	-1,88	-2,27
0,7	5,28	4,1	2,82	2,4	1,82	1,33	0,59	-0,12	-0,72	-0,85	-1,18	-1,42	-1,81	-2,14
0,8	5,5	4,24	2,89	2,45	1,84	1,34	0,58	-0,13	-0,73	-0,85	-1,17	-1,38	-1,74	-2,02
0,9	5,73	4,38	2,96	2,5	1,86	1,34	0,57	-0,15	-0,73	-0,85	-1,15	-1,35	-1,66	-1,9
1	5,96	4,53	3,02	2,54	1,88	1,34	0,55	-0,16	-0,73	-0,85	-1,13	-1,32	-1,59	-1,79
1,1	6,18	4,67	3,09	2,58	1,89	1,34	0,54	-0,18	-0,74	-0,84	-1,1	-1,28	-1,52	-1,68
1,2	6,41	4,81	3,15	2,62	1,91	1,34	0,52	-0,19	-0,74	-0,84	-1,08	-1,24	-1,45	-1,58
1,3	6,64	4,95	3,21	2,61	1,92	1,34	0,51	-0,21	-0,74	-0,84	-1,06	-1,2	-1,38	-1,48
1,4	6,87	5,09	3,27	2,71	1,94	1,34	0,49	-0,22	-0,73	-0,83	-1,04	-1,17	-1,31	-1,39
1,5	7,09	5,28	3,33	2,74	1,95	1,33	0,47	-0,24	-0,73	-0,82	-1,02	-1,13	-1,26	-1,31
1,6	7,31	5,37	3,39	2,78	1,96	1,33	0,46	-0,25	-0,73	-0,81	-0,99	-1,1	-1,2	-1,24
1,7	7,54	5,5	3,44	2,82	1,97	1,32	0,44	-0,27	-0,72	-0,81	-0,97	-1,06	-1,14	-1,17
1,8	7,76	5,64	3,5	2,85	1,98	1,32	0,42	-0,28	-0,72	-0,8	-0,94	-1,02	-1,09	-1,11
1,9	7,98	5,77	3,55	2,88	1,99	1,31	0,4	-0,29	-0,72	-0,79	-0,92	-0,98	-1,04	-1,05
2	8,21	5,91	3,6	2,91	2	1,3	0,39	-0,31	-0,71	-0,78	-0,9	-0,95	-0,99	-1
2,1		6,06	3,65	2,94	2	1,29	0,37	-0,32	-0,7	-0,77	-0,87	-0,92	-0,95	-0,95
2,2		6,2	3,7	2,97	2,01	1,28	0,35	-0,33	-0,69	-0,75	-0,85	-0,89	-0,9	-0,91
2,3		6,34	3,75	3	2,01	1,27	0,33	-0,34	-0,68	-0,74	-0,82	-0,85	-0,87	-0,87
2,4		6,47	3,79	3,03	2,01	1,25	0,32	-0,35	-0,67	-0,72	-0,79	-0,82	-0,83	-0,83
2,5		6,6	3,83	3,06	2,01	1,24	0,3	-0,36	-0,66	-0,7	-0,77	-0,79	-0,8	-0,8
2,6		6,73	3,87	3,09	2,01	1,23	0,28	-0,37	-0,65	-0,68	-0,74	-0,76	-0,77	-0,78
2,7		6,86	3,91	3,12	2,01	1,21	0,26	-0,38	-0,64	-0,67	-0,72	-0,74	-0,74	-0,74
2,8		6,99	3,95	3,15	2,02	1,2	0,24	-0,38	-0,62	-0,63	-0,7	-0,71	-0,71	-0,71
2,9		7,12	3,99	3,18	2,02	1,19	0,22	-0,39	-0,61	-0,64	-0,67	-0,69	-0,69	-0,69
3		7,25	4,02	3,2	2,02	1,18	0,2	-0,4	-0,6	-0,62	-0,67	-0,65	-0,66	-0,67

Fuente: (Hurtado, 2009)

2.8 COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA

La norma TIA-222-G menciona que: las estructuras deben diseñarse de tal modo que los esfuerzos de diseño sean iguales o mayores que los esfuerzos requeridos generados por las siguientes combinaciones de carga" (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 11)

1. "1.2 D + 1.0 Dg + 1.6 Wo "
2. "0.9 D + 1.0 Dg + 1.6 Wo "
3. "1.2 D + 1.0 Dg + 1.0 Di + 1.0 Wi + 1.0 Ti "
4. "1.2 D + 1.0 Dg + 1.0 E "
5. "0.9 D + 1.0 Dg + 1.0 E"

"Dónde":

- "D: Carga permanente de la estructura y los accesorios, excluyendo las riendas"
- "Dg: Carga permanente de las riendas"
- "Di: Peso de hielo debido al espesor de hielo mayorado"
- "E: Carga sísmica"
- "Ti: Solicitaciones debidas a la temperatura"
- "Wo: Carga de viento sin hielo"
- "Wi: Carga de viento concurrente con espesor de hielo mayorado"

Excepciones:

1. No se considerarán los efectos producidos por cambios de temperatura en estructuras que sean autosoportadas.
2. Las cargas generadas por el hielo y el sismo no se considerarán si la estructura es de clase 1.

3. En ningún momento se aplicará un factor de carga a la tensión inicial en riendas.
4. En estructuras autosoportadas solo se aplicarán las combinaciones dos y cinco.

2.9 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La norma que se empleará para el diseño de elementos estructurales que conformarán la torre es la AISC-360-16 (LRFD). Se diseñará una torre autosoportada tipo monopolo tubular o tipo PIPE, estructura que tiene una sección transversal circular, además las secciones de la estructura en su mayoría serán no esbeltas en diseño axial y no compactas para diseño en flexión.

Como primer paso habrá que clasificar las secciones según el esfuerzo al que estén sometidas, para después analizar los estados limites que deben cumplir.

2.9.1 Clasificación de las secciones según pandeo local

Miembros sujetos a compresión:

Cuando la relación de ancho-espesor para cualquier componente de la estructura que se encuentre sometido a compresión supera el valor de $\lambda r = 0.11 * \frac{E}{F_y}$ de la Tabla B4. 1a de la AISC, se define al componente como esbelto, pero si esta razón es menor que λr se lo define como no esbelto. El anexo N°1 muestra los límites de λr para distintos tipos de secciones (ANSI/AISC 360 - 16, 2016).

Miembros sujetos a flexión:

Para componentes de la estructura que se encuentren bajo los efectos de esfuerzos de flexión, las secciones se catalogan como compactas cuando la razón ancho-espesor no supere el límite $\lambda p = 0.07 * \frac{E}{F_y}$, si supera este límite pero no supera $\lambda r = 0.31 \frac{E}{F_y}$, se cataloga como sección no compacta, y cuando supera

λr la sección se califica como esbelta. En el anexo N°2 se encuentran detallados estos límites para diferentes tipos de secciones (ANSI/AISC 360 - 16, 2016).

2.9.2 Diseño de miembros para solicitaciones combinadas

2.9.2.1 Miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial

El capítulo H de la AISC-360-16 detalla que “la interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y miembros con simetría simple y que solamente están solicitados a flexión en torno a un eje geométrico (x y/o y) deben satisfacer las Ecuaciones” [2.28] y [2.29] (ANSI/AISC 360 - 16, 2016, pág. 128).

a) Cuando $\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0 \quad [2.28]$$

b) Cuando $\frac{Pr}{Pc} < 0.2$

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0 \quad [2.29]$$







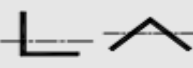

“Dónde”:

- "Pr: Resistencia axial requerida, kgf (kN)"
- "Pc: $\phi_c \cdot P_n$ = Resistencia de compresión axial de diseño,"
- "Mr: Resistencia de flexión requerida, T - m (N-mm)"
- "Mc: $\phi_b \cdot M_n$ = resistencia de flexión de diseño, T-m (N-mm)"
- " Φ_c : Factor de resistencia en compresión (LRFD) = 0,90"
- " Φ_b : Factor de resistencia en flexión (LRFD) = 0,90"
- "X: Subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte"
- "Y: Subíndice que indica flexión en torno al eje débil"

2.9.2.2 DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A COMPRESIÓN

El diseño para miembros sujetos a compresión esta detallado en el capítulo E de la AISC-360 y menciona que “la resistencia de diseño en compresión $P_c = \phi_c \cdot P_n$, o la resistencia admisible en compresión, deben ser determinadas de la siguiente manera: La resistencia de compresión nominal, P_n es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican, sean estos: pandeo por flexión, pandeo torsional, y pandeo flexo-torsional” (ANSI/AISC 360 - 16, 2016).

En la Figura 2.9 se indican los estados límites que deben ser analizados teniendo en cuenta la sección transversal y si tienen elementos esbeltos o no esbeltos.

Aplicaciones de las Secciones del Capítulo E				
Sección Transversal	Sin elementos esbeltos		Con elementos esbeltos	
	Secciones en Capítulo E	Estados Límites	Secciones en Capítulo E	Estados Límites
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E6 E3 E4	FB FTB	E6 E7	LB FB FTB
	E5		E5	
	E3	FB	N/A	N/A
Secciones Asimétricas, distintas de ángulos simples	E4	FTB	E7	LB FTB

FB = pandeo por flexión, TB = pandeo torsional, FTB = pandeo flexotorsional, LB = pandeo local, N/A = no aplica

Figura 2. 9 Estados límites a ser analizados
Fuente: (ANSI/AISC 360 - 16, 2016, pág. Cap E)

Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

La resistencia de compresión nominal, P_n , se definirá teniendo en cuenta el estado límite de pandeo por flexión usando la ecuación [2.30] (ANSI/AISC 360 - 16, 2016, pág. 83).

$$P_n = F_{cr} A_g \quad [2.30]$$

La tensión de pandeo por flexión F_{cr} , se determinará con las ecuaciones [2.31] o [2.32] (ANSI/AISC 360 - 16, 2016, pág. 83) según sea el caso:

a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, ó $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad [2.31]$$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, ó $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad [2.32]$$

F_e se expresa según la ecuación [2.33] (ANSI/AISC 360 - 16, 2016, pág. 84).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad [2.33]$$

"Dónde":

- "Ag = área bruta de la sección transversal de un miembro, cm² (mm²)"
- "E = Módulo de elasticidad del acero = 2040000 kgf/cm² (200000 MPa)"
- "Fe = tensión de pandeo elástico"
- "Fy = Tensión mínima de fluencia kgf/cm², MPa"
- "r = radio de giro, cm³ (mm³)"

Longitud efectiva

Para determinar la esbeltez de un elemento que conforma la estructura primero se definirá la longitud efectiva acuerdo con la ecuación [2.34] (ANSI/AISC 360 - 16, 2016, pág. 88).

$$L_c = KL \quad [2.34]$$

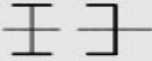


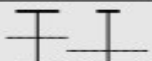
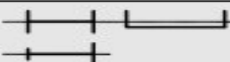


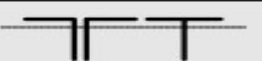


“Dónde”:

- "Lc = Longitud efectiva" (m)
- "L= longitud sin arriostramiento lateral del miembro." (m)
- "K=el factor de longitud efectiva."

Para elementos sujetos a esfuerzos de compresión se tomará un valor de K=1, siempre que no exista un análisis donde se demuestre que un valor menor sea adecuado (ANSI/AISC 360 - 16, 2016).

2.9.2.3 DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN

Esta sección esta detallada en el capítulo F de la AISC-360 y menciona que “la resistencia de diseño en flexión, $\phi_b M_n$ de perfiles tubulares circulares se tomará como el mínimo valor obtenido al analizar los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo local”, la Figura 2.10 detalla estos límites.

Tabla de Selección para la Aplicación de las Secciones del Capítulo F				
Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Alta	Esbeltez Alma	Estados límites
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	CFY, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	CFY, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC, S	Y, FLB, WLB, LTB
F8		N/A	N/A	Y, LB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB, WLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Perfiles asimétricos diferentes en ángulos simples	N/A	N/A	All limit states

Y = fluencia, CFY = fluencia en compresión ala, LTB = pandeo lateral-torsional, FLB = pandeo local ala, WLB = pandeo local alma, TFY = fluencia ala tracción, LLB = pandeo local ala, LB = pandeo local, C = compacto, NC = no-compacto, S = esbelto, N/A = no aplicable.

Figura 2. 10. Estados límites a ser analizados
Fuente: (ANSI/AISC 360 - 16, 2016)

Esta sección aplica para a miembros de sección tubular circular que posean una razón D/t menor que:

$$\frac{0.45E}{F_y}$$

Fluencia

El momento M_n se calculará según la ecuación [2.35] (ANSI/AISC 360 - 16, 2016, pág. 95).

$$M_n = M_p = F_y Z \quad [2.35]$$

Pandeo local

- "Para secciones compactas el pandeo local no se analiza".
- "Para secciones no compactas el momento M_n se calculará mediante la ecuación [2.36]" (ANSI/AISC 360 - 16, 2016, pág. 108).

$$M_n = \left[\frac{0.021E}{\left(\frac{D}{t}\right)} + F_y \right] S \quad [2.36]$$

"Dónde":

- "Z = Módulo de resistencia plástico (cm^3)"
- "S = Módulo de resistencia elástico (cm^3)"
- "D = Diámetro exterior de secciones tubulares cilíndricas, cm (mm)"
- "t = espesor en la pared, cm (mm)"

2.9.2.4 DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A CORTE

Esta sección se encuentra detallada en el capítulo G sección 5 de la AISC360 y menciona que "la resistencia nominal a corte V_n , debe ser determinada de acuerdo a los estados límite de pandeo en corte y fluencia en corte": mediante la ecuación [2.37] (ANSI/AISC 360 - 16, 2016, pág. 126).

$$V_n = F_{cr} * A_g / 2 \quad [2.36]$$

F_{cr} será el mayor entre:

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}}} \quad [2.37]$$

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \quad [2.38]$$

“Dónde”:

- "Ag: Área bruta de la sección del miembro (cm^2) mm^2 "
- "D: diámetro exterior de la sección (cm) mm "
- "Lv: distancia entre la fuerza de corte máxima y la fuerza de corte cero (cm) mm"
- "t: espesor de pared de diseño (cm) mm"

Hay que tener en cuenta que en ambas ecuaciones el valor de F_{cr} no debe exceder de $0.60F_y$, y que las ecuaciones de pandeo en corte [2.37] y [2.38] verificarán para $D/t=100$ aceros de alta resistencia y grandes longitudes, mientras que para secciones comunes la fluencia en corte se determinará usando $F_{cr}=0.60F_y$.

2.10 DEFORMACIONES EN ESTADO LÍMITE

La TIA-222-G menciona que: “a menos que se requiera lo contrario, en ningún punto de una estructura las deformaciones bajo cargas de servicio deberán superar los siguientes límites” (ANSI/TIA-222-G, 2005, pág. 49)

- Presentar una rotación de cuatro grados, respecto al eje vertical o los horizontales
- Presentar una deformación horizontal mayor al 3% de la altura total de la torre.

2.10.1 CARGAS DE SERVICIO

La TIA-222-G menciona que “Se debe definir la carga de servicio como una combinación de cargas en la que se toma en cuenta una velocidad básica del viento de 60 mph o 90km/h” (ANSI/AISC 360 - 16, 2016).

$$1.0 D + 1.0 D_g + 1.0 W.$$

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA

3.1 DETERMINACIÓN DE VELOCIDAD DE VIENTO DE DISEÑO

3.1.2 Ubicación del monopolo y definición de estaciones circundantes

Para la determinación de las velocidades máximas de viento de diseño se tomarán los datos de anuarios meteorológicos del INAMHI de 5 estaciones cercanas al sitio de ubicación del monopolo, anuarios que presentan datos de velocidades máximas mensuales desde el año 1989 hasta el año 2015; teniendo en cuenta que en algunas estaciones existen datos faltantes, esto debido a mantenimientos rutinarios en las veletas o por causas adversas.

Entonces el monopolo estará ubicado en las cercanías de la ciudad de Ambato en las siguientes coordenadas:

Latitud $1^{\circ}16'19.38''S$ y Longitud $78^{\circ}44'49.97''W$

En la Tabla 3.1 se presentan los nombres de las estaciones meteorológicas y las coordenadas de su ubicación.

Tabla 3. 1.
Estaciones Meteorológicas

NOMBRE	CÓDIGO	LATITUD	LONGITUD
PATATE	M126	$1^{\circ}18' 1'' S$	$78^{\circ} 30 ' 0'' W$
PÍLLARO	M127	$0^{\circ} 1 ' 10 '' S$	$78^{\circ} 33 ' 10 '' W$
PEDRO FERMIN CEVALLOS (COLEGIO)	M128	$1^{\circ} 21 ' 9 '' S$	$78^{\circ} 36 ' 54 '' W$
QUEROCHACA(UTA)	M258	$1^{\circ} 24 ' 0 '' S$	$78^{\circ} 35 ' 0 '' W$
CALAMACA CONVENIO INAMHI HCPT	MA1Y	$1^{\circ} 16 ' 50 '' S$	$78^{\circ} 49 ' 15 '' W$

Fuente: Propia

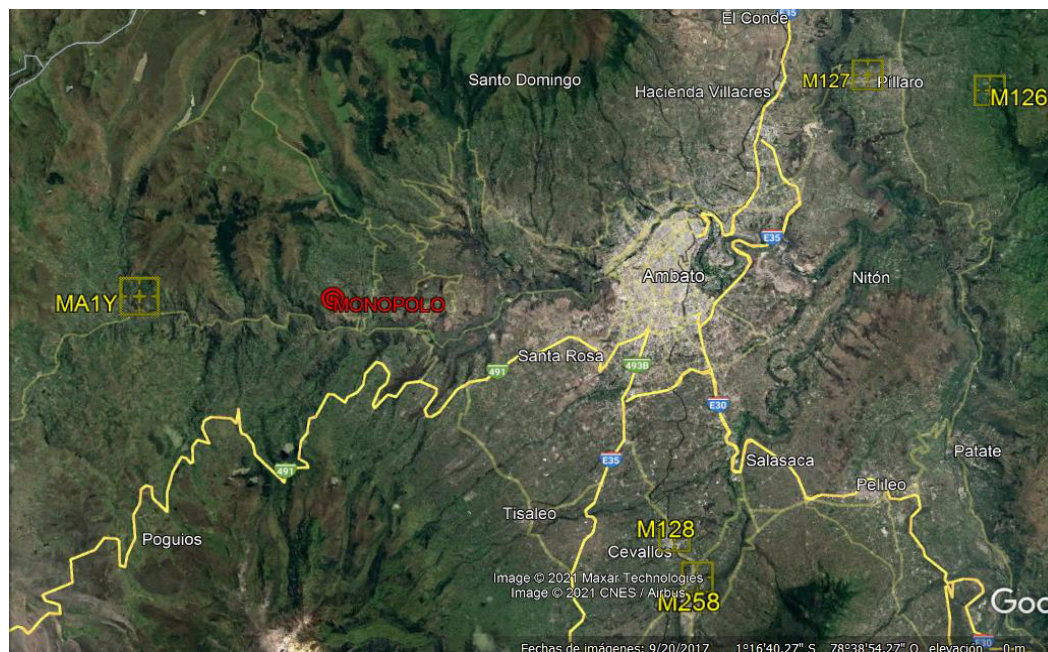


Figura 3. 1. Ubicación de Monopolo y estaciones meteorológicas
Fuente: (Google, 2001)

Utilizando el software Google Earth se obtuvo una vista espacial de la ubicación del monopolo y de las estaciones circundantes a este, tal como se indica en la Figura 3.1 .

3.1.2 Recolección y procesamiento de datos

Tomando como ejemplo la estación meteorológica M126 PATATE de la provincia de Tungurahua, la Figura 3.2 señala el registro de datos de velocidades de viento correspondientes al año 1990.

MES	EVAPORACION (mm)		NUBOSIDAD MEDIA (Octas)	VELOCIDAD MEDIA Y FRECUENCIAS DE VIENTO																Vel. Mayor Observada (m/s)	VELOCIDAD MEDIA (Km/h)		
	Suma Mensual	Máxima en 24hrs dia		N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	CALMA	Nro OBS	DIR									
ENERO			5	2,7	3	2,7	2	2,7	1	5,1	33	4,9	31	0,0	0	0,7	1	1,3	1	27	90	10,0	SE
FEBRERO			5	0,0	0	0,0	0	0,0	0	6,2	36	4,1	26	1,3	1	0,0	0	1,3	1	35	72	14,0	SE
MARZO			6	0,0	0	0,0	0	0,0	0	5,9	32	5,7	33	0,0	0	1,0	1	1,3	1	32	87	12,0	S
ABRIL			6	0,0	0	1,2	2	4,0	2	5,8	20	5,8	42	0,0	0	1,0	2	0,0	0	31	84	9,0	S
MAYO			6	0,0	0	0,0	0	1,7	1	5,1	23	4,7	37	1,3	1	0,0	0	0,0	0	38	90	8,0	SE
JUNIO			6	0,0	0	0,0	0	1,3	1	5,5	14	5,1	48	0,0	0	0,0	0	0,0	0	37	81	10,0	SE
JULIO			5	0,0	0	0,7	1	1,7	1	6,1	18	6,2	43	0,0	0	0,0	0	0,0	0	37	87	12,0	SE
AGOSTO			5	0,0	0	0,0	0	0,0	0	6,6	22	6,4	49	0,0	0	0,0	0	0,0	0	28	81	12,0	S
SEPTIEMBRE			5	0,0	0	0,0	0	0,0	0	6,1	25	5,5	40	0,0	0	0,0	0	0,0	0	36	81	18,0	SE
OCTUBRE																							
NOVIEMBRE			4	0,0	0	0,0	0	5,3	4	3,9	29	5,2	34	0,0	0	0,0	0	0,0	0	34	77	9,0	SE
DICIEMBRE			4	0,0	0	0,0	0	2,7	1	4,4	28	4,2	33	0,0	0	0,0	0	0,0	0	37	81	10,0	S
VALOR ANUAL																							

Figura 3. 2. Velocidad mayor observada
Fuente: (INAMHI, 2021)

Para este año en particular se puede observar que las máximas velocidades de viento registradas varían entre 8m/s y 18m/s, siendo esta la velocidad máxima observada equivalente a 64.8 km/h; este será el valor que se procederá a tabular junto con los valores de velocidades máximas ocurridos en diferentes años.

La Tabla 3.2 muestra el resumen de velocidades máximas medidas en la estación M126.

Tabla 3. 2.
Velocidades máximas estación M126 PATATE

N	V máx. (m/s) cronológico	Año
1	20	1982
2	16	1983
3	16	1984
4	14	1985
5	14	1986
6	18	1987
7	15	1988
8	18	1989
9	18	1990
10	17	1991
11	18	1992
12	20	1993
13	12	2001
14	10	2002
15	12	2003
16	18	2004
17	14	2007
18	12	2008
19	14	2009
20	14	2010
21	20	2011
22	14	2012
23	12	2013

Fuente: Propia

3.1.3 Aplicación Método binomial o Pearson III

Mediante el uso del método de Pearson se calculará la velocidad de viento máxima para diferentes probabilidades de ocurrencia; el procedimiento inicia colocando los valores de velocidad máxima en orden decreciente, posterior a esto se determinarán parámetros propios del método de análisis estadístico.

La Tabla 3.3 muestra el resumen de cálculos realizados para la estación M126 PATATE.

Tabla 3. 3.
Cálculo método Pearson III estación M126 PATATE

N	Vmax cronológico	Año	Vmax decremente	P (%)	Ki	Ki-1	(Ki-1) ^2	(Ki-1) ^3
1	20	1982	20	4,17	1,29	0,29	0,09	0,02
2	20	1983	20	8,33	1,29	0,29	0,09	0,02
3	20	1984	20	12,50	1,29	0,29	0,09	0,02
4	18	1985	18	16,67	1,16	0,16	0,03	0,00
5	18	1986	18	20,83	1,16	0,16	0,03	0,00
6	18	1987	18	25,00	1,16	0,16	0,03	0,00
7	18	1988	18	29,17	1,16	0,16	0,03	0,00
8	18	1989	18	33,33	1,16	0,16	0,03	0,00
9	17	1990	17	37,50	1,10	0,10	0,01	0,00
10	16	1991	16	41,67	1,03	0,03	0,00	0,00
11	16	1992	16	45,83	1,03	0,03	0,00	0,00
12	15	1993	15	50,00	0,97	-0,03	0,00	0,00
13	14	2001	14	54,17	0,90	-0,10	0,01	0,00
14	14	2002	14	58,33	0,90	-0,10	0,01	0,00
15	14	2003	14	62,50	0,90	-0,10	0,01	0,00
16	14	2004	14	66,67	0,90	-0,10	0,01	0,00
17	14	2007	14	70,83	0,90	-0,10	0,01	0,00
18	14	2008	14	75,00	0,90	-0,10	0,01	0,00
19	12	2009	12	79,17	0,78	-0,22	0,05	-0,01
20	12	2010	12	83,33	0,78	-0,22	0,05	-0,01
21	12	2011	12	87,50	0,78	-0,22	0,05	-0,01
22	12	2012	12	91,67	0,78	-0,22	0,05	-0,01
23	10	2013	10	95,83	0,65	-0,35	0,13	-0,04
		X media	15.47		Σ		0.7836	0.0025

Fuente: Propia

La probabilidad de ocurrencia se calcula así:

$$P\% = 100 \times \frac{n_i}{n_t + 1} = 100 \times \frac{1}{23 + 1} = 4.16$$

El parámetro K_i se determina de la siguiente manera:

$$K_i = \frac{V_{\max}}{X_{\text{media}}} = \frac{20}{15.47} = 1.292$$

El coeficiente de varianza y de asimetría se define así:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0.7836}{22}} = 0.1887$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^3}{(n-1)C_v^3} = \frac{0.0025}{22 * 0.1887^3} = 0.01662$$

Habrá que cumplir las condiciones indicadas inicialmente para que el método sea aplicable al caso de estudio, entonces :

$$\text{Si: } \frac{C_s}{C_v} \leq 2.0 \text{ entonces } C_s = 2C_v ;$$

$$\text{Si: } \frac{C_s}{C_v} > 2.0 \text{ entonces } C_s = C_s$$

$$\frac{0.01662}{0.1887} = 0.088 \leq 2$$

Por lo tanto

$$C_s = 2 * 0.1887 = 0.3774$$

El valor de C_s permite, encontrar el valor de ϕ de la Tabla 2.13 correspondiente; luego mediante la ecuación [2.27] hallamos la velocidad máxima de viento de diseño probable.

Por ejemplo, la velocidad máxima probable para un periodo de retorno de 20 años, con una probabilidad ocurrencia del 5% será:

$$V_{p\%} = X_{\text{media}}(1 + \phi C_v)$$

$$V_{p\%} = 15.47(1 + 1.74 * 0.1887)$$

$V_p\% = 20.54 \text{ m/s}$

Hay que indicar que la velocidad obtenida pertenece exclusivamente a la estación donde fue medida. El proceso a seguir para el resto de estaciones es similar y sus cálculos se pueden observar en el anexo N°3.

La Tabla 3.4 muestra el resumen de cálculos de velocidad de viento máxima según el periodo de retorno para la estación M126 PATATE.

Tabla 3. 4.
Resultados de velocidades máximas M126 PATATE

T = 1 / (P%) Años	P%	$\emptyset C_s=0.377$ Tabla 2.13	Vp% (m/s)	Vp% (km/h)
10000	0,01	4,56	28,8	103,7
1000	0,1	3,63	26,1	93,9
100	1	2,59	23,1	83,0
50	2	2,25	22,0	79,4
20	5	1,74	20,6	74,1
10	10	1,32	19,3	69,6
4	25	0,63	17,3	62,4
2	50	-0,07	15,3	55,0
1,33	75	-0,71	13,4	48,3
1,11	90	-1,23	11,9	42,8
1,05	95	-1,53	11,0	39,7
1,01	99	-2,05	9,5	34,2
1	99,9	-2,57	8,0	28,7

Fuente: (Propia)

La estructura que se diseñará es una estructura para uso en telecomunicaciones de tipo comercial, según la clasificación para estructuras de telecomunicaciones detallada en la ANSI-TIA-222, es una estructura de clase 2, en virtud de esto la velocidad máxima de diseño será la que actúe con un período de retorno de 50 años.

Entonces como resultado de los cálculos realizados para determinar la velocidad de viento para un periodo de 50 años de las estaciones restantes se obtiene un resumen de velocidades tal como lo indica la Tabla 3.5.

Tabla 3. 5.
Velocidades máximas TR = 50 años

NOMBRE	CÓDIGO	VELOCIDAD MAXIMA CALCULADA (km/h)
PATATE	M126	79.4
PÍLLARO	M127	54.1
PEDRO FERMIN CEVALLOS (COLEGIO)	M128	61.4
QUEROCHACA (UTA)	M258	90.1
CALAMACA CONVENIO INAMHI HCPT	MA1Y	83.6

Fuente: Propia

3.1.4 Triangulación e interpolación de datos

Tomando como base los datos de la Tabla 3.5 se procede a triangular estas velocidades, esta triangulación se puede realizar de distintas maneras, para el caso de estudio y mediante el uso del software CIVILCAD se procedió a triangular, interpolar y obtener curvas de nivel de velocidades de viento (isotacas), dentro del perímetro conformado por las estaciones meteorológicas, la Figura 3.3 indica estas curvas y la ubicación aproximada del monopolo.

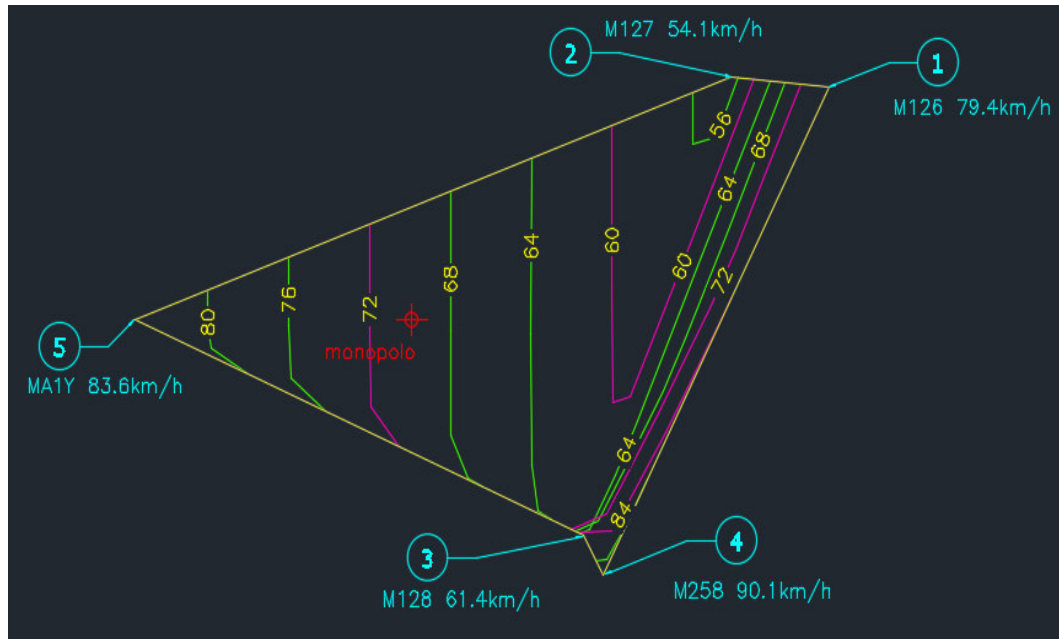


Figura 3. 3. Curvas de viento para la ubicación determinada
Fuente: Propia

De acuerdo la velocidad de viento de diseño que afectaría a la estructura en este caso de estudio, sería de aproximadamente 70km/h.

3.2 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

3.2.1 Descripción

La estructura que se diseñará, será un monopolo de 36m de altura, el cual consta de 6 secciones tubulares de acero A36 individuales, que se unen entre ellas mediante pernos A325, los equipos de telecomunicaciones, así como los accesorios para escalada se anclan al monopolo directamente.

Una propuesta inicial a la geometría de las secciones conformantes es tal como se detalla en la Tabla 3.6 y la Figura 3.4.

Tabla 3. 6.
Geometría de secciones

Geometría de la sección					Material		
Tramo	Altura inicial	Altura final	Diámetro (mm)	Espesor (mm)	Acero	Fy (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
1	0	6	680	12	A-36	2530	2040000
2	6	12	615	10	A-36	2530	2040000
3	12	18	570	10	A-36	2530	2040000
4	18	24	470	8	A-36	2530	2040000
5	24	30	453	6	A-36	2530	2040000
6	60	36	420	6	A-36	2530	2040000

Fuente: Propia

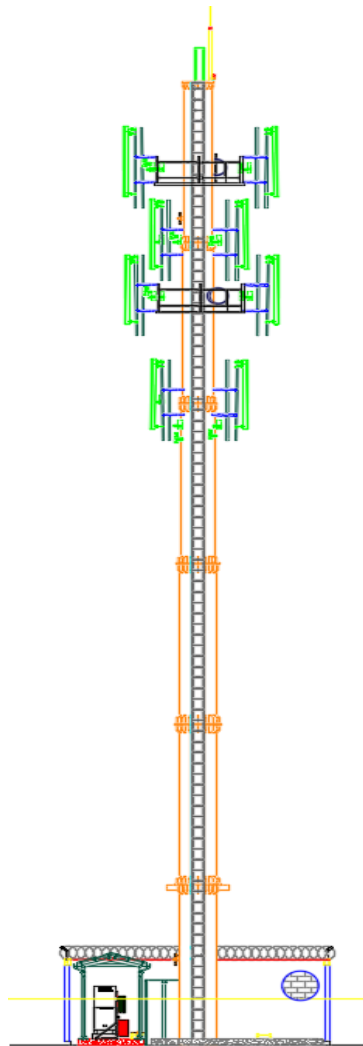


Figura 3. 4 *Esquema del monopolo*

Fuente: Propia

Si bien lo ideal sería diseñar secciones no esbeltas para esfuerzos a compresión y no compactas para esfuerzos a flexión, en la práctica se presentan limitantes.

En Virtud de esto para el caso de estudio se fabricará un monopolo con planchas de acero laminado en caliente las cuales presentan un espesor límite de 12mm, además por experiencia propia se conoce que los diámetros mínimos de secciones son 400mm, esto con la finalidad de poder instalar las escalerillas de cables y accesos.

Las especificaciones dadas por el fabricante de las planchas de acero que se utilizarán se detallan en la Figura 3.5.

Especificaciones Generales:	
Norma:	NTE INEN 115
Espesores:	ASTM A36 - SAE J 403 1008
Espesores:	2mm a 12mm
Rollos:	Ancho 1000, 1220, 1500mm
Planchas:	4 x 8 pies y medidas especiales
Acabado:	Acero Negro

Figura 3. 5. Catálogo de planchas en acero para fabricación de monopolos
Fuente: (DIPAC, 2021)

3.2.2 Materiales

Para todos los elementos estructurales los materiales son:

- Acero de secciones = A36

3.3 ANÁLISIS DE CARGAS

3.3.1 Carga muerta

La carga muerta estará conformada por el peso propio de la estructura el cual será calculado por el programa SAP2000 a partir de la definición de secciones, adicional se deberá tener en cuenta el peso de accesorios y equipos de telecomunicaciones y la altura a la que se encuentran, tal como se detallan en la Tabla 3.7.

Tabla 3. 7.
Pesos y secciones de equipos de telecomunicaciones

Tipo de antena	Modelo	#	Diámetro [m]	Largo [m]	Ancho [m]	Profundo [m]	Altura	Peso [kg]	Orientación azimuth
ANTENNA RF CLARO	dbxlh-6565c-vtm	3	N/A	2,577	0,269	0,132	33	21,7	90
ANTENNA RF CLARO	dbxlh-6565c-vtm	3	N/A	2,577	0,269	0,132	33	21,7	250
RRU CLARO	huawei 3952	3	N/A	0,4	0,17	0,3	31	20	90
RRU CLARO	huawei 3952	3	N/A	0,4	0,17	0,3	31	20	250
ANTENNA RF TELEFÓNICA	dbxlh-6565c-vtm	3	N/A	2,577	0,269	0,132	29	21,7	90
ANTENNA RF TELEFÓNICA	dbxlh-6565c-vtm	3	N/A	2,577	0,269	0,132	29	21,7	250
RRU TELEFÓNICA	huawei 3952	3	N/A	0,4	0,17	0,3	27	20	90
RRU TELEFÓNICA	huawei 3952	3	N/A	0,4	0,17	0,3	27	20	250
ANTENNA RF CNT	dbxlh-6565c-vtm	4	N/A	2,577	0,269	0,132	28	21,7	90
RRU CNT	huawei 3952	4	N/A	0,4	0,17	0,3	28	20	250

Fuente: Propia

3.3.2 Carga de viento:

3.3.2.1 Fuerza de viento de diseño sobre la estructura

Como ejemplo se mostrará el proceso de cálculo para la primera sección del monopolo, es decir altura inicial 0 y altura final 6.

Coefficiente de presión dinámica

Se deberá calcular (K_z) en base a la categoría de exposición.

$$K_z = 2.01 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/\alpha} \quad [2.7]$$

$$K_z \text{ mín} \leq K_z \leq 2.01$$

Según la Tabla 2.3 se define que la categoría de exposición es B, por lo cual se dé la Tabla 2.4 se obtienen los siguientes parámetros.

- " $z_g = 366\text{m}$ "
- " $\alpha = 7$ "
- " $K_z \text{ mín} = 0.7$ "
- " $K_e = 0.9$ "

Entonces:

$$K_z = 2.01 \left(\frac{6}{366} \right)^{2/7}$$

$K_z = 0.62 < K_z \text{ mín}$, por lo tanto $K_z = K_z \text{ mín} = 0.7$

Factor topográfico

El efecto acelerador del viento se incluye en el diseño usando el factor K_{zt} mediante:

$$K_{zt} = \left[1 + \frac{K_e K_t}{K_h} \right]^2 \quad [2.8]$$

$$K_h = e^{\left(\frac{f_z}{H} \right)} \quad [2.9]$$

Para determinar la categoría topográfica y siguiendo las recomendaciones de la norma TIA-222-G, mediante el uso del software Google Earth se determina el perfil longitudinal del terreno a una distancia de 2 millas o 3.2km alrededor de la estructura, tal como se muestra en la Figura 3.6 y Figura 3.7.

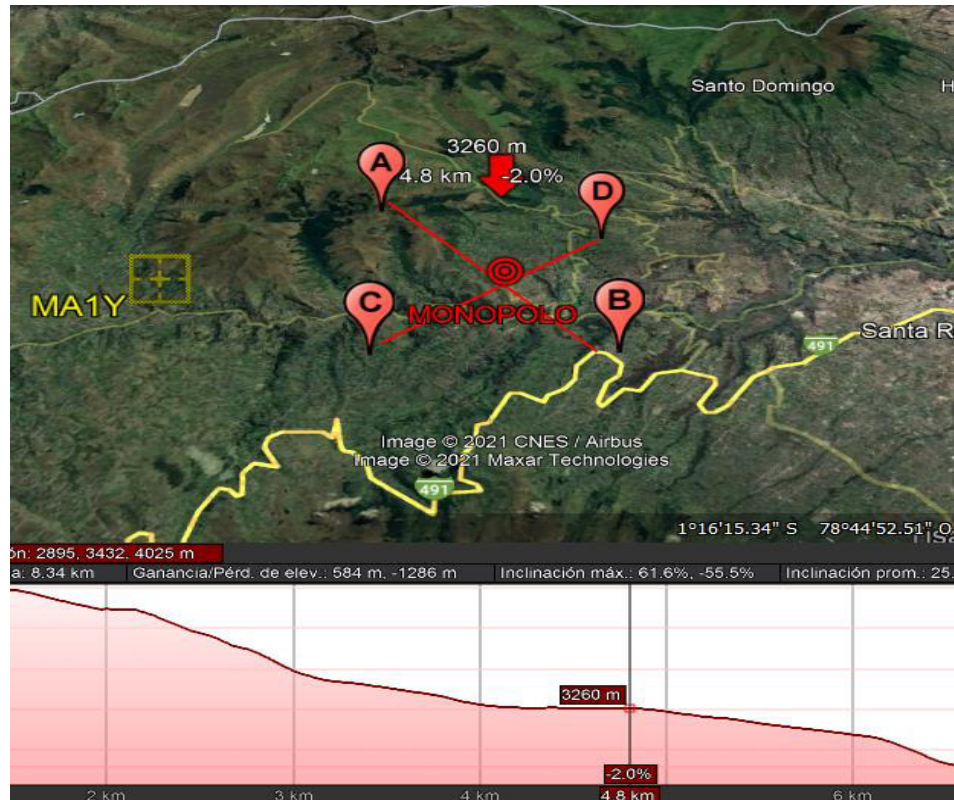


Figura 3. 6. Perfil Longitudinal A-B
Fuente: Propia

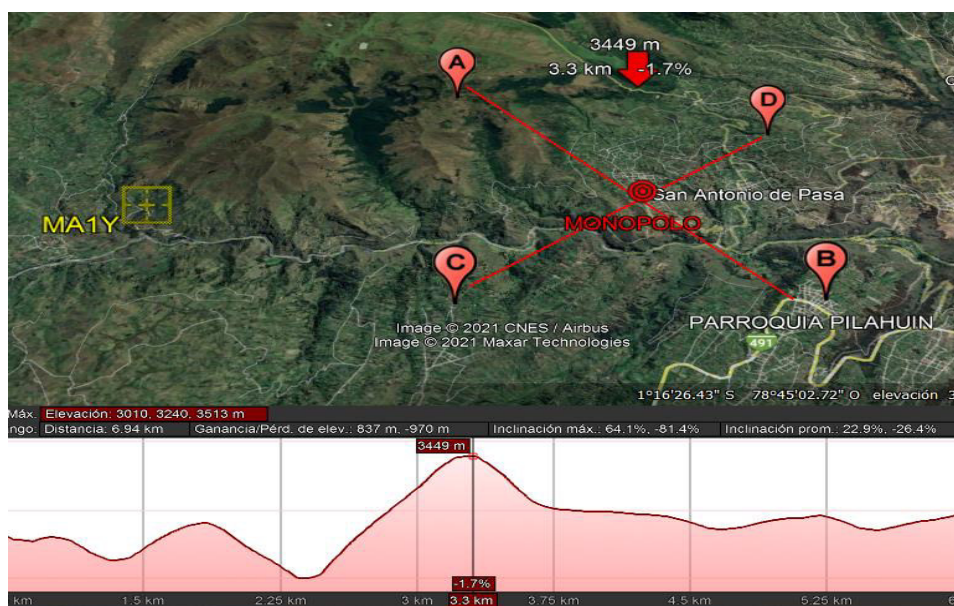


Figura 3. 7. Perfil Longitudinal C-D
Fuente: Propia

Así mismo se determina que $H = 438\text{m}$, correspondiente a la cresta sobre el terreno circundante se detalla en la Figura 3.8.



Figura 3. 8. Altura de la cresta

Fuente: Propia

Teniendo en cuenta que la categoría topográfica 3 es la que mejor se ajusta al caso de estudio, usando la tabla 2.5 se definen los parámetros:

- " $K_t = 0.53$ "
- " $f = 2$ "

$$K_h = e^{\left(\frac{2 \cdot 3}{438}\right)}$$

$$K_h = 1.013$$

$$K_{zt} = \left[1 + \frac{0.9 \cdot 0.53}{1.027}\right]^2$$

$$K_{zt} = 2.162$$

Factor K_d

De la Tabla 2.1 se determina que el valor de $K_d = 0.95$, por tratarse de una estructura tipo monoposte.

Factor de importancia

Según la TIA-222-G al ser una estructura de clase 2 y de acuerdo a la Tabla 2.2 indica que el factor de importancia es igual a 1.

Presión dinámica

La presión dinámica, q_z se calcula así:

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V I \quad [2.6]$$

$$q_z = 0.613 * 0.7 * 2.162 * 0.95 * 19.4^2 * 1$$

$$q_z = 333.28$$

Factor G_h

“Para las estructuras que presentan una altura menor o igual que 450 ft [137 m] el factor de ráfaga deberá ser igual a 0.85” (ANSI/TIA-222-G, 2005).

Por lo tanto, $G_h = 0.85$

Área proyectada efectiva de las estructuras tipo monoposte

$(EPA)_s$, de un monopolo se define mediante la siguiente ecuación.

$$(EPA)_s = C_f A_p \quad [2.12]$$

Para establecer si las ráfagas de viento se encuentran en un flujo subcrítico, transicional o supercrítico se determina C así:

$$C = (I K_z K_{zt})^{0.5} (V)(D) \quad [2.13]$$

$$C = (1 * 0.7 * 2.144 K_{zt})^{0.5} (19.4)(0.68)$$

$$C = 16.20$$

De acuerdo a la Tabla 2.6 se define que si C es menor que 8.7, el viento se encuentra en un régimen de flujo supercrítico, al encontrarse en un régimen de flujo supercrítico y de acuerdo a la Tabla 2.6 encontramos que el coeficiente de fuerza C_f es igual a 0.6.

Entonces:

$$(EPA)_s = 0.6 * \left(\frac{680}{1000} \right) * 6$$

$$(EPA)_s = 2.448$$

La fuerza de viento se determina mediante la ecuación.

$$F_{st} = qz Gh (EPA)_s \quad [1.5]$$

Entonces la fuerza que actuará sobre la sección será:

$$F_{st} = 330.38 * 0.85 * 2.448$$

$$F_{st} = 687.46 \text{ N } \text{ ó } 0.071 \text{ T}$$

Esta fuerza es puntual y está ubicada en el baricentro de la sección, al ingresarla al SAP2000 se convertirá en distribuida al dividir para su longitud así:

$$F_{st \text{ dist}} = \frac{0.071}{6} * 1000$$

$$F_{st \text{ dist}} = 11.76 \text{ Kg/m}$$

Las Tablas 3.8 y 3.9 muestran el resumen de los resultados de cargas de viento que actuarían en cada tramo del monopolo para la velocidad de diseño de 70 km/h y 120km/h respectivamente, teniendo en cuenta que aún no se han definido las secciones definitivas del monopolo, por lo que estas fuerzas presentarán variaciones.

Tabla 3. 8.
Fuerzas de diseño sobre la estructura V=70km/h

Sección	Altura (m)	Diámetro (mm)	Área (m ²)	EPA	Kz	Kzt	qz	Fuerza (N)	Live (Ton)	Fst dist (kg/m)
1	3	680	4,08	2,448	0,70	2,162	333,28	693,49	0,0712	11,870
2	9	615	3,69	2,214	0,70	2,125	326,27	614,01	0,0631	10,510
3	15	570	3,42	2,052	0,81	2,089	371,16	647,38	0,0665	11,081
4	21	470	2,82	1,692	0,89	2,055	401,84	577,92	0,0594	9,892
5	27	453	2,718	1,6308	0,95	2,021	424,73	588,75	0,0605	10,077
6	33	420	2,52	1,512	1,01	1,989	442,61	568,84	0,0584	9,737

Fuente: (Propia)

Tabla 3. 9.
Fuerzas de diseño sobre la estructura V=120km/h

A	Altura (m)	Diámetro (mm)	Área (m ²)	EPA	Kz	Kzt	qz	Fuerza (N)	Live (Ton)	Carga distribuida (kg/m)
1	3	680	4,08	2,448	0,70	2,162	979,44	2038,01	0,2093	34,884
2	9	615	3,69	2,214	0,70	2,125	958,84	1804,45	0,1853	30,886
3	15	570	3,42	2,052	0,81	2,089	1090,76	1902,51	0,1954	32,565
4	21	470	2,82	1,692	0,89	2,055	1180,91	1698,39	0,1744	29,071
5	27	453	2,718	1,6308	0,95	2,021	1248,17	1730,19	0,1777	29,615
6	33	420	2,52	1,512	1,01	1,989	1300,72	1671,69	0,1717	28,614

Fuente: (Propia)

La carga o fuerza de viento generada en cada sección por la velocidad de viento de 120km/h es 3 veces mayor con respecto a la carga generada por el viento de 70km/h, esto tiene sentido debido a que en el cálculo de la fuerza el parámetro de la velocidad esta elevado al cuadrado.

3.3.3.2 Carga de viento sobre antenas

Como ejemplo se mostrará el proceso de cálculo para una antena ubicada a 33m de altura, la fuerza de viento de diseño se calculará según las ecuaciones:

$$FA = qz Gh (EPA)A \quad [2.14]$$

$$qz = 0.613 Kz Kzt Kd V^2 I \quad [2.6]$$

$$Kz = 2.01 \left(\frac{z}{zg} \right)^{2/\alpha} \quad [2.7]$$

$$Kzt = \left[1 + \frac{Ke Kt}{Kh} \right]^2 \quad [2.8]$$

$$Kh = e^{\left(\frac{fz}{H} \right)} \quad [2.9]$$

Kd, Ke, f, H, Kt, zg, Kzmín, α , V, I y el parámetro Gh son los mismos utilizados para establecer las fuerzas de diseño sobre la estructura.

Entonces:

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

$$Kh = e^{\left(\frac{2 \cdot 33}{438} \right)}$$

$$Kh = 1.1626$$

$$Kzt = \left[1 + \frac{Ke Kt}{Kh} \right]^2$$

$$Kzt = \left[1 + \frac{0.9 \cdot 0.53}{1.1626} \right]^2$$

$$Kzt = 1.99$$

$$Kz = 2.01 \left(\frac{z}{zg} \right)^{2/\alpha}$$

$$Kz = 2.01 \left(\frac{33}{366} \right)^{2/7}$$

$$Kz = 1.01$$

$$qz = 0.613 Kz Kzt Kd V^2 I$$

$$qz = 0.613 \cdot 1.0107 \cdot 1.988 \cdot 0.95 \cdot 19.4^2 \cdot 1$$

$$qz = 442.60$$

Área efectiva de antenas

Esta área se establecerá según la ecuación [2.15]

$$(EPA)A = Ka[(EPA)N\cos^2(\phi) + (EPA)T\sin^2(\phi)] \quad [2.15]$$

Al considerar que el viento golpea de manera frontal o posterior al accesorio se tiene que:

$$(EPA)N = \text{largo} * \text{ancho}$$

$$(EPA)N = 2.577 * 0.268$$

$$(EPA)N = 0.6932$$

Y si el viento golpea de manera lateral al accesorio

$$(EPA)T = \text{largo} * \text{ancho}$$

$$(EPA)T = 2.577 * 0.132$$

$$(EPA)T = 0.34$$

$$(EPA)N > (EPA)T$$

$$(EPA)A = (EPA)N = 0.6932$$

Con los parámetros calculados anteriormente se procede a establecer la fuerza de viento sobre el accesorio

$$FA = qz Gh (EPA)A$$

$$FA = 442.6 * 0.85 * 0.6932$$

$$FA = 1564.7 \text{ N } \text{ ó } 0.0159T$$

Esta será la fuerza que se ingresará en el SAP 2000 como carga viva puntual en el sentido del viento y a una altura de 33m

Las Tablas 3.10 y 3.11 muestran el resumen de los resultados de fuerza de viento de diseño que actuaría en cada accesorio para la velocidad de diseño de 120km/h y 70km/h respectivamente.

Tabla 3. 10.*Fuerzas de diseño sobre los accesorios v=120km/h*

N°	Equipo	Altura (m)	Peso kg	EPA	Kz	Kzt	Qz (N/m ²)	Fuerza (N)	Fa (kg)	TOTAL, Fa(kg)	dead
6	Antena Rf Claro	33	21,7	0,69	1,01	1,99	1300,72	1048,32	106,897	641,381	130,2
6	RRU Claro	31	20	0,12	0,99	2,00	1284,52	177,58	18,108	108,648	120
6	Antena Rf Telefónica	29	21,7	0,70	0,97	2,01	1267,06	1007,60	102,745	616,471	130,2
6	RRU Telefónica	27	20	0,12	0,95	2,02	1248,17	169,43	17,277	103,663	120
4	Antena Rf CNT	28	21,7	0,70	0,96	2,02	1257,80	995,69	101,530	406,120	86,8
4	RRU CNT	28	20	0,12	0,96	2,02	1257,80	171,52	17,490	69,960	80

Fuente: (Propia)

Tabla 3. 11.*Fuerzas de diseño sobre los accesorios v=70km/h*

N°	Equipo	Altura (m)	Peso kg	EPA	Kz	Kzt	qz (N/m ²)	Fuerza (N)	Fa(kg)	TOTAL Fa(kg)	dead
6	Antena Rf Claro	33	21,7	0,69	1,01	1,99	442,61	260,80	26,594	159,561	130,2
6	RRU Claro	31	20	0,12	0,99	2,00	437,09	44,58	4,546	27,277	120
6	Antena Rf Telefónica	29	21,7	0,70	0,97	2,01	431,15	255,29	26,032	156,191	130,2
6	RRU Telefónica	27	20	0,12	0,95	2,02	424,73	43,32	4,418	26,505	120
4	Antena Rf CNT	28	21,7	0,70	0,96	2,02	428,00	253,42	25,842	103,367	86,8
4	RRU CNT	28	20	0,12	0,96	2,02	428,00	43,66	4,452	17,807	80

Fuente: (Propia)

3.4 CARGA DE SISMO

Factor de zona Z

La zona sísmica en la que se encuentra toda la provincia de Tungurahua es la V, con un factor $z = 0.4$

Coefficientes de perfil de suelo

Aguiar en su estudio Microzonificación sísmica de Ambato, determinó que "En la ciudad de Ambato, básicamente se tienen dos tipos de suelos de acuerdo a la clasificación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción de 2015, y

son los identificados como perfil de suelos tipo C y mayormente de tipo D" (Aguar & Rivas, 2018, pág. 93).

Entonces se determina que el tipo de suelo correspondiente al lugar donde se ubicará el monopolo es de tipo D, de acuerdo con esto de las tablas 2.6, 2.7 y 2.8 se obtienen los factores F_a , F_d y F_s , los cuales toman los valores de:

- "Fa = 1.2"
- "Fd = 1.19"
- "Fs = 1.28"

Determinación de T (Periodo de vibración)

Se definirá así:

$$T = Ct h n^\alpha \quad [2.22]$$

$C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.8$: de la Tabla 2.10 estructura sin arrostramientos $h_n = 36$ altura de la estructura.

$$T = 0.072 * 36^{0.8}$$

$$T = 1.2658$$

Así mismo los valores de los períodos límites T_o y T_c se define mediante las ecuaciones [2.18] y [2.19].

$$T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad [2.18]$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad [2.19]$$

$$T_o = 0.10 * 1.28 \frac{1.19}{1.2}$$

$$T_o = 0.127$$

$$T_c = 0.55 * 1.28 \frac{1.19}{1.2}$$

$$T_c = 0.698$$

Espectro de respuesta

Este espectro se obtiene por medio del uso de las ecuaciones [2.16] y [2.17].

$$S_a = nZF a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad [2.16]$$

$$S_a = nZF a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad [2.17]$$

“Como”:

$$"T=1.2658 > 0.698 "$$

$$"n= 2.48 \text{ para provincias de la Sierra}"$$

$$"r = 1 "$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2 \frac{0.698^1}{1.6456}$$

$$S_a = 0.505g$$

Cortante basal

Se establecerá mediante la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I S_a(T a)}{R \emptyset E \emptyset P} W \quad [2.21]$$

I= 1.3 de la Tabla 2.12

$\emptyset E=1$ y $\emptyset P=1$ Se definieron usando la Tabla 13 y 14 de la NEC15 en la sección 5.2.3, así como $R= 2$ de la Tabla 2.11 (estructura en forma de péndulo invertido).

Carga reactiva

W= (Resultado de SAP2000)

La Figura 3.9 muestra el cálculo del espectro de diseño, así como del cortante basal y de los factores c y k, teniendo en cuenta el peso que se produce por secciones para velocidad de viento de 70km/h.

Detalle	Símbolo	Valores	Unidades	Comentarios
Peso de la estructura	W	1,71	Ton	Peso propio de estructura y equipos
Factor de zona (Manta)	Z	0,4		V
Factor de importancia de la estructura	I	1,3		Estructura de telecomunicaciones
Coefficiente de amplificación del suelo en zona de período corto	Fa	1,2		Suelo tipo D
Coefficiente de amplificación de las coordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd	1,19		Suelo tipo D
Coefficiente de comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1,28		Suelo tipo D
Coefficiente dependiente del tipo de estructura	Ct	0,072		Estructura de acero sin arriostamientos
Coefficiente dependiente del tipo de estructura	α	0,800		Estructura de acero sin arriostamientos
Altura de estructura	hn	36	m	
Período calculado con DBF (NEC 15)	T1	1,2658	seg	NEC-SE-DS 2015 Sección 6.3.3.a.
1,3*(Período calculado con DBF)	1,3*T1	1,6456	seg	Período máximo aceptable
Período obtenido del modelo computacional	T2	1,6456	seg	Software SAP2000
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	2		Estructura en forma de péndulo invertido
Relación de amplificación espectral	η	2,48		Provincia de tungurahua
Factor de diseño de espectro elástico	r	1		Suelo tipo D
Período límite en espectro elástico	To	0,127	seg	
Período límite en espectro elástico	Tc	0,698	seg	
Espectro de respuesta elástico de aceleraciones	Sa(Ta)	0,5050257	g	
Coefficiente de irregularidad en planta	ϕ_p	1		
Coefficiente de irregularidad en elevación	ϕ_e	1		
Coefficiente de cortante basal	Coef.	0,328		
Cortante basal	V	0,56	Ton	
Factor de distribución de fuerzas laterales	K	1,5727878		Distribución triangular

Figura 3. 9. Espectro de diseño

Fuente: (Propia)

3.5. MODELADO DE ESTRUCTURA EN SAP 2000

Para el caso propuesto de geometría inicial en la Tabla 3.6 se procederá a realizar el modelado.

3.5.1 Ingreso del material

Las propiedades del material se muestran en la Figura 3.10.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: Acero secciones monopolo

Material Type: Steel

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7,849

Mass per Unit Volume: 0,8004

Units: Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20389019,

Poisson, U: 0,3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 7841930,

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 25310,507

Minimum Tensile Stress, Fu: 40778,04

Expected Yield Stress, Fye: 37965,76

Expected Tensile Stress, Fue: 44855,84

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 3. 10. Acero 36 propiedades
Fuente: (Propia)

3.5.2 Ingreso de la geometría de la sección

La Figura 3.11 indica los ejes usados para el entorno de trabajo.

Define Grid System Data

System Name: GLOBAL

X Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
A	0	Primary	Yes	End	
B	1	Primary	Yes	End	

Y Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
1	0	Primary	Yes	Start	
2	1	Primary	Yes	Start	

Z Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc
Z7	28	Primary	Yes	End
Z8	30	Primary	Yes	End
Z9	32	Primary	Yes	End
Z10	33	Primary	Yes	End
Z11	34	Primary	Yes	End
Z12	35	Primary	Yes	End

Grid Lines

Quick Start...

Diagram showing grid lines A and B, and 1 and 2.

Display Grids as

Ordinates Spacing

Hide All Grid Lines

Glue to Grid Lines

Bubble Size: 0.625

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Figura 3. 11. Geometría estructura
Fuente: (Propia)

3.5.3 Ingreso de secciones de elementos estructurales

Como ejemplo se define la sección inicial: sus propiedades geométricas, además del acero utilizado como se indica en la figura 3.12.

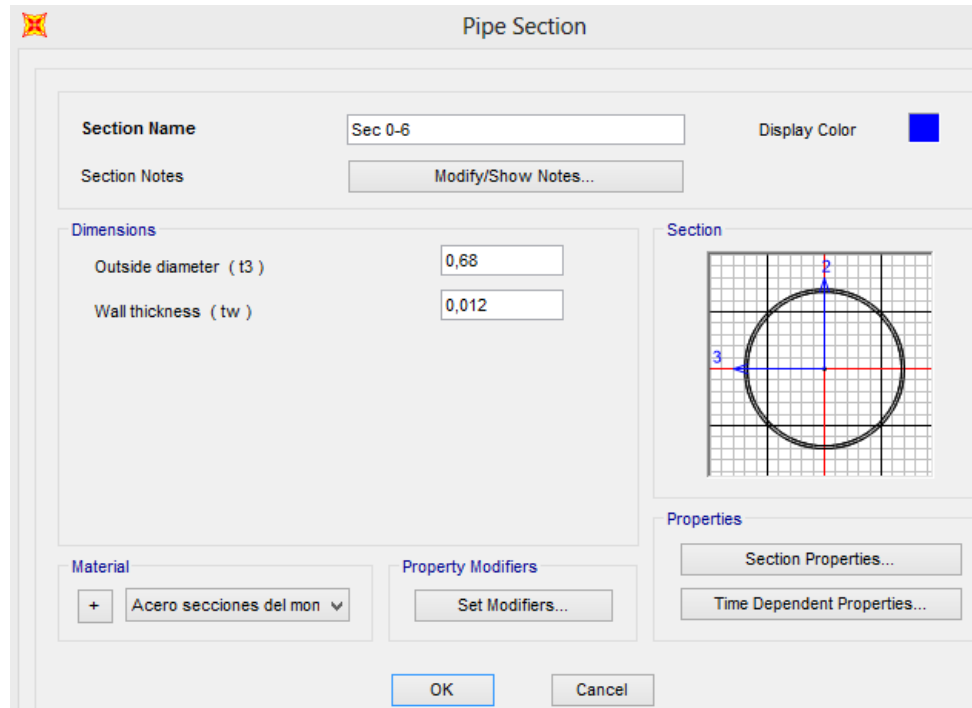


Figura 3. 12. Geometría de secciones
Fuente: (Propia)

3.5.4 Ingreso cargas

Como ejemplo se indicará el ingreso de cargas para el monopolo afectado por 120km/h como velocidad de viento de diseño.

3.5.4.1 Patrones de carga

Los patrones de carga que se utilizarán son:

Carga muerta: peso propio de estructura y peso de accesorios.

Carga viva: carga de viento.

3.5.4.1 Carga muerta.

Dentro del patrón de carga muerta se ingresan los pesos de accesorios, antenas como cargas muertas puntuales a diferentes alturas, tal como se observa en la Figura 3.13.

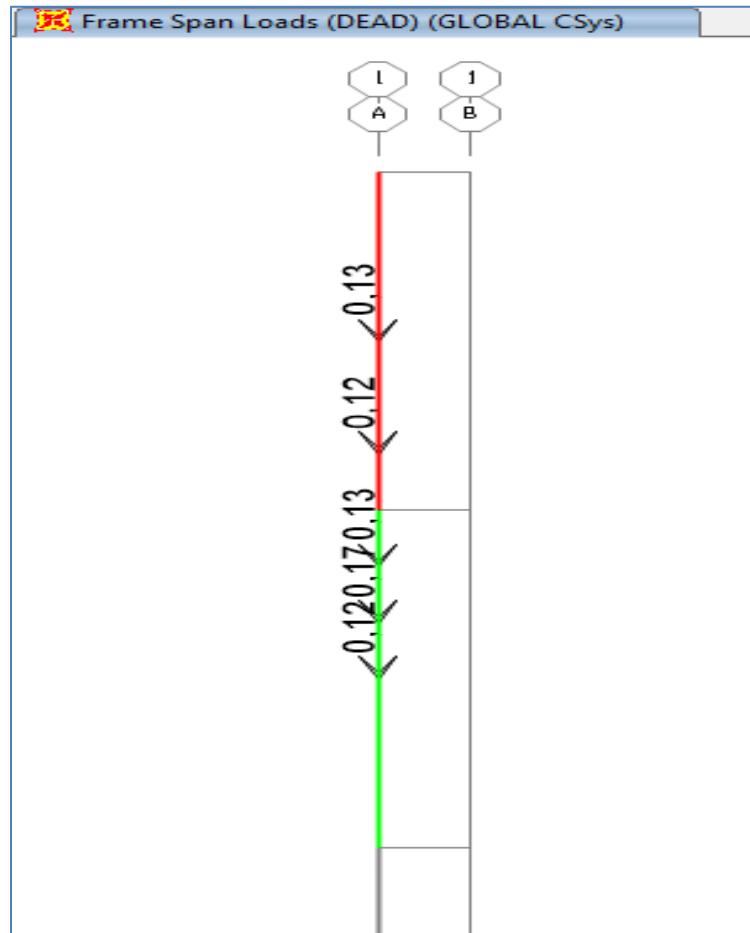


Figura 3. 13. Peso de equipos de telecomunicaciones
Fuente: (Propia)

3.5.4.2 Carga de viento

Se ingresa la carga de viento como patrón de carga viva, esta será la producida por el empuje del viento; estará distribuida en los elementos estructurales y será puntual a la altura de los distintos accesorios, la Figura 3.14 muestra un esquema de las cargas de viento actuantes.

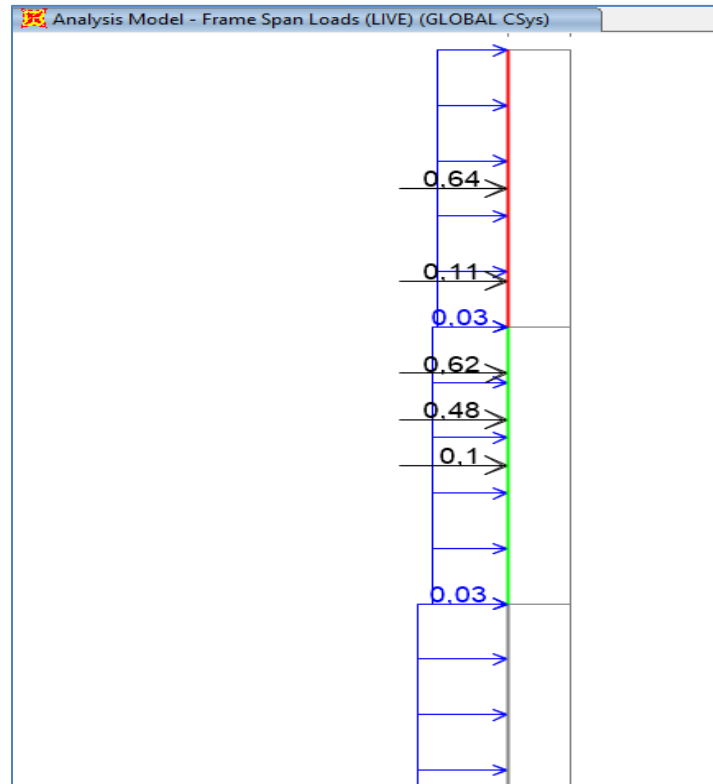


Figura 3. 14. Cargas por viento en estructura
Fuente: (Propia)

3.5.4.3 Ingreso de cargas por sismo

El sismo de diseño se ingresa como patrón de carga tanto para la dirección “x” y la dirección “y”; tal como se detalla en la figura 3.15 y los coeficientes C y K de cortante basal como indica la Figura 3.16.

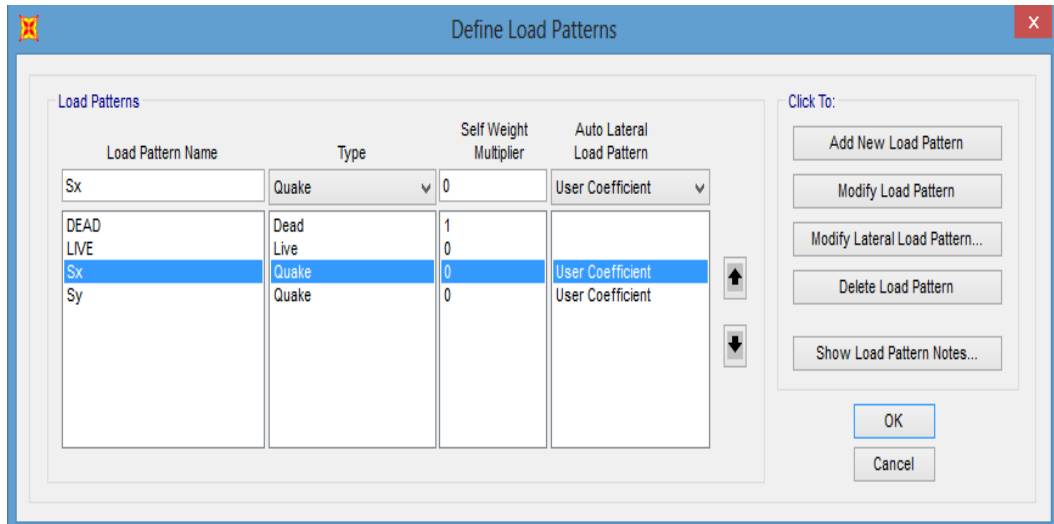


Figura 3. 15. Cargas por sismo
Fuente: (Propia)

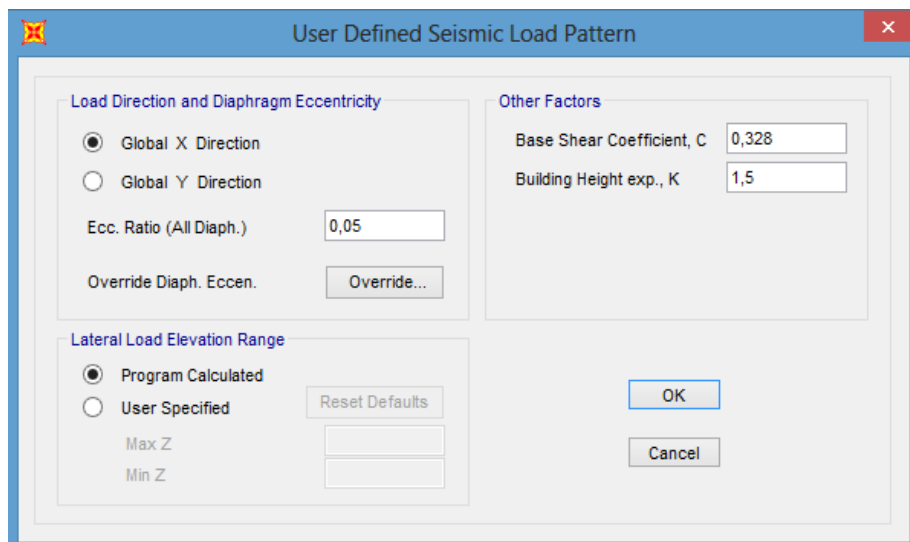


Figura 3. 16 Coeficientes c y k para sismo
Fuente: (Propia)

3.5.4.4 Combinaciones de carga

La figura 3.17 muestra las combinaciones de carga ingresadas, incluyendo la envolvente, combinaciones mencionadas en la TIA-222-G.

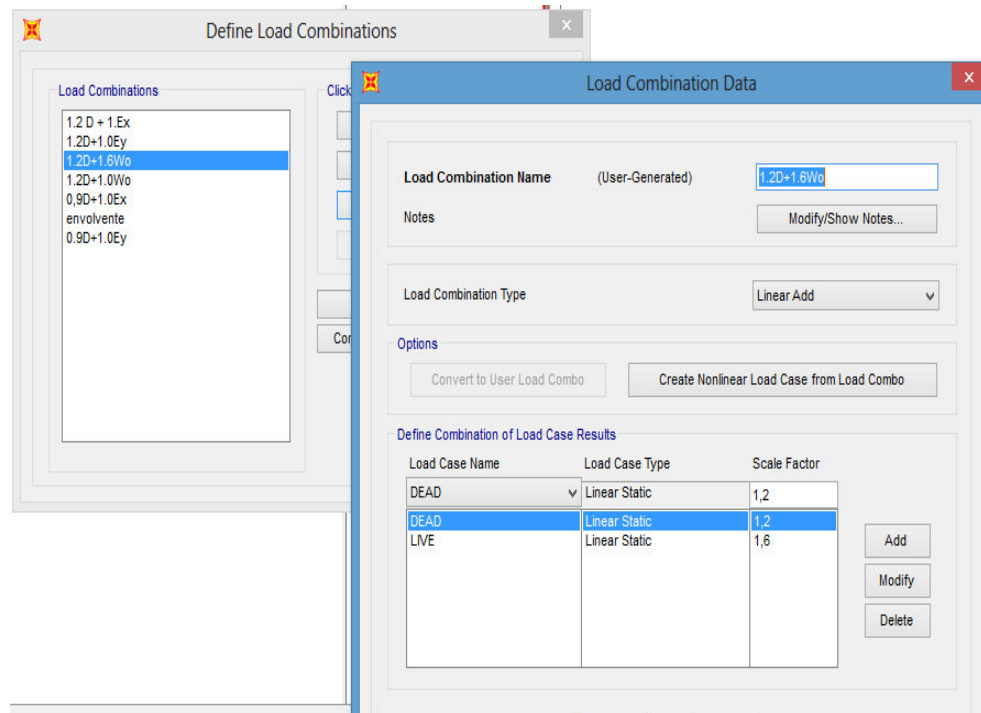


Figura 3. 17 Combinaciones de Carga
Fuente: (Propia)

3.6. DISEÑO DE SECCIONES METÁLICAS

El diseño de secciones es iterativo, es decir se buscará las secciones óptimas comprobando que se cumplan los estados límites establecidos por la AISC 360-16 para diseño de secciones sometidas a carga axial y flexión (LRFD).

Como ejemplo se muestra el diseño para la sección del monopolo afectado por una velocidad de diseño de 120km/h, esta sección está comprendida entre 6 y 12 metros de altura como se indica en la propuesta expuesta en la Tabla 3.6.

La sección que se diseñará presenta las siguientes características

- diámetro =680 mm
- espesor =12 mm
- altura = 6m

Para las secciones propuestas inicialmente, las solicitaciones de momentos y fuerzas axiales bajo la envolvente de diseño se observan en la figura 3.18.

El capítulo H de la AISC-360-16 detalla que “la interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y miembros con simetría simple deben satisfacer las Ecuaciones [2.28] y [2.29]” (ANSI/AISC 360 - 16, 2016).



Figura 3. 18. Diagramas fuerza axial y momentos
Fuente: (Propia)

Entonces se define que para la sección que se diseñará las solicitaciones son:

$$Pr=5.62 \text{ T}, Mr=126.89\text{Tm y } Vr=5.13$$

$$Mrx=Mr_y=97.31$$

a) Cuando $\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad [2.28]$$

b) Cuando $\frac{Pr}{Pc} < 0.2$

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad [2.29]$$

3.6.1 Diseño de miembros sujetos a compresión

Determinación de Pn

Pandeo local

$$\lambda_r = D/e$$

$$\lambda_r = 680/12$$

$$\lambda_r = 56.7$$

Límite según B4.1a

$$\lambda = 0.11 * \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda = 0.11 * \frac{2040000}{2530} = 88.7$$

$$\lambda_r = 56.7 < 88.7 \text{ Sección no esbelta}$$

Pandeo por flexión

La resistencia de compresión nominal, Pn se determinará mediante:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad [2.30]$$

$$K = 1$$

Primero se determina el radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{\text{Inercia}}{\text{area}}} = \sqrt{\frac{140511.1}{251.83}} = 23.62$$

Después se encuentra la relación entre longitud efectiva y radio de giro

$$\frac{KL}{r} = \frac{1*600\text{cm}}{23.62\text{cm}} = 25.4$$

Y se comprueba la desigualdad

$$\text{Como: } \frac{KL}{r} < \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$25.4 < 28.4$$

De acuerdo a lo anterior la fuerza crítica está dada por las ecuaciones:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad [2.31]$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad [2.33]$$

Antes se calcula el esfuerzo efectivo así:

$$F_e = \frac{\pi^2 2040000}{(25.4)^2} = 31205.45 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

Entonces se encuentra F_{cr}

$$F_{cr} = (0.658^{0.081}) * 2530$$

$$F_{cr} = 2029.12 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

Con el valor de F_{cr} se determina que la resistencia nominal a compresión será:

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

$$P_n = 2029.12 \cdot 251.83$$

$$P_n = 510993.6 \text{ (Kgf)} \text{ ó } 510.99 \text{ (T)}$$

3.6.2 Diseño de miembros sujetos a flexión

Determinación de M_n

Pandeo local

$$\lambda = 56.7$$

Límites según B4.1b

$$\lambda_p = 0.07 \cdot \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_p = 0.11 \cdot \frac{2040000}{2530} = 56.44$$

$$\lambda_r = 0.31 \cdot \frac{E}{F_y}$$

$$\lambda_r = 0.31 \cdot \frac{2040000}{2530} = 250$$

Al determinar en qué límites se encuentra la sección se concluye que:

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$$

$56.44 < 56.7 < 250$ Sección no compacta.

Fluencia

Para secciones no compactas se deberá escoger entre el menor momento determinado por las ecuaciones.

$$M_n = M_p = F_y Z \quad [2.37]$$

$$M_n = \left[\frac{0.021E}{\left(\frac{D}{t}\right)} + F_y \right] S \quad [2.38]$$

“Dónde”:

Z: Módulo de resistencia plástico (cm^3) = 5565.4

S: Módulo de resistencia elástico (cm^3) = 4132.6

El momento plástico por fluencia será:

$$M_p = 2530 * 5565.4 = 14080574.5(\text{kgf.m}) \quad \text{ó} \quad 140.84(\text{T.m})$$

Y el momento nominal por fluencia será:

$$M_n = \left[\frac{0.021 * 2040000}{56.7} + 2530 \right] * 4132.6$$

$$M_n = 13579984.96(\text{Kgf.m}) \quad \text{ó} \quad 135.8(\text{T.m})$$

Como M_n es el menor valor entre M_p y M_n se determina que:

$$M_n = 135.8(\text{Tm})$$

Diseño por Cortante

Se determinará mediante la ecuación:

$$V_n = F_{cr} * A_g / 2 \quad [2.36]$$

F_{cr} será el mayor entre:

$$F_{cr1} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^4}} \quad [2.37]$$

$$F_{cr2} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^2} \quad [2.38]$$

Entonces se calcula los valores de esfuerzo por corte

$$F_{cr1} = \frac{1.60 * 2040000}{\sqrt{\frac{6}{0.68} \left(\frac{0.68}{0.012}\right)^4}}$$

$$F_{cr1} = 7067.55 (\text{kg/cm}^2)$$

$$F_{cr_2} = \frac{0.78 * 204000}{\left(\frac{0.68}{0.012}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

$$F_{cr_2} = 3730.2 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

La norma AISC360-16 menciona como condición que en ambas ecuaciones el valor de F_{cr} no debe sobrepasar $0.60F_y$, entonces:

$$0.60 * 2530 = 1518 \text{ (kg/cm}^2\text{)},$$

Como ambos valores superan este límite se toma como valor de $F_{cr}=1518 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$, y se procede a calcular el cortante resistente así:

$$V_n = 1518 * 251.83 / 2$$

$$V_n = 191138.9 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \text{ ó } 191.14 \text{ (Ton)}$$

La resistencia nominal a corte será

$$V_n = 0.9 * 191.14 = 172.03 \text{ (Ton)}$$

Condición para secciones sometidas a compresión y flexión

Con los valores de P_n y M_n y siguiendo lo recomendado por (LRFD), se determina P_c y M_c como se indica:

$$P_c = \phi_c * P_n = 0.9 * 510.99$$

$$P_c = 459.89$$

$$M_c = \phi_c * M_n = 0.9 * 135.8 = 122.22$$

$$M_{cx} = M_{cy} = M_c$$

Después se define la relación P_r/P_c

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{4.03}{459.89} = 0.008$$

“Cómo”:

$$\frac{Pr}{Pc} = 0.008 < 0.2 \text{ se utilizará la ecuación 2.29}$$

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{4.03}{2 \cdot 459.89} + \left(\frac{97.31}{122.22} + \frac{0}{122.22} \right) \leq 1$$

$$0.8 < 1$$

Al cumplirse esta desigualdad se comprueba que la sección diseñada satisface los requerimientos expuestos en la AISC360-16 capítulo H, en virtud de esto se procede a comparar tanto las fuerzas resistentes con las fuerzas requeridas por solicitaciones, como se indica:

$$Pr \leq \phi_c \cdot P_n$$

$$5.62 T < 135.8 T$$

$$Mc \leq \phi_c \cdot M_n$$

$$97.13 T_m < 126.89 T_m$$

$$V_c \leq \phi_c \cdot V_n$$

$$5.13 < 172.03 T$$

Teniendo en cuenta que: el esfuerzo cortante requerido, la carga axial y el momento requerido, son menores que los diseñados, se concluye que la sección está sobredimensionada. En concordancia con esto, se procede a diseñar las secciones iterativamente, hasta encontrar aquellas que produzcan en lo posible esfuerzos cortantes, axiales y momentos resistentes menores ó iguales a los producidos por las solicitaciones, sin dejar de cumplir con las deformaciones por estados límites.

CAPÍTULO 4

4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se indican los resultados de diseños óptimos de secciones, derivas por estados límites, cortante basal generado, la relación de fuerzas sísmicas con respecto a fuerzas de viento, pesos aproximados en acero para las secciones y un precio estimado.

Los resultados se presentan diferenciados para el monopolo afectado por la velocidad de viento de diseño asumida arbitrariamente de 120km/h y la velocidad encontrada por análisis estadístico de 70km/h, antes se definen las deformaciones en estado límite que deberán cumplirse.

4.2 RESULTADOS PARA EL MONOPOLO AFECTADO POR 120KM/H

Después de varias iteraciones se determina que para el monopolo afectado por la velocidad de viento de diseño de 120km/h las secciones óptimas son como se muestran en la Tabla 4.1, además las solicitaciones de momento y carga axial se presentan en la Figura 4.1, así como la solicitación por cortante en la Figura 4.2.

4.2.1 Fuerzas actuantes

Después de varias iteraciones se determinó que para esta estructura las secciones óptimas para la combinación de carga más desfavorable, en este caso 1.2D+1.6W son como se muestran en la Tabla 4.1, además las solicitaciones de momento, carga axial y cortante se presentan en la figura 4.1 y 4.2.

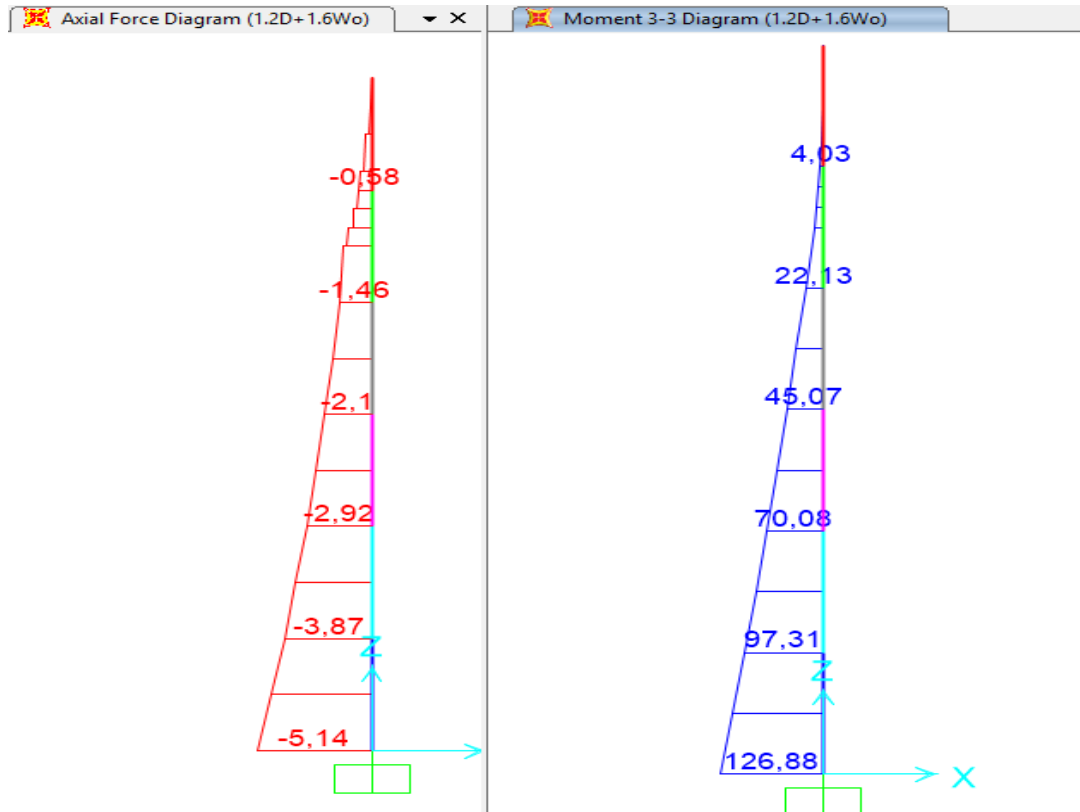


Figura 4. 1. Diagrama de carga axial y momento
Fuente: (Propia)

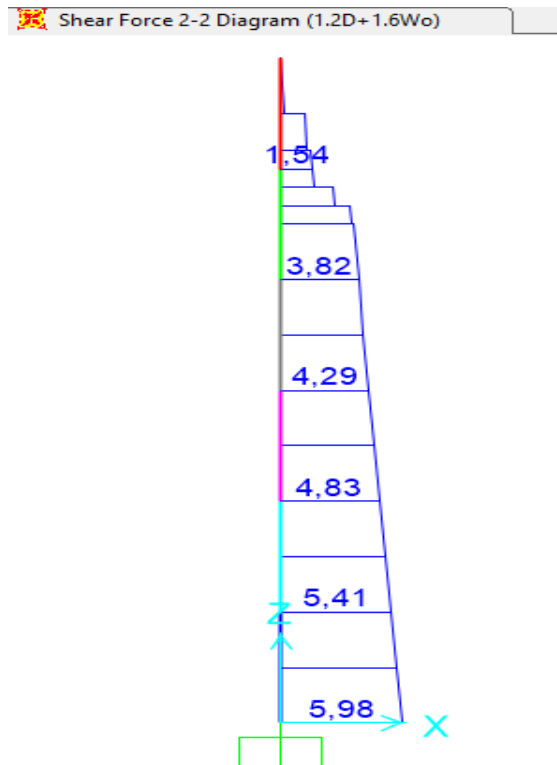


Figura 4. 2. Diagrama de fuerza cortante
Fuente: (Propia)

Tabla 4. 1
Secciones óptimas y fuerzas resistentes

Tramo	Altura inicial	Altura final	Diámetro (mm)	Espesor (mm)	Pn=0.9Pn (Ton)	Mn=0.9Mn (Ton.m)	Vn=0.9Vn (Ton)
1	0	6	900	8	451,05	129,81	153,14
2	6	12	900	6	339,23	97,81	72,98
3	12	18	770	6	277,01	70,35	78,81
4	18	24	610	6	197,92	45,22	86,41
5	24	30	540	4	108,86	22,96	34,16
6	30	36	400	4	30,58	6,11	7,03

Fuente: (Propia)

Las fuerzas de viento que se generan en secciones y accesorios se presentan en las Tablas 4.2 y 4.3 respectivamente.

Tabla 4. 2
Fuerzas de viento generadas en secciones

Sección	Altura (m)	Diámetro (mm)	EPA	Kz	Kzt	qz	Fs (N)	Fs (Ton)	Fsdist (kg/m)
1	3	900	3,24	0,70	2,162	979,44	2697,36	0,2770	46,17
2	9	900	3,24	0,70	2,125	958,84	2640,66	0,2712	46,20
3	15	770	2,772	0,81	2,089	1090,76	2570,05	0,2639	43,99
4	21	610	2,196	0,89	2,055	1180,91	2204,29	0,2264	37,73
5	27	540	1,944	0,95	2,021	1248,17	2062,48	0,2118	35,30
6	33	400	1,44	1,01	1,989	1300,72	1592,08	0,1635	27,25
							Total	1.41T	

Fuente: (Propia)

Tabla 4. 3
Fuerzas de viento generadas en accesorios

N°	Equipo	Altura (m)	peso (kg)	EPA	Kz	Kzt	qz (N/m2)	Fa (N)	Fa(kg)	Fatotal
6	Antena Rf Claro	33	21,7	0,69	1,01	1,99	1300,72	1048,32	106,897	641,3
6	RRU Claro	31	20	0,12	0,99	2,00	1284,52	177,58	18,108	108,6
6	Antena Rf Telefónica	29	21,7	0,70	0,97	2,01	1267,06	1007,60	102,745	616,4
6	RRU Telefónica	27	20	0,12	0,95	2,02	1248,17	169,43	17,277	103,6
4	Antena Rf CNT	28	21,7	0,70	0,96	2,02	1257,80	995,69	101,530	406,1
4	RRU CNT	28	20	0,12	0,96	2,02	1257,80	171,52	17,490	69,9
									Total	1.94T

Fuente: (Propia)

4.2.2 Derivas

Las fuerzas que se generan en las secciones y accesorios, al aplicar la velocidad de viento de 97km/h para definir la carga de servicio y comprobar las deformaciones en estado límite se presentan en la tabla 4.4 y 4.5

Tabla 4. 4.
Fuerzas de viento generadas en secciones para vel.97km/h

Sección	Altura (m)	Diámetro (mm)	Área (m2)	EPA	Kz	Kzt	qz	Fs (N)	Fs (Ton)	Fs dist (kg/m)
1	3	900	5,4	3,24	0,70	2,16	639,97	1762,47	0,1810	30,17
2	9	900	5,4	3,24	0,70	2,12	626,51	1725,41	0,1772	29,53
3	15	770	4,62	2,772	0,81	2,08	712,71	1679,28	0,1725	28,74
4	21	610	3,66	2,196	0,89	2,05	771,61	1440,29	0,1479	24,65
5	27	540	3,24	1,944	0,95	2,02	815,56	1347,63	0,1384	23,07
6	33	400	2,4	1,44	1,01	1,98	849,89	1040,27	0,1068	17,81

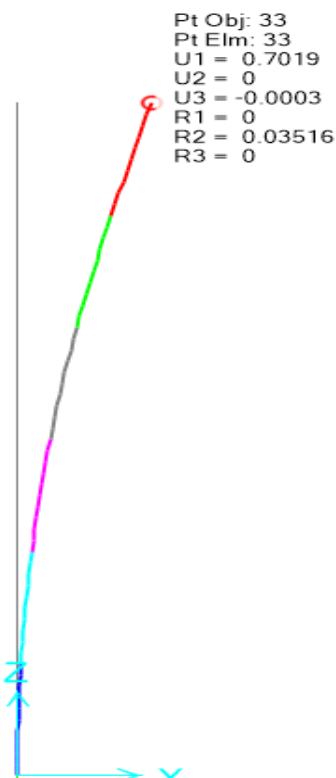
Fuente: (Propia)

Tabla 4. 5.*Fuerzas de viento generadas en accesorios para vel.97km/h*

N°	Equipo	Altura (m)	peso (kg)	EPA	Kz	Kzt	qz (N/m2)	Fa (N)	Fa (kg)	Fatotal (kg)
6	Antena Rf Claro	33	21,7	0,69	1,01	1,99	849,89	684,97	69,847	419,080
6	RRU Claro	31	20	0,12	0,99	2,00	839,31	116,03	11,832	70,991
6	Antena Rf Telefónica	29	21,7	0,70	0,97	2,01	827,90	658,37	67,134	402,804
6	RRU Telefónica	27	20	0,12	0,95	2,02	815,56	110,71	11,289	67,734
4	Antena Rf CNT	28	21,7	0,70	0,96	2,02	821,85	650,58	66,340	265,360
4	RRU CNT	28	20	0,12	0,96	2,02	821,85	112,07	11,428	45,712

Fuente: (Propia)

Al ingresar estas fuerzas en el SAP 2000, con las secciones óptimas para la velocidad de 120km/h, se chequean las deformaciones en estado límite para la combinación de carga de servicio expuesta en el apartado 4.2 de este capítulo, tal como se muestra en la Figura 4.3

**Figura 4. 3** Deformaciones para estado límite de servicio

Fuente: (Propia)

Teniendo en cuenta que la deriva máxima no debe ser mayor al 3% de la altura total de la estructura, por lo tanto:

$$\delta = 0.03 * H_t$$

$$\delta = 0.03 * 36 = 1.08 \text{ m}$$

$$0.7019 < 1.08$$

Además, la rotación debe ser menor a 4 grados en relación a cualquier eje (horizontal ladeo o vertical torsión) del monopolo. Por lo que se comprueba que la rotación respecto al eje X es menor que el límite.

$$0.035 < 4$$

En concordancia con estos resultados se concluye que el monopolo cumple las deformaciones para el estado límite de servicio.

4.2.3 Cortante basal

Para el cálculo del cortante basal se toma en cuenta el periodo de la estructura y el peso de la misma, parámetros obtenidos en el software Sap 2000, estos se detallan en la Figura 4.4.

	LoadPat Text	Dir Text	PercentEcc Unitless	EccOverride	UserZ Yes/No	C Unitless	K Unitless	WeightUsed	BaseShear Tonf
▶	Sx	X	0,05	No	No	0,439	1,365	3,6373	1,5968
	Sy	Y	0,05	No	No	0,439	1,365	3,6373	1,5968

Figura 4. 4. Periodo y peso de la estructura

Fuente: (Propia)

Entonces $T = 1.23$

Peso = 3.637

Estos valores de período y peso se utilizan para encontrar el espectro de diseño y los coeficientes de cortante basal C y K mediante el método DBF, tal como se indica en la Figura 4.5.

Obtención del cortante basal: Método basado en fuerzas (DBF) de NEC-SE-DS 2015				
Detalle	Símbolo	Valores	Unidades	Comentarios
Peso de la estructura	W	3,63	Ton	Peso propio de estructura y equipos
Factor de zona (Manta)	Z	0,4		V
Factor de importancia de la estructura	I	1,3		Estructura de telecomunicaciones
Coefficiente de amplificación del suelo en zona de período corto	Fa	1,2		Suelo tipo D
Coefficiente de amplificación de las coordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño	Fd	1,19		Suelo tipo D
Coefficiente de comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1,28		Suelo tipo D
Coefficiente dependiente del tipo de	Ct	0,072		Estructura de acero sin arriostamientos
Coefficiente dependiente del tipo de	α	0,800		Estructura de acero sin arriostamientos
Altura de estructura	hn	36	m	
Período calculado con DBF (NEC 15)	T1	1,2658	seg	NEC-SE-DS 2015 Sección 6.3.3.a.
1,3*(Período calculado con DBF)	1,3*T1	1,6456	seg	Período máximo aceptable
Período obtenido del modelo computacional	T2	1,2300	seg	Software SAP2000
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	2		Estructura en forma de péndulo invertido
Relación de amplificación espectral	η	2,48		Provincia de tungurahua
Factor de diseño de espectro elástico	r	1		Suelo tipo D
Período límite en espectro elástico	To	0,127	seg	
Período límite en espectro elástico	Tc	0,698	seg	
Espectro de respuesta elástico de	Sa(Ta)	0,6756568	g	
Coefficiente de irregularidad en planta	ϕ_p	1		
Coefficiente de irregularidad en elevación	ϕ_e	1		
Coefficiente de cortante basal	Coef.	0,439		
Cortante basal	V	1,59	Ton	
Factor de distribución de fuerzas laterales	K	1,365		Distribución triangular

Figura 4. 5 Determinación de C y K
Fuente: (Propia)

Después se procede a ingresar estos valores de C y K en el SAP 2000, corrigiendo las fuerzas sísmicas que se generan y determinando que el cortante basal es igual a 1.597 T valor semejante al generado por el DBF.

4.2.4 Proporción de fuerza sísmica en relación con la fuerza de viento

La fuerza generada por el viento es la sumatoria de las fuerzas que afectan tanto a las secciones como a los accesorios independientemente de la altura a la que estén ubicadas, esta fuerza se obtiene sumando las fuerzas de viento totales de la tabla 4.2 y 4.3 de este apartado, mientras que la fuerza sísmica está representada por el cortante basal. En virtud de esto se determina la relación de la fuerza sísmica sobre la fuerza de viento como se indica:

$$\frac{V(\text{cortante basal})}{F_{st}+F_a} * 100 =$$

$$\frac{1.597}{1.94+1.41}=47.7\%$$

Se puede concluir entonces que: para la velocidad de viento de 120km/h la fuerza sísmica generada por el peso de la estructura es aproximadamente la mitad de la fuerza que se genera por acción del viento.

4.2.5 Determinación de peso y costo de la estructura

Para determinar el costo de fabricación de esta estructura se procede de la siguiente manera: primero se determina el volumen de cada sección, luego este volumen se multiplica por la densidad del acero 7850kg/m³ y se obtiene el peso en kg de cada sección, después para la determinación del costo se multiplica el peso por el valor comercial de las planchas de acero laminado en caliente que es de 4.00 dólares el kg además tiene un valor agregado de 30% por galvanizado y pintura anticorrosiva, de esta manera se determina el costo total , esto se detalla en la Tabla 4.6.

Tabla 4. 6.
Determinación de Peso y costo de estructura

120km/h							
Sección	Altura inicial (m)	Altura final (m)	Diámetro (mm)	Espesor (mm)	Volumen acero (m3)	Peso (kg)	Precio
1	0	6	900	8	0,14	1058,6	\$ 5.504,67
2	6	12	900	6	0,10	793,9	\$ 4.128,51
3	12	18	770	6	0,09	679,3	\$ 3.532,17
4	18	24	610	6	0,07	538,1	\$ 2.798,21
5	24	30	540	4	0,04	317,6	\$ 1.651,40
6	30	36	400	4	0,03	235,2	\$ 1.223,26
				total	0,46	3622,7	\$ 18.838,22

Fuente: (Propia)

4.3 MONOPOLO AFECTADO POR 70KM/H

Teniendo en cuenta que inicialmente se diseñó el monopolo con secciones óptimas para soportar las solicitaciones de cortante, carga axial y momento generadas por la combinación de carga más desfavorable, en este caso la combinación de carga $1.2D+1.6W$, la estructura no cumplía con las deflexiones permitidas determinadas por la combinación de carga de servicio $1.0 D + 1.0 Dg + 1.0 W$, en donde la velocidad de viento es de 97km/h. En virtud de esto se procede a aumentar las secciones de tal manera que se cumpla con la deriva máxima.

4.3.1 Fuerzas actuantes

Como resultado de varias iteraciones se encuentran las secciones que cumplirán las derivas por carga de servicio tal como se muestran en la Tabla 4.7, las solicitaciones de cortante, momento y carga axial serán entonces para las secciones que cumplen con la deriva máxima, pero con la velocidad de diseño de 70km/h, estas solicitaciones se muestran en las Figuras 4.6 y 4.7.

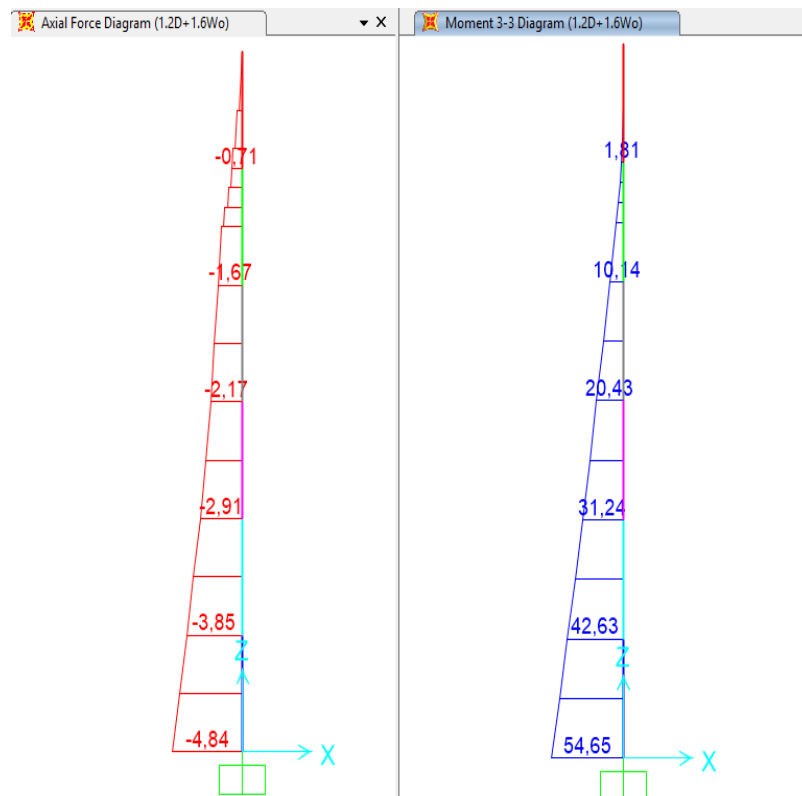


Figura 4. 6 Diagrama de carga axial y momento
Fuente: (Propia)

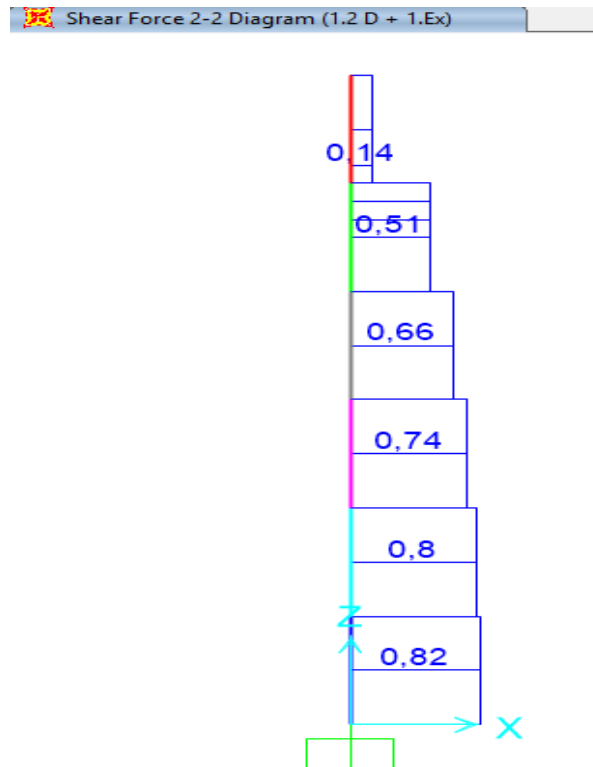


Figura 4. 7 Diagrama de carga axial y momento
Fuente: (Propia)

Tabla 4. 7.
Secciones y fuerzas resistentes

Tramo	Altura inicial	Altura final	Diámetro (mm)	Espesor (mm)	$P_n=0.9P_n$ (Ton)	$V_n=0.9V_n$ (Ton)	$M_n=0.9M_n$ (Ton.m)
1	0	6	750	6	833,37	71,85	66,90
2	6	12	720	6	813,46	73,31	61,90
3	12	18	550	6	671,16	70,05	37,21
4	18	24	510	4	302,56	31,63	20,58
5	24	30	450	4	263,73	33,63	16,22
6	30	36	400	4	225,61	33,99	12,98

Fuente: (Propia)

Las fuerzas de viento que se generan en accesorios y secciones para la velocidad de 70km/h se presentan en las Tablas 4.8 y 4.9 respectivamente.

Tabla 4. 8.
Fuerzas de viento generadas en secciones

Sección	Altura (m)	Diámetro (mm)	EPA	Kz	Kzt	qz	Fs (N)	Fs (Ton)	Fs dist (kg/m)
1	3	750	2,7	0,70	2,162	333,28	989,84	0,1017	16,94
2	9	720	2,592	0,70	2,125	326,27	930,27	0,0955	15,92
3	15	550	1,98	0,81	2,089	371,16	808,39	0,0830	13,84
4	21	510	1,836	0,89	2,055	401,84	811,55	0,0833	13,89
5	27	450	1,62	0,95	2,021	424,73	756,86	0,0777	12,95
6	33	400	1,44	1,01	1,989	442,61	701,09	0,0720	12,00
							Total	0.513 T	

Fuente: (Propia)

Tabla 4. 9.
Fuerzas de viento generadas en accesorios

N°	Equipo	Altura (m)	peso (kg)	EPA	Kz	Kzt	qz (N/m ²)	Fa(N)	Fa(kg)	Fa total (kg)
6	Antena Rf Claro	33	21,7	0,69	1,01	1,99	442,61	260,80	26,594	159,561
6	RRU Claro	31	20	0,12	0,99	2,00	437,09	44,58	4,546	27,277
6	Antena Rf Telefónica	29	21,7	0,70	0,97	2,01	431,15	255,29	26,032	156,191
6	RRU Telefónica	27	20	0,12	0,95	2,02	424,73	43,32	4,418	26,505
4	Antena Rf CNT	28	21,7	0,70	0,96	2,02	428,00	253,42	25,842	103,367
4	RRU CNT	28	20	0,12	0,96	2,02	428,00	43,66	4,452	17,807
									Total	0.635 T

Fuente: (Propia)

4.3.2 Derivas

Las fuerzas que se generan en las secciones y accesorios, al aplicar la velocidad de viento de 97km/h definida por la carga de servicio se ingresan en el SAP 2000, y se procede a verificar las deformaciones producidas, la Figura 4.8 muestra estas derivas.

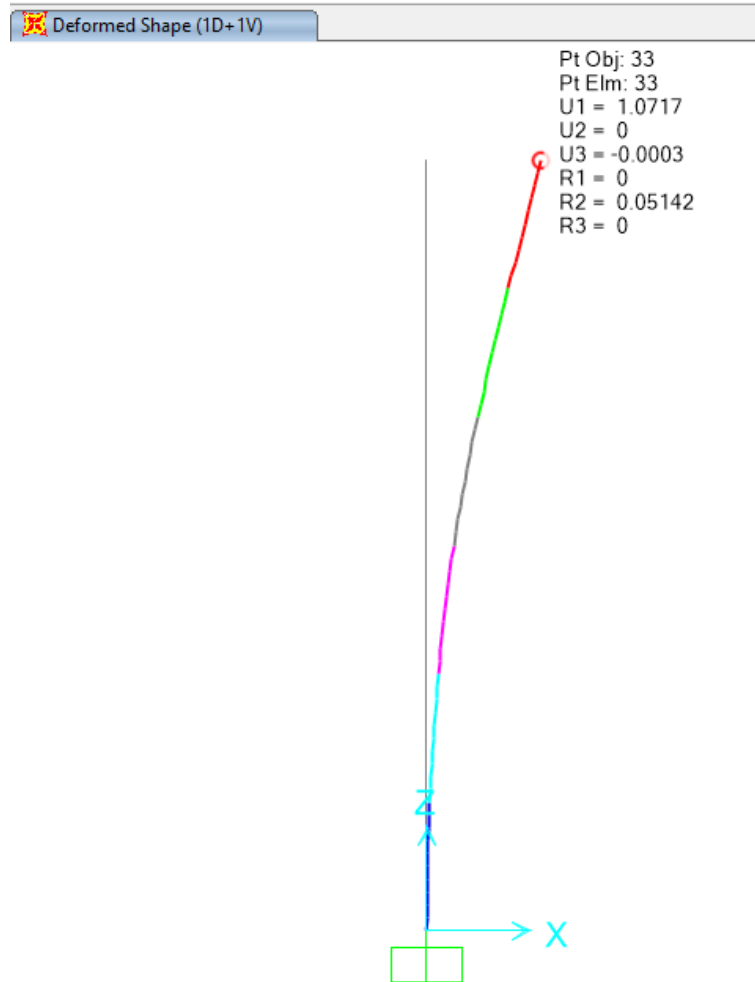


Figura 4. 8 Deformaciones para estado límite de servicio
Fuente: (Propia)

La deformación horizontal no debe ser mayor al 3% de la altura total de la estructura, por lo tanto:

$$\delta = 0.03 \cdot H_t$$

$$\delta = 0.03 \cdot 36 = 1.08 \text{ m}$$

$$1.071 < 1.08$$

Además, la rotación debe ser menor a 4 grados en relación a cualquier eje (horizontal ladeo o vertical torsión) del monopolo. Por lo que se comprueba que la rotación respecto al eje X es menor que el límite

$$0.05 < 4$$

En concordancia con estos resultados se concluye que la estructura cumple las deformaciones en estado límite de servicio, pero las secciones ya no están siendo óptimas para la velocidad de 70km/h, sino que están diseñadas para cumplir el estado límite de servicio.

4.3.3 Cortante basal

Para el cálculo del cortante basal se toma en cuenta el periodo de la estructura y el peso de la misma, parámetros obtenidos en el software Sap 2000, estos se detallan en la Figura 4.9

LoadPat Text	Dir Text	PercentEcc Unitless	EccOverride	UserZ Yes/No	C Unitless	K Unitless	WeightUsed	BaseShear Kgf
Sx	X	0.05	No	No	0.283	1.705	2911.91	824.07
Sy	Y	0.05	No	No	0.283	1.705	2911.91	824.07

Figura 4. 9 Periodo y peso de la estructura

Fuente: (Propia)

Entonces $T = 1.91$.

Peso = $2.911 T$

Estos valores de período y peso se utilizan para encontrar el espectro de diseño y los coeficientes de cortante basal C y K mediante el método DBF, tal como se indica en la Figura 4.10

Obtención del cortante basal: Método basado en fuerzas (DBF) de NEC-SE-DS 2015				
Detalle	Símbolo	Valores	Unidades	Comentarios
Peso de la estructura	W	2,91	Ton	Peso propio de estructura y equipos
Factor de zona (Manta)	Z	0,4		V
Factor de importancia de la estructura	I	1,3		Estructura de telecomunicaciones
Coeficiente de amplificación del suelo en zona de período corto	Fa	1,2		Suelo tipo D
Coeficiente de amplificación de las coordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño	Fd	1,19		Suelo tipo D
Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1,28		Suelo tipo D
Coeficiente dependiente del tipo de	Ct	0,072		Estructura de acero sin arriostamientos
Coeficiente dependiente del tipo de	α	0,800		Estructura de acero sin arriostamientos
Altura de estructura	hn	36	m	
Período calculado con DBF (NEC 15)	T1	1,2658	seg	NEC-SE-DS 2015 Sección 6.3.3.a.
1,3*(Período calculado con DBF)	1,3*T1	1,6456	seg	Período máximo aceptable
Período obtenido del modelo computacional	T2	1,9100	seg	Software SAP2000
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	2		Estructura en forma de péndulo invertido
Relación de amplificación espectral	η	2,48		Provincia de tungurahua
Factor de diseño de espectro elástico	r	1		Suelo tipo D
Período límite en espectro elástico	To	0,127	seg	
Período límite en espectro elástico	Tc	0,698	seg	
Espectro de respuesta elástico de	Sa(Ta)	0,4351089	g	
Coeficiente de irregularidad en planta	φp	1		
Coeficiente de irregularidad en elevación	φe	1		
Coeficiente de cortante basal	Coef.	0,283		
Cortante basal	V	0,82	Ton	
Factor de distribución de fuerzas laterales	K	1,705		Distribución triangular

Figura 4. 10 Determinación de factores C y K
Fuente: (Propia)

Después se procede a ingresar estos valores de C y K en el SAP 2000, corrigiendo las fuerzas sísmicas que se generan y determinando que el cortante basal es igual a 0.824 T valor semejante al generado por el DBF.

4.3.4 Proporción de fuerza sísmica en relación con la fuerza de viento

La fuerza generada por el viento es la sumatoria de las fuerzas que afectan tanto a las secciones como a los accesorios independientemente de la altura a la que estén ubicadas, esta fuerza se obtiene sumando las fuerzas de viento totales de la tabla 4.8 y 4.9 de este apartado, mientras que la fuerza sísmica está representada por el cortante basal. En virtud de esto se determina la relación de la fuerza sísmica sobre la fuerza de viento como se indica:

$$\frac{V}{F_{st}+F_a} * 100 =$$

$$\frac{0.824}{0.635+0.513} = 71.7\%$$

Se puede concluir entonces que: para la velocidad de viento de 70km/h la fuerza sísmica generada por el peso de la estructura es aproximadamente tres cuartas partes de la fuerza generada por el viento.

4.3.5 Determinación de peso y costo de la estructura

La determinación del peso y costo se realiza de manera semejante que para el monopolo de 120km/h, este cálculo se indica en la Tabla 4.10

Tabla 4. 10.
Determinación de Peso y costo de estructura

70km/h							
Sección	Altura inicial (m)	Altura final (m)	Diámetro(mm)	Espesor (m)	Volumen acero (m3)	Peso (kg)	Precio
1	0	6	750	6	0,085	661,6	\$ 3.440,42
2	6	12	720	6	0,081	635,2	\$ 3.302,80
3	12	18	550	6	0,062	485,2	\$ 2.522,98
4	18	24	510	4	0,038	299,9	\$ 1.559,66
5	24	30	450	4	0,034	264,6	\$ 1.376,17
6	30	36	400	4	0,030	235,2	\$ 1.223,26
total					0,331	2581,8	\$ 13.425,29

Fuente: (Propia)

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se presentarán las conclusiones obtenidas en el estudio de la velocidad básica de viento en Ecuador como parámetro de diseño para torres de telecomunicaciones, conclusiones relevantes al problema propuesto inicialmente en el presente estudio.

5.1 CONCLUSIONES

1. Independientemente del tipo de torre de telecomunicación que se necesite diseñar, el presente estudio proporciona una línea metodológica simple para la determinación de velocidades de viento de diseño que se ajusten mejor a la realidad, así como también presenta mayor facilidad para el cálculo de cargas de viento de regiones de nuestro país, con lo que se evitará sobredimensionamientos en este tipo de estructuras.
2. Las 5 estaciones meteorológicas utilizadas en la determinación de la velocidad de viento de diseño, se escogieron teniendo en cuenta lo siguiente: que proporcionen una mayor cantidad de datos con el fin de evitar coeficientes de varianza y asimetría altos en el cálculo de la velocidad de viento, presentando concordancia con el método de análisis estadístico elegido, además se tuvo en cuenta la disponibilidad de estaciones lo más cercanas al sitio de emplazamiento.
3. De acuerdo a la sección 3.1.4 en donde se realizó la triangulación e interpolación de velocidades, se concluye que la velocidad de viento de diseño más probable que se produce en el sitio de emplazamiento es aproximadamente igual a 19.44(m/s) ó 70(km/h).

4. Al comparar ambas estructuras estudiadas, es decir el monopolo afectado por la velocidad asumida arbitrariamente de 120km/h y el monopolo afectado por la velocidad de 70km/h, determinada mediante el análisis estadístico utilizado, se encuentra una diferencia en peso del 29% de la primera respecto a la segunda, entonces se concluye que es posible reducir los costos de fabricación de torres de telecomunicación causados por posible sobreestimación de un parámetro importante como es la velocidad del viento. Sin embargo, es preciso resaltar que esta optimización se produce para este caso de estudio, por lo que no sería correcto generalizarla para otras estructuras empleadas en telecomunicaciones.
5. Los apartados 4.2.5 y 4.3.5 de este estudio, muestran que los costos de fabricación de las secciones de los monopolos afectados por 120km/h y 70km/h son \$18 838 y \$13 495 respectivamente, por lo que se concluye que el escenario más óptimo es aquel en el que se determina la velocidad de viento igual a 70km/h presentando un beneficio de costos de \$5 343.
6. Para el monopolo de 120km/h la fuerza sísmica calculada para un periodo de retorno de 475 años equivale al 70% de la fuerza generada por el viento; mientras que para el monopolo de 70km/h la fuerza sísmica calculada para el mismo periodo de retorno de 475 años es la mitad de la fuerza de viento, por consiguiente se concluye que: para ambos escenarios de estudio la carga de viento es más significativa que la sísmica, razón por la cual se puede hacer hincapié en que estas cargas de viento son las que predominan en este tipo de diseños, enunciado que muestra congruencia con las premisas mencionadas en la introducción del presente estudio.
7. Como resultado del análisis estructural mediante el software SAP2000, y observando las solicitaciones generadas por la envolvente de combinaciones se concluye que la combinación de carga más desfavorable y que genera las solicitaciones de carga más altas para ambas estructuras

de este caso de estudio, fue aquella en la que se considera la carga de viento ($1.2D+1.0Dg+1.6W$) y no la del sismo ($1.2D+1.0Dg+1.0E$). Sentencia que presenta concordancia con la conclusión antes expuesta.

8. En el caso del monopolo afectado por la velocidad de 70km/h en el que se diseñaron secciones óptimas, es decir secciones en las que los momentos por solicitaciones son menores o iguales a los momentos de diseño, la estructura no cumplió con la deformación en estado límite (deriva horizontal), debido a que en el análisis de este estado límite la norma TIA-222-G manifiesta que se debe utilizar una velocidad de viento de diseño de 97km/h, razón por la cual se procede a rediseñar las secciones hasta el punto en que la estructura cumpla con la deriva horizontal, en consecuencia de lo expuesto anteriormente se concluye que para este caso de estudio es irrelevante diseñar secciones óptimas para velocidades menores a 97km/h.

5.2 RECOMENDACIONES

1. Si bien se concluyó que: para estructuras tipo monopolos sería irrelevante el diseño de secciones óptimas para velocidades inferiores a 97km/h, ya que no se cumpliría la deriva permitida por la norma TIA-222-G este estudio contribuye como pauta para discutir en qué medida esta conclusión se puede generalizar para otras estructuras, entonces se recomienda para estudios futuros la comparación de una estructura tipo monoposte y una torreta autosoportada afectadas por la velocidad de 97km/h
2. Teniendo en cuenta que apartado anterior se concluyó que la relación de fuerza sísmica con respecto a la fuerza generada por el viento aumenta conforme aumenta la velocidad de viento de diseño, se recomienda como estudio a futuro identificar la velocidad de viento en la que las combinaciones de carga mencionadas en la TIA-222-G, combinación de carga 1 ($1.2D+1.0Dg+1.6W$) y la combinación de carga 4 ($1.2D+1.0Dg+1.0E$) produzcan solicitaciones de momento semejantes ,

esto con el fin de determinar el límite para diseñar una estructura por viento o por sismo

3. Se recomienda, que para el diseño de este tipo de estructuras (monopolos) en las que se presenten velocidades de viento de diseño menores a 97km/h, se comience diseñando las secciones con la combinación de carga de servicio mencionada en la TIA-222-G (1.0D+1.0W), se verifique que se cumplan las derivas, y posterior a esto reducir las secciones hasta encontrar aquellas en las que la deriva sea el límite, de esta manera se diseñaría la estructura más óptima posible.
4. La velocidad de viento de diseño más probable se determinó teniendo en cuenta solo los datos de anuarios meteorológicos disponibles en la página web del INAMHI hasta el año 2015, la obtención de datos más actuales se dificultó debido a que por motivos de la pandemia del COVID-19 el INAMHI no permitió visitas presenciales. Por lo que se recomienda realizar los cálculos de velocidad de viento de diseño con datos actuales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R., & Rivas, A. (2018). Perfiles sísmicos de los suelos de Ambato. *Microzonificación de Ambato*, 93.
- Alay Zambrano, L. C. (2016). *Estudio De Deformaciones Laterales Debido Al Viento En Torre Telefónica Auto-Soportada De 48 Metros, Ubicada En La Parroquia Chongón Del Cantón Guayaquil*. Obtenido de Repositorio Institucional de la Universidad de Guayaquil: <http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/14954>
- ANSI/AISC 360 - 16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Estados Unidos: American Institute of Steel Construction .
- ANSI/TIA-222-G. (2005). TIA STANDARD. *Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas*. Arlington, Virginia, Estados Unidos: Electronic Industries Alliance.
- ARIAS CANTOR, A. F., & GONZÁLEZ ROMERO, N. A. (2019). *ESTRUCTURAL DE TORRES DE TELECOMUNICACIONES*. Obtenido de Repositorio Universidad Católica de Colombia GUÍA DE DISEÑO: <https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/24353/1/GUIA%20DE%20DISE%C3%91O%20ESTRUCTURAL%20DE%20TORRES%20DE%20ELECOMUNICACIONES.pdf>
- Armijo Verdezoto, M. E. (2010). *Situación estructural de torres de telecomunicaciones*. Obtenido de Repositorio Digital UCSG: <http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/3317/1100>
- CIRSOC 102. (2008). *REGLAMENTO ARGENTINO DE ACCIÓN DEL VIENTO SOBRE LAS CONSTRUCCIONES*. Buenos Aires: INTI INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL.
- DIPAC. (2021). *Catalogos de Productos DIPAC*. Manta, Manabi, Ecuador.
- Dobias Nuila, J. A. (2004). *Criterios Estructurales Sobre Torres Para Telefonía Celular*. Obtenido de Biblioteca de la Universidad de San Carlos de Guatemala: http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_2432_C.pdf
- Dooley, P. (1985). *El Viento y sus consecuencias*. España: PRIPSA.

- Elena Parnás, V., Loredó - Souza, A. M., Camano Schettini, E. B., & Matín., P. (2016). Experimental study of the effects of dish antennas on the wind loading of telecommunication towers. *ResearchGate*.
- Google. (2001). Google Earth. California, Los Angeles, Estados Unidos.
- Gutiérrez Méndez, K. C. (2015). *Análisis de una torre de telecomunicaciones atirantada ante los efectos de viento : relación del costo de la torre en función de la velocidad del viento*. Obtenido de Repositorio de la Dirección General de Bibliotecas y Servicios Digitales de Información: <https://repositorio.unam.mx/contenidos>
- Hurtado, A. (2009). *Normativa de diseño por viento para prevenir daños en porticos, galpones industriales, soportes de tuberías y estructuras tridimensionales en celosía para el Ecuador*. Ambato.
- INAMHI. (2021). *INAMHI*. Obtenido de Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología: <https://www.inamhi.gob.ec>
- Jesumi, A., & Rajendran, M. G. (2013). *International Journal of Engineering Research and Applications (IJERA)*. Obtenido de Optimal Bracing System for Steel Towers: http://www.ijera.com/papers/Vol3_issue2/DQ32729732.pdf
- Martín Rodríguez , P., Parnás, V. E., & Catañeda Hevidia, A. E. (2012). Evaluación de la vulnerabilidad estructural de torres autosoportadas de telecomunicaciones bajo cargas de viento y sismo. *WorldCat*.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO*. México: Alfaomega Grupo Editor.
- NEC. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. *Cargas (No sísmicas)*. Quito, Pichincha, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC. (2015). Peligro Sísmico, Diseño sismo resistente. *Norma Ecuatoriana de la Construcción* . Quito, Pichincha, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ossandón Tapia, R. A. (2008). *DETERMINACIÓN DE LA ACCIÓN DEL VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS EN CHILE*. Obtenido de Repositorio Académico de la Universidad de Chile: <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/103268>

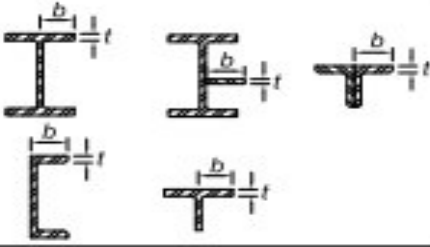
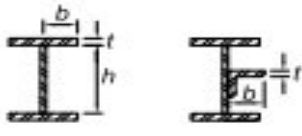
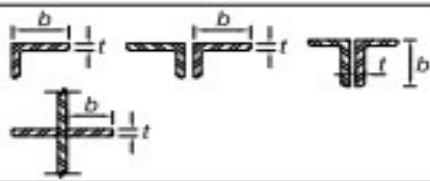
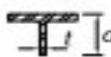
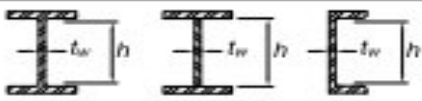
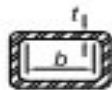
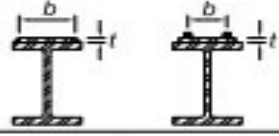
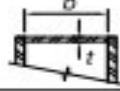
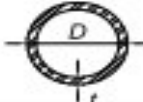
- Pacheco Erazo, A. O., & Tohala Parrales, H. (2015). *Comparación de métodos para el cálculo de la carga de viento usada en la construcción de edificios en el Ecuador*. Obtenido de Repositorio Digital USFQ: <https://repositorio.usfq.edu.ec/handle/23000/4174>
- Rajasekharan, J., & Vijaya, S. (2014). ANALYSIS OF TELECOMMUNICATION TOWER SUBJECTED TO SEISMIC & WIND LOADING. *Semantic Scholar*.
- Rodríguez Reinoso, E. E. (2015). *Análisis y diseño comparativo entre una torre autosoportada triangular de 40M de altura con montantes UV y una con montantes circulares*. Obtenido de Repositorio Institucional Universidad de Cuenca: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/21262>
- Tessari, R., Kroetz, H., & Beck, A. (2017). Performance-based design of steel towers subject to wind action. *ResearchGate*.
- World Tower Company. (2006). *Catalog Reference*. Ohio: World Tower Company. Inc.

ANEXOS

ANEXO I

**LÍMITES PARA DETERMINAR SI LA SECCIÓN ES COMPACTA O NO
COMPACTA PARA DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A COMPRESIÓN**

TABLE B4.1a
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements
Members Subject to Axial Compression

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
Unstiffened Elements	1 Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections, outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2 Flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^(a)	
	3 Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4 Stems of tees	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Stiffened Elements	5 Webs of doubly symmetric rolled and built-up I-shaped sections and channels	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6 Walls of rectangular HSS	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7 Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8 All other stiffened elements	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9 Round HSS	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

^(a) $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$, but shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes.

ANEXO II

LÍMITES PARA DETERMINAR SI LA SECCIÓN ES COMPACTA, NO COMPACTA O ESBELTA PARA DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN

TABLE B4.1b
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements
Members Subject to Flexure

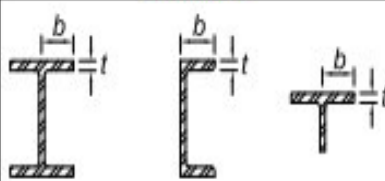
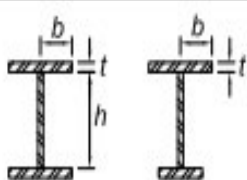
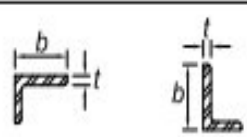
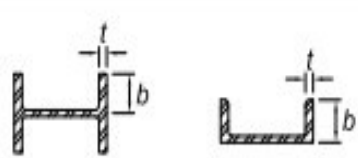

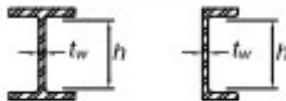
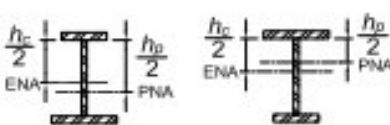
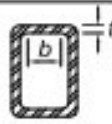
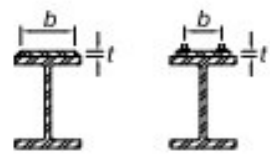

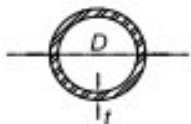

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (noncompact/ slender)	
Unstiffened Elements	10 Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11 Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ ^{(a) [b]}	
	12 Legs of single angles	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13 Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the minor axis	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14 Stems of tees	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

TABLE B4.1b (continued)
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements
Members Subject to Flexure

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
15	Webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
16	Webs of singly symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad c $ $\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2$ $\leq \lambda_r$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
17	Flanges of rectangular HSS	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
18	Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
19	Webs of rectangular HSS and box sections	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20	Round HSS	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	
21	Flanges of box sections	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Stiffened Elements

^(a) $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$, shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes.
^(b) $F_L = 0.7F_y$ for slender web I-shaped members and major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$; $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$, where S_{xc} , S_{xt} = elastic section modulus referred to compression and tension flanges, respectively, in.³ (mm³).
^(c) M_y is the moment at yielding of the extreme fiber. $M_p = F_y Z_x$, plastic bending moment, kip-in. (N-mm), where Z_x = plastic section modulus taken about x-axis, in.³ (mm³).
 E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa) ENA = elastic neutral axis
 F_y = specified minimum yield stress, ksi (MPa) PNA = plastic neutral axis

ANEXO III
CÁLCULO ESTACIÓN M127 PÍLLARO

n	V máx (m/s) cronológico	Año	V máx (m/s) decreciente	P (%)	Ki	Ki-1	(Ki-1)^2	(Ki-1)^3
1	14	1995	14	4,55	1,56	0,56	0,32	0,18
2	12	1991	12	9,09	1,34	0,34	0,12	0,04
3	12	1992	12	13,64	1,34	0,34	0,12	0,04
4	12	1993	12	18,18	1,34	0,34	0,12	0,04
5	12	1994	12	22,73	1,34	0,34	0,12	0,04
6	12	1996	12	27,27	1,34	0,34	0,12	0,04
7	11	1990	11	31,82	1,23	0,23	0,05	0,01
8	9	2000	9	36,36	1,01	0,01	0,00	0,00
9	9	2015	9	40,91	1,01	0,01	0,00	0,00
10	8	1997	8	45,45	0,89	-0,11	0,01	0,00
11	8	1999	8	50,00	0,89	-0,11	0,01	0,00
12	8	2009	8	54,55	0,89	-0,11	0,01	0,00
13	8	2011	8	59,09	0,89	-0,11	0,01	0,00
14	8	2012	8	63,64	0,89	-0,11	0,01	0,00
15	8	2013	8	68,18	0,89	-0,11	0,01	0,00
16	8	2014	8	72,73	0,89	-0,11	0,01	0,00
17	7	1998	7	77,27	0,78	-0,22	0,05	-0,01
18	6	2007	6	81,82	0,67	-0,33	0,11	-0,04
19	6	2008	6	86,36	0,67	-0,33	0,11	-0,04
20	5	2001	5	90,91	0,56	-0,44	0,19	-0,09
21	5	2002	5	95,45	0,56	-0,44	0,19	-0,09
		X media	8,952380952		∑		1,68	0,13

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^n (Ki-1)^3}{(n-1)Cv^3} = 0.257$$

$$Cv = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Ki-1)^2}{n-1}} = 0.2901$$

$$\frac{Cs}{Cv} = 0.88; \text{ entonces } Cs = 2Cv = 0.5803$$

$$Vp\% = Xmedia(1 + \phi Cv)$$

T = 1/(P%) Años	P %	Ø Cs=0.58 Tabla 2.13	Vp%	V (km/h)
10000	0,01	5,01	22,0	79,0
1000	0,1	3,93	19,2	69,0
100	1	2,72	16,0	57,7
50	2	2,34	15,0	54,1
20	5	1,79	13,6	49,0
10	10	1,33	12,4	44,7
4	25	0,61	10,5	38,0
2	50	-0,10	8,7	31,3
1,33	75	-0,72	7,1	25,5
1,11	90	-1,20	5,8	21,0
1,05	95	-1,46	5,2	18,6
1,01	99	-1,90	4,0	14,5
1	99,9	-2,30	3,0	10,8

ANEXO IV
CÁLCULO ESTACIÓN M128 PEDRO FERMÍN CEVALLOS

N	V máx (m/s) cronológico	Año	V máx (m/s) decreciente	P (%)	Ki	Ki-1	(Ki-1)^2	(Ki-1)^3
1	16	2009	16	4,76	1,44	0,44	0,19	0,09
2	16	2013	16	9,52	1,44	0,44	0,19	0,09
3	14	1990	14	14,29	1,26	0,26	0,07	0,02
4	14	2008	14	19,05	1,26	0,26	0,07	0,02
5	14	2011	14	23,81	1,26	0,26	0,07	0,02
6	12	2012	12	28,57	1,08	0,08	0,01	0,00
7	10	1991	10	33,33	0,90	-0,10	0,01	0,00
8	10	1992	10	38,10	0,90	-0,10	0,01	0,00
9	10	1993	10	42,86	0,90	-0,10	0,01	0,00
10	10	1994	10	47,62	0,90	-0,10	0,01	0,00
11	10	1995	10	52,38	0,90	-0,10	0,01	0,00
12	10	1996	10	57,14	0,90	-0,10	0,01	0,00
13	10	1998	10	61,90	0,90	-0,10	0,01	0,00
14	10	1999	10	66,67	0,90	-0,10	0,01	0,00
15	10	2006	10	71,43	0,90	-0,10	0,01	0,00
16	10	2007	10	76,19	0,90	-0,10	0,01	0,00
17	10	2010	10	80,95	0,90	-0,10	0,01	0,00
18	10	2015	10	85,71	0,90	-0,10	0,01	0,00
19	8	1997	8	90,48	0,72	-0,28	0,08	-0,02
20	8	2014	8	95,24	0,72	-0,28	0,08	-0,02
		X media	11,1		∑		0,87	0,17

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^3}{(n-1)C_v^3} = 0.9099$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2}{n-1}} = 0.2901$$

$$\frac{C_s}{C_v} = 4.24 > 2; \text{ entonces } C_s = 0.9099$$

$$V_{p\%} = X_{media}(1 + \phi C_v)$$

T = 1 / (P%) Años	P%	Ø Cs=0.9099 Tabla 2.13	Vp%	V (km/h)
10000	0,01	5,75	24,8	89,3
1000	0,1	4,39	21,6	77,6
100	1	2,96	18,2	65,3
50	2	2,50	17,1	61,4
20	5	1,86	15,5	55,9
10	10	1,34	14,3	51,5
4	25	0,57	12,5	44,8
2	50	-0,15	10,7	38,7
1,33	75	-0,73	9,4	33,7
1,11	90	-1,14	8,4	30,2
1,05	95	-1,34	7,9	28,5
1,01	99	-1,65	7,2	25,8
1	99,9	-1,89	6,6	23,8

ANEXO V
CÁLCULO ESTACIÓN M258 QUEROCHACA (UTA)

N	V máx (m/s) cronológico	Año	V máx (m/s) decreciente	P (%)	Ki	Ki-1	(Ki-1)^2	(Ki-1)^3
1	20	1990	20	3,33	1,17	0,17	0,03	0,01
2	20	1991	20	6,67	1,17	0,17	0,03	0,01
3	20	1992	20	10,00	1,17	0,17	0,03	0,01
4	20	2002	20	13,33	1,17	0,17	0,03	0,01
5	20	2004	20	16,67	1,17	0,17	0,03	0,01
6	20	2005	20	20,00	1,17	0,17	0,03	0,01
7	20	2006	20	23,33	1,17	0,17	0,03	0,01
8	20	2007	20	26,67	1,17	0,17	0,03	0,01
9	20	2008	20	30,00	1,17	0,17	0,03	0,01
10	20	2009	20	33,33	1,17	0,17	0,03	0,01
11	20	2010	20	36,67	1,17	0,17	0,03	0,01
12	20	2011	20	40,00	1,17	0,17	0,03	0,01
13	20	2012	20	43,33	1,17	0,17	0,03	0,01
14	20	2013	20	46,67	1,17	0,17	0,03	0,01
15	20	2015	20	50,00	1,17	0,17	0,03	0,01
16	18	2003	18	53,33	1,06	0,06	0,00	0,00
17	18	2014	18	56,67	1,06	0,06	0,00	0,00
18	14	1999	14	60,00	0,82	-0,18	0,03	-0,01
19	14	2001	14	63,33	0,82	-0,18	0,03	-0,01
20	14	2003	14	66,67	0,82	-0,18	0,03	-0,01
21	14	2004	14	70,00	0,82	-0,18	0,03	-0,01
22	14	2006	14	73,33	0,82	-0,18	0,03	-0,01
23	14	2007	14	76,67	0,82	-0,18	0,03	-0,01
24	14	2009	14	80,00	0,82	-0,18	0,03	-0,01
25	14	2010	14	83,33	0,82	-0,18	0,03	-0,01
26	14	2012	14	86,67	0,82	-0,18	0,03	-0,01
27	12	2001	12	90,00	0,70	-0,30	0,09	-0,03
28	12	1985	12	93,33	0,70	-0,30	0,09	-0,03
29	8	2013	8	96,67	0,47	-0,53	0,28	-0,15
		X media	17,03448276		Σ		1,20	-0,17

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^n (Ki-1)^3}{(n-1)Cv^3} = -0.69$$

$$Cv = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Ki-1)^2}{n-1}} = 0.2071$$

$$\frac{C_s}{C_v} = -3.33 \leq 2; \text{ entonces } C_s = 2C_v = 0.4144$$

$$V_{p\%} = X_{media}(1 + \phi C_v)$$

T = 1 / (P%) Años	P %	Ø Cs=0.4144 Tabla 2,13	Vp %	V (km/h)
10000	0,01	4,64	33,4	120,3
1000	0,1	3,68	30,0	108,1
100	1	2,61	26,3	94,5
50	2	2,27	25,0	90,1
20	5	1,75	23,2	83,6
10	10	1,32	21,7	78,1
4	25	0,63	19,3	69,3
2	50	-0,07	16,8	60,4
1,33	75	-0,71	14,5	52,3
1,11	90	-1,23	12,7	45,7
1,05	95	-1,52	11,7	42,1
1,01	99	-2,02	9,9	35,7
1	99,9	-2,52	8,1	29,3

ANEXO VI
CÁLCULO ESTACIÓN MA1Y CALAMACA CONVENIO INAMHI HCPT

N	V máx (m/s) cronológico	Año	V máx (m/s) decreciente	P (%)	Ki	Ki-1	(Ki-1)^2	(Ki-1)^3
1	20	1990	20	5	1,04	0,04	0,00	0,00
2	20	1991	20	10	1,04	0,04	0,00	0,00
3	20	1992	20	15	1,04	0,04	0,00	0,00
4	20	2002	20	20	1,04	0,04	0,00	0,00
5	20	2004	20	25	1,04	0,04	0,00	0,00
6	20	2005	20	30	1,04	0,04	0,00	0,00
7	20	2006	20	35	1,04	0,04	0,00	0,00
8	20	2007	20	40	1,04	0,04	0,00	0,00
9	20	2008	20	45	1,04	0,04	0,00	0,00
10	20	2009	20	50	1,04	0,04	0,00	0,00
11	20	2010	20	55	1,04	0,04	0,00	0,00
12	20	2011	20	60	1,04	0,04	0,00	0,00
13	20	2012	20	65	1,04	0,04	0,00	0,00
14	20	2013	20	70	1,04	0,04	0,00	0,00
15	20	2015	20	75	1,04	0,04	0,00	0,00
16	18	2003	18	80	0,94	-0,06	0,00	0,00
17	18	2014	18	85	0,94	-0,06	0,00	0,00
18	14	1999	14	90	0,73	-0,27	0,07	-0,02
19	12	2001	14	95	0,73	-0,27	0,07	-0,02
		X media	19,15789474		Σ		0,18	-0,04

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^3}{(n-1)C_v^3} = -2.100$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2}{n-1}} = 0.100$$

$$\frac{C_s}{C_v} = -20 \leq 2; \text{ entonces } C_s = 2C_v = 0.20$$

$$V_{p\%} = X_{media}(1 + \phi C_v)$$

T = 1 / (P%) Años	P%	Ø Cs=0.20 Tabla 2,13	Vp %	V (km/h)
10000	0,01	3,94	26,7	96,2
1000	0,1	3,23	25,4	91,3
100	1	2,4	23,8	85,6
50	2	2,11	23,2	83,6
20	5	1,67	22,4	80,5
10	10	1,2	21,5	77,3
4	25	0,66	20,4	73,5
2	50	-0,02	19,1	68,8
1,33	75	-0,68	17,9	64,3
1,11	90	-1,27	16,7	60,2
1,05	95	-1,61	16,1	57,8
1,01	99	-2,25	14,8	53,4
1	99,9	-2,95	13,5	48,6