



**UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL**



**FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TRABAJO DE TITULACIÓN**

**PREVIO A OBTENER EL TITULO DE**

**INGENIERO CIVIL**

**ESTRUCTURAS**

**TEMA:**

**DEFORMACIONES LATERALES EN LAS TORRES DE  
TELECOMUNICACIONES BAJO LA ACCION DEL VIENTO**

**AUTOR**

**SANTIAGO OLMEDO OLVERA VARAS**

**TUTOR**

**ING. PABLO LINDAO TOMALA M. Sc.**

**2017**

**GUAYAQUIL – ECUADOR**

## **DEDICATORIA**

Quiero dedicar este trabajo, primero a Dios, por haberme dado la vida y la fuerza suficiente para perseverar en conseguir lo que tanto he anhelado: ser Ingeniero Civil. Luego a mi madre, quien con mucho esfuerzo y a pesar de todas las vicisitudes por las que he atravesado, supo guiar mis pasos para que yo no desmaye hasta alcanzar mi anhelo.

## **AGRADECIMIENTO**

Quiero expresar a través de estas palabras, mi más sincero agradecimiento, en primer término, a la Universidad de Guayaquil y a la Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas, por haberme dado la oportunidad de formarme como profesional.

En segundo lugar, agradezco a todas las personas que me brindaron su ayuda sobre todo, en la parte final de la etapa de mi vida como estudiante, la cual ha estado llena de múltiples problemas. Entre estas personas, hubo Directivos de la Carrera, Docentes, Compañeros de aula, Amigos, Simples Conocidos, e incluso Personal Administrativo y de Servicio, quienes siempre estuvieron dispuestos a brindarme su colaboración, de manera desinteresada, para que yo pueda alcanzar mi meta.

Un agradecimiento especial a mi tía Carmen, quién a pesar de la distancia siempre me ha enviado palabras de aliento.

## TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

-----  
Ing. Eduardo Santos Baquerizo, M. Sc.

**Decano**

-----  
Ing. Fabián Cárdenas Pacheco, M. Sc

**Tutor revisor**

-----  
Ing. Eduardo López Calero

**Examinador**

## **DECLARACIÓN EXPRESA**

**Art. XI.- del reglamento de graduación de la Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil.**

La responsabilidad por los hechos, ideas y doctrinas expuestos en el proyecto le corresponde exclusivamente al autor, y el patrimonio intelectual del proyecto de titulación corresponderá a la Universidad de Guayaquil.

Santiago Olmedo Olvera Varas

-----

0916627300

## INDICE GENERAL

<b>CAPÍTULO I</b> .....	1
<b>1 INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>1.1 Objetivos</b> .....	2
<b>1.1.1 Objetivo general</b> .....	2
<b>1.1.2 Objetivos específicos</b> .....	2
<b>1.2 Planteamiento del problema</b> .....	2
<b>1.3 Delimitación del problema</b> .....	3
<b>1.4 Justificación del problema</b> .....	3
<b>CAPÍTULO II</b> .....	4
<b>2 MARCO TEÓRICO</b> .....	4
<b>2.1 Breve historia de las comunicaciones</b> .....	4
<b>2.2 Concepto de telecomunicación</b> .....	5
<b>2.3 Torres de telecomunicaciones</b> .....	5
<b>2.3.1 Torres auto-soportadas</b> .....	7
<b>2.3.2 Torres atirantadas o arriostradas</b> .....	8
<b>2.3.3 Torres monopolo</b> .....	9
<b>2.3.4 Torres tipo mástil</b> .....	10
<b>2.4 Componentes de una torre de Telecomunicaciones</b> .....	11
<b>2.4.1 Cabeza de la torre</b> .....	11
<b>2.4.2 Montantes</b> .....	11
<b>2.4.3 Cuerpo Recto</b> .....	12
<b>2.4.4 Cuerpo Piramidal</b> .....	12
<b>2.4.5 Stub</b> .....	12
<b>2.5 Accesorios de una torre</b> .....	12
<b>2.5.1 Escaleras</b> .....	12
<b>2.5.2 Canastilla</b> .....	12
<b>2.6 Material – Acero Estructural</b> .....	13
<b>2.6.1 Propiedades del acero</b> .....	15
<b>2.6.2 Clasificación de los Aceros Estructurales</b> .....	17
<b>2.6.2.1 Aceros Estructurales al Carbono</b> .....	18
<b>2.6.2.2 Aceros de alta resistencia y baja aleación</b> .....	19
<b>2.6.2.3 Aceros de aleación tratados y templados</b> .....	20
<b>2.7 Perfiles metálicos</b> .....	21
<b>2.8 Tipos de cargas</b> .....	23

2.8.1	Cargas muertas.....	23
2.8.2	Cargas vivas. ....	23
2.8.3	Cargas sísmicas.....	23
2.8.3.1	Zonificación sísmica.....	23
2.8.3.2	Perfiles del suelo. ....	24
2.8.3.3	Espectro elástico de diseño.....	26
2.8.3.4	Coefficiente de importancia I. ....	28
2.8.3.5	Coefficiente de respuesta sísmica R.....	28
2.8.4	Cargas de viento.....	29
2.8.4.1	Ráfaga de viento. ....	31
2.8.4.2	Cargas de viento según TIA/EIA-22F. ....	31
2.9	Análisis estructural.....	37
2.10	Fundamentación legal.....	37
CAPITULO III.....		39
3	MARCO METODOLÓGICO.....	39
3.1	Descripción de la estructura.....	39
3.1.1	Materiales. ....	40
3.2	Análisis de las cargas.....	42
3.2.1	Determinación de la carga muerta. ....	42
3.2.2	Determinación de la carga viva.....	42
3.2.3	Determinación de la carga por viento.....	43
3.2.4	Determinación de la carga por sismo.....	48
3.2.4.1	Combinaciones de cargas.....	49
3.3	Modelo estructural.....	49
3.4	Análisis de los resultados con una velocidad de viento de 100 km/hr. ....	53
3.4.1	Periodos de vibración - v=100 km/hr. ....	53
3.4.2	Desplazamientos de la torre - v=100 km/hr. ....	54
3.4.3	Esfuerzos internos - v=100 km/hr.....	55
3.4.4	Análisis de demanda/capacidad - v=100 km/hr.....	57
3.5	Análisis de los resultados con una velocidad de viento de 160 km/hr. ....	58
3.5.1	Periodos de vibración - v=160 km/hr. ....	58
3.5.2	Desplazamiento de la torre - v=160 km/hr. ....	59
3.5.3	Esfuerzos internos - v=160 km/hr.....	60
3.5.4	Análisis de demanda/capacidad - v=160 km/hr.....	62
CAPITULO IV.....		64
4	RESULTADOS.....	64

<b>4.1</b>	<b>Interpretación de los resultados</b> .....	64
<b>4.2</b>	<b>Comparación de los resultados</b> .....	64
<b>4.2.1</b>	<b>Comparación de los periodos de vibración.</b> .....	64
<b>4.2.2</b>	<b>Comparación de los desplazamientos.</b> .....	65
<b>4.2.3</b>	<b>Comparación de los esfuerzos internos.</b> .....	66
<b>4.2.4</b>	<b>Comparación de la demanda/capacidad.</b> .....	69
	<b>CONCLUSIONES:</b> .....	70
	<b>RECOMENDACIONES:</b> .....	71
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	72
	<b>ANEXOS</b> .....	73

## INDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> torre de telecomunicación sobre un edificio .....	7
<b>Figura 2:</b> torre de telecomunicación sobre el suelo .....	7
<b>Figura 3:</b> torre de telecomunicación auto-soportada cuadrada.....	8
<b>Figura 4:</b> torre de telecomunicación auto-soportada triangular.....	8
<b>Figura 5:</b> torre de telecomunicación arriostrada.....	9
<b>Figura 6:</b> torre de telecomunicación tipo monopolo.....	10
<b>Figura 7:</b> torre de telecomunicación tipo mástil.....	10
<b>Figura 8:</b> Componentes de una torre.....	11
<b>Figura 9:</b> Curva parcial esfuerzo-deformación para acero A36 .....	16
<b>Figura 10:</b> Perfiles laminados de acero.....	21
<b>Figura 11:</b> Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	24
<b>Figura 12:</b> Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	26
<b>Figura 13:</b> torre de telecomunicación a analizar .....	41
<b>Figura 14:</b> Identificación de caras y dirección de viento en la torre.....	43
<b>Figura 15:</b> Espectro elástico e inelástico de la ciudad de Guayaquil. ....	48
<b>Figura 16:</b> Estructura a analizar .....	50
<b>Figura 17:</b> Perfiles utilizados en el análisis .....	50
<b>Figura 18:</b> Identificación de puntos en la torre. ....	51
<b>Figura 19:</b> Ejes locales del tramo 5.....	52

## INDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1:</b> Diferentes tipos de acero ASTM.....	15
<b>Tabla 2:</b> Propiedades mecánicas de los aceros estructurales al carbono.....	19
<b>Tabla 3:</b> Propiedades mecánicas de los aceros de alta resistencia y baja aleación.....	20
<b>Tabla 4:</b> Propiedades mecánicas de los aceros de aleación tratados y templados.....	21
<b>Tabla 5:</b> “Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.”.....	24
<b>Tabla 6:</b> Clasificación de los perfiles del suelo.....	25
<b>Tabla 7:</b> Tipo de uso, diseño e importancia de la estructura.....	28
<b>Tabla 8:</b> Factor de reducción de respuesta <b>R</b> para estructuras diferentes a las de edificación.....	29
<b>Tabla 9:</b> Factores de dirección del viento.....	35
<b>Tabla 10:</b> Coeficientes de fuerza para accesorios.....	36
<b>Tabla 11:</b> Cuantificación de la carga muerta.....	42
<b>Tabla 12:</b> Cuantificación de la carga viva.....	43
<b>Tabla 13:</b> Cuantificación de la carga de viento de 160 km/hr.....	45
<b>Tabla 14:</b> Cuantificación de la carga de viento de 100 km/hr.....	46
<b>Tabla 15:</b> Datos para realizar el espectro.....	48
<b>Tabla 16:</b> Periodos de vibración - $v=100$ km/hr.....	53
<b>Tabla 17:</b> Desplazamientos por las diferentes sollicitaciones - $v=100$ km/hr.....	54
<b>Tabla 18:</b> Desplazamientos por las diferentes combinaciones - $v=100$ km/hr.....	55
<b>Tabla 19:</b> carga axial <b>Pu</b> , cortantes <b>Vu</b> y momentos últimos <b>Mu</b> - $v=100$ km/hr.....	56
<b>Tabla 20:</b> resultados de la demanda/capacidad - $v=100$ km/hr.....	57
<b>Tabla 21:</b> Periodos de vibración - $v=160$ km/hr.....	58
<b>Tabla 22:</b> Desplazamientos por las diferentes sollicitaciones - $v=160$ km/hr.....	59
<b>Tabla 23:</b> Desplazamientos por las diferentes combinaciones - $v=160$ km/hr.....	60
<b>Tabla 24:</b> carga axial <b>Pu</b> , cortantes <b>Vu</b> y momentos últimos <b>Mu</b> - $v=160$ km/hr.....	61
<b>Tabla 25:</b> Resultados demanda/capacidad - $v=160$ km/hr.....	62
<b>Tabla 26:</b> Comparación de los periodos de vibración.....	65
<b>Tabla 27:</b> Comparación de los desplazamientos por las diferentes sollicitaciones.....	65
<b>Tabla 28:</b> Comparación de las cargas axiales por las diferentes combinaciones.....	66
<b>Tabla 29:</b> Comparación de las cortantes por las diferentes combinaciones.....	67
<b>Tabla 30:</b> Comparación de los momentos por las diferentes combinaciones.....	68
<b>Tabla 31:</b> Comparación de la demanda/capacidad.....	69



**Universidad de Guayaquil**  
**Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas**  
**Escuela de Ingeniería Civil**

**UNIDAD DE TITULACION**  
**Telf: 2283348**

**ANEXO 11**

Guayaquil, 26 de enero del 2018

### CERTIFICACIÓN DEL TUTOR REVISOR

Yo, **ING. FABIAN CARDENAS PACHECO, M.Sc.**, habiendo sido nombrado tutor del trabajo de titulación **DEFORMACIONES LATERALES EN LAS TORRES DE TELECOMUNICACIONES BAJO LA ACCION DEL VIENTO.** certifico que el presente, elaborado por **OLVERA VARAS SANTIAGO OLMEDO**, con C.I. N° **0916627300**, del núcleo estructurante: **ESTRUCTURAS** con mi respectiva supervisión como requerimiento parcial para la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**, en la Carrera de Ingeniería Civil, ha sido **REVISADO Y APROBADO** en todas sus partes, encontrándose apto para su sustentación.

**ING. FABIAN CARDENAS PACHECO, M. Sc.**  
**DOCENTE TUTOR REVISOR**  
**C.I. 1204007437**

Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas

OFC. RECIBIDO 14-2-2018

HORA: 12 h 50

Certificado Ofc. No. \_\_\_\_\_

Firma  
 F I R M A



Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas  
 OFC. RECEPCION 14-2-2018  
 HORA: 12:50  
 Universidad de Guayaquil  
 Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas  
 Escuela de Ingeniería Civil

UNIDAD DE TITULACION  
 Telf: 2283348

F I R M A

ANEXO 12

## LICENCIA GRATUITA INTRANSFERIBLE Y NO EXCLUSIVA PARA EL USO NO COMERCIAL DE LA OBRA CON FINES NO ACADEMICOS

Yo, **OLVERA VARAS SANTIAGO OLMEDO** con C.I. N° **0916627300**, certifico que el contenido desarrollado en este trabajo de titulación, cuyo título es **DEFORMACIONES LATERALES EN LAS TORRES DE TELECOMUNICACIONES BAJO LA ACCION DEL VIENTO**. Es de mi absoluta propiedad y responsabilidad y según el Art. 114 del CODIGO ORGANICO DE LA ECONOMIA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN, autorizo el uso de una licencia gratuita intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la presente obra con fines no académicos, en favor de la Universidad de Guayaquil, para que haga uso del mismo, como fuera pertinente.

Atentamente,

**OLVERA VARAS SANTIAGO OLMEDO**

**C.I. 0916627300**

CODIGO ORGANICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN (Registro Oficial n. 899-Dic./2016) Artículo 114.- De los titulares de derechos de obras creadas en las instituciones de educación superior y centros educativos. - En el caso de las obras creadas en centros educativos, universitarios, escuelas politécnicas, instituto superiores técnicos, tecnológicos, pedagógicos, de arte y los conservatorios superiores, e institutos públicos de investigación como resultado de su actividad académica o de investigación tales como trabajos de titulación, proyectos de investigaciones o innovación, artículos académicos, u otros análogos, sin perjuicio de que pueda existir relación de dependencia, la titularidad de los derechos patrimoniales corresponderá a los autores. Sim embargo, el establecimiento tendrá una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra con fines académicos

## RESUMEN

En el presente proyecto de investigación “Deformaciones laterales en las torres de telecomunicaciones bajo la acción del viento”, se realizó el análisis respectivo con el programa SAP2000, de una torre de telecomunicaciones que ya se encuentra prestando servicio en el Cantón Catamayo de la Provincia de Loja.

En el análisis arriba mencionado se utilizó una velocidad de viento diferente a la utilizada en su diseño original, el cual consiste en una torre de telecomunicaciones auto-soportada de 30 m. de altura, de geometría triangular.

La velocidad de viento con que originalmente fue diseñada esta torre, es de 160 km/h., magnitud que se cambió a 100 km/h., para poder visualizar los diferentes comportamientos de dicha torre y poder realizar las comparaciones pertinentes.

En este análisis se utilizaron diferentes normas tales como:

- TIA/EIA-222-F
- (NEC - SE - DS, 2015)

# CAPÍTULO I

## 1 INTRODUCCIÓN

El incremento de la población mundial, la migración intensa que se observa por parte de la misma, la aparición de múltiples transnacionales que tratan de consolidar sus negocios en lugares lejanos a sus sitios de origen, entre otros, han llevado al desarrollo y sobre todo al mejoramiento de las telecomunicaciones, por lo que podemos afirmar, que de esta causa, parte el crecimiento de la telefonía celular, y por ende la aparición de compañías operadoras de telefonía móvil, las cuales buscan obtener un mayor número de usuarios satisfechos con los servicios que reciben.

Estas compañías, sobre todo las que ya poseen un buen posicionamiento internacional, recurren a la utilización de torres de telecomunicaciones, las cuales pueden estar colocadas sobre edificios (siempre y cuando ellos las soporten) o simplemente sobre el terreno, donde se pueden construir torres arriostradas llamadas también atirantadas y las auto-soportadas.

Pero para que estas torres funcionen o hagan su labor eficientemente, se debe determinar correctamente su ubicación y su altura ya que sobre ellas se colocarán todos los equipos, sobre todo las antenas que permitirán una mejor cobertura a los usuarios. Pero, se debe tener claro que no son los únicos parámetros que deben tener en cuenta los que construyen este tipo de torres, ya que sobre estas estructuras actuarán los vientos, cuyas velocidades podrían deformarlas y hasta tener un efecto devastador sobre ellas, sin contar que los sismos, también podrían tener sobre ellas los mismos efectos.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Objetivo general.**

Analizar los esfuerzos y las deformaciones laterales de una torre de telecomunicaciones provocados por la acción del viento.

### **1.1.2 Objetivos específicos.**

- Evaluar las deformaciones que puede ocasionar la velocidad del viento de 100Km/h sobre una torre de telecomunicaciones analizada por medio de modelo matemático desarrollado en el software SAP2000.
- Verificar que los esfuerzos de los elementos de la torre sometida a 100 km/h cumpla con los requerimientos de las Normas vigentes.
- Comparar las deformaciones obtenidas del análisis de la torre sometida a diferentes velocidades de viento: 100 km/h, y 160 km/h.

## **1.2 Planteamiento del problema**

Las torres, sea cual sea su utilización, pueden sufrir varios tipos de deformaciones por las cargas internas y externas que ellas soportan y más aún por las cargas laterales que ellas reciben por el accionar del viento. Estas deformaciones en las torres de telecomunicaciones, podrían llevarlas al colapso poniendo en riesgo no sólo la calidad de la comunicación entre usuarios sino también las vidas de los mismos, por lo que nos planteamos la siguiente pregunta: ¿Cuáles serían los desplazamientos en función de la velocidad del viento para nuestra torre a analizar?

### **1.3 Delimitación del problema**

El análisis del problema se enfocará en el cálculo de los desplazamientos de una torre de telecomunicaciones, sometida a diferentes velocidades de viento. Teniendo en cuenta que dicha torre, ubicada en la provincia de Loja, Cantón Catamayo, ya se encuentra construida y fue diseñada para una velocidad de viento de 160 km/h., el otro análisis se lo realizaría con una velocidad de viento de 100 m/h., con el fin de comparar las deformaciones que se producen ante las diferentes velocidades de viento.

Se debe aclarar que la torre de telecomunicaciones que se está analizando pertenece a CONECEL S. A. empresa que facilitó, en forma desinteresada, el diseño de la estructura arriba mencionada.

### **1.4 Justificación del problema**

En los momentos actuales, debido a la gran importancia que ha adquirido la comunicación en todo el mundo, se han venido construyendo en nuestro país muchas torres de telecomunicaciones, tanto así que muchas de ellas incluso se han ubicado dentro de grandes y pequeños centros urbanos por lo que se las debe proyectar y construir de tal manera para que sean estables y seguras ante cambios ambientales, durante toda su vida útil.

## CAPÍTULO II

### 2 MARCO TEÓRICO

#### 2.1 Breve historia de las comunicaciones

La comunicación siempre ha sido muy importante entre los seres humanos. De hecho, vivimos dentro de una sociedad en la que el ser humano es el centro de la misma, es decir, todo gira alrededor de él y lo más importante es la comunicación entre todos, para poder tener una buena convivencia.

Al inicio de la civilización, el hombre se comunicaba por señales de humo, por golpes de tambor, o símbolos tallados en piedras. Pero a medida que fue pasando el tiempo, la forma de comunicarse, sobre todo a distancia, fue cambiando y más que nada evolucionando, debido a que las grandes civilizaciones fueron creciendo, expandiéndose y necesitando mantener una comunicación rápida y fluida.

Las telecomunicaciones dan sus primeros pasos con la denominada Maratón, que se caracterizó porque la información era llevada por una persona que corría en forma ininterrumpida a través de largas distancias

En la primera mitad del siglo XIX, aparece el telégrafo eléctrico, invento que surge a raíz de los descubrimientos de Ampere y Faraday y podemos afirmar que es en este momento que comienzan las telecomunicaciones. A través del telégrafo, se podían enviar mensajes con ayuda de letras y números.

Más tarde, en el mismo siglo XIX, se desarrolló el teléfono, con el que fue posible comunicarse utilizando la voz y posteriormente se dio la revolución de la comunicación inalámbrica: las ondas de radio.

A principios del siglo XX, aparece el teletipo, artefacto con el cual también se podía enviar textos y más tarde aparece el modem, el cual permitía transmitir datos entre computadores.

A mediados de este mismo siglo XX, comienza la telecomunicación en el campo de la informática, telecomunicación ayudada por satélites.

Antes de concluir el siglo XX, aparecieron las redes digitales y la internet que han pasado a ser parte importante en la vida de todas las personas.

## **2.2 Concepto de telecomunicación**

Telecomunicación es toda transmisión y recepción de señales de cualquier naturaleza electromagnética que contengan signos, sonidos, imágenes o en definitiva cualquier tipo de información que se desee comunicar a distancia. (WIKIPEDIA, 2017)

## **2.3 Torres de telecomunicaciones**

Como se ha manifestado anteriormente, a medida que la necesidad de contar con una mejor comunicación, en el siglo XX comenzó en el mundo entero a construirse estructuras que servirían para ampliar la cobertura y poder brindar un mejor servicio a los usuarios.

Estas estructuras, denominadas Torres de Telecomunicaciones, son usualmente metálicas y sirven para la transmisión de señales, como en el caso de teléfonos celulares y microondas.

Las estructuras arriba mencionadas, están conformadas por una serie de barras las cuales deberán soportar el peso de antenas y de una serie de equipos, que justamente servirán para transmitir señales a todo tipo de teléfonos ya sean fijos o móviles.

Para que estas estructuras funcionen adecuadamente, se deben escoger correctamente la altura que deben tener y el sitio idóneo donde colocarlas.

Debido a esto, se debe recurrir al Departamento de Radio Frecuencia y Transmisión de cada país, el cual será el encargado de emitir las disposiciones definitivas al respecto.

Una vez determinada la ubicación de la torre, se deberá visitar el área para de ese modo escoger el mejor sitio donde instalarla.

Todo esto se debe a que los teléfonos celulares son radios sofisticados que trabajan con frecuencias que cubren o abarcan áreas o células de cierto diámetro.

Las torres de telecomunicaciones pueden ser colocadas sobre una casa o sobre un edificio, siempre y cuando las condiciones de cualquiera de estas construcciones, sean óptimas para que puedan soportar el peso de la torre.

Pero, también pueden ser construidas a nivel del terreno, para lo cual habrá que hacer un buen análisis de suelo y en este caso las torres pueden ser auto-soportadas, atirantadas, monopolos y mástiles.



**Figura 1:** torre de telecomunicación sobre un edificio

**Fuente:** [1080.plus/Torre\\_Diana-Cimentaci%C3%B3n/LfZKILB-BkM.video](https://1080.plus/Torre_Diana-Cimentaci%C3%B3n/LfZKILB-BkM.video)



**Figura 2:** torre de telecomunicación sobre el suelo

**Fuente:** [www.antenasytorres.com.co/portfolio/torres-auto-soportadas/](http://www.antenasytorres.com.co/portfolio/torres-auto-soportadas/)

### 2.3.1 Torres auto-soportadas.

Este tipo de torres, denominadas también auto-estables, tienen generalmente secciones de forma cuadrada, aunque también pueden tener forma triangular y se denominan auto-estables porque no necesitan de arriostres. También pueden ser rectas o piramidales

En nuestro país son las que mayormente se utilizan y pueden ser

construidas en zonas urbanas o en cerros.



**Figura 3:** torre de telecomunicación auto-soportada cuadrada

**Fuente:** [www.torretelperu.pe/07contactos.html](http://www.torretelperu.pe/07contactos.html)



**Figura 4:** torre de telecomunicación auto-soportada triangular

**Fuente:** [gonet.cl/torres-autosoportadas/](http://gonet.cl/torres-autosoportadas/)

Antes de construir una torre auto-soportada, deberá revisarse muy bien la calidad de la cimentación, pues ésta debe ser lo suficientemente resistente para soportar todas las fuerzas que van a actuar sobre la torre.

### **2.3.2 Torres atirantadas o arriostradas.**

Las torres arriostradas, generalmente con sección triangular constante, a diferencia de las auto-soportadas, para su seguridad o lo que es lo mismo decir, para su estabilidad, utilizan cables también denominados arriostres, los cuales transmiten esfuerzos de tensión.

El peso de este tipo de estructuras es menor que el de las auto-soportadas, por lo que se podría afirmar que son más económicas, pero en cambio necesitan un mayor espacio para colocarlas debido a la presencia de los cables, los cuales se colocan en forma inclinada y van anclados en el suelo con amplios radios en uno de sus extremos. También pueden ir sobre edificaciones.



**Figura 5:** torre de telecomunicación arriostrada

**Fuente:** [www.chinatowers.es/2-2-guyed-communication-tower.html](http://www.chinatowers.es/2-2-guyed-communication-tower.html)

### **2.3.3 Torres monopolo.**

Cuando no hay mucho espacio libre en el lugar escogido para construir una torre de telecomunicaciones, se trata de conservar la estética de dicho lugar, por lo que es aconsejable instalar una torre tipo Monopolo, denominada también Tubular, cuya construcción no demora mucho tiempo pues cada uno de los tramos de la misma, es de tipo pre-fabricado.

Estas torres también pueden ser instaladas sobre una edificación, ya que generalmente tienen menos altura que las auto-soportadas y las arriostradas, por lo que consecuentemente, poseen menos peso que las

estructuras arriba mencionadas



**Figura 6:** torre de telecomunicación tipo monopolo

**Fuente:** [www.servimecol.com/monopolos-para-telecomunicaciones.html](http://www.servimecol.com/monopolos-para-telecomunicaciones.html)

#### **2.3.4 Torres tipo mástil.**

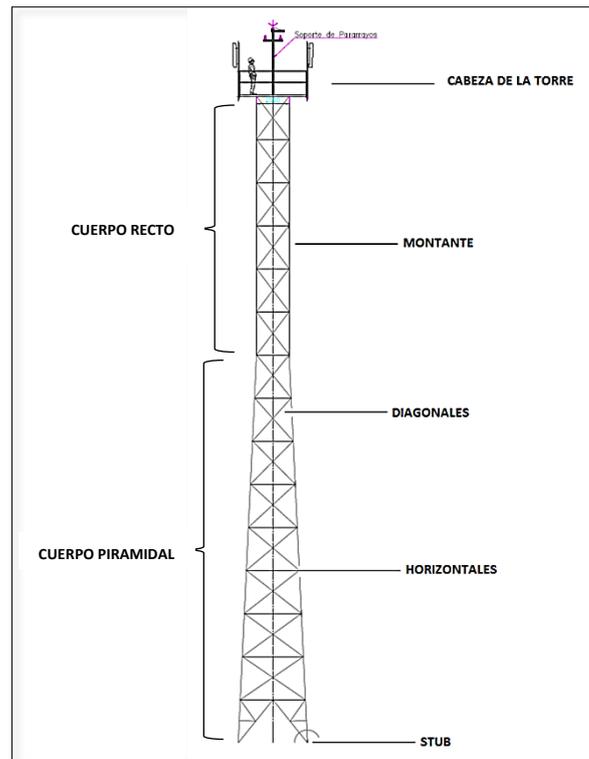
Estas torres, al igual que las monopolo, también se denominan Tubulares, pero poseen menos altura que las mismas y, generalmente se las coloca sobre las terrazas de ciertas edificaciones.



**Figura 7:** torre de telecomunicación tipo mástil

**Fuente:** [laplata.olx.com.ar/técnico -torrista-antenas](http://laplata.olx.com.ar/técnico-torrsta-antenas)

## 2.4 Componentes de una torre de Telecomunicaciones



**Figura 8:** Componentes de una torre  
**Fuente:** Santiago Olmedo Olvera Varas.

### 2.4.1 Cabeza de la torre.

Es la parte más alta de la torre y posee usualmente un área menor que el resto de la estructura. Normalmente en este sitio va colocada una canastilla, que sirve como sitio de descanso.

### 2.4.2 Montantes.

Se denominan montantes a los elementos verticales que reciben esfuerzos de tipo axial. A los montantes también se los llama pilares metálicos.

### **2.4.3 Cuerpo Recto.**

Es la parte superior de la torre y se denomina de esa manera porque todo el tramo hasta llegar a la cabeza de la estructura tiene una sección transversal constante.

### **2.4.4 Cuerpo Piramidal.**

A diferencia del cuerpo recto, la parte baja de la torre tiene secciones transversales variables, que hacen que la torre tenga una forma piramidal.

### **2.4.5 Stub.**

Elementos de anclaje entre estructuras y cimentación.

## **2.5 Accesorios de una torre**

### **2.5.1 Escaleras.**

Es el accesorio que permite el acceso al personal de mantenimiento a cualquier altura de la estructura o equipos instalados.

### **2.5.2 Canastilla.**

Este accesorio sirve en cambio, para el descanso eventual del personal de mantenimiento.

## 2.6 Material – Acero Estructural

En las torres de telecomunicaciones, objeto de este estudio, se utiliza para su construcción el acero.

Este material, de fabricación industrializada, está compuesto en esencia de hierro, además de una pequeña cantidad de carbono (menos del 1%) y cantidades menores de otros elementos (Vinnakota, 2006) .

Se puede afirmar que, sólo cambiando los contenidos de los diferentes elementos del acero, sus propiedades también varían. Por ejemplo, la dureza y resistencia del acero aumentan con el porcentaje de carbono, mientras que la adición de elementos como cromo, silicio y níquel, produce aceros con resistencias más altas. (McCormac /Csernak , 2012 )

Según (McCormac & Csernak, 2012), el acero utilizado en múltiples tipos de construcciones, posee como cualquier material, ventajas y desventajas.

Entre las ventajas del acero estructural tenemos:

- Alta resistencia
- Uniformidad
- Elasticidad
- Durabilidad
- Tenacidad
- Ductilidad
- Facilidad para unir diversos miembros

Y, entre las desventajas, podemos mencionar

- Corrosión
- Costo de la protección contra el fuego
- Susceptibilidad al pandeo
- Fatiga
- Fractura frágil

**Tabla 1:** Diferentes tipos de acero ASTM

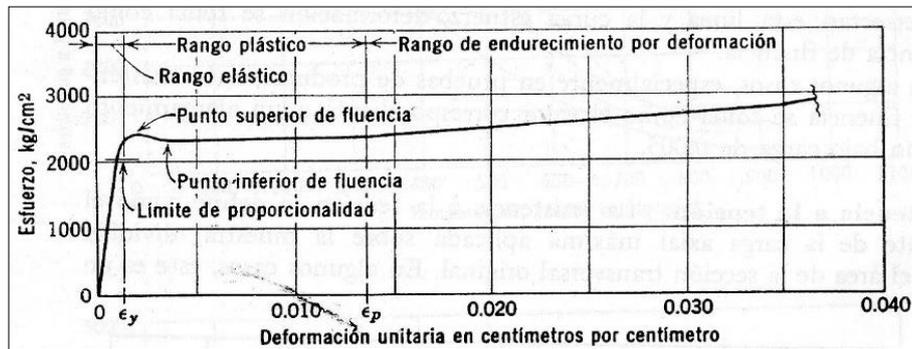
DESIGNACION DE LA ASTM	TIPO DE ACERO	FORMAS	USOS RECOMENDADOS	ESFUERZO MINIMO DE FLUENCIA, FY, EN KSI	RESISTENCIA MINIMA ESPECIFICADA LA TENSION, FU, EN KSI.
<b>A-36</b>	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Edificios puentes y otras estructuras atornilladas o soldadas	36, pero 32 si el espesor es mayor de 8 pulg.	58-80
<b>A-529</b>	Al carbono	Perfiles y placas hasta de 1/2 pulg.	Similar al A-36	42-50	60-100
<b>A-572</b>	Columbio - vanado de alta resistencia y baja aleación.	Perfiles, placas y barras hasta de 6 pulg.	Construcciones soldadas o atornilladas. No para puentes soldados con Fy grado 55 o mayor	42-65	60-80
<b>A-242</b>	De alta resistencia, baja aleación y resistencia de corrosión.	Perfiles, placas y barras hasta de 5 pulg.	Construcciones soldadas o atornilladas. Técnica de soldado muy importante.	42-50	63-70
<b>A-588</b>	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica.	Placas y barras hasta de 4 pulg.	Construcción atornillada.	42-50	63-70

Fuente: AISC 360 - 05

### 2.6.1 Propiedades del acero.

Para establecer las propiedades físicas del acero, se deben realizar diferentes pruebas, para con estos conocimientos poder utilizar adecuadamente este material en la construcción.

La prueba de tensión, por ejemplo, permite estimar la resistencia, la rigidez, la ductilidad y la tenacidad del material y de hecho la mayoría de sus propiedades mecánicas se toman del diagrama esfuerzo- deformación a tensión. (Bresler, Lin, & Scalzi, 1980)



**Figura 9:** Curva parcial esfuerzo-deformación para acero A36

**Fuente:** (Bresler, Lin, & Scalzi, 1980)

Los diagramas esfuerzo-deformación, permiten comprender mejor el comportamiento del acero.

Son muchos los factores que inciden en las propiedades de los aceros como son el tratamiento térmico que se emplee, su composición química, la geometría de la muestra, entre otros.

Entre las propiedades principales tenemos:

El **esfuerzo de fluencia o punto de fluencia**. Es el punto en el cual la deformación sufre un incremento a pesar de no haberse incrementado el esfuerzo

La **resistencia de fluencia**. Es cuando la deformación del material se torna permanente

El **límite de proporcionalidad**. Es el esfuerzo máximo para el cual los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones.

El **módulo de elasticidad**. Es la pendiente de la curva esfuerzo-deformación en el rango elástico.

La **Uniformidad** Nos hace comprender, que el acero cambia muy poco con el paso del tiempo.

La **Relación de Poisson**. Es la relación entre deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal, bajo una carga axial dada (Bresler, Lin, & Scalzi, 1980).

La **Resistencia al Impacto**. Es una cuantificación de la capacidad del acero para asimilar la energía bajo aplicaciones rápidas de cargas.

La **Durabilidad**. Propiedad que depende del mantenimiento que se le de al material.

La **Ductilidad**. Es la propiedad que tiene el material de no quebrarse, es decir, no romperse o no fallar, a pesar de sufrir grandes deformaciones por estar sometido a esfuerzos de tensión altos.

La **Tenacidad**. Es cuando observamos que el acero, aunque se encuentra muy deformado, es capaz de resistir aún grandes fuerzas.

### 2.6.2 Clasificación de los Aceros Estructurales.

Los aceros estructurales como ya se expresó en el punto 2.6, pueden ser

de varias clases y según la ASTM (American Society for Testing and Materials-Sociedad Americana para Ensayos y Materiales), los principales son: aceros estructurales al carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación, aceros de aleación tratados y templados y entre otros.

### **2.6.2.1 Aceros Estructurales al Carbono.**

A mediados del siglo XX, la industria metalúrgica, sacó a la luz un acero al carbono con mejores características de los ya existentes: el ASTM A36, el cual es utilizado en los diferentes componentes de una torre de telecomunicaciones.

Según (McCormac & Csernak, 2012), este tipo de acero puede ser de 4 clases:

- Acero de bajo contenido de carbono-. < 0,15 %
- Acero dulce- 0,15 a 0,2%\*
- Acero medio al carbono- 0,30 a 0,59 %
- Acero con alto contenido de carbono-0,60 a 1,70 %

*\* Los aceros estructurales al carbono quedan dentro de esta categoría.*

Los principales elementos de refuerzo de este tipo de acero son el propio carbono como lo dice su mismo nombre (menos del 1,70 %), el manganeso (1,65), el silicio (0,60 %) y el cobre (0,60 %).

El acero A36 tiene un porcentaje de carbono que oscila entre 0.25% y 0.29%.

En el siguiente cuadro se puede observar las principales propiedades de los aceros al carbono.

**Tabla 2:** Propiedades mecánicas de los aceros estructurales al carbono

<b>Tipo ASTM</b>	<b>Espesor, pulg.</b>	<b>punto de fluencia mínimo kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>Resistencia a la tensión kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>A7</b>		2320	4220 – 5275
<b>A373</b>	Hasta 4	2250	4080 – 5275
<b>A36</b>	Hasta 8	2530	4080 – 5625

**Fuente:** (Bresler, Lin, & Scalzi, 1980)

El cuadro anterior muestra los puntos de fluencia mínimos y las resistencias a la tensión en kg/cm<sup>2</sup> de los aceros al carbono, valores que fueron obtenidos mediante pruebas realizadas en laboratorios, respetando lo establecido por la ASTM.

Según la norma de la ASTM, el acero A36 tiene un punto de fluencia mínimo de 2530 kg/cm<sup>2</sup> (250 MPa, 36 Ksi) y un esfuerzo mínimo de ruptura en tensión o resistencia a la tensión de 4080 kg/cm<sup>2</sup> a 5625 kg/cm<sup>2</sup> ( 400 a 51 MPa, 58 80 Ksi)

### **2.6.2.2 Aceros de alta resistencia y baja aleación.**

Este tipo de acero(HSLA) tiene otros valores de punto de fluencia mínimo y de resistencia a la tensión porque aparte del carbono y el manganeso posee otros elementos como son el vanadio, el cromo, el silicio, el columbio, el cobre y el níquel, todos ellos en un porcentaje menor al 5%.

Justamente por este pequeño porcentaje, es que estos aceros se denominan de “baja aleación” y es debido a estos elementos que el acero adquiere “alta resistencia”.

En el siguiente cuadro se muestran los principales valores de las propiedades de este tipo de acero.

**Tabla 3:** Propiedades mecánicas de los aceros de alta resistencia y baja aleación

Tipo ASTM	Espesor, pulg.	punto de fluencia mínimo kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la tensión kg/cm <sup>2</sup>
<b>A242, A440 y A441</b>	¾ y menores	3515	4920
	¾ a 1 ½	3235	4710
	1 ½ a 4	2055	4430
<b>A572 – 42</b>	Hasta 4	2955	4220
<b>45</b>	Hasta 1 ½	3165	4220
<b>50</b>	Hasta 1 ½	3515	4570
<b>55</b>	Hasta 1 ½	3865	4920
<b>60</b>	Hasta 1	4220	5275
<b>65</b>	Hasta ½	4570	5625

Fuente: (Bresler, Lin, & Scalzi, 1980)

### **2.6.2.3 Aceros de aleación tratados y templados.**

Aparte de los aceros arriba mencionados existen los aceros de aleación tratados y templados, denominados de esta forma porque aparte del carbono, necesitan de otros elementos de aleación así como un tratamiento térmico para que sus puntos de fluencia y su resistencia a la tensión se eleven.

Los valores de sus principales valores de sus principales propiedades se muestran en el cuadro siguiente:

**Tabla 4:** Propiedades mecánicas de los aceros de aleación tratados y templados

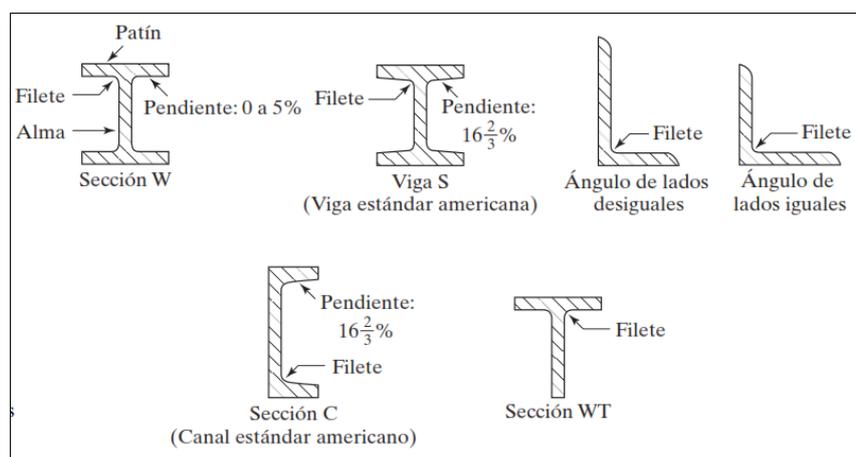
Tipo ASTM	Espesor, pulgs.	punto de fluencia mínimo kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la tensión kg/cm <sup>2</sup>
A514	Hasta $\frac{3}{4}$ incl.	7030	8085 – 9490
A514	Más de $\frac{3}{4}$ a $2\frac{1}{2}$ incl.	7030	8085 – 9490
A514	Más de $2\frac{1}{2}$ a 4 incl.	6330	7385 – 9490

Fuente: (Bresler, Lin, & Scalzi, 1980)

## 2.7 Perfiles metálicos

En cualquier estructura que incluya la presencia del acero se utiliza este material en forma de perfiles, los cuales pueden tener diferentes formas y tamaños y ser laminados de diversas maneras.

En las torres de telecomunicaciones se usan varios tipos de perfiles, algunos de ellos se muestran en la figura siguiente:



**Figura 10:** Perfiles laminados de acero.

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012)

En la figura 11, encontramos en cambio, perfiles de lámina delgada de acero doblado en frío, llamados así porque se obtienen justamente doblando láminas delgadas de acero que contienen baja cantidad de carbono.

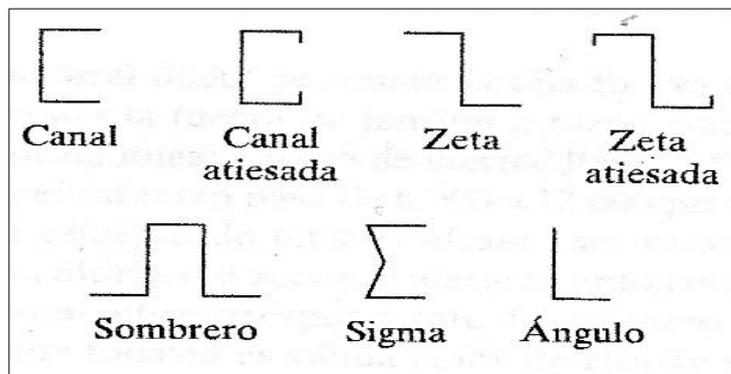


Figura11: Perfiles doblado en frío.

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012)

En el presente trabajo de titulación los perfiles utilizados fueron los siguientes:

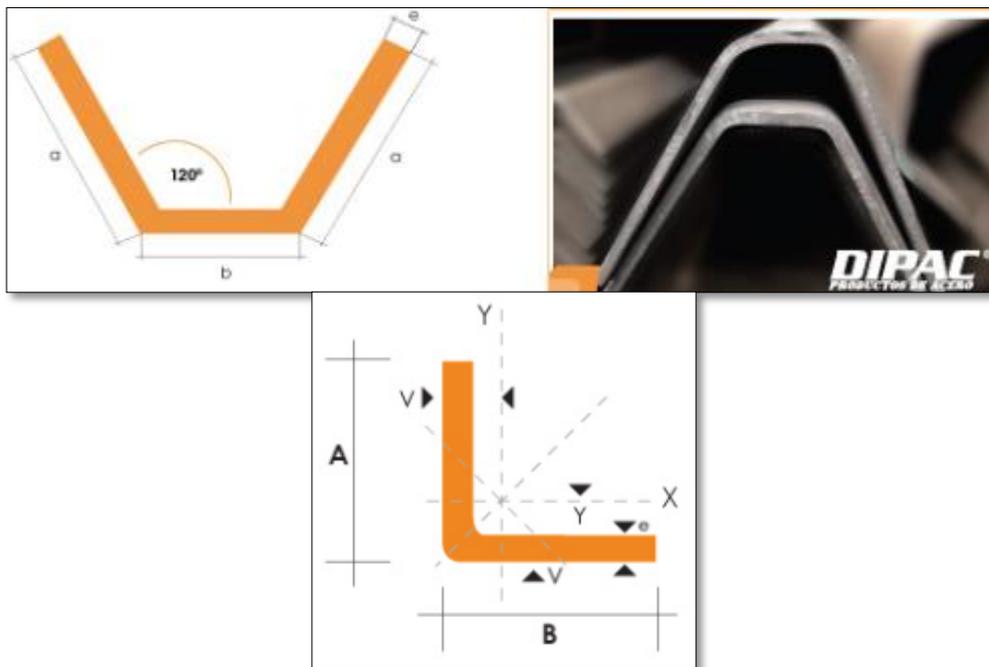


Figura11: Perfiles utilizados en este proyecto de titulación.

Fuente: DIPAC.

## **2.8 Tipos de cargas**

Existen varios tipos de cargas para realizar un análisis estructural, pero generalmente se describen los que se utilizan en cada proyecto, aquí por ejemplo tenemos los siguientes:

### **2.8.1 Cargas muertas.**

Estas cargas incluyen el peso propio de la estructura y todos sus elementos que la conforman; además se consideran en este tipo de cargas las antenas y otros accesorios.

### **2.8.2 Cargas vivas.**

Las cargas vivas se consideran al peso del personal que trabaja en este tipo de estructuras, así como el de mantenimiento.

### **2.8.3 Cargas sísmicas.**

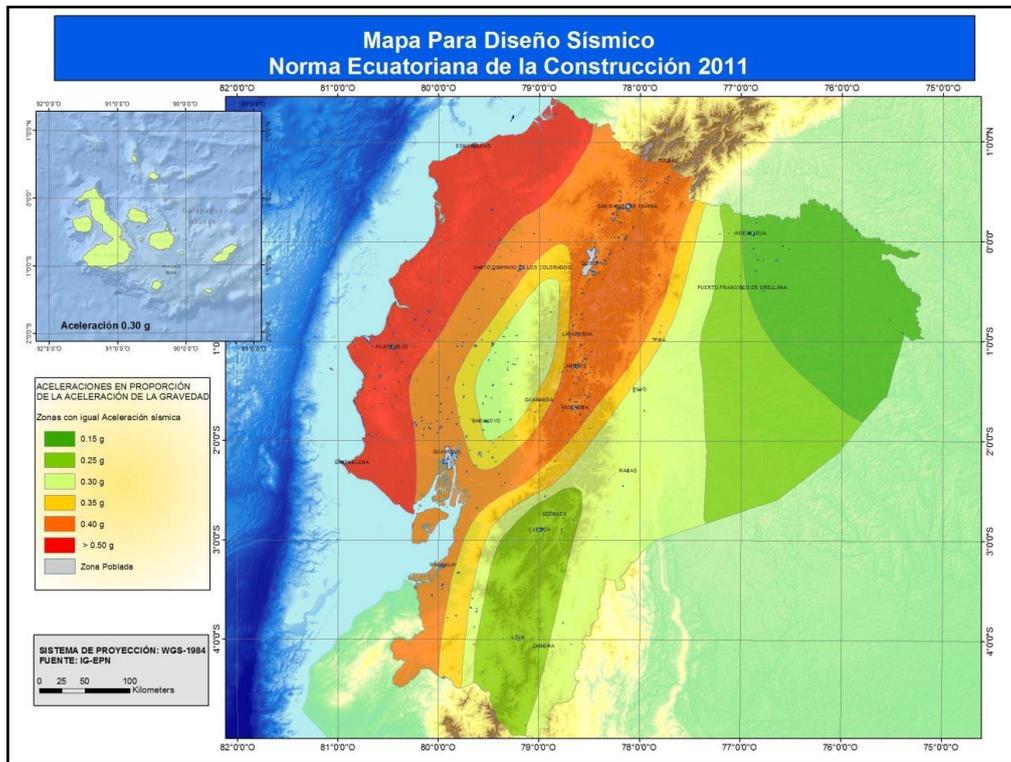
Son cargas accidentales provocadas por un sismo o terremoto sobre la base de la estructura.

La peligrosidad sísmica es la probabilidad de excedencia, dentro de un período específico de tiempo y de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros como aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados. (NEC - SE - DS, 2015)

#### ***2.8.3.1 Zonificación sísmica.***

Actualmente nuestro país se divide en seis zonas sísmicas, caracterizadas por el valor del factor de zona **Z**. Estas zonas están definidas por la geología local de cada región. El territorio ecuatoriano

está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia. (NEC - SE - DS, 2015)



**Figura 11:** Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.  
Fuente: (NEC - SE - DS, 2015)

**Tabla 5:** “Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.”

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	alta	alta	alta	Muy alta

Fuente: (NEC - SE - DS, 2015)

### 2.8.3.2 Perfiles del suelo.

La (NEC - SE - DS, 2015) ha definido seis tipos de suelos, los cuales son muy importantes conocer para poder realizar el espectro elástico de diseño, ya que este depende del tipo de suelo donde se va a implantar la

estructura. A continuación, se muestran los perfiles de suelo del territorio ecuatoriano.

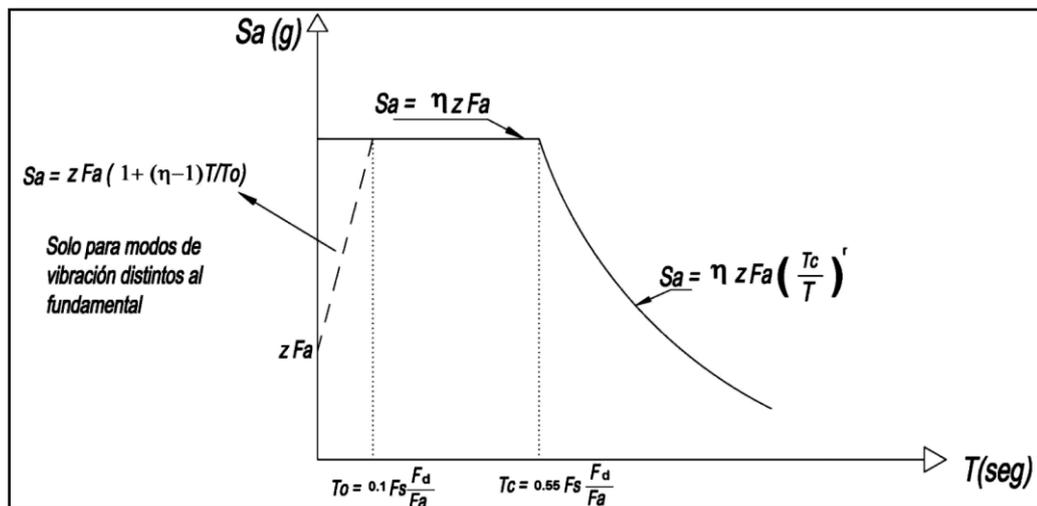
**Tabla 6:** Clasificación de los perfiles del suelo.

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

**Fuente:** (NEC - SE - DS, 2015)

### 2.8.3.3 Espectro elástico de diseño.

El espectro elástico de diseño se representa básicamente en un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura. (NEC - SE - DS, 2015).



**Figura 12:** Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

**Fuente:** (NEC - SE - DS, 2015)

Las ecuaciones para realizar el espectro son:

$$T_c = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a}; \quad S_a = \eta Z F_a; \quad S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r$$

**Ecuación 1:** Espectro de diseño

Dónde:

- $\eta$  = razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=0.1s$ ) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado

- **$F_a$** = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- **$F_d$** = Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- **$F_s$** =Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
- **$S_a$** =Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.
- **$T$** =Periodo fundamental de vibración de la estructura
- **$T_o$** = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- **$T_c$** = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- **$Z$** = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ .

### 2.8.3.4 Coeficiente de importancia *I*.

El objetivo del factor *I* es aumentar la demanda sísmica de diseño en las estructuras. Se adopta *I* dependiendo del uso e importancia de la estructura o edificación, ya que debido a su importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. (NEC - SE - DS, 2015)

**Tabla 7:** Tipo de uso, diseño e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente <i>I</i>
<b>Edificaciones esenciales</b>	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.	<b>1.5</b>
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	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	<b>1.3</b>
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	<b>1.0</b>

Fuente: (NEC - SE - DS, 2015)

### 2.8.3.5 Coeficiente de respuesta sísmica *R*.

El objetivo de este factor *R* es permitir una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño y dependen realmente de algunas variables, tales como:

- tipo de estructura,
- tipo de suelo,
- período de vibración considerado

- factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite

Se permite una reducción de fuerzas sísmicas mínimas de diseño mediante el factor **R**, cuando el diseño de este tipo de estructuras provea de suficiente resistencia y ductilidad a las mismas, de manera consistente con la filosofía de diseño y las especificaciones. (NEC - SE - DS, 2015)

**Tabla 8:** Factor de reducción de respuesta **R** para estructuras diferentes a las de edificación.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural	R
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3,5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3,5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3,5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Fuente: (NEC - SE - DS, 2015)

#### 2.8.4 Cargas de viento.

Se considera al viento, como una corriente de aire que se mueve desde zonas de alta presión hacia zonas de baja presión. Es un fenómeno meteorológico como lo son las lluvias.

Los vientos, se mueven en la tropósfera con diferentes magnitudes de velocidades por lo que se puede decir que las diferentes estructuras sobre

las cuales ellos actúan, pueden recibir fuerzas variables lo que las hace comportarse de manera diferente.

En la magnitud de las cargas de viento, inciden no solamente la velocidad del mismo, sino también el hecho de que estas velocidades van cambiando con respecto a la altura, así como puede ir cambiando la magnitud de las ráfagas o las condiciones del entorno.

Estas cargas son muy importantes tenerlas en cuenta sobre todo cuando actúa en estructuras esbeltas como son: las torres de telecomunicación.

Las cargas arriba mencionadas, dependen de la ubicación de las estructuras, de su altura, del área expuesta y de la posición. (Cisneros Garcia, 2009).

El viento puede actuar en cualquier dirección y debe investigarse cuál es la dirección que produce efectos más desfavorables en las estructuras. (Cisneros Garcia, 2009)

El INAMHI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología), sobre el mapa del Ecuador determina las velocidades del viento por regiones, así como la misma Institución da a conocer los diferentes rangos de velocidad de viento dentro de nuestro país.

En estos mapas se puede observar, que en la zona sur de la región litoral existen las menores velocidades de viento (ver anexo).

### 2.8.4.1 *Ráfaga de viento.*

La ráfaga de viento implica un incremento de la velocidad del mismo que aparece en forma repentina y dura un tiempo reducido

### 2.8.4.2 *Cargas de viento según TIA/EIA-22F.*

La Norma Telecommunications Industry Association, TIA/EIA-222-F, establece requerimientos mínimos para la cuantificación de cargas de viento.

Para el desarrollo de la presente investigación se cita varios artículos correspondientes a la norma, (TIA/EIA-222-F, 1996):

La fuerza horizontal  $F$  establecida en la ecuación 1 aplicada a cada sección de la estructura se debe calcular usando la siguiente expresión:

$$F = qz G_H [C_F A_E + \Sigma (C_A A_A)]$$

**Ecuación 2:** Fuerza horizontal

Dónde:

- $F$ = Fuerza horizontal de viento. Expresada en [N]
- $G_H$ = Factor de ráfaga
- $qz$ = Presión de velocidad
- $C_F$ = Coeficiente de fuerza para secciones triangulares
- $A_E$ = Área proyectada efectiva
- $C_A$ = Coeficiente de fuerza
- $A_A$ = Área proyectada de accesorio

Pero es importante considerar que esta fuerza **F** debe cumplir con la expresión siguiente:

$$F > 2 q_z G_H A_G$$

**Ecuación 3**

Dónde:

- **A<sub>G</sub>**= Área bruta de una cara de la torre, determinada como si la cara fuera maciza.

La presión de velocidad **q<sub>z</sub>** y el coeficiente de exposición **K<sub>z</sub>**, deben ser calculados con la siguiente expresión:

$$q_z = 0,613 K_z V^2$$

**Ecuación 4:** Presión de velocidad del viento

Dónde:

- **q<sub>z</sub>**= Presión de Velocidad del viento, expresada en Pa
- **K<sub>z</sub>**= Coeficiente de exposición del viento
- **V**=Velocidad de diseño en m/s

El valor de **K<sub>z</sub>** de la ecuación 3 se determinará con la siguiente ecuación:

$$K_z = \left[ \frac{Z}{10} \right]^{2/7}$$

**Ecuación 5:** Coeficiente de exposición

Dónde:

- **$K_z$** = Coeficiente de exposición
- **$Z$** : Altura por encima del nivel del terreno al punto medio de la sección. Se debe tener en cuenta que  **$z$**  debe estar en metros.

Debemos tener en cuenta que el valor de  **$kz$**  siempre debe cumplir con lo que establece la expresión:

$$1,00 \leq K_z \leq 2,58$$

**Ecuación 6**

El factor de ráfaga  **$G_H$** , para las estructuras reticuladas se debe calcular con la siguiente expresión:

$$G_H = 0,65 + \left[ \frac{0,60}{h/10} \right]^{1/7}$$

**Ecuación 7:** Factor de ráfaga

Dónde:

- **$G_H$**  = Factor de ráfaga
- **$h$** = Altura total de la estructura expresada en metros

Debemos tener en cuenta que el valor de  **$G_H$**  debe cumplir con lo establecido en la expresión 7:

$$1,00 \leq G_H \leq 1,25$$

**Ecuación 8**

Es importante conocer que se debe aplicar solamente un factor de ráfaga a toda la estructura (**Art. 2.3.4.3**) (TIA/EIA-222-F, 1996).

El coeficiente **CF** para las estructuras reticuladas, se debe encontrar utilizando la siguiente ecuación:

$$C_F = 3,4 e^2 - 4,7 e + 3,4$$

**Ecuación 9:** Coeficiente de fuerza

Dónde:

- **CF**= Coeficiente de fuerza para secciones triangulares
- **e** = Relación de solidez expresado en la ecuación siguiente.

La relación de solidez **e** se calcular  de acuerdo a la siguiente expresión:

$$e = (A_F + A_R)/A_G$$

**Ecuación 10:** Coeficiente de fuerza

Dónde:

- **e**: Relación de solidez
- **AF**=  rea proyectada de los componentes planos en una cara
- **AR**=  rea proyectada de los componentes estructurales circulares en una cara
- **AG**=  rea bruta de la cara de la torre determinada como si la cara fuera maciza.

**Nota:** El área proyectada de los componentes estructurales debe incluir el área proyectada de las placas de conexión.

**AE** = área efectiva proyectada de los componentes estructurales para una sección cualquiera se debe calcular usando la siguiente ecuación:

$$A_E = D_F A_F + D_R A_R R_R$$

**Ecuación 11:** Área proyecta efectiva.

Dónde:

- **AE**= Área Efectiva
- **DF**=Factor de dirección de viento para componentes estructurales planos.
- **DR**=Factor de viento para componentes estructurales circulares.
- **RR**=Factor reducción componentes estructurales circulares, véase ecuación

Los factores de dirección del viento, **DF** y **DR**, se deben determinar a partir de la siguiente tabla:

**Tabla 9:** Factores de dirección del viento.

Sección transversal de la torre	Cuadrada		Triangular		
	Dirección del viento	Normal	±45*	Normal	60°*
<i>DF</i>	1,0	1+0,75e (1,2 max.)	1,0	0,80	0,85
<i>DR</i>	1,0	1+0,75e (1,2 max.)	1,0	1,00	1,00

**\*Medidos a partir de una línea normal a la cara de la estructura**

**Fuente:** (TIA/EIA-222-F, 1996)

**Elaborado por:** Santiago Olmedo Olvera Varas.

Donde el factor de reducción **RR** para los componentes estructurales circulares se debe obtener con la expresión siguiente:

$$R_R = 0,51 e^2 + 0,57$$

**Ecuación 12:** Factor de reducción.

Pero se debe de tener de en cuenta que este factor cumpla con lo siguiente:

$$R_R \leq 1,00$$

**Ecuación 13**

Dónde:

- **RR:** Factor de reducción.
- **e:** Relación de solidez, (ecuación 9)

Hay que tener en cuenta que **CA** (coeficiente de fuerza), aplicado al área proyectada (ft<sup>2</sup>) [m<sup>2</sup>] de un accesorio lineal, **AA**, elemento al que no se considera como un componente estructural se debe determinar a partir de la siguiente tabla:

**Tabla 10:** Coeficientes de fuerza para accesorios.

Tipo de miembro	Relación de aspecto <= 7	Relación de aspecto >= 25
	CA	CA
Plano	1,4	2,0
Cilíndrico	0,8	1,2

Relación de aspecto = relación longitud total/ancho en un plano normal a la dirección del viento. (La relación de aspecto no es función de la separación entre puntos de apoyo de los accesorios lineales, ni tampoco se considera que la longitud de la sección tiene una fuerza uniformemente distribuida)

**Nota: Para otras relaciones de aspecto se puede interpolar linealmente.**

**Fuente:** (TIA/EIA-222-F, 1996)

**Elaborado por:** Santiago Olmedo Olvera Varas.

## **2.9 Análisis estructural**

El objetivo del análisis estructural consiste en calcular las fuerzas internas y las deflexiones en un punto cualquiera de una estructura. (Camba Castañeda, Chacon Garcia, & Perez Arellano, 1982)

En el análisis estructural se debe tomar en cuenta las siguientes condiciones:

- Equilibrio entre las fuerzas internas y externas en todos los elementos de la estructura.
- Compatibilidad de deformaciones de todos los elementos estructurales.
- Relación fuerza – desplazamiento.

### **2.10 Fundamentación legal**

Para cumplir con el análisis planteado de la torre auto-soportada para telecomunicaciones se debe tener en cuenta como fundamento legal, todas las normas posibles para que se cumpla con todos lineamientos que se encuentran en ellas.

- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15)
- Manual for Structural Steel Buildings. (AISC-2010)
- Design of Latticed Steel Transmission Tower, American Society of Civil Engineers. (ASCE 10-97)

- Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures. (EIA/TIA-222-F)
- IBC 2006.- International Building Code.

## CAPITULO III

### 3 MARCO METODOLÓGICO

En la presente investigación se realizará el análisis de cómo se comporta una torre de telecomunicaciones ante la acción de las varias velocidades de viento; así como también veremos las deformaciones obtenidas por dicha sollicitación mediante un procedimiento dinámico lineal, realizado con la ayuda del software **SAP2000**.

Este proyecto estará encauzado básicamente en lo cualitativo - cuantitativo, debido a los procesos de cálculos y cantidades que se utilizarán para poder analizar la torre de telecomunicaciones y de esta manera poder verificar su comportamiento estructural a distintas velocidades del viento; así como un chequeo rápido de sus elementos.

Otra cosa importante a tener en cuenta es la bibliografía aplicada, que servirá para poder entender y fundamentar los resultados obtenidos, ya que de esta manera podremos establecer lo más recomendable e idóneo del análisis realizado, y así poder tener la certeza de que la estructura va a tener un buen comportamiento ante las diferentes sollicitaciones.

#### 3.1 Descripción de la estructura

La estructura comprende una torre triangular de 30 m. auto-soportada, está constituida de 5 tramos de 6 metros de altura cada uno, a continuación, se muestran más detalles de las características geométricas de la torre:

- **Tipo de estructura:** Torre Triangular Auto-soportada.

- **Dimensiones:** Altura 30 m, base Triangular de 3.0 m por lado.
- **Configuración:** Estructura de tipo celosía, se utilizarán pernos para la conexión entre elementos, cuerpo tronco piramidal de aristas inclinadas en su base hasta 18 m de altura y Sección superior constante de 12 m de alto y ancho de 1.5 m.
- **Peso aproximado:** 5000 Kg.

### 3.1.1 Materiales.

#### **Perfiles Principales de montantes, Superestructura, Placas:**

- Acero ASTM A-36
- Límite de Fluencia 36 Ksi Esfuerzo Último 58 Ksi Hot-Roller (Entramado) Cold-Formed (Montantes)
- Acero ASTM A-572 Gr. 50
- Límite de Fluencia 50Ksi Esfuerzo Último 65 Ksi
- Hot-Roller (Placa de anclaje)

#### **Pernos y Tuercas:**

- Especificación de Perno ASTM A-325 Especificación de Tuerca ASTM A-563 Carga de Prueba 85 Ksi
- Resistencia Última 120 Ksi

#### **Pernos de Anclaje:**

- Especificación ASTM A-706
- Límite de Fluencia 60 Ksi
- Esfuerzo Último 80 Ksi

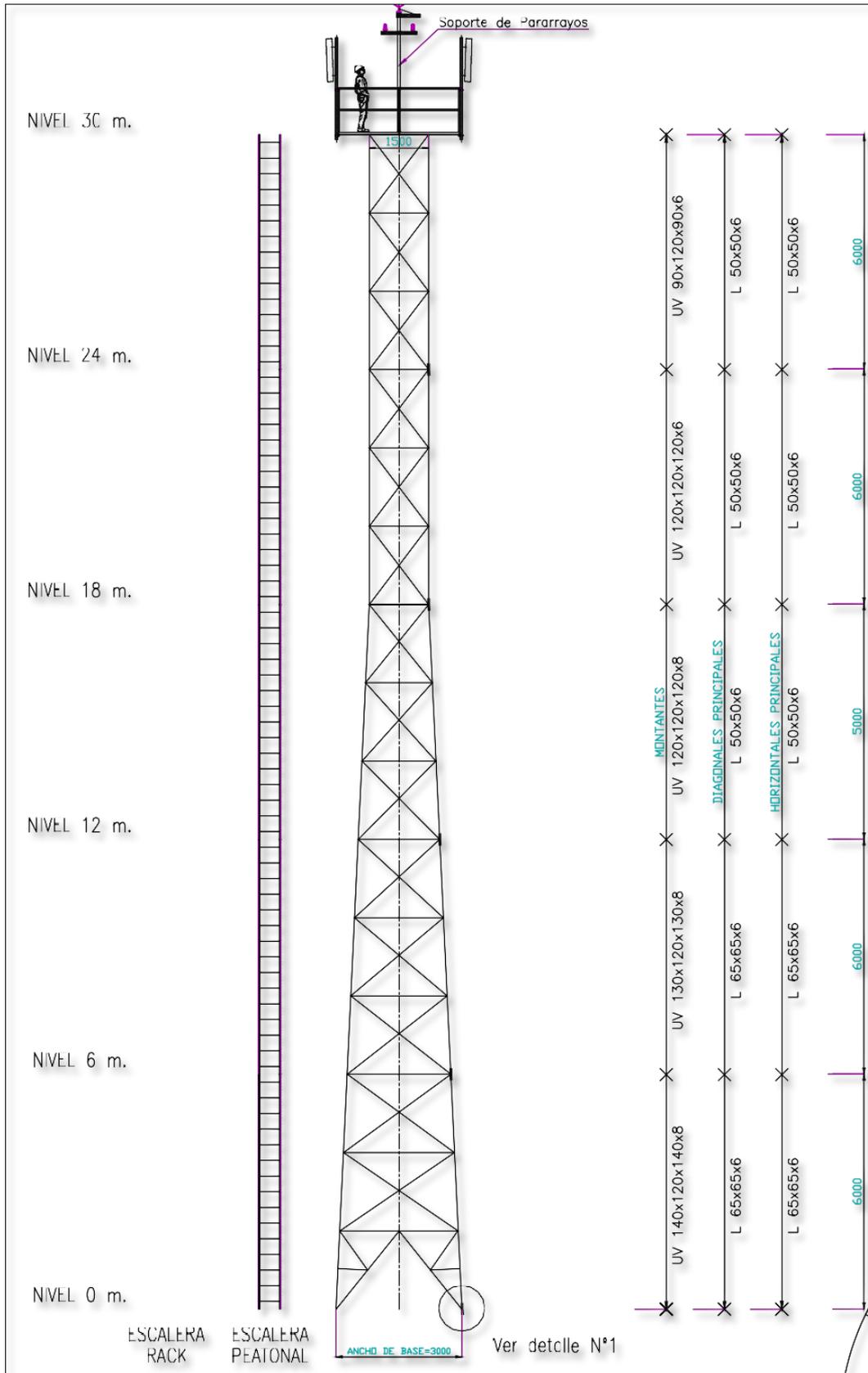


Figura 13: torre de telecomunicación a analizar

Fuente: CONECEL S. A.

## 3.2 Análisis de las cargas

Para realizar un mejor análisis hay que tener en consideración la mayor cantidad de cargas a la que va a estar sometida la torre. A continuación, se procede a cuantificar las cargas actuantes, para luego analizar las diferentes combinaciones de cargas impuestas por las normas.

### 3.2.1 Determinación de la carga muerta.

Se define como carga muerta al peso propio de la estructura, además de los componentes no estructurales como por ejemplo escaleras, plataformas, antenas, etc. A continuación, se detallan estas cargas:

**Tabla 11:** Cuantificación de la carga muerta

<b>Nivel 30 m</b>	<b>Detalle de equipos en la torre</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Cargas</b>	<b>Carga Total</b>
	<i>Antenas celulares de 2,5X0,25</i>	9	50,00 kg	450,00 kg
	<i>Antena Microonda de Ø3.0 m.</i>	3	450,00 kg	1350,00 kg
	<i>Antena Microonda de Ø3.0 m. *</i>	1	450,00 kg	450,00 kg
	<i>Antenas RRU de 0.6X0.6</i>	9	50,00 kg	450,00 kg
<b>Nivel 30 m</b>	<b>Detalles Complementarios</b>			
	<i>Peso Estimado de Plataforma.</i>	1	400,00 kg	400,00 kg
	<i>Peso de Escalera con accesorios</i>	1	900,00 kg	900,00 kg
<b>CARGA MUERTA TOTAL</b>				<b>4000,00 kg</b>

**Fuente:** CONECEL S. A.

**Elaborado por:** Santiago Olmedo Olvera Varas.

### 3.2.2 Determinación de la carga viva.

La carga viva considerada para este análisis, es el personal que realizará el montaje y mantenimiento de la estructura.

**Tabla 12:** Cuantificación de la carga viva

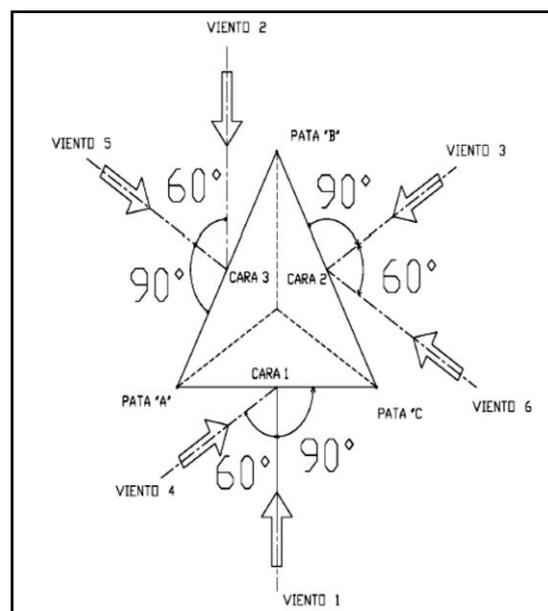
<b>Nivel 30 m</b>	<b>Detalle</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Cargas</b>	<b>Carga Total</b>
	<i>Personas de mantenimiento</i>	3	100,00 kg	300,00 kg
<b>CARGA VIVA TOTAL</b>				<b>300,00 kg</b>

**Fuente:** CONECEL S. A.

**Elaborado por:** Santiago Olmedo Olvera Varas.

### 3.2.3 Determinación de la carga por viento.

La carga por viento depende de la velocidad del viento con la que actúa sobre la estructura. Esta fuerza es la más predominante en el análisis y se comenzó a estimar a partir de la norma *EIA/TIA 222F (Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures)*. Para el presente análisis, se estimó una velocidad del viento máxima de **100 km/hr.**, debiendo resaltar que también se estimó una velocidad de viento de **160 km/hr.**, (que es la magnitud con la cual se construyó la torre) esto es con el fin de poder cumplir con los objetivos planteados en el presente trabajo.



**Figura 14:** Identificación de caras y dirección de viento en la torre

**Fuente:** Ing. Víctor Betancourt, 2013

La figura anterior representa el valor de Fuerza sobre cada cara en cada dirección de viento analizada, según la siguiente identificación de caras y dirección de viento en torre.

Para la determinación de la fuerza del viento producida cuando este actúa a  $60^\circ$  y  $90^\circ$  se le aplica un factor de dirección del viento como se indica en EIA-222-F. Tabla 9 del presente trabajo, la carga así concebida es la que aplicaremos actuando a  $60^\circ$  y  $90^\circ$  de los ejes principales de la estructura.

Se presenta el diseño de las cargas de viento a una velocidad de **160 km/hr.**

**Tabla 13:** Cuantificación de la carga de viento de 160 km/hr.

<b>DETERMINACION DEL AREA DE INCIDENCIA DEL VIENTO</b>								
Elevación de sección (m)	Montantes		Diagonales		Horizontales		Área plana Af (m <sup>2</sup> )	Área Redonda Ar (m <sup>2</sup> )
	Cara del elemento (mm)	longitud m	Cara del elemento (mm)	longitud (m)	Cara del elemento (mm)	longitud (m)		
<b>30,00</b>	90,00	12,00	40,00	15,00	40,00	4,50	3,14	0,00
<b>24,00</b>	90,00	12,00	40,00	15,00	40,00	4,50	3,14	0,00
<b>18,00</b>	120,00	12,00	40,00	16,00	40,00	5,01	3,21	0,00
<b>12,00</b>	120,00	12,00	50,00	18,04	50,00	6,50	3,88	0,00
<b>6,00</b>	130,00	12,00	50,00	20,72	50,00	8,00	4,27	0,00

<b>FACTORES DE FUERZA DEL VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA</b>								
Elevación de sección (m)	Kz	Presión de velocidad Qz (kg/m <sup>2</sup> )	Área gruesa Ag (m <sup>2</sup> )	Área Plana Af (m <sup>2</sup> )	Radio de solidez e	Coeficiente de fuerza Cf	Accesorios	
							Escaleras	Cables
							Ca	Ca
<b>30,00</b>	1,33	163,94	9,00	3,14	0,35	2,17	1,40	0,80
<b>24,00</b>	1,24	152,58	9,00	3,14	0,35	2,17	1,40	0,80
<b>18,00</b>	1,12	138,59	10,02	3,21	0,32	2,24	1,40	0,80
<b>12,00</b>	1,00	123,43	13,00	3,88	0,30	2,30	1,40	0,80
<b>6,00</b>	1,00	123,43	16,00	4,27	0,27	2,39	1,40	0,80

FUERZA DEL VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA								
Elevación de sección (m)	Factor de dirección de viento Df			Accesorios		Fuerza sobre la estructura (kg)		
	Torre triangular			Área Efectiva Aa (m <sup>2</sup> )		Torre triangular		
	Normal	60°	90°	Escaleras	Cables	Normal	60°	90°
30,00	1,00	0,80	0,85	0,48	1,49	1654,79	1217,42	1105,07
24,00	1,00	0,80	0,85	0,48	1,49	1540,13	1133,07	1028,50
18,00	1,00	0,80	0,85	0,48	1,49	1488,17	1100,57	1010,05
12,00	1,00	0,80	0,85	0,48	1,49	1582,55	1185,92	1118,16
6,00	1,00	0,80	0,85	0,48	1,49	1775,17	1340,01	1281,88

Fuente: CONECEL S. A.

A continuación, se procede con el cálculo de la distribución de la velocidad del viento de **100 km/hr.**

**Tabla 14:** Cuantificación de la carga de viento de 100 km/hr.

DETERMINACION DEL AREA DE INCIDENCIA DEL VIENTO												
Tramo	Elevación de sesión m	Montantes			Diagonales			Horizontales			Área plana Af (m <sup>2</sup> )	Área Redonda Ar (m <sup>2</sup> )
		Tipo de elemento	Cara del elemento (mm)	longitud (m)	Tipo de elemento	Cara del elemento (mm)	longitud (m)	Tipo de elemento	Cara del elemento (mm)	longitud (m)		
5	30,00	UV-90X120X90X6	90,00	12,00	L - 50X50X6	50,00	15,00	L - 50X50X6	50,00	4,50	2,06	0,00
4	24,00	UV-120X120X120X6	120,00	12,00	L - 50X50X6	50,00	15,00	L - 50X50X6	50,00	4,50	2,42	0,00
3	18,00	UV-120X120X120X8	120,00	12,00	L - 50X50X6	50,00	16,00	L - 50X50X6	50,00	5,01	2,49	0,00
2	12,00	UV-130X120X130X8	130,00	12,00	L - 65X65X6	65,00	18,04	L - 65X65X6	65,00	6,50	3,16	0,00
1	6,00	UV-140X120X140X8	140,00	12,00	L - 65X65X6	65,00	20,72	L - 65X65X6	65,00	8,00	3,55	0,00

FACTORES DE FUERZA DEL VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA										
Tramo	Elevación de sección (m)	Coeficiente de exposición $k_z$	Presión de velocidad $Q_z$ (kg/m <sup>2</sup> )	Factor de ráfaga GH	Área gruesa $A_g$ (m <sup>2</sup> )	Área Plana $A_f$ (m <sup>2</sup> )	Radio de solidez $e$	Coeficiente de fuerza $C_f$	Coeficiente de fuerza	
									Accesorios	
									Escaleras	Cables
									Ca	Ca
5	30,00	1,33	64,04	1,16	9,00	2,06	0,23	2,50	1,40	0,80
4	24,00	1,24	59,60	1,16	9,00	2,42	0,27	2,38	1,40	0,80
3	18,00	1,12	54,14	1,16	10,71	2,49	0,23	2,49	1,40	0,80
2	12,00	1,00	48,22	1,16	14,10	3,16	0,22	2,52	1,40	0,80
1	6,00	1,00	48,22	1,16	17,65	3,55	0,20	2,59	1,40	0,80

FUERZA DEL VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA									
Tramo	Elevación de sección (m)	Factor de dirección de viento $D_f$			Accesorios		Fuerza sobre la estructura (kg)		
		Torre triangular			Área Efectiva $A_a$ (m <sup>2</sup> )		Torre triangular		
		Normal	60°	90°	Escaleras	Cables	Normal	60°	90°
5	30,00	1,00	0,80	0,85	0,48	1,49	520,81	356,60	375,76
4	24,00	1,00	0,80	0,85	0,48	1,49	527,04	365,74	385,69
3	18,00	1,00	0,80	0,85	0,48	1,49	506,88	354,74	374,27
2	12,00	1,00	0,80	0,85	0,48	1,49	549,14	394,10	416,37
1	6,00	1,00	0,80	0,85	0,48	1,49	619,22	450,16	475,94

Fuente: Santiago Olmedo Olvera Varas.

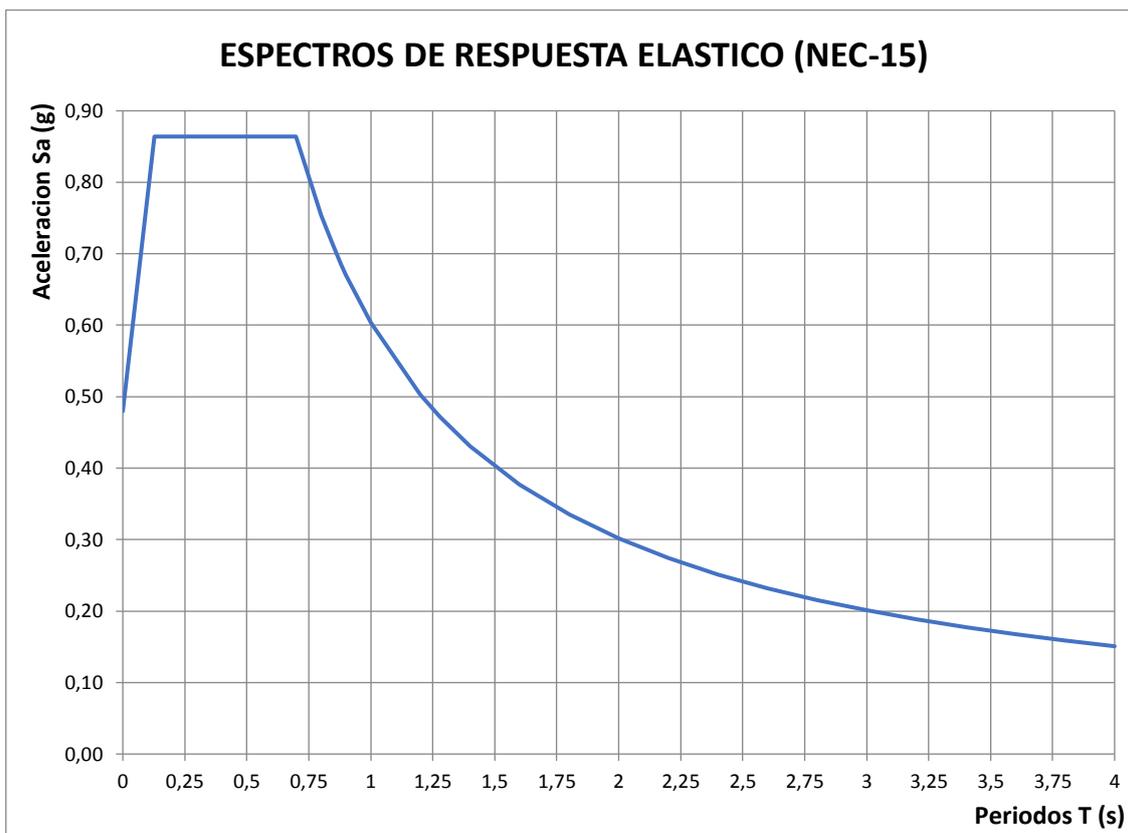
### 3.2.4 Determinación de la carga por sismo.

La carga por sismo está en función de varios aspectos como el tipo de suelo, el lugar de emplazamiento, el tipo de suelo y otros factores que están basados en la NEC – SE – DS, 2015. Aquí se procede a realizar el espectro de respuesta sísmica en base a los datos siguientes:

**Tabla 15:** Datos para realizar el espectro.

<b>REGION:</b>	<b>SIERRA</b>	<b>Fa</b>	<b>1,40 (NEC – SE – DS, 2015)</b>
<b>PROVINCIA:</b>	LOJA	Fd	1,45 (NEC – SE – DS, 2015)
<b>CANTON:</b>	CATAMAYO	FS	1,06 (NEC – SE – DS, 2015)
<b>PARROQUIA:</b>	CATAMAYO	n	2,48
<b>POBLACION:</b>	CATAMAYO	r	1
<b>ZONA Z:</b>	0,25	Sa	0,806
<b>TIPO DE PERFIL DEL SUELO</b>	C	to	0,093 seg.
<b>Z*fa</b>	0,325	tc	0,509

**Fuente:** Santiago Olmedo Olvera Varas.



**Figura 15:** Espectro elástico e inelástico de la ciudad de Guayaquil.

**Fuente:** Santiago Olmedo Olvera Varas.

### 3.2.4.1 Combinaciones de cargas.

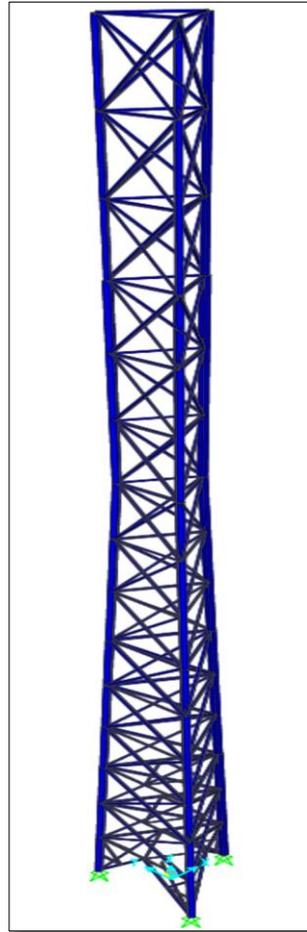
Debido a que las cargas no actúan de forma independiente sobre la estructura es de vital importancia realizar las diferentes combinaciones de cargas, basado en las normas actuales.

- *Comb1=1,4 Muerta*
- *Comb2=1,2Muerta + 1,6Montaje*
- *Comb3=1,2Muerta + 1,6Viento 0° + 1,0Montaje*
- *Comb4=1,2Muerta - 1,6 Viento 0° + 1,0Montaje*
- *Comb5=1,2Muerta + 1,6Viento 60° + 1,0Montaje*
- *Comb6=1,2Muerta - 1,6 Viento 60° + 1,0Montaje*
- *Comb7=1,2Muerta + 1,6Viento 90° + 1,0Montaje*
- *Comb8=1,2Muerta - 1,6 Viento 90° + 1,0Montaje*
- *Comb9=1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje*

Mencionar que la carga montaje se refiere a la carga viva, las cargas por viento y sismo pueden ser aplicados en una dirección o en el sentido contrario a la misma.

### 3.3 Modelo estructural

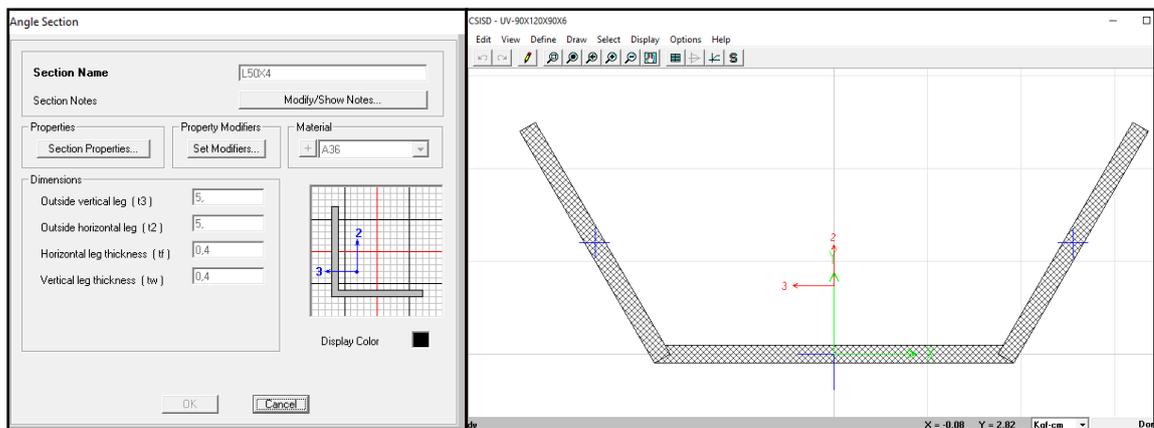
Conocida ya la estructuración geométrica, las características de sus materiales, los perfiles a usar, sus cargas, así como sus combinaciones se proceden a modelar las estructuras en el software SAP2000 para realizar el análisis respectivo que es el objetivo primordial de la presente investigación.



**Figura 16:** Estructura a analizar

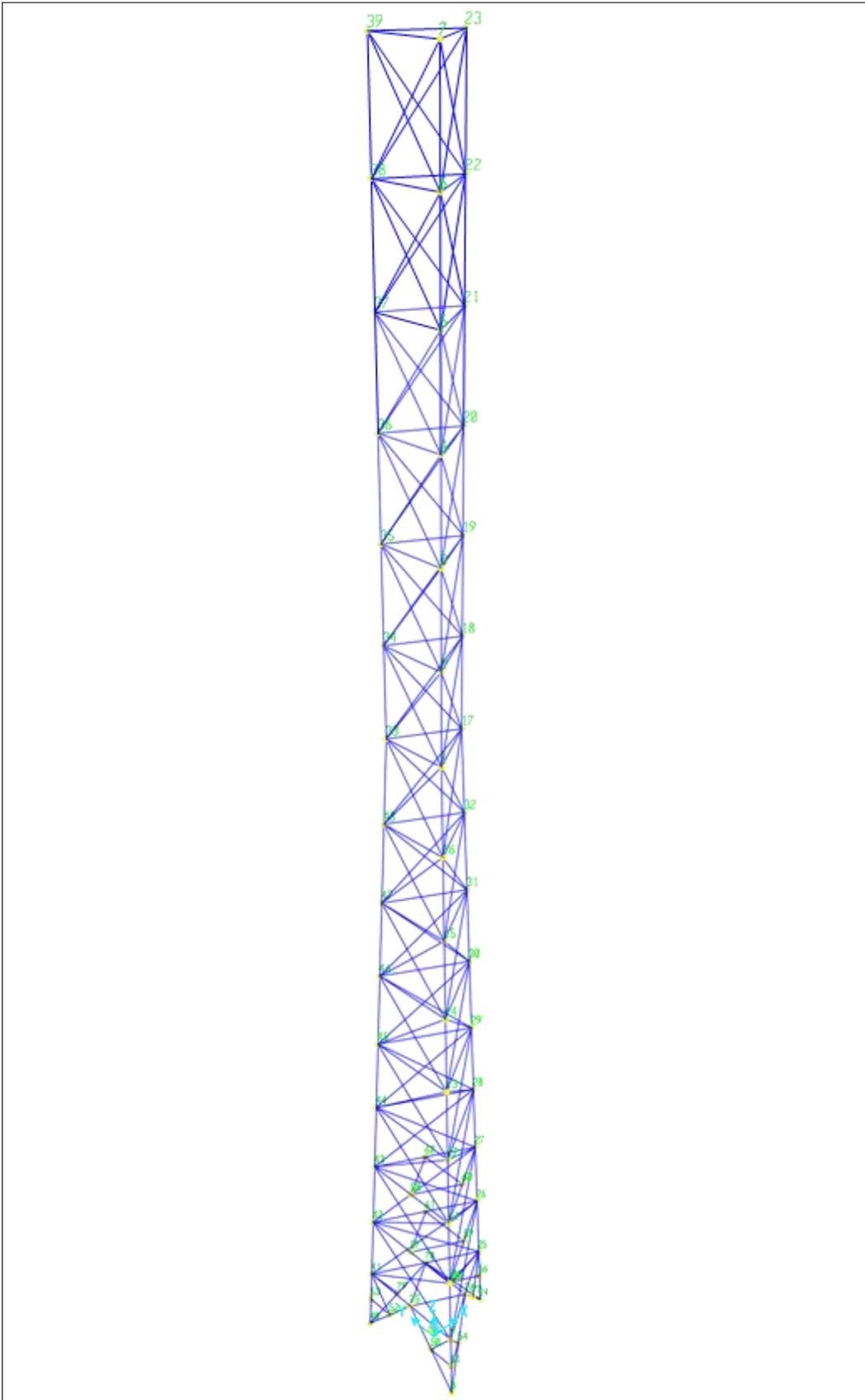
Fuente: SAP2000 v14.0.0

En las siguientes figuras vemos la geometría de los perfiles utilizados en este análisis, los montantes tipo **UV**, diagonales y transversales son de tipo **L**.



**Figura 17:** Perfiles utilizados en el análisis

Fuente: SAP2000 v14.0.0

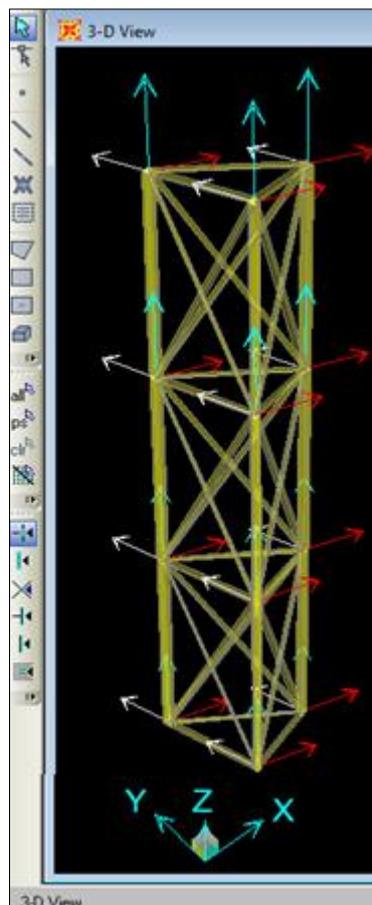


**Figura 18:** Identificación de puntos en la torre.

**Fuente:** SAP2000 v14.0.0

En la siguiente figura se presentan los 3 ejes locales de la torre auto-soportada, a continuación, se detallan como se determinarán los nombramientos de los ejes, esto se lo realiza con el fin de entender los resultados que nos da el software SAP2000.

- ***Eje X = U1***
- ***Eje Y = U2***
- ***Eje Z = U3***



**Figura 19:** Ejes locales del tramo 5.

**Fuente:** SAP2000 v14.0.0

### 3.4 Análisis de los resultados con una velocidad de viento de 100 km/hr.

Habiendo modelado la torre auto-soportada se procede a ejecutar el programa para chequear sus deformaciones producidas por las diferentes cargas y combinaciones, los diagramas de fuerzas axiales y cortantes, así como también chequear sus elementos de que la relación **demanda/capacidad no sea mayor a 1**.

#### 3.4.1 Periodos de vibración - v=100 km/hr.

Los periodos de vibración son generados usualmente por los sismos y está en función del espectro de respuesta que se le aplique a la estructura previa a un análisis dinámico.

**Tabla 16:** Periodos de vibración - v=100 km/hr.

Response Spectrum Modal Information					
OutputCase	ModalCase	StepType	StepNum	Period	DampRatio
Text	Text	Text	Unitless	Sec	Unitless
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	1	0,497	0,05
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	2	0,497	0,05
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	3	0,150	0,05
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	4	0,095	0,05
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	5	0,095	0,05
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	6	0,058	0,05

Fuente: SAP2000 v14.0.0

Elaborado por: Santiago Olmedo Olvera Varas.

La tabla anterior muestra 6 periodos de vibración por el análisis modal espectral, teniendo en cuenta que los tres primeros modos de vibración son lo más importantes para todo análisis estructural,

### 3.4.2 Desplazamientos de la torre - $v=100$ km/hr.

Los desplazamientos serán producidos por las cargas o combinaciones que actúen sobre la estructura y estos se darán en las tres direcciones; a continuación, se muestra la siguiente tabla con los mayores desplazamientos producidos por las cargas en los diferentes nudos.

**Tabla 17:** Desplazamientos por las diferentes solicitaciones -  $v=100$  km/hr.

Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	mm	mm	mm
7	MUERTA	LinStatic		-0,001	-0,002	-0,922
7	WIND-0	LinStatic		15,626	0,008	0,237
7	WIND-90	LinStatic		0,002	9,922	0,256
7	SISMO DX	LinRespSpec	Max	56,567	16,970	1,475
7	SISMO DY	LinRespSpec	Max	16,970	56,567	2,301
23	MUERTA	LinStatic		0,005	0,001	-0,922
23	WIND-0	LinStatic		15,642	-0,002	-0,474
23	WIND-90	LinStatic		-0,003	9,912	0,000
23	SISMO DX	LinRespSpec	Max	56,642	16,947	2,620
23	SISMO DY	LinRespSpec	Max	16,947	56,642	0,785
39	MUERTA	LinStatic		-0,001	0,004	-0,922
39	WIND-0	LinStatic		15,627	-0,010	0,237
39	WIND-90	LinStatic		-0,009	9,922	-0,256
39	SISMO DX	LinRespSpec	Max	56,569	16,970	1,475
39	SISMO DY	LinRespSpec	Max	16,953	56,623	2,302

**Fuente:** SAP2000 v14.0.0

**Elaborado por:** Santiago Olmedo Olvera Varas.

La siguiente tabla presenta el desplazamiento, pero con las diferentes combinaciones propuestas en esta investigación, resaltar también que solo fueron escogidos los mayores desplazamientos producidos en los diferentes nudos.

**Tabla 18:** Desplazamientos por las diferentes combinaciones -  $v=100$  km/hr.

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	Combination	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
7	COMB3	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 0º + 1,0Montaje	25,000	0,010
7	COMB5	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 60º + 1,0Montaje	7,476	12,961
7	COMB7	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 90º + 1,0Montaje	0,002	15,873
7	COMB9	Combination	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	56,566	16,967
23	COMB3	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 0º + 1,0Montaje	25,033	-0,002
23	COMB5	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 60º + 1,0Montaje	7,484	12,947
23	COMB7	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 90º + 1,0Montaje	0,001	15,861
23	COMB9	Combination	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	56,649	16,948
39	COMB3	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 0º + 1,0Montaje	25,000	-0,010
39	COMB5	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 60º + 1,0Montaje	7,463	12,962
39	COMB7	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 90º + 1,0Montaje	-0,015	15,881
39	COMB9	Combination	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	56,568	16,975

Fuente: SAP2000 v14.0.0

Elaborado por: Santiago Olmedo Olvera Varas.

### 3.4.3 Esfuerzos internos - $v=100$ km/hr.

Los esfuerzos internos son producidos por las diferentes cargas y combinaciones, son resultados dados por el software SAP200 y son los denominados últimos y estos son: carga axial  **$P_u$** , cortante  **$V_u$**  y momentos flectores  **$M_u$** . A continuación, se muestran los resultados de los esfuerzos producidos en las columnas.

**Tabla 19:** carga axial ***Pu***, cortantes ***Vu*** y momentos últimos ***Mu*** -  $v=100$  km/hr.

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - ASCE 10-97									
Frame	DesignSect	DesignType	Combo	Combination	Pu	VuMajor	VuMinor	MuMajor	MuMinor
Text	Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
4	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-2,777	0,122	-1,267	-0,120	-1,247
19	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-3,737	0,217	-0,432	-0,213	-0,425
34	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-2,776	0,122	1,267	-0,120	-1,247
1	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-4,679	-0,239	-1,724	-0,207	-1,515
16	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-6,940	-0,425	-0,588	-0,368	-0,517
31	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-4,679	-0,239	-1,724	-0,207	-1,515
13	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-6,432	0,237	-1,691	0,191	-1,389
28	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-9,727	0,419	-0,588	0,339	-0,474
43	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-6,431	0,237	-1,691	0,191	-1,389
10	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-8,799	0,204	-1,342	0,142	-0,950
25	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-13,645	0,360	-0,591	0,251	-0,324
40	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-8,796	0,204	-1,342	0,142	0,949
7	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-11,462	-0,334	0,950	0,044	0,347
22	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-18,152	-0,474	-0,729	-0,237	0,144
37	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-11,501	-0,312	-0,956	0,033	-0,364

Fuente: SAP2000 v14.0.0

Elaborado por: Santiago Olmedo Olvera Varas.

### 3.4.4 Análisis de demanda/capacidad - $v=100$ km/hr.

Esta relación propone que los elementos cumplan con la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Demanda}}{\text{capacidad}} < 1$$

Esto debido a que bajo ningún concepto la demanda tiene que ser mayor a la capacidad que soporta el elemento; si la demanda es mayor el elemento colapsaría ya que dicho elemento no está diseñado para soportar la carga que actúa sobre él; a continuación, se presenta los resultados.

**Tabla 20:** resultados de la demanda/capacidad -  $v=100$  km/hr.

Steel Design 2 - PMM Details - ASCE 10-97						
Frame	DesignSect	DesignType	Combo	Pu	Pac	PRatio
Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Unitless
4	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	-2,777	35,856	0,077
19	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	-3,737	35,856	0,104
34	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	-2,776	35,856	0,077
1	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-4,679	47,857	0,098
16	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-6,940	47,857	0,145
31	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-4,679	47,857	0,098
13	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	-6,432	63,313	0,102
28	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	-9,727	63,313	0,154
43	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	-6,431	63,313	0,102
10	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	-8,799	68,139	0,129
25	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	-13,645	68,139	0,200
40	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	-8,796	68,139	0,129
7	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	-11,462	72,820	0,157
22	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	-18,152	72,820	0,249
37	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	-11,501	72,820	0,158

Fuente: SAP2000 v14.0.0

Elaborado por: Santiago Olmedo Olvera Varas.

Habiendo aplicado la relación observamos que los resultados de la tabla anterior ningún valor es **mayor a 1** por lo que podríamos decir que los

elementos propuestos están cumpliendo con la demanda de solicitaciones.

Teniendo en cuenta que:

- *Demanda=Pu*
- *Capacidad=Pac*

### 3.5 Análisis de los resultados con una velocidad de viento de 160 km/hr.

A continuación, se procede a analizar los resultados obtenidos por el programa SAP2000 con una velocidad de viento de 160 km/hr. Es de suma importancia establecer que, en esta parte del análisis y la modelación, así como algunos resultados fueron proporcionados por la empresa CONECEL S. A.

Gracias a esta empresa se pudo llevar a cabo esta investigación, y de esta manera poder cumplir con uno de los objetivos planteados anteriormente.

#### 3.5.1 Periodos de vibración - $v=160$ km/hr.

A continuación, se presentan los periodos de vibración de la estructura:

**Tabla 21:** Periodos de vibracion -  $v=160$  km/hr.

Response Spectrum Modal Information					
OutputCase	ModalCase	StepType	StepNum	Period	DampRatio
Text	Text	Text	Unitless	Sec	Unitless
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	1	0,497	0,05
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	2	0,497	0,05
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	3	0,150	0,05
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	4	0,095	0,05
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	5	0,095	0,05
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	6	0,058	0,05

Fuente: SAP2000 v14.0.0

Elaborado por: Santiago Olmedo Olvera Varas.

El programa nos da como resultados 6 periodos de vibración por el análisis modal espectral, estos son generados por los sismos. En este análisis los periodos más relevantes son los dos primeros modos de vibración.

### 3.5.2 Desplazamiento de la torre - $v=160$ km/hr.

Los desplazamientos presentados en la tabla siguiente se deben a las diferentes cargas que se realizaron en este proyecto, estos resultados están en mm y, en las tres direcciones como son: **X**, **Y** y **Z**.

**Tabla 22:** Desplazamientos por las diferentes sollicitaciones -  $v=160$  km/hr.

Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	mm	mm	mm
7	MUERTA	LinStatic		-0,001	-0,002	-0,922
7	WIND-0	LinStatic		42,859	0,024	0,648
7	WIND-90	LinStatic		0,007	28,857	0,753
7	SISMO DX	LinRespSpec	Max	56,567	16,970	1,475
7	SISMO DY	LinRespSpec	Max	16,953	56,624	2,301
23	MUERTA	LinStatic		0,005	0,001	-0,922
23	WIND-0	LinStatic		42,903	-0,002	-1,301
23	WIND-90	LinStatic		-0,009	28,828	0,000
23	SISMO DX	LinRespSpec	Max	56,643	16,947	2,620
23	SISMO DY	LinRespSpec	Max	16,976	56,550	2,620
39	MUERTA	LinStatic		-0,001	0,004	-0,922
39	WIND-0	LinStatic		42,861	-0,026	0,648
39	WIND-90	LinStatic		-0,026	28,857	-0,753
39	SISMO DX	LinRespSpec	Max	56,569	16,970	1,475
39	SISMO DY	LinRespSpec	Max	16,954	56,624	2,302

Fuente: SAP2000 v14.0.0

Elaborado por: CONECEL S. A.

A continuación se presentan los desplazamientos horizontales en las dos direcciones  $U1=X$  y  $U2=Y$  por las diferentes combinaciones realizadas.

**Tabla 23:** Desplazamientos por las diferentes combinaciones -  $v=160$  km/hr.

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	Combination	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
7	COMB3	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 0º + 1,0Montaje	68,574	0,035
7	COMB5	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 60º + 1,0Montaje	25,363	43,825
7	COMB7	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 90º + 1,0Montaje	0,010	46,168
7	COMB9	Combination	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	56,566	16,967
23	COMB3	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 0º + 1,0Montaje	68,619	-0,003
23	COMB5	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 60º + 1,0Montaje	25,372	43,770
23	COMB7	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 90º + 1,0Montaje	0,008	46,125
23	COMB9	Combination	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	56,649	16,948
39	COMB3	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 0º + 1,0Montaje	68,577	-0,036
39	COMB5	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 60º + 1,0Montaje	25,315	43,805
39	COMB7	Combination	1,2Muerta + 1,6Viento 90º + 1,0Montaje	-0,041	46,176
39	COMB9	Combination	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	56,568	16,975

Fuente: SAP2000 v14.0.0

Elaborado por: Santiago Olmedo Olvera Varas.

### 3.5.3 Esfuerzos internos - $v=160$ km/hr.

Los esfuerzos axiales o cargas axiales  $Pu$ ; así como sus cortantes  $Vu$  (cortantes últimos) y sus momentos últimos  $Mu$ , que se presentan a continuación son las máximas que se presentan en la torre debido a las diferentes combinaciones, a continuación se presentan estos resultados en las columnas establecidas en la estructura. Resultados que son de gran importancia para el diseño de la estructura.

**Tabla 24:** carga axial ***Pu***, cortantes ***Vu*** y momentos últimos ***Mu*** -  $v=160$  km/hr.

Steel Design 2 - PMM Details - ASCE 10-97									
Frame	DesignSect	DesignType	Combo	Combination	Pu	VuMajor	VuMinor	MuMajor	MuMinor
Text	Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
4	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-2,777	-0,134	-1,267	-0,120	-1,247
19	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-3,737	0,217	-0,815	-0,213	-0,425
34	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-2,776	0,122	1,267	-0,120	-1,247
1	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-4,679	-0,320	-1,768	-0,207	-1,515
16	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-6,940	-0,434	-1,368	-0,368	-0,517
31	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-4,679	-0,252	-1,768	-0,207	-1,515
13	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-6,798	0,411	-2,210	-0,388	0,001
28	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-9,727	0,556	-1,713	0,339	-0,474
43	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-6,431	0,324	-2,210	0,191	-1,389
10	UV-130X120X130X8.	Column	COMB6	1,2Muerta - 1,6 Viento 60° + 1,0Montaje	-15,016	0,440	-2,190	-0,346	0,000
25	UV-130X120X130X8.	Column	COMB3	1,2Muerta + 1,6Viento 0° + 1,0Montaje	-19,443	0,596	-1,706	-0,468	-0,001
40	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	1,2Muerta + 1,0Sismo + 1,0 Montaje	-12,372	0,349	-2,190	-0,274	0,685
7	UV-140X120X140X8.	Column	COMB6	1,2Muerta - 1,6 Viento 60° + 1,0Montaje	-24,659	-0,874	2,645	-0,437	0,002
22	UV-140X120X140X8.	Column	COMB3	1,2Muerta + 1,6Viento 0° + 1,0Montaje	-32,488	-1,026	-1,994	-0,513	0,164
37	UV-140X120X140X8.	Column	COMB7	1,2Muerta + 1,6Viento 90° + 1,0Montaje	-20,374	-0,617	-2,600	-0,163	0,420

Fuente: SAP2000 v14.0.0

Elaborado por: Santiago Olmedo Olvera Varas.

### 3.5.4 Análisis de demanda/capacidad - $v=160$ km/hr.

La relación demanda capacidad no debe ser mayor que 1 en la siguiente tabla vemos que los resultados de la demanda ***Pu*** con la capacidad ***Pac***, obtenidos por el software SAP2000, aplicando la relación observamos que ningún valor es mayor que uno.

**Tabla 25:** Resultados demanda/capacidad -  $v=160$  km/hr.

Steel Design 2 - PMM Details - ASCE 10-97						
Frame	DesignSect	DesignType	Combo	Pu	Pac	PRatio
Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Unitless
4	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	-2,777	35,856	0,077
19	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	-3,737	35,856	0,104
34	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	-2,776	35,856	0,077
1	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-4,679	47,857	0,098
16	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-6,940	47,857	0,145
31	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-4,679	47,857	0,098
13	UV-120X120X120X8.	Column	COMB6	-6,798	63,313	0,107
28	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	-9,727	63,313	0,154
43	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	-6,431	63,313	0,102
10	UV-130X120X130X8.	Column	COMB6	-15,016	68,139	0,220
25	UV-130X120X130X8.	Column	COMB3	-19,443	68,139	0,285
40	UV-130X120X130X8.	Column	COMB7	-12,372	68,139	0,182
7	UV-140X120X140X8.	Column	COMB6	-24,659	72,820	0,339
22	UV-140X120X140X8.	Column	COMB3	-32,488	72,820	0,446
37	UV-140X120X140X8.	Column	COMB7	-20,374	72,820	0,280

Fuente: SAP2000 v14.0.0

Elaborado por: Santiago Olmedo Olvera Varas.

A modo de ejemplo vamos a realizar una comprobación en el elemento 22

**(Frame 22; UV-140X120X140X8; comb 3.)**

- *Demanda*=*Pu*=32,49 ton.
- *Capacidad*=*Pac*=72,82 ton.

Se debe cumplir con:

$$\frac{\textit{Demanda}}{\textit{capacidad}} < 1$$

$$\frac{32,49 \textit{ ton}}{72.82 \textit{ ton}} < 1$$

$$0,45 < 1 \textit{ ok}$$

Como se observa en el resultado vemos que si cumple con la relación

## **CAPITULO IV**

### **4 RESULTADOS**

#### **4.1 Interpretación de los resultados**

Habiendo analizado la torre de telecomunicación con dos velocidades de viento diferentes obtuvimos varios resultados que nos brinda el programa de SAP2000. Todos los elementos fueron expuestos a varias solicitaciones teniendo como la más importante la de viento. Las solicitaciones de viento y sismo fueron realizadas con las normas actuales.

En los resultados de los dos análisis tenemos que algunos elementos del primer análisis resisten más fuerza de viento que el segundo análisis, para algunos casos y otros no, así como su demanda/capacidad muchos elementos trabajan al mismo porcentaje. Otro resultado que llama la atención es el de los periodos de vibración que no varía para ninguno de los dos análisis realizados esto se debe a que solo se modificó una carga como es la de viento.

#### **4.2 Comparación de los resultados**

A continuación, se procede a comparar los resultados obtenidos del análisis de la torre auto-soportada de telecomunicación, la una con una velocidad de viento de 160 km/hr., y la otra con una velocidad de viento de 100 km/hr.

##### **4.2.1 Comparación de los periodos de vibración.**

Se procede a comparar los periodos de vibración de los dos análisis y como se puede observar en la tabla siguiente no existe variación en cuanto a ellos, a continuación, se presentan los resultados:

**Tabla 26:** Comparación de los periodos de vibración.

Response Spectrum Modal Information				V=160 km/hr	V=100 km/hr
OutputCase	ModalCase	StepType	StepNum	Period	Period
Text	Text	Text	Unitless	Sec	Sec
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	1	0,497	0,497
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	2	0,497	0,497
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	3	0,150	0,150
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	4	0,095	0,095
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	5	0,095	0,095
SISMO DX – SISMO DY	EIGENMODES	Mode	6	0,058	0,058

**Fuente:** Santiago Olmedo Olvera Varas.

Hay que tener en cuenta que los periodos de vibración no varían para ninguna velocidad de viento, esto se debe a que los periodos de vibración están en función de la aceleración espectral aplicada, teniendo en cuenta que para este caso el espectro de respuesta sísmica fue la misma para ambas torres.

#### 4.2.2 Comparación de los desplazamientos.

Aquí solo se comprobará los desplazamientos producidos por las cargas de viento, se realiza esto debido a que el resto de cargas no se momifico (**MUERTA y SISMO**), y debido a esto su desplazamiento no varían en ninguna dirección.

**Tabla 27:** Comparación de los desplazamientos por las diferentes sollicitaciones.

Joint Displacements		V=100 km/hr			V=160 km/hr		
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	U1	U2	U3
Text	Text	mm	mm	Mm	mm	mm	mm
7	MUERTA	-0,001	-0,002	-0,922	-0,001	-0,002	-0,922
7	WIND-0	15,626	0,008	0,237	42,859	0,024	0,648
7	WIND-90	0,002	9,922	0,256	0,007	28,857	0,753
7	SISMO DX	56,567	16,970	1,475	56,567	16,970	1,475
7	SISMO DY	16,970	56,567	2,301	16,953	56,624	2,301
23	MUERTA	0,005	0,001	-0,922	0,005	0,001	-0,922
23	WIND-0	15,642	-0,002	-0,474	42,903	-0,002	-1,301

23	WIND-90	-0,003	9,912	0,000	-0,009	28,828	0,000
23	SISMO DX	56,642	16,947	2,620	56,643	16,947	2,620
23	SISMO DY	16,947	56,642	0,785	16,976	56,550	2,620
39	MUERTA	-0,001	0,004	-0,922	-0,001	0,004	-0,922
39	WIND-0	15,627	-0,010	0,237	42,861	-0,026	0,648
39	WIND-90	-0,009	9,922	-0,256	-0,026	28,857	-0,753
39	SISMO DX	56,569	16,970	1,475	56,569	16,970	1,475
39	SISMO DY	16,953	56,623	2,302	16,954	56,624	2,302

Fuente: Santiago Olmedo Olvera Varas.

La carga de viento llamada **WIND-0** en el **nudo 7** en el sentido **X**, a una velocidad de 160 km/hr. Disminuye en un 63,54 %, en la dirección **Y** en un 66,67 % y en la dirección **Z** en un 63,43 % con relación a la velocidad de 100 km/hr.

Para la otra carga de viento **WIND-90**, los porcentajes de desplazamiento serian casi los mismos o un poco mayor con relación a la carga de viento de **WIND-0**.

#### 4.2.3 Comparación de los esfuerzos internos.

Realizaremos la comparación a carga axial **Pu** de arriba hacia abajo conforme se muestra la tabla siguiente:

**Tabla 28:** Comparación de las cargas axiales por las diferentes combinaciones.

Steel Design 2 - PMM Details - ASCE 10-97			V=100 km/hr		V=160 km/hr	
Frame	DesignSect	DesignType	Combo	Pu	Combo	Pu
Text	Text	Text	Text	Tonf	Text	Tonf
4	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	-2,777	COMB9	-2,777
19	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	-3,737	COMB9	-3,737
34	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	-2,776	COMB9	-2,776
1	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-4,679	COMB9	-4,679
16	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-6,940	COMB9	-6,940
31	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-4,679	COMB9	-4,679
13	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	-6,432	COMB9	-6,798
28	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	-9,727	COMB9	-9,727

<b>43</b>	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	-6,431	COMB9	-6,431
<b>10</b>	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	-8,799	COMB6	-15,016
<b>25</b>	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	-13,645	COMB3	-19,443
<b>40</b>	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	-8,796	COMB9	-12,372
<b>7</b>	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	-11,462	COMB6	-24,659
<b>22</b>	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	-18,152	COMB3	-32,488
<b>37</b>	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	-11,501	COMB7	-20,374

**Fuente:** Santiago Olmedo Olvera Varas.

Como se puede apreciar en la tabla las columnas (**UV-90X120X90X6**) del último tramo de la torre su carga axial, no tiene un aumento significativo.

El aumento de carga axial se lo puede ir apreciando a medida que se va descendiendo de tramo como por ejemplo vemos que la columna (**UV-140X120X140X8; elemento 22; viento de 100 km/hr.**) del primer tramo asciende en un 78,98 % con relación al viento de 160 km/hr.

Los cortantes **Vu** también aumentaron de una forma bastante significativa a manera de ejemplo vemos el más relevante, es el **elemento 40, UV-130X120X130X8** aumenta en un 65,39 %.

Resaltar que el aumento de esta carga comienza a partir del **elemento 13, UV-120X120X120X8**.

**Tabla 29:** Comparación de las cortantes por las diferentes combinaciones.

Steel Design 3 - Shear Details - ASCE 10-97			V=100 km/hr		V=160 km/hr	
Frame	DesignSect	DesignType	Combo	VuMinor	Combo	VuMinor
Text	Text	Text	Text	Tonf	Text	Tonf
<b>4</b>	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	-1,267	COMB9	-1,267
<b>19</b>	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	-0,432	COMB9	-0,815
<b>34</b>	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	1,267	COMB9	1,267
<b>1</b>	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-1,724	COMB9	-1,768
<b>16</b>	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-0,588	COMB9	-1,368
<b>31</b>	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-1,724	COMB9	-1,768

13	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	-1,691	COMB9	-2,210
28	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	-0,588	COMB9	-1,713
43	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	-1,691	COMB9	-2,210
10	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	-1,342	COMB6	-2,190
25	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	-0,591	COMB3	-1,706
40	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	-1,342	COMB9	-2,190
7	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	0,950	COMB6	2,645
22	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	-0,729	COMB3	-1,994
37	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	-0,956	COMB7	-2,600

Fuente: Santiago Olmedo Olvera Varas.

En cuanto a la comparación de los momentos mayores *MuMayor* y *MuMinor*, vemos que muchos de los resultados no varían en cuanto a las velocidades de vientos. El aumento de los momentos de una forma significativa se lo puede ir apreciando a medida que se va descendiendo apreciar cómo se observa en la tabla siguiente:

Tabla 30: Comparación de los momentos por las diferentes combinaciones.

Steel Design 2 - PMM Details - ASCE 10-97				V=100 km/hr		V=160 km/hr	
Frame	DesignSect	DesignType	Combo	MuMayor	MuMinor	MuMayor	MuMinor
Text	Text	Text	Text	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
4	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	-0,120	-1,247	-0,120	-1,247
19	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	-0,213	-0,425	-0,213	-0,425
34	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	-0,120	-1,247	-0,120	-1,247
1	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-0,207	-1,515	-0,207	-1,515
16	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-0,368	-0,517	-0,368	-0,517
31	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	-0,207	-1,515	-0,207	-1,515
13	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	0,191	-1,389	-0,388	0,115
28	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	0,339	-0,474	0,339	-0,474
43	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	0,191	-1,389	0,191	-1,389
10	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	0,142	-0,950	-0,346	0,985
25	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	0,251	-0,324	-0,468	-0,001
40	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	0,142	0,949	-0,274	0,685
7	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	0,044	0,347	-0,437	0,389
22	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	-0,237	0,144	-0,513	0,164
37	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	0,033	-0,364	-0,163	0,420

Fuente: Santiago Olmedo Olvera Varas.

#### 4.2.4 Comparación de la demanda/capacidad.

Se procede a comparar las demandas/capacidad de la estructura, se realiza esto para ver en qué porcentaje ha disminuido, ya que de esta manera podemos decidir si es recomendable o no disminuir la geometría de los elementos estructurales que componen a la torre auto-soportada, a continuación, los resultados en la tabla siguiente:

**Tabla 31:** Comparación de la demanda/capacidad.

Steel Design 2 - PMM Details - ASCE 10-97			V=100 km/hr		V=160 km/hr	
Frame	DesignSect	DesignType	Combo	PRatio	Combo	PRatio
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Unitless
4	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	0,077	COMB9	0,077
19	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	0,104	COMB9	0,104
34	UV-90X120X90X6.	Column	COMB9	0,077	COMB6	0,077
1	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	0,098	COMB9	0,098
16	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	0,145	COMB9	0,145
31	UV-120X120X120X6.	Column	COMB9	0,098	COMB9	0,098
13	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	0,102	COMB9	0,107
28	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	0,154	COMB3	0,154
43	UV-120X120X120X8.	Column	COMB9	0,102	COMB3	0,102
10	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	0,129	COMB6	0,220
25	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	0,200	COMB2	0,285
40	UV-130X120X130X8.	Column	COMB9	0,129	COMB9	0,182
7	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	0,157	COMB6	0,339
22	UV-140X120X140X8.	Column	COMB9	0,249	COMB3	0,446
37	UV-140X120X140X8.	Column	COMB7	0,158	COMB9	0,280

**Fuente:** Santiago Olmedo Olvera Varas.

La comparación se lo realizara en el **elemento 22, UV-140X120X140X8**, como se observa la relación disminuye en un 44,17 %. En la tabla se observa que la demanda/capacidad comienza a disminuir en forma descendente a partir del elemento 13.

## **CONCLUSIONES:**

- Los resultados obtenidos del análisis estructural están influenciados directamente con la velocidad del viento.
- Las deformaciones obtenidas con el software SAP2000, utilizando una velocidad de viento de 100 km/hr, son mucho menores que las obtenidas con una velocidad de 160 km/hr.
- Los elementos estructurales de la torre de comunicación, analizada en el presente trabajo con una velocidad de viento 160 km/hr. trabajan en un mayor porcentaje en comparación a lo que trabajan cuando reciben una velocidad de sólo 100 km/hr, como se puede observar en la tabla demanda/capacidad.
- Las normas TIA/EIA-222-F y códigos actualizados de nuestro medio, son de gran importancia para realizar este tipo de análisis.

## **RECOMENDACIONES:**

- Debido a los resultados obtenidos en el análisis de la torre de telecomunicaciones, objeto del presente trabajo, se recomienda disminuir la geometría de los elementos estructurales.
- Se recomienda considerar todas las cargas actuantes, en especial la de viento, ya que estas influyen en los resultados finales del análisis y de esta manera realizar un buen diseño.
- Es necesario y recomendable que para cada torre de telecomunicaciones que se analice, se cuantifique sobre todo la carga de viento que recibe, ya que estas estructuras debido a su esbeltez son más vulnerables a este fenómeno meteorológico.
- Y por último, es muy importante siempre tener en cuenta la ubicación geográfica de la estructura.

## BIBLIOGRAFÍA

- ALACERO. (2010). *ESPECIFICACION ANSI/AISC 360\_10*. Norma. Obtenido de [www.alacero.org](http://www.alacero.org)
- Alay Zambrano, L. C. (2016). *ESTUDIO DE DEFORACIONES LATERALES DEBIDO AL VIENTO EN TORRE TELEFONICA AUTO\_SOPORTADA DE 48 m, UBICADA EN LA PARROQUIA CHONGON DEL CANTON GUAYAQUIL*. Trabajo de Titulacion, Universidad de Guayaquil, Guayaquil.
- Bresler, B., Lin, T. Y., & Scalzi, J. B. (1980). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO* (cuarta ed.). Mexico, Mexico: Limusa.
- Camba Castañeda, J. L., Chacon Garcia, F., & Perez Arellano, F. (1982). *ANALISIS ESTRUCTURAL 1*. Mexico, Mexico.
- Cisneros Garcia, M. (11 de 08 de 2009). EFECTOS DEL VIENTO EN LAS ESTRUCTURAS. Guadalajara, Mexico. Obtenido de <https://es.slideshare.net/profejaramillo/efectos-del-viento-en-las-estructuras>
- Diaz Salambay, A. R. (2015). *DISEÑO DE UNA TORRE DE TELECOMUNICACIONES AUTOSOPORTADA DE 42m DE ALTURA Y SU CHEQUEO EN EL RANGO INELASTICO DEL COPORTAMIENTO (PROCEDIMIENTO ELASTICO NO LINEAL)*. Tesis, Universidad tecnica de Ambato, Ambato. Obtenido de <http://redi.uta.edu.ec/handle/123456789/11817>
- Faz Barahona, C. A. (2010). *DISEÑO DE UNA TORRE TRIANGULAR AUTOSOPORTADA PARA ANTENA DE COMUNICACION CELULAR DE 60 m. DE ALTURA*. Tesis, Escuela Politecnica Nacional, Quito. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/2232>
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO* (Quinta ed.). Mexico, Mexico: Alfaomega.
- Meseguer Ruiz, J., Sanz Andres, A., Pindado Carrion, S., Franchini, S., & Alonso Rodrigo, G. (2013). *EFECTOS DEL VIENTO EN EDIFICACIONES Y ESTRUCTURAS* (Segunda ed.). España: Garceta.
- NEC - SE - CG. (2015). *CARGAS (NO SÍSMICAS)*. Norma, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Quito. Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-S%C3%ADsmicas.pdf>
- NEC - SE - DS. (2015). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Norma, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Quito. Obtenido de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico.pdf>
- TIA/EIA-222-F. (1996). *NORMAS ESTRUCTURALES PARA TORRES Y ESTRUCTURAS DE ACERO PARA ANTENAS*. Norma, TELECOMMUNICATIONS INDUSTRY ASSOCIATION 1996. Obtenido de <https://es.scribd.com/doc/149375258/Torres-y-Estructuras-Para-Antenas>
- Vinnakota, S. (2006). *ESTRUCTURAS DE ACERO: COMPORTAMIENTO Y LRFD* (Primera ed.). Mexico, Mexico: McGraw\_Hill/Interaericana.
- WIKIPEDIA. (2017). Obtenido de <https://es.wikipedia.org/wiki/Telecomunicaci%C3%B3n>

# ANEXOS

## ANEXO A

**a.  $F_a$ : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.**

En la **Tabla 3** se presentan los valores del coeficiente  $F_a$  que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

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	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <b>Tabla 2</b> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <b>10.5.4</b>					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$

**b.  $F_d$ : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca**

En la **Tabla 4** se presentan los valores del coeficiente  $F_d$  que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

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	$\geq 0.5$
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 <b>Tabla 2</b> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_d$

**c.  $F_s$ : comportamiento no lineal de los suelos**

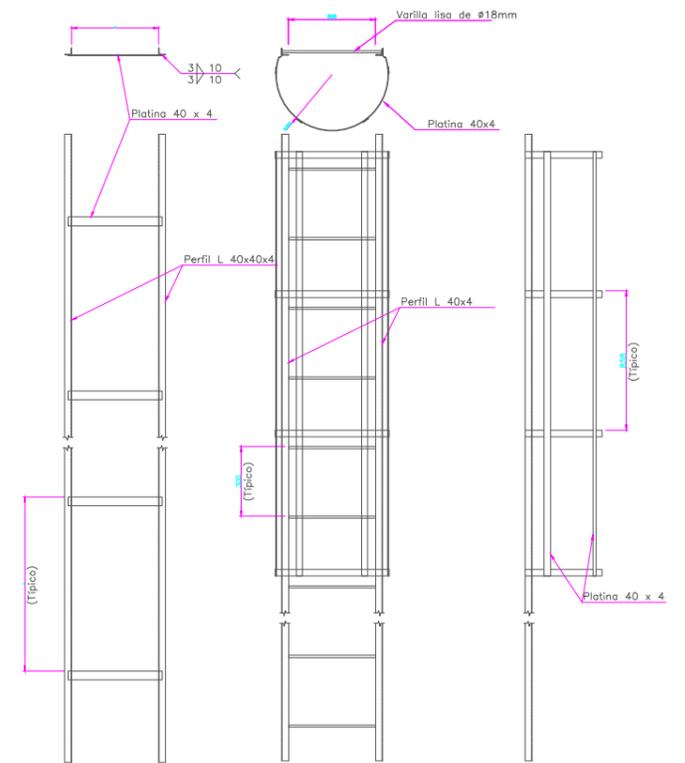
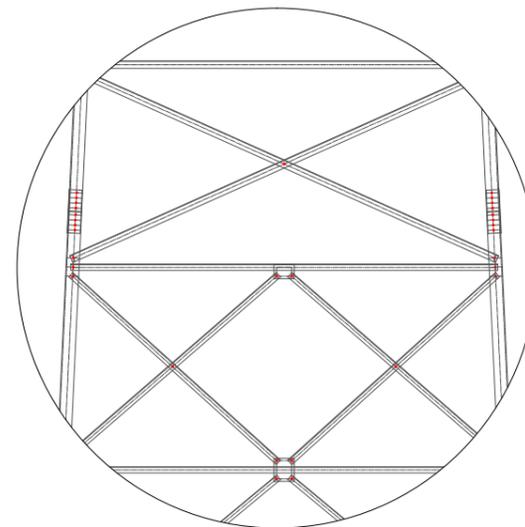
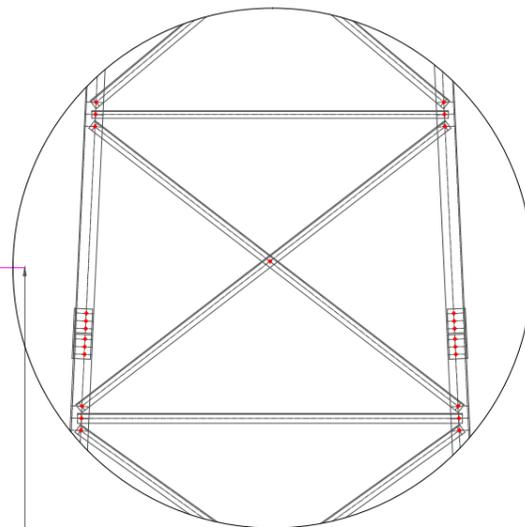
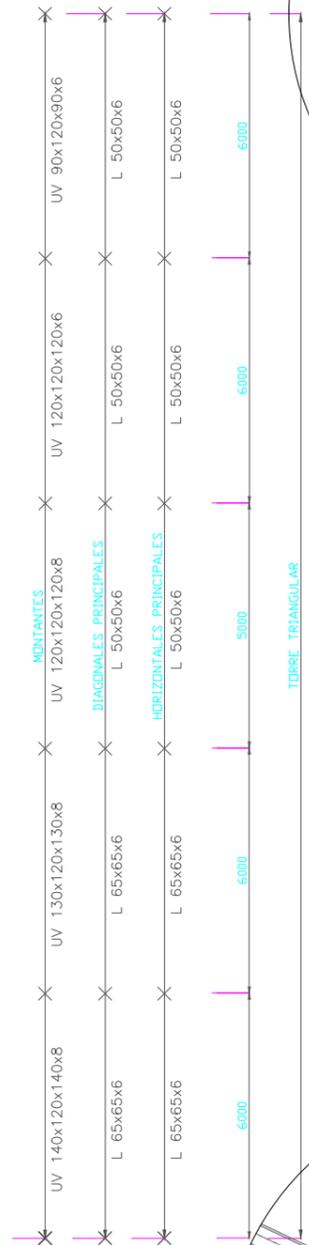
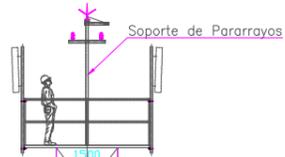
En la **Tabla 5** se presentan los valores del coeficiente  $F_s$ , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

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	$\geq 0.5$
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
F	Véase <b>Tabla 2</b> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

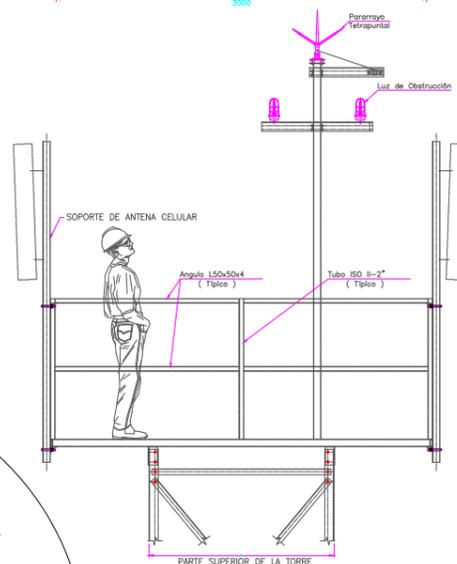
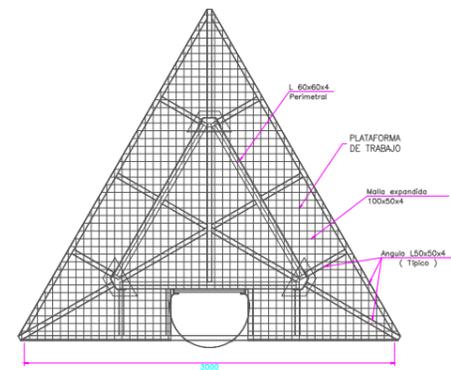
Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$

*Nota: Para poblaciones con más de 100000 habitantes (que deberían disponer de estudios de microzonificación sísmica y geotécnica en su territorio) y sitios con suelo de tipo F, se realizará espectro de respuesta elástico de aceleraciones específico al sitio, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 5,00%, a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.*

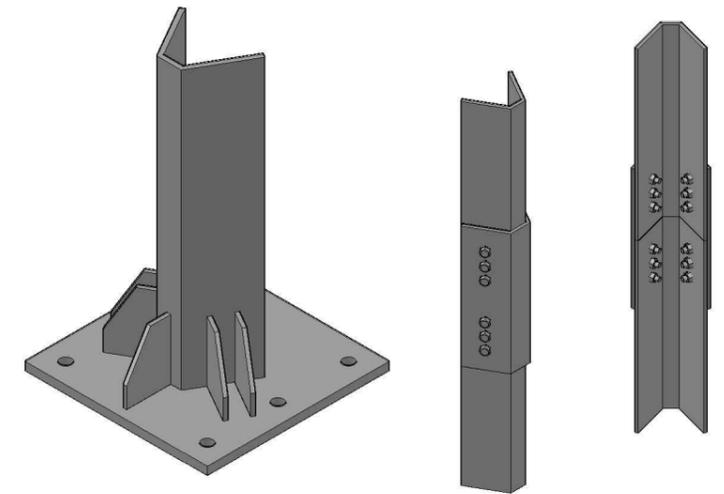
NIVEL 30 m.  
 NIVEL 24 m.  
 NIVEL 18 m.  
 NIVEL 12 m.  
 NIVEL 6 m.  
 NIVEL 0 m.



DETALLE DE ESCALERA RACK (TIPICO)  
 Inicia a 3 m. de Altura

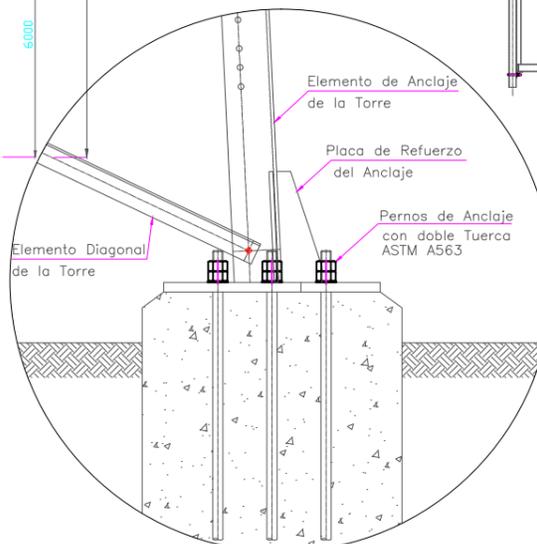


Detalle de plataforma de trabajo



Esquema de la Bota

Esquema de union entre montantes



Detalle N°1

**NOTAS GENERALES:**

**Material:**

- a.-Perfiles: Acero estructural ASTM-A36 (ángulos laminados en caliente y Montantes conformados en frío o plegados)
- b.-Pernos según especificaciones ASTM-A325
- c.-Pernos de anclaje :  $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

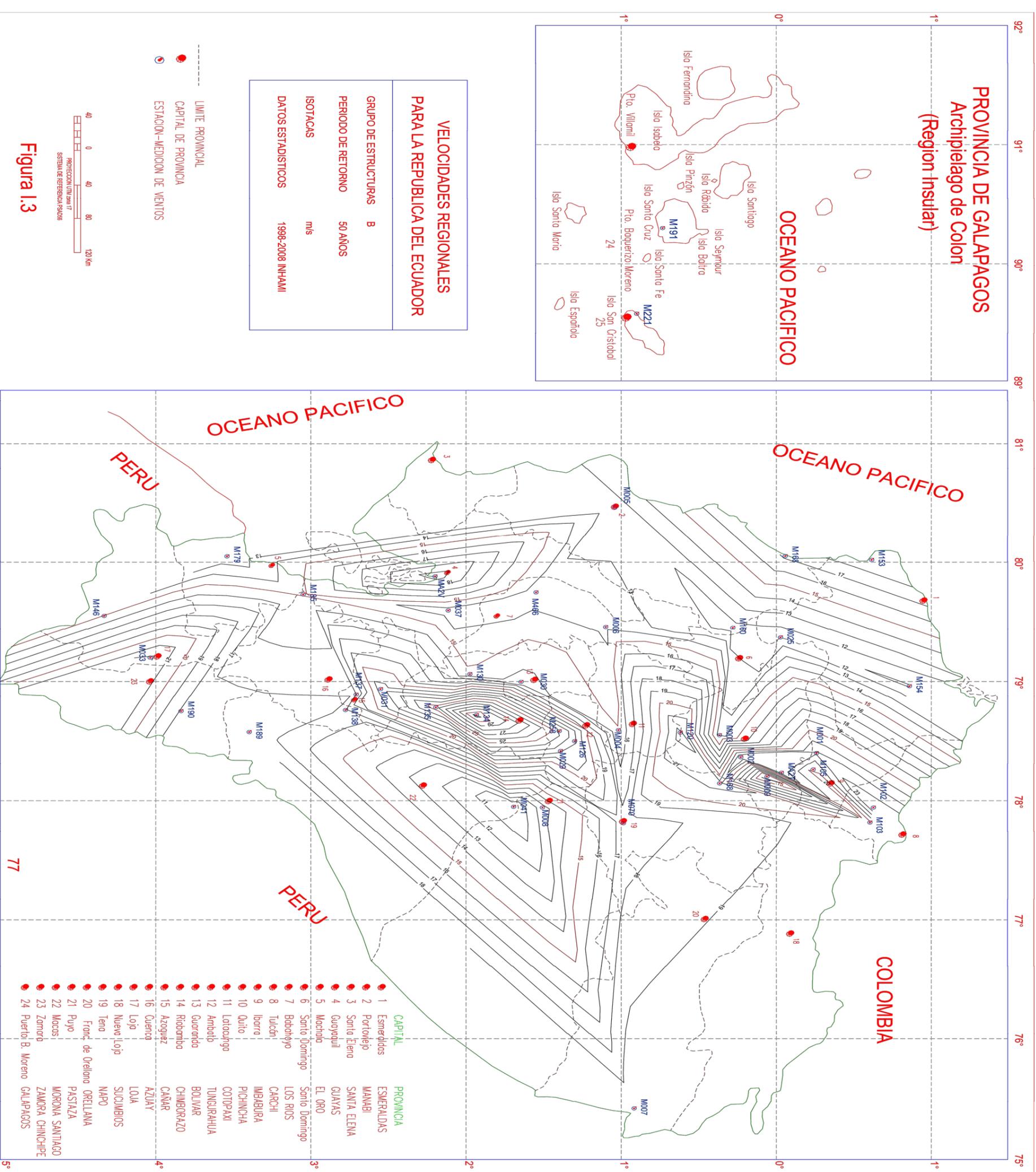
**Galvanizado por inmersión en caliente:**

- a.-Perfiles: según especificaciones ASTM-A123
- b.- Pernos, tuercas, arandelas, tuercas de seguridad según especificaciones ASTM-A563

El torque de apriete de los pernos será según la tabla J3.1 del AISC.  
 Las perforaciones para los pernos serán estándar, de acuerdo a la tabla J3.3 del AISC.  
 Soldaduras según AWS D1.1, con un electrodo E70XX.  
 Las tolerancias de fabricación serán de  $\pm 1 \text{ mm}$ .  
 Todas las dimensiones estan en milímetros, excepto se indique lo contrario.

		Chongon Av. Paquisha Calle 3era y 4ta. Mz. 489 SI.82 Guayaquil-Ecuador Telf: (593-4)2738218		Cliente: <b>CLARO</b>	
		INMOKENT S.A.		Contacto Técnico: Javier Granados	
3	Fecha:			Area de Diseño: Mecanica	
	Nombre:			Obra: <b>RBS.</b>	
2	Fecha:			Documento: <b>Plano llave Torre Triangular 30 m.</b>	
	Nombre:				
1	Fecha:	01/03/2016	01/03/2016	01/03/2016	Nomenc: N/A
	Nombre:	H. V.	H. V.	J. G.	
Rev	Dibujado por:	Revisado por:	Aprobado por:	Carpeta: CLARO	Lamina: 1/1

# MAPA DE ISOTACAS DEL ECUADOR – REALIZADO POR EL ING. ALEX HURTADO



REPOSITARIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA	
FICHA E REGISTRO DE TESIS	
<b>TITULO Y SUBTITULO:</b> “DEFORMACIONES LATERALES EN LAS TORRES DE TELECOMUNICACIONES BAJO LA ACCION DEL VIENTO”	
<b>AUTOR:</b> Santiago Olmedo Olvera Varas	<b>REVISOR:</b> Ing. Fabián Cárdenas Pacheco , M.Sc
<b>INSTITUCIÓN:</b> Universidad de Guayaquil	<b>FACULTAD:</b> De Ciencias Matemáticas y físicas
<b>CARRERA:</b> Ingeniería Civil	
<b>FECHA DE PUBLICACIÓN:</b> 2018	<b>N. DE PAGS:</b> 86
<b>ÁREAS TEMÁTICAS:</b> ESTRUCTURAS	
DEFORMACIONES LATERALES EN LAS TORRES DE TELECOMUNICACIONES BAJO LA ACCION DEL VIENTO	
<b>PALABRAS CLAVE:</b> DEFORMACIONES-TORRES-TELECOMUNICACIONES-ACCION-VIENTO	
<p><b>RESUMEN:</b> En el presente proyecto de investigación “Deformaciones laterales en las torres de telecomunicaciones bajo la acción del viento”, se realizó el análisis con el programa SAP2000, de una torre de telecomunicaciones que ya se encuentra prestando servicio en el Cantón Catamayo de la Provincia de Loja. En el análisis arriba mencionado se utilizó una velocidad de viento diferente a la utilizada en su diseño original, el cual consiste en una torre de telecomunicaciones auto-soportada de 30 m. de altura, de geometría triangular. La velocidad de viento con que originalmente fue diseñada esta torre, es de 160 km/h., magnitud que se cambió a 100 km/h., para poder visualizar los diferentes comportamientos de dicha torre y poder realizar las comparaciones pertinentes.</p> <p>En este análisis se utilizaron diferentes normas tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• TIA/EIA-222-F</li> <li>• (NEC - SE - DS, 2015)</li> </ul>	
<b>N. DE REGISTRO (en base de datos):</b>	<b>N. DE CLASIFICACIÓN:</b>
<b>DIRECCIÓN URL (tesis en la web):</b>	
<b>ADJUNTO PDF:</b>	<input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO
<b>CONTACTO CON AUTOR:</b>	Teléfono: E-mail: solveravaras@gmail.com
<b>CONTACTO EN LA INSTITUCION:</b>	Nombre: FACULTAD DE CIENCIA MATEMATICAS Y FISICAS Teléfono: 2-283348 E-mail: Santiago.olverav@ug.edu.ec