



Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil

Ingeniería civil

**“Diseño de cimentaciones para torres de transmisión eléctrica tipo AR-750 aplicado en suelos de tipo ML, MH, SM; en el proyecto L/T Cumbaratza – Los Encuentros 230 kv.”**

Autor: Bryan Paul Pantoja Abarca

Tutor: Ing. Diego Xavier Jara Almeida, MsC. MBA

Quito, agosto 2021.



## DECLARACIÓN JURAMENTADA

Yo, Bryan Paul Pantoja Abarca, con cédula de ciudadanía número 171992665-9, declaro bajo juramento que el trabajo aquí desarrollado es de mi autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado a calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración, cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo a la UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

A handwritten signature in blue ink that reads "Bryan Pantoja Abarca". The signature is written in a cursive style with a long horizontal stroke across the middle.

Bryan Paul Pantoja Abarca

C.C. 171355108-1

# **DECLARATORIA**

El presente Trabajo de Titulación titulado:

**“Diseño de cimentaciones para torres de transmisión eléctrica tipo AR-750 aplicado en suelos de tipo ML, MH, SM; en el proyecto L/T Cumbaratza – Los Encuentros 230 kv.”**

Realizado por:

**Bryan Paul Pantoja Abarca**

Como requisito para la obtención del Título de:

**INGENIERO CIVIL**

Ha sido dirigido por el profesor

Ing. Diego Xavier Jara Almeida, MsC. MBA.

Quien considera que constituye un trabajo original de su autor.

Ing. Diego Xavier Jara Almeida, MsC. MBA.

**TUTOR**

# DECLARATORIA DE PROFESORES INFORMANTES

Los profesores informantes:

Ing. Luis Alberto Soria Núñez, MsC

Ing. Hugo Marcelo Otáñez Gómez, Mag

Después de revisar el trabajo presentado,

Lo han calificado como apto para su defensa oral ante el tribunal examinador

Ing. Luis Alberto Soria Núñez, MsC

Ing. Hugo Marcelo Otáñez Gómez, MsC

## **DEDICATORIA**

A mi familia, por todo el apoyo que siempre me han brindado, especialmente a mis abuelitos y mi madre, que siempre se mantuvieron presente de manera incondicional para todas mis hermanas y hermanos, tanto en la vida académica como personal.

A mis hermanos y hermanas por apoyarme en cada decisión tomada y siempre funcionar como un soporte fundamental en las diferentes etapas de mi vida buscando siempre el bienestar familiar.

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios principalmente por darme la oportunidad de formar parte de una familia que a pesar de todos los problemas y adversidades que se presenten, siempre se ha mantenido unida, ayudándonos a los unos y otros en el crecimiento personal de cada uno para llegar a ser las personas que somos ahora.

A mis padres por siempre estar presentes con su apoyo y amor incondicional, por la paciencia sacrificio y esfuerzo que han puesto para que cada uno de mis hermanas y hermanos podamos salir adelante y lograr cumplir con las metas que nos hemos propuesto.

A mi hermano Sebastián, por ser la persona que pese a todas las cosas que han pasado, siempre es un amigo incondicional con el que se puede contar y confiar frente cualquier adversidad que se presente, sobre todo por el cariño y respeto que nos tenemos.

A la Ing. Yiselle Bonucci, por ayudarnos a todos sus estudiantes a lograr la meta de convertirse en ingenieros civiles, en una institución que nos abrió las puertas y nos brindó oportunidades para forjarnos como estudiantes y profesionales ejemplares.

A mis amigos y compañeros por estar presentes en este arduo camino, brindando su ayuda incondicional al igual que una competencia sana, con el fin de lograr nuestro objetivo.

Al Ing. Diego Jara y al Ing. Marcelo Otáñez, ya que gracias a su guía y consejos fue posible por formar parte de la elaboración de este proyecto.

## **RESUMEN**

Las torres de transmisión son consideradas como estructuras fundamentales para la distribución de energía eléctrica de alta tensión. Estas estructuras soportan los elementos y accesorios necesarios para lograr su distribución, por esto es necesario garantizar que estas se mantengan operativas y funcionales para cualquier caso a presentarse, siendo eficaces frente a adversidades que puedan comprometer su integridad y propósito para el cual son diseñadas.

El diseño de cimentaciones para este tipo de estructuras es fundamental, y dado a los diversos tipos de cimentaciones, se tiene que escoger el mejor tipo, el cual ofrezca una mejor funcionalidad estructural y respuesta a cualquier percance a los que sean sometidas, así como, condiciones atmosféricas variables o durante su proceso constructivo y mantenimiento. Estas estructuras, deben satisfacer todas las solicitudes garantizando su estabilidad, basándose en las normativas y guías nacionales y optimizando la funcionalidad de servicios, recursos económicos y por supuesto minimizar cualquier afectación a la sociedad.

## **PALABRAS CLAVE**

Torres de transmisión eléctrica, diseño, solicitudes, cimentaciones.

## **ABSTRACT**

The power lines are considered as fundamental structures for the distribution of high voltage electrical energy. These structures are due to bear themselves elements and accessories needed to accomplish the distribution, for this reason, it must be guaranteed their operation and functionality for any case which might occur, being efficient in front of any calamity or success which might compromise their own integrity and propose what they were designed for.

The foundations design for these structures are fundamental, due to diverse types of foundations, we must select the best one, which offer a major structural functionality and response to any possible mishaps that they are submitted, such as variable atmospheric conditions or their constructive procedure and maintenance. These structures, must be satisfied with all the solicitations, guaranteeing their stability based on national normative and optimizing their service functionality and economical resources, and of course minimize any disturbance to the society.

## **KEY WORDS (4)**

Power lines, design, solicitations, foundations.

# Tabla de contenido

DEDICATORIA .....	ii
AGRADECIMIENTO .....	iii
RESUMEN .....	iv
ABSTRACT .....	v
Tabla de contenido .....	vi
Introducción .....	ix
1. CAPITULO I: GENERALIDADES .....	1
1.1. Antecedentes .....	1
1.2. Planteamiento del problema .....	1
1.3. Hipótesis .....	1
1.4. Objetivos .....	2
1.4.1. Objetivo Principal .....	2
1.4.2. Objetivos Secundarios .....	2
1.5. Alcance .....	2
1.6. Justificación .....	2
2. CAPITULO II: INFORMACIÓN GENERAL .....	3
2.1. Líneas de transmisión eléctrica .....	3
2.1.1. Generalidades de torres de transmisión eléctrica. ....	3
2.1.2. Tipos de torres de trasmisión .....	4
2.1.3. Elementos de torres de trasmisión .....	8
2.2. Definición de cargas .....	10
2.2.1. Cargas de servicio .....	10
2.2.2. Cargas externas sobre la estructura .....	11
2.2.3. Cargas adicionales .....	12
2.3. Cimentación .....	12
2.3.1. Tipos de cimentaciones .....	13
2.3.2. Estudios geotécnicos .....	17
2.3.3. Características de tipo de suelos .....	17
3. CAPITULO III: MODELACIÓN .....	22
3.1. Establecer cargas .....	22
3.1.1. Cargas efectuadas sobre la torre .....	22
3.1.2. Distribución de cargas resultantes en la base .....	24

3.1.3.	Consideraciones de carga producidas por el suelo .....	25
3.2.	Hipótesis de carga .....	30
3.2.1.	Caso 1 viento máximo.....	30
3.2.2.	Caso 2sobre carga vertical .....	31
3.2.3.	Caso 3. Rotura de conductor y cable de guarda.....	32
3.2.4.	Caso 4. Desbalanceamiento longitudinal .....	33
3.2.5.	Caso 5. ....	34
3.3.	Elección de tipo de cimentación .....	34
3.3.1.	Predomina la carga vertical.....	35
3.3.2.	Predomina el momento de vuelco.....	35
3.4.	Diseño de cimentación tipo .....	35
3.4.1.	caculo de esfuerzos para diseño de cimentaciones. ....	35
3.4.2.	cimentación tipo zapata.....	37
3.4.3.	CIMENTACIÓN tipo pila.....	40
3.4.3.1.	aporte dado por la estratigrafía del suelo .....	41
3.4.3.2.	resistencia a tracción.....	41
3.4.3.2.1.	REsistencia por fricción.....	41
3.4.3.2.2.	REsistencia por arrancamiento .....	42
3.4.3.3.	resistencia a compresión.....	43
3.4.3.3.1.	Resistencia a la punta .....	43
3.4.3.4.	Comprobación con factores de seguridad.....	43
4.	CAPITULO IV: RESULTADOS .....	45
	Análisis de precios unitarios de CIMENTACIONES.....	45
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	47
	Bibliografía .....	49
	Anexos.....	51
	anexo 1. ....	52
	Estudios de suelos de torres para diseño de cimentaciones. ....	52
	anexo 2. ....	53
	planos y ÁRBOL de carga torre tipo ar-750 .....	53
	anexo 3. ....	54
	CIMENTACIÓN tipo zapata .....	4954
	anexo 4. ....	505

CIMENTACIÓN tipo pila ..... 505

## Introducción

En este documento se presentará información referente a las líneas de transmisión eléctrica, así como también de las torres de alta tensión ya que estas son estructuras fundamentales que ayudan con el soporte de diferentes elementos para la distribución de la energía. Es necesario tener en cuenta que debido al impacto que estas estructuras pueden generar a los usuarios a lo largo del proyecto, se debe evitar el mayor impacto social, económico y ambiental, ya que estos son los principales problemas que se pueden presentar en un proyecto de esta magnitud.

Al ser las torres de alta tensión una estructura tan indispensable para la distribución de energía es necesario conocer los tipos de torre que son de mayor uso en nuestro medio, así como también las características que estas poseen, por lo cual es necesario conocer de manera general los elementos de estas estructuras y diferentes accesorios que son aplicados de manera conjunta para que cumplan con su función, para esto se debe tener en cuenta factores como el tipo de suelo, la topografía del sector, la cantidad de energía que se manejará, por lo cual, debido a estos factores, en nuestro país se utilizan torres de tipo suspensión, anclaje y remate, por lo que en este trabajo se hará mayor énfasis a torres de tipo de anclaje angular y remate (AR), donde se presentara de manera general el comportamiento y características de estas, así como también las hipótesis de cargas utilizadas para este tipo de torre, con el fin de poder lograr el diseño de cimentaciones que cumplan con estas solicitudes y que garantice el funcionamiento de estas estructuras con el fin de poder evitar pérdidas económicas y de servicio.

Comúnmente en nuestro país se utilizan cimentaciones de tipo zapatas, pilas, losas de cimentación, monobloques, etc., donde generalmente se encuentran cimentaciones de tipo pila y zapata dado las características de suelo y estabilidad del terreno que se presentan en nuestro medio, lo que representa una intervención menor, provocando que los impactos que estas puedan generar sean mínimos y que garanticen la funcionalidad de las estructuras.

# **1. CAPITULO I: GENERALIDADES**

## **1.1. ANTECEDENTES**

Debido al crecimiento poblacional en nuestro país, es necesario contar con una fuente de electricidad, ya que muchas de las actividades que se realizan, dependen de la disponibilidad de esta.

Por este motivo es necesario transportar la energía eléctrica a puntos estratégicos y de distribución, con el fin de que, todos los sectores, tanto industriales como domiciliarios puedan cubrir su necesidad de consumo eléctrico.

La ejecución de estos proyectos normalmente presenta un gran reto debido a que se requiere de estructuras de gran magnitud como subestaciones, torres o postes de transmisión eléctrica. En el suministro de energía las torres de transmisión conllevan un papel importante, debido a que estas son las que soportan los cables de alta tensión, por los cuales la energía es llevada al lugar de destino.

La construcción de estas estructuras presenta un gran problema debido al impacto social y ambiental que estas generan en las zonas que se ejecutan, por lo cual es necesario realizar diversos estudios preliminares los cuales permitirán sobrellevar este tipo de conflictos, para de esa manera poder llevar a cabo la ejecución del proyecto.

## **1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Para realizar el diseño de una cimentación de cualquier proyecto, es necesario que se proporcione los estudios previos necesarios para poder tomar en cuenta los factores que pueden afectar a una cimentación y según esto elegir la cimentación que se encuentre más acorde a lo que el proyecto necesite.

La presencia de diferentes tipos de suelo, con sus respectivas características, así como el tipo de torre a usarse, la cual esta propuesta y diseñada por la entidad encargada, son las principales características que se deben tomar en cuenta para poder plantear el diseño de una torre, ya que no todos los tipos de torres pueden tener la misma cimentación, y no todas las cimentaciones actúan de la manera óptima para las solicitaciones del suelo y torre.

Es necesario conocer e identificar el tipo de cimentaciones que se utilizan en este tipo de proyectos, ya que, en base a esto y los datos considerados anteriormente, se podrá obtener una mejor respuesta a las necesidades presentadas por los diferentes factores antes mencionados.

## **1.3. HIPÓTESIS**

La implementación de fundación de tipo pila es más económica y práctica que la fundación tipo zapatas, no obstante, el segundo tipo de cimentación es el más utilizado debido a la facilidad de construcción.

## **1.4. OBJETIVOS**

### **1.4.1. OBJETIVO PRINCIPAL**

Diseñar cimentaciones para torres de transmisión eléctrica de tipo AR-750 aplicados en el proyecto L/T Cumbaratza- Los Encuentros.

### **1.4.2. OBJETIVOS SECUNDARIOS**

Identificar las posibles cimentaciones a realizar en base a estudios geotécnicos realizados por la entidad pertinente, al igual que las características de tipos de torres a usarse.

Describir los aspectos mecánicos de las estructuras de soporte que afectan directamente el diseño de las cimentaciones.

Definir cuál es el mejor tipo de cimentación para los tipos de torre a usarse, con el fin de garantizar la estabilidad, seguridad y funcionamiento de esta.

## **1.5. ALCANCE**

Con el presente trabajo se plantea obtener el diseño de cimentación para torres de alta tensión de tipo AR-750, que se ubicaran en suelos de tipo SM, MH, ML. con los cuales se pueda obtener una cimentación autoportante, que cumpla con las solicitudes de cargas a las que se verá sometida la estructura, así como también el peso de esta, para garantizar el funcionamiento adecuado de la cimentación.

La base para el diseño de cimentación será la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), así también como la ACI-318-19 considerando que es la normativa internacional vigente. De esta manera se obtendrá el tipo de cimentación a usarse y su diseño respectivo.

## **1.6. JUSTIFICACIÓN**

Para la ejecución del diseño de cimentaciones, se está empleando dos tipos de torres de alta tensión AR, siendo estas una de las torres más comunes en uso para líneas de transmisión eléctrica.

Siendo esta una de las razones principales por la que se debería implementar un diseño para cimentaciones que cumpla al tipo de suelo (MH, ML y SM), implementar un diseño para cimentaciones, que cumplan con los requerimientos necesarios, para que la estructura no sufra ningún tipo de percance, así como también se buscara optimizar la cantidad de material para que cumpla con las normas respectivas y que soporten las cargas a las que serán sometidas por la estructura.

Para el diseño de las cimentaciones de las torres de alta tensión, se utilizarán estudios realizados por la entidad pertinente, así como también el diseño de las torres que son entregadas por la entidad encargada del diseño de estas.

En caso de que se presente otro tipo de suelo, se debería realizar estudios para poder obtener la capacidad y características de este de modo que pueda soportar la carga y las especificaciones necesarias de la torre.

El proyecto se basará en identificar la mejor cimentación que se puede efectuar para el tipo de torres y suelos especificados.

## **2. CAPITULO II: INFORMACIÓN GENERAL**

### **2.1. LÍNEAS DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA**

Las líneas de transmisión eléctrica, también conocidas como L/T, son el medio por el cual se realiza la transmisión o distribución de energía eléctrica, hacia diferentes lugares, con el fin de proporcionar y abastecer de energía a los lugares que carecen de la misma, o que en su caso requieran de un incremento de aporte de energía.

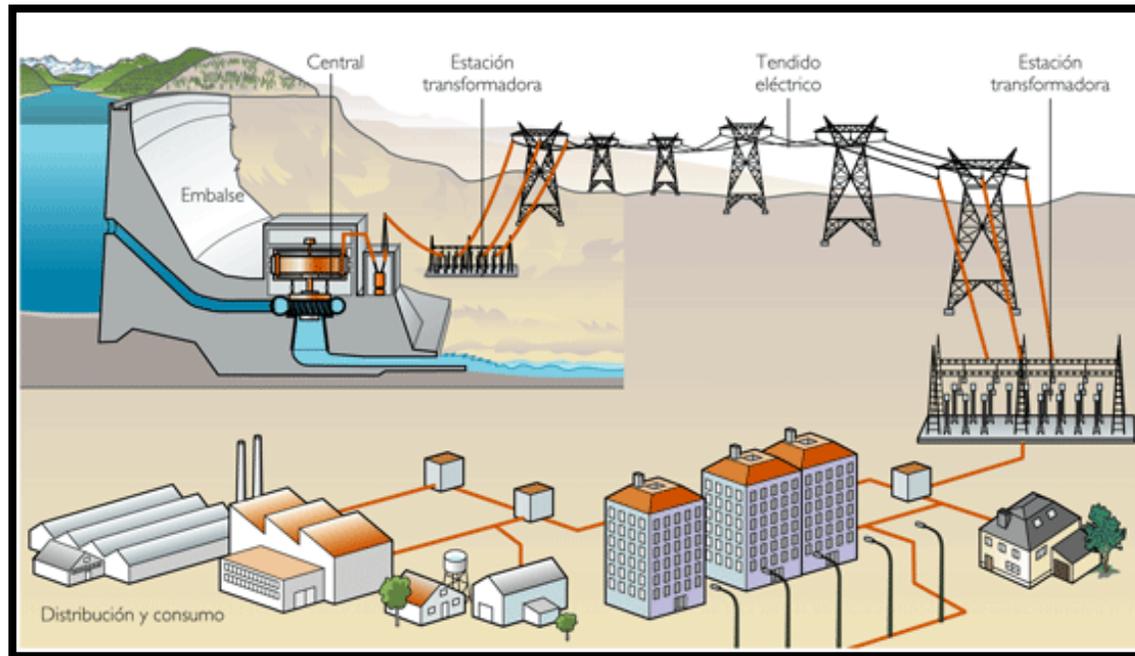
Dependiendo de la función que se dará a las líneas de transmisión, se pueden clasificar en líneas de distribución o líneas de transmisión. La diferencia entre estas es la cantidad de voltaje que estas puedan transportar, así como la distancia por la cual se realizara la transmisión de energía.

Las líneas de transmisión eléctrica están compuestas por estructuras que soportan diferentes equipos, accesorios eléctricos y cables conductores, los cuales facilitan con el transporte de energía a los distintos puntos donde se requieren por lo cual es necesario conocer las características de estas estructuras de soporte denominadas torres de transmisión.

#### **2.1.1. GENERALIDADES DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.**

El uso de energía eléctrica se presenta desde hace muchos años atrás para el desarrollo del país, por lo que se van desarrollando demográficamente es necesario el uso y la distribución de esta. La energía eléctrica en sus principios se obtenía desde hidroeléctricas, hoy en día se han encontrado diferentes fuentes de generación de energía.

Entre las principales fuentes de generación eléctrica que se usan en la actualidad están: hidroeléctricas, centrales eólicas, centrales solares, centrales geotérmicas, entre otras. Estas fuentes de generación eléctrica se encuentran situadas a las afueras de las ciudades, por lo cual es necesario elementos que ayuden a transportar los diferentes componentes que se utilizan para transmitir la energía por estos, es aquí donde las torres de transmisión actúan como soporte para dichos elementos.



**Ilustración 1. Transmisión de Energía Eléctrica**

Fuente: (Dirección General de Inversiones Públicas, Del Ministerio de Hacienda y Crédito Público, 2014)

Al ser las torres de transmisión eléctrica el principal sistema estructural utilizado para la distribución de la energía desde el punto de generación a una estación transformadora. Son construidas con elementos de acero de sección pequeña, conectadas por nodos (Hernandez, Alma, & Fabian, 2005) para así lograr soportar los elementos que se encargaran de transmitir la energía por estas estructuras.

### **2.1.2. TIPOS DE TORRES DE TRASMISIÓN**

Según (Comisión Federal de Electricidad, 2012), para determinar el tipo de estructuras que se utilizará para el diseño y construcción de las mismas, se debe tener en cuenta las siguientes características:

- Nivel de tensión eléctrica
- Tipo de conductor a ser utilizado.
- Cantidad de circuitos que utilizará la red eléctrica.
- Costos y presupuestos para la ejecución y construcción del proyecto.
- Afectación social y ambiental que sufrirán los lugares por donde pasará la línea de transmisión.

Teniendo en cuenta estos factores, las líneas de transmisión se dividen en tipos según la funcionalidad y geometría, donde se pueden encontrar:

### **2.1.2.1. Por su función**

La función de la estructura se debe en la manera en la cual la torre se verá ubicada según el tipo de topografía y la ruta para la cual está destinada, esta puede estar ubicada en tramos rectos o vértices los cuales presenta un ángulo con el fin de variar la trayectoria de la línea de transmisión (Hernandez, Alma, & Fabian, 2005).

Entre los principales tipos de torre según la función se encuentran:

#### **2.1.2.1.1. Torres de suspensión**

Son estructuras diseñadas en acero que debido a su geometría son utilizados en tramos rectos o cuando el ángulo de línea es menor a 3 grados (Almeida Prócel & Lopez, 2013). Estas estructuras por lo general poseen cargas por su propio peso, fuerzas ejercidas por cables conductores y de guarda, al igual que diferentes accesorios utilizados para la distribución de energía y cargas de viento (Comisión Federal de Electricidad, 2012).



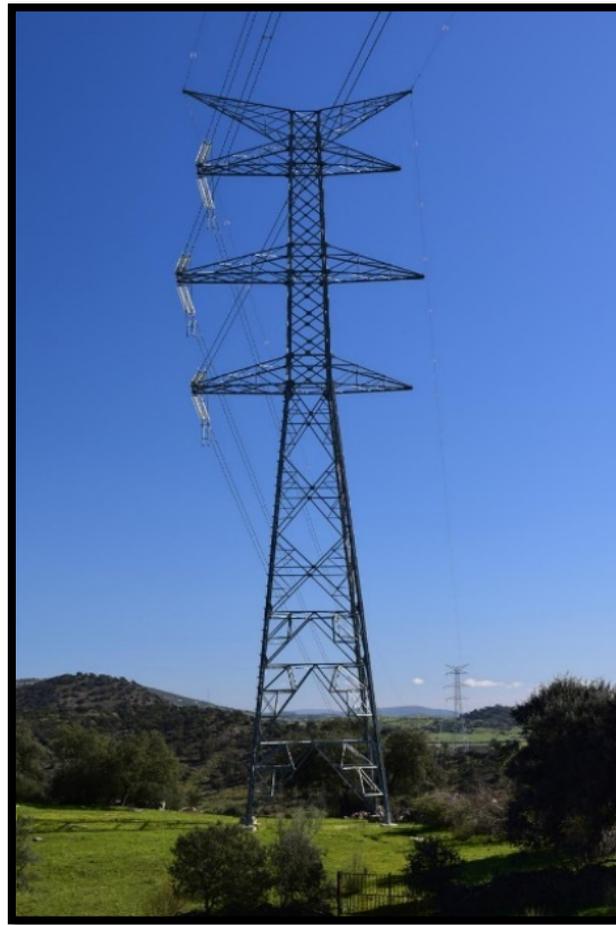
**Ilustración 2. Torre de suspensión**

Fuente: (Universe, 2019)

#### 2.1.2.1.2. Torres de anclaje angular

Este tipo de torre Además de soportar su peso propio y el de distintos elementos, también soporta las cargas producidas por las componentes de las tensiones que existen en los cables de la línea de transmisión al existir una variación (ángulo) generado por los cables de esta (SEMBLANTES VÉLEZ, 2010).

El uso de estas estructuras se presenta donde existe una variación en la dirección de la línea o en las entradas y salidas de la línea de transmisión, por lo cual es necesario que estas sean más robustas y la distancia entre patas sea mayor para que puedan soportar los momentos producidos por los cables evitando así el vuelco que pueden sufrir (Chávez & Paz, 2020).



**Ilustración 3. Torre de anclaje angular**

Fuente: (Wikiloc, 2014)

#### 2.1.2.1.3. Torres de retención o remate

Este tipo de torres al igual que las torres de anclaje tienen una sección y distancia entre patas mayor debido a que deben soportar grandes cargas generadas por los cables, en las salientes y entrantes de las líneas de distribución.



**Ilustración 4. Torre de retención o remate**

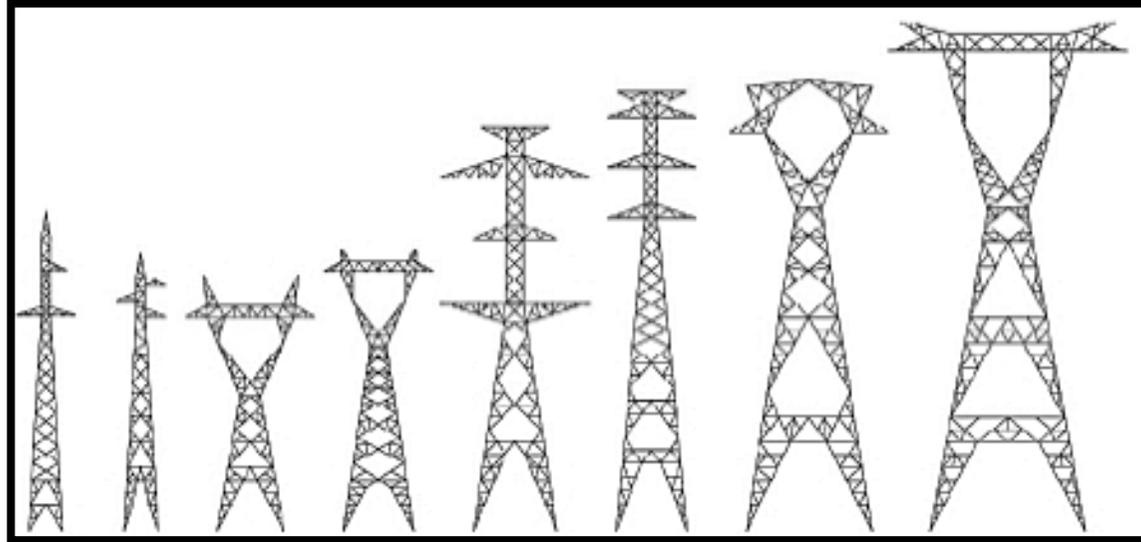
Fuente: (Maisache, 2020)

#### **2.1.2.2. Por su geometría**

Para categorizar a las estructuras de manera geométrica se debe tomar en cuenta los elementos eléctricos como: distancias de vanos, las tensiones, arboles de carga, etc. (SEMBLANTES VÉLEZ, 2010). La estructura debe procurar ser sencillas y simétricas, donde esta cumpla con los requerimientos de diseño y los del cliente.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, se presentan diferentes tipos de torres que presentan diferentes variables geométricas según su necesidad:

- Torre de suspensión de circuito simple.
- Torre de suspensión de circuito doble o multi-circuito
- Torre terminal o de retención para ángulos grandes de circuito simple (cabeza tipo cara de gato).
- Torre de suspensión de circuito simple (cabeza tipo cara de gato).
- Torre de suspensión y ángulos pequeños de circuito simple (cabeza tipo cara de gato).



**Ilustración 5. clasificación por su geometría**

Fuente: (SEMBLANTES VÉLEZ, 2010)

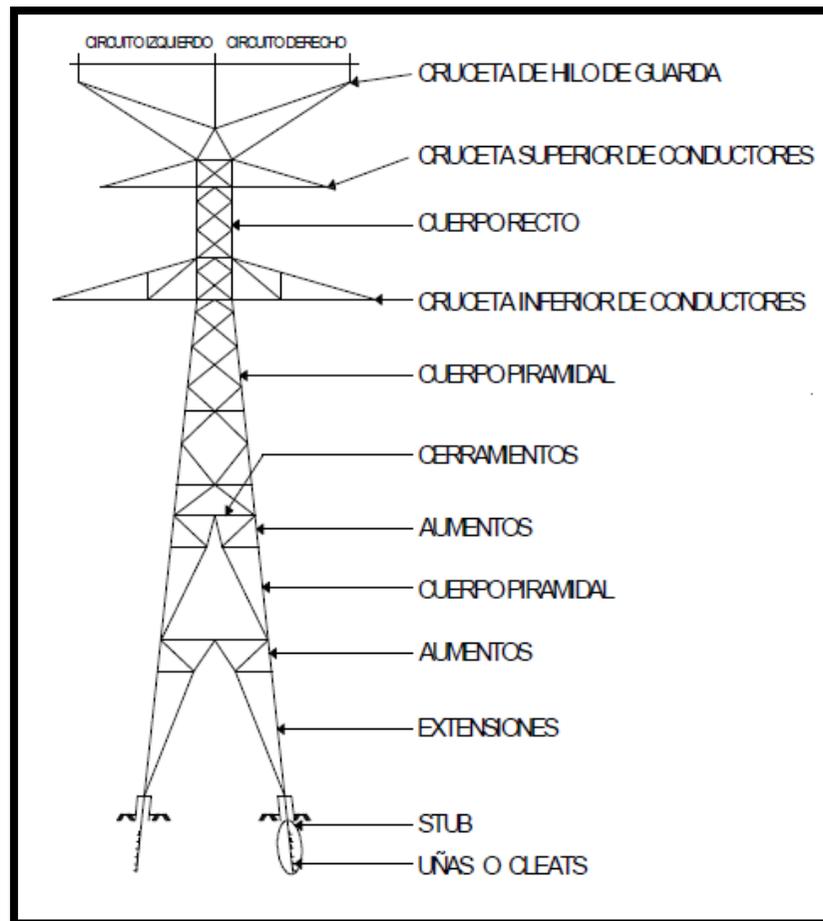
para determinar la geometría de la estructura, es necesario tener en cuenta factores esenciales como: la altura, ancho de cuerpo y base. Estos parámetros los debe tener en cuenta el diseñador para la elaboración de la torre de transmisión a utilizar en el proyecto.

### **2.1.3. ELEMENTOS DE TORRES DE TRASMISIÓN**

El conocer como están compuestas las torres de transmisión es de gran importancia debido al impacto que estas tendrán para el diseño y dimensionamiento de la estructura con el fin de que garantice que su funcionamiento se ejecute de mejor manera.

Estas estructuras están compuestas principalmente como:

- Cúpula
- Crucetas
- Cabeza
- Cuerpo piramidal
- Patas
- Extensiones de pata
- Ángulos de anclaje (stubs)



**Ilustración 6. Partes torre de transmisión.**

Fuente: (Hernandez, Alma, & fabian, 2005)

### **2.1.3.1. Cúpula**

Ubicada en la parte superior de la estructura, donde se ubican los hilos de guarda, normalmente tiene forma de cúspide piramidal, sin embargo, esta puede cambiar su forma según el diseño de la estructura (Almeida Prócel & Lopez, 2013).

### **2.1.3.2. Crucetas**

La geometría de estas puede variar entre rectangulares, piramidal o trapezoidal dependiendo de las solicitaciones de diseño. Las crucetas son utilizadas principalmente como soportes para los esfuerzos causados por los conductores ubicados en esta.

### **2.1.3.3. Cabeza**

La función de esta parte de la estructura es soportar el resto de la estructura que se encuentra en la parte superior a esta, la cual está conformada por una columna de celosía cortante (Almeida Prócel & Lopez, 2013).

#### **2.1.3.4. Cuerpo piramidal**

Parte de la estructura la cual ayuda a distribuir todas las cargas que obtienen el resto de los elementos situados sobre esta, con el fin de transmitir las cargas a la cimentación y ayude a evitar el volcamiento (Almeida Prócel & Lopez, 2013).

#### **2.1.3.5. Patas**

Sección en la cual se acumulan los esfuerzos que se distribuirán al número de apoyos de la estructura.

## **2.2. DEFINICIÓN DE CARGAS**

Las torres de transmisión eléctrica se ven sometidas a diferentes condiciones, las cuales generan variedad de cargas sobre la estructura que pueden estar presentes siempre o pueden presentarse de manera ocasional. La estructura de la torre es la que se encarga de transmitir todas estas posibles cargas a la cimentación, entre las más importantes están: peso propio de la estructura, peso de los accesorios, cargas por mantenimiento, cargas por ángulo y tensión de la línea, cargas por cables, etc.

en el alcance de este documento no se hará énfasis en la obtención de cargas a las cuales está sometida la estructura, ya que estas son proporcionadas por la entidad encargada para el diseño y consideraciones que se tenga para cada proyecto.

### **2.2.1. CARGAS DE SERVICIO**

Son cargas que se producen por la línea de transmisión sobre la estructura en tres direcciones: vertical, longitudinal y transversal. Donde la carga vertical es aquella que actúa en sentido de la gravedad, longitudinal son las cargas que se presentan en sentido paralelo a la línea de transmisión, mientras que las cargas transversales son las que se presentan de manera perpendicular a esta.

#### **2.2.1.1. Cargas verticales**

Se conoce como cargas verticales las cuales efectúan una carga en sentido de la gravedad, donde por lo general son los pesos de distintos elementos los cuales pueden ser: peso propio de la estructura, peso de elementos añadidos que no pertenecen al elemento estructural, cargas que no se presentan con regularidad y en todos los casos debido a diferentes condiciones a las que son sometidas las estructuras (cargas no permanentes).

Existen otro tipo de cargas que se vuelven permanentes al momento de instalar accesorios a la estructura, los cuales son indispensables al momento de distribuir la energía, al ser ubicados sobre la estructura se deben tener en cuenta:

- Peso del conductor, el cual varía dependiendo del vano de diseño, así como también de la magnitud del proyecto.
- Peso de distintos accesorios como: aisladores, amortiguadores, herrajes, cables, etc.
- Las cargas deben actuar de forma puntual.

#### **2.2.1.2. Cargas transversales**

Las cargas transversales se pueden presentar como aquellas que son generadas por agentes externos a la estructura como pueden ser: tensión generada por los cables al presentarse una variación en la ruta (ángulos). Estas cargas normalmente se presentan en los apoyos del conductor y en apoyo del cable a tierra en una dirección paralela al eje longitudinal de las crucetas (IEB, 2003).

### **2.2.1.3. Cargas longitudinales**

Las cargas longitudinales, son aquellas que se generan en la dirección a la línea de transmisión, entre las principales causantes de estas cargas están:

- Caída de estructuras adyacentes.
- Rotura de cables, conductores, hilos de guarda.
- Diferencia en tensiones debido a problemas de accesorios o diferencia en vanos entre estructuras adyacentes.

Al ser cargas que se aplican de manera paralela a la línea de transmisión, normalmente se aplica en los conductores en puntos de anclaje y soporte (Dirección General de Electricidad, 2003).

## **2.2.2. CARGAS EXTERNAS SOBRE LA ESTRUCTURA**

Las torres de transmisión eléctrica además de soportar cargas ejercidas en la estructura se ven afectadas por cargas externas como: cargas de viento y sísmicas. Por lo que existen diferentes variables debido a la locación de la estructura ya que de esto depende la magnitud con la cual se verá afectada.

### **2.2.2.1. Cargas por viento**

Las torres de transmisión al ser estructuras de gran altura pueden estar sometidas a altas velocidades de viento, siendo que estas generan presiones sobre los elementos ocasionando que se realice un diseño que satisfaga las solicitudes, por lo que es necesario que cumpla con normativas vigentes del lugar donde se va a realizar el proyecto. Siendo que la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC). El cálculo de esta carga no depende de muchos factores es necesario recurrir a normas internacionales con el fin de realizar un diseño óptimo de la estructura para que soporte las solicitudes para las que son asignadas, entre algunas de las normas a tomar en cuenta para el diseño de este tipo de estructuras se pueden considerar: (ASCE-10-15) GUIDELINES FOR ELECTRICAL TRANSMISSION LINE STRUCTURAL LOADING. DESIGN OF LATTICED STEEL TRANSMISSION STRUCTURES y (AISC) AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Las cuales tienen un proceso más detallado para el diseño de este tipo de estructuras.

### **2.2.2.2. Cargas por actividad sísmica**

Al estar ubicados en un país con alta presencia de eventos sísmicos, es necesario diseñar la estructura de tal manera que no se presente el colapso de esta para evitar la interrupción de suministro eléctrico a los usuarios, sin embargo, las entidades contratantes no toman en cuenta este tipo de carga, debido a que la relación entre el peso y altura se la considera como una estructura ligera (Almeida Prócel & Lopez, 2013).

Para el diseño de las torres de transmisión es necesario verificar que estas cumplan el diseño sismorresistente impuesto por la NEC para que así toda estructura construida cumpla con los requerimientos mínimos de diseño.

### **2.2.3. CARGAS ADICIONALES**

Para torres de transmisión es necesario tener en cuenta diferentes cargas que pueden presentarse, ya que es indispensable evitar el colapso de estas causando un efecto domino al momento de que una de estas falle, por lo que es necesario tener siempre en cuenta que las estructuras deben estar diseñadas bajo posibles percances, por lo que se deben tomar en cuenta las siguientes cargas:

#### **2.2.3.1. Cargas de seguridad**

Las estructuras deben garantizar su funcionamiento, por lo que es necesario que soporten cualquier tipo de evento que pueda suceder, siendo así se presentan métodos que se deben tener en consideración para reducir el riesgo de colapso los cuales son:

- Todas las estructuras deben estar diseñadas con eventos de ruptura de conductores.
- Posible instalación de estructuras de retención en vanos específicos.

Estos métodos se los deben tener en cuenta con el fin de evitar que se presenten posibles fallas en masa.

#### **2.2.3.2. Cargas de construcción y mantenimiento**

Al ser estructuras que se encuentran bajo diferentes condiciones atmosféricas y cargas variables es necesario tener en cuenta estas cargas ya que pueden producir cargas mayores a las que normalmente se encuentra sometida la estructura. Donde según la ASCE recomienda que las cargas deben ser mayoradas 1.5 en caso de ser cargas estáticas y 2.0 cuando las cargas sean dinámicas, si se presenta movimiento de cables al momento de la construcción.

## **2.3. CIMENTACIÓN**

La cimentación es una parte estructural de cualquier edificación, la cual se encarga de transmitir las cargas actuantes sobre la edificación al suelo en el cual se está implantando dicha estructura. El suelo y sus capacidades mecánicas son un elemento que no podemos escoger, por esto el diseño de la cimentación está directamente ligada a las características mecánicas de este elemento, considerando que estas cambian en función a la profundidad.

Este elemento estructural es de suma importancia y las consideraciones para su diseño dependen de las apreciaciones y resultados de la exploración que sea realizada en el sitio. La finalidad de este elemento es garantizar la estabilidad y soporte del suelo, evitando daños a los elementos estructurales y no estructurales de la edificación sobrepuesta sobre este, manteniendo un equilibrio entre sus dos principales componentes, su estructura en sí, cimiento, y la zona de terreno, suelo, que está soportando las cargas que transmite dicho cimiento.

Debido a que la resistencia y la rigidez del terreno de implantación, como ya ha sido mencionado anteriormente, cambian de acuerdo con la profundidad y las características de los estratos que conforman el suelo, y de las limitaciones topográficas de la zona, existen diferentes tipos de cimentación.



**Ilustración 7. Cimentación de una edificación**

Fuente: (AEIC, 2013)

### **2.3.1. TIPOS DE CIMENTACIONES**

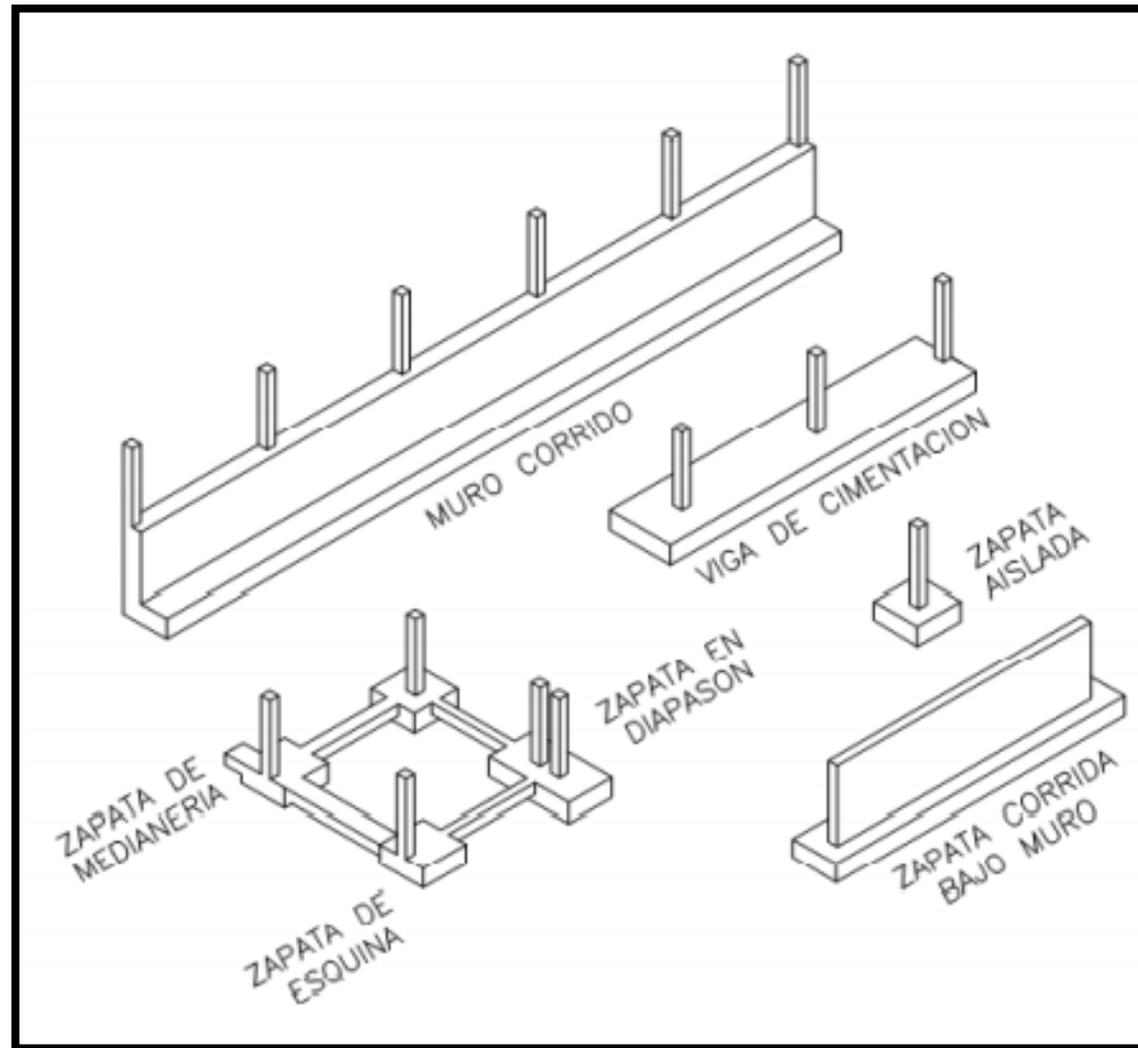
Las cimentaciones dependen de las características del lugar de implantación, siendo este elemento directamente dependiente, en su mayoría de casos, de la profundidad y estrato alcanzado, estos elementos son categorizados principalmente en 3 grupos en función de la profundidad.

#### **2.3.1.1. Cimentaciones Superficiales**

Son aquellas cimentaciones que se apoyan en las capas superficiales del terreno, por tener esta suficiente capacidad portante, este tipo de cimentaciones las cargas son soportadas principalmente por la presión efectiva del suelo y no tienen un aporte de los rozamientos laterales. La relación ancho (B) y profundidad (D), es menor a 4. Esta categoría se subdivide dependiendo de las cargas actuantes sobre las mismas y su disposición, entre las principales se tiene:

##### **2.3.1.1.1. Zapatas**

Es una ampliación de la base de las columnas o muros, que tiene por objeto transmitir las cargas al subsuelo, garantizando una presión adecuada menor a la presión efectiva que soporta el estrato de suelo sobre el que se apoya (Montoya & Pinto, 2010). Dependiendo del número de elementos que soporta se categoriza en los tipos que se muestran en la imagen siguiente.



**Ilustración 8. Tipos de zapatas**

Fuente: (STRUCTURALIA, 2020)

#### 2.3.1.1.2. Cimentaciones ciclópeas

Consisten en la colocación de material granular (piedras) de diferente tamaño, dentro de una zanja con una mezcla de concreto, generalmente de baja resistencia.

#### 2.3.1.1.3. Losas de cimentación

Una losa de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas. Cuando las cargas del edificio son tan pesadas o la presión admisible en el suelo es tan pequeña que las zapatas individuales van a cubrir más de la mitad del área del edificio, es probable que la losa corrida sea más económica que las zapatas. (Montoya & Pinto, 2010)

### 2.3.1.2. Cimentaciones Semi-profundas

Son cimentaciones que su relación ancho (B) y profundidad (D) se encuentra entre los valores 4 y 8, es decir,  $4 < D/B < 8$ . Generalmente este tipo de elemento se encuentra en estratos de suelo con capacidades efectivas menores, y las cargas de rozamiento lateral, empiezan a ser consideradas, aumentando la resistencia del elemento, por efecto del rozamiento entre el cimiento y las paredes de suelo. Entre los principales tipos se puede nombrar:

- 2.3.1.2.1. Pozos de cimentación o Caissons
- 2.3.1.2.2. Micropilotes

### 2.3.1.3. Cimentaciones Profundas

Son cimentaciones que generalmente son necesarias cuando las condiciones mecánicas del suelo son endebles y no lo suficientemente resistentes para las prestaciones necesarias. Este tipo de elementos cuentan con el aporte de la fricción lateral de estos elementos y las paredes del material, de este modo las cargas verticales efecto de este rozamiento aportan a la resistencia del cimiento o fuste, haciendo que las cargas resultantes vayan siendo disipadas en las paredes del cimiento, este efecto puede ser diseñado como se muestra en la siguiente imagen

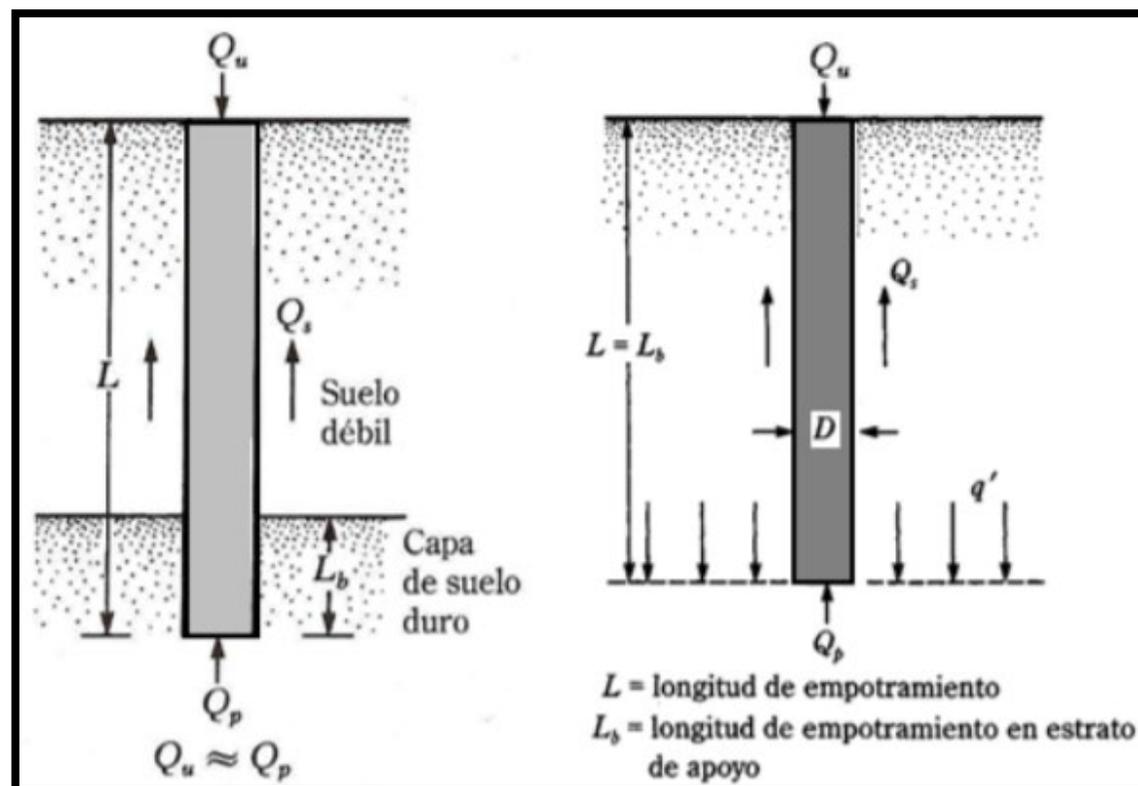


Ilustración 9. Aporte por rozamiento por fuste. Cimentación profunda.

Fuente: (Borda Hinostraza & Paucar Medina, 2020)

Donde en el lado izquierdo se puede observar el aporte resistivo está en función del efecto de las cargas laterales y por la resistencia en la punta que se encuentra en un estrato de suelo duro, mientras que en el lado derecho se busca garantizar que la longitud de

empotramiento sea lo suficiente para que el efecto de rozamiento sea suficiente para el efecto de las cargas resultantes actuantes. Estos elementos se categorizan principalmente en los siguientes:

#### 2.3.1.3.1. Pilas y Pilotes

La diferencia principal entre estas dos es la relación ancho profundidad, siendo que las pilas son elementos mucho más anchos con respecto a los pilotes. Los pilotes son miembros estructurales con un sección transversal pequeña, en comparación con su longitud, suelen ser fabricados de materiales diversos como madera, concreto, acero, prefabricados o compuestos, que por su esbeltez son fácilmente hincados en suelos blandos trabajando normalmente por fricción en su fuste, por otro lado las pilas tienen una sección transversal mayor, siendo esta capaz de transmitir su carga hacia un estrato de suelo resistente y que por sus dimensiones son fabricados en obra (in situ), comúnmente de concreto armado.



**Ilustración 10. Colocación de armadura de pilas**

Fuente: (CATAÑO GIL, 2015)

## **2.3.2. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS**

Como ya ha sido mencionado, para el diseño de cimentaciones es importante analizar y conocer las características mecánicas del suelo en donde se va a realizar la implantación de estructura. Para conocer dichas características es necesario realizar ensayos de exploración en el suelo, para esto existen diferentes tipos de exploraciones que pueden realizarse. Entre las más utilizadas se tiene:

### **2.3.2.1. Ensayo SPT**

Es posiblemente, el método más conocido y utilizado para la exploración de suelos. El SPT o Standar Penetration Test es una prueba que se realiza al suelo in situ para averiguar sus propiedades geotécnicas. Su uso radica en su rapidez y sencillez del procedimiento (ASTM D1586, 2018). Este método consiste en hincar una cavidad cilíndrica normada (cuchara partida), mediante una serie de golpes constantes, aplicados por una masa (martillo) suelta en caída libre.

El ensayo deja caer un peso de 140lb desde una altura de 30 pulgadas, en una serie de golpes sucesivos sobre la tubería que está siendo hincada, tomando la cantidad de golpes que son necesarios para hacer que la cuchara partida se introduzca en el suelo una profundidad de 6 pulgadas. Una vez que se ha introducido puede sacarse y tomar la muestra de suelo que se ha obtenido, y repitiendo este procedimiento cuanto sea necesario hasta alcanzar la profundidad requerida de exploración o se encuentre un estrato demasiado duro en el que se llega al rechazo.

Las muestras obtenidas a diferentes profundidades, por la cuchara partida sirven para realizar diferentes ensayos de laboratorio, tales como: Límites de Atterberg, granulometría y contenido de humedad; para determinar las características mecánicas del suelo

### **2.3.2.2. Extracción de muestra calicata**

Las calicatas son excavaciones que se realizan en el sitio con el fin de poder realizar una inspección directa del suelo, obteniendo de esta información confiable y completa. Por lo general se realizan estos trabajos cuando se tiene presencia de suelos granulares lo que facilita la obtención de muestras en comparación a otros ensayos, la excavación debe ser de mínimo un metro de ancho por un metro de largo y la profundidad varía entre los 3 o 4 metros dependiendo del fin de estudio.

Entre los principales casos o situaciones donde se realizan calicatas están:

- Terrenos cohesivos
- Terrenos granulares en caso de necesitar más información es necesario realizar otros ensayos.
- Terrenos heterogéneos con mucho grueso lo que afecta a la información obtenida.
- En situaciones donde se presume que se puede obtener un estrato más firme.

## **2.3.3. CARACTERÍSTICAS DE TIPO DE SUELOS**

En base a literatura y clasificación estandarizada mundialmente, el suelo se categoriza en dos grupos los cuales son:

### **2.3.3.1. Suelos de partículas gruesas**

Se conoce como suelos de partículas gruesas al porcentaje de material el cual se retiene el tamiz N.º 200. Se los denomina generalmente como arenas gravas o rocas.

La forma que representa a estos materiales es redondeada y/o angular, presentando también una porosidad baja mientras que su permeabilidad es elevada, su plasticidad es prácticamente nula o escasa al estar presente un porcentaje de arcillas junto con estos suelos que es la que proporciona que se presente un porcentaje reducido en la plasticidad.

Para poder separar y clasificar rocas, gravas y arenas, es necesario realizar una granulometría con mayor precisión, por lo que el material retenido del tamiz N.º 200 sea mayor o igual al 50% de la muestra a estudiar para considerar como suelo de partículas gruesas, también es necesario considerar la cantidad de material que se obtiene en el tamiz N.º 4 donde si más del 50% se encuentra retenido en este se denomina como gravas o rocas y si más del 50% de material pasa por el tamiz N.º4 se lo pasara a considerar como arena. Como se puede apreciar en la siguiente tabla se mostrará la clasificación de suelo y el criterio de clasificación según la SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

**Tabla 1. clasificación para gravas según SUCS**

GRUPO	%OTROS MATERIALES	CLASIFICACIÓN	NOMBRE
<b>GW</b>	< 15% Arena	Menos del 5% pasa malla N.º 200; $C_u \geq 4$ ; $C_c = 1$ a 3	Grava bien graduada
	> 15% Arena		Grava bien graduada con arena
<b>GP</b>	< 15% Arena	Menos del 5% pasa malla N.º 200; no cumple los criterios para GW	Grava mal graduada
	> 15% Arena		Grava mal graduada con arena
<b>GM</b>	< 15% Arena	Mas del 12% pasa malla N.º 200; los límites de Atterberg se encuentran bajo la línea A o el $IP < 4$	Grava limosa
	> 15% Arena		Grava limosa con arena
<b>GC</b>	< 15% Arena	Mas del 12% pasa malla N.º 200; los límites de Atterberg se encuentran bajo la línea A o el $IP > 7$	Grava arcillosa
	> 15% Arena		Grava arcillosa con arena
<b>GC-GM</b>	< 15% Arena	Mas del 12% pasa malla N.º 200; los límites de Atterberg caen en la zona sombreada como en la Ilustración 11	Grava limo arcillosa
	> 15% Arena		Grava limo arcillosa con arena
<b>GW-GM</b>	< 15% Arena	El porcentaje que pasa la malla N° 200 entre 5 y 12; cumple los criterios de GW-GM vistas en la Ilustración 11	Grava bien graduada con limo
	> 15% Arena		Grava bien graduada con limo y arena
<b>GW-GC</b>	< 15% Arena	El porcentaje que pasa la malla N° 200 entre 5 y 12; cumple los criterios de GW-GC vistas en la Ilustración 11	Grava bien graduada con arcilla
	> 15% Arena		Grava bien graduada con arcilla y arena

GRUPO	%OTROS MATERIALES	CLASIFICACIÓN	NOMBRE
GP-GM	< 15% Arena	El porcentaje que pasa la malla N° 200 entre 5 y 12; cumple los criterios de GP-GM vistas en la Ilustración 11	Grava mal graduada con limo
	> 15% Arena		Grava mal graduada con limo y arena
GP-GC	< 15% Arena	El porcentaje que pasa la malla N° 200 entre 5 y 12; cumple los criterios de GP-GC vistas en la Ilustración 11	Grava mal graduada con arcilla
	> 15% Arena		Grava mal graduada con arcilla y arena

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2. Clasificación para suelos arenosos según SUCS

GRUPO	%OTROS MATERIALES	CLASIFICACIÓN	NOMBRE
SW	< 15% Grava	Menos del 5% pasa malla N.º 200; $C_u \geq 4$ ; $C_c = 1$ a 3	Arena bien graduada
	> 15% Grava		Arena bien graduada con grava
SP	< 15% Grava	Menos del 5% pasa malla N.º 200; no cumple los criterios para SW	Arena mal graduada
	> 15% Grava		Arena mal graduada con grava
SM	< 15% Grava	Mas del 12% pasa malla N.º 200; los límites de Atterberg se encuentran bajo la línea A o el $IP < 4$	Arena limosa
	> 15% Grava		Arena limosa con grava
SC	< 15% Grava	Mas del 12% pasa malla N.º 200; los límites de Atterberg se encuentran bajo la línea A o el $IP > 7$	Arena arcillosa
	> 15% Grava		Arena arcillosa con grava
SC-SM	< 15% Grava	Mas del 12% pasa malla N.º 200; los límites de Atterberg caen en la zona sombreada como en la Ilustración 11	Arena limo arcillosa
	> 15% Grava		Arena limo arcillosa con grava
SW-SM	< 15% Grava	El porcentaje que pasa la malla N° 200 entre 5 y 12; cumple los criterios de SW-SM vistas en la Ilustración 11	Arena bien graduada con limo
	> 15% Grava		Arena bien graduada con limo y grava
SW-SC	< 15% Grava	El porcentaje que pasa la malla N° 200 entre 5 y 12; cumple los criterios de SW-SC vistas en la Ilustración 11	Arena bien graduada con arcilla
	> 15% Grava		Arena bien graduada con arcilla y grava

GRUPO	%OTROS MATERIALES	CLASIFICACIÓN	NOMBRE
SP-SM	< 15% Grava	El porcentaje que pasa la malla N° 200 entre 5 y 12; cumple los criterios de SP-SM vistas en la Ilustración 11	Arena mal graduada con limo
	> 15% Grava		Arena mal graduada con limo y grava
SP-SC	< 15% Grava	El porcentaje que pasa la malla N° 200 entre 5 y 12; cumple los criterios de SP-SC vistas en la Ilustración 11	Arena mal graduada con arcilla
	> 15% Grava		Arena mal graduada con arcilla y grava

Fuente: elaboración propia.

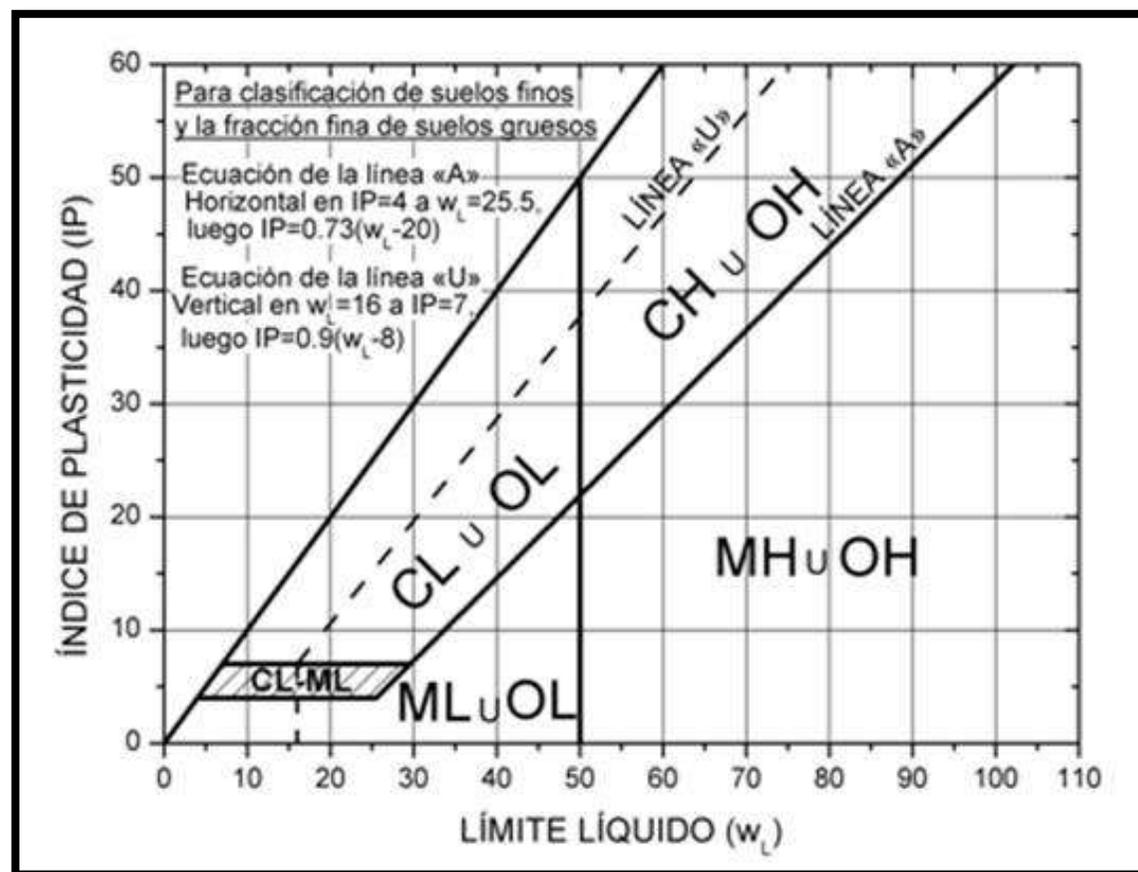


Ilustración 11. Carta de plasticidad Casagrande

Fuente: (ASTM D2487-11, 2011)

### 2.3.3.2. Suelos de partículas finas

Se denomina suelos de partículas finas ya que el 50% de material pasa el tamiz N.º 200. Al contrario que los suelos de partículas gruesas, no es necesario realizar una granulometría para poder clasificarlos; más bien es necesario conocer la plasticidad que estos presentan, en este grupo se presentan limos y arcillas.

Entre las principales características de estos suelos son que sus partículas son de tipo laminar, la permeabilidad baja o impermeable, alto grado de cohesión, la plasticidad varia en el tipo de suelo que se presente siendo limos o arcillas donde es de plasticidad baja y alta respectivamente, suelo muy compresible.

Para la clasificación es necesario conocer los límites plásticos y líquidos y por consecuencia su índice de plasticidad, para una mejor comprensión de su clasificación según la SUCS se presentan la Ilustración 12 y 13 las cuales también tienen que ver con la carta de plasticidad de Casagrande mostrado en la Ilustración 11

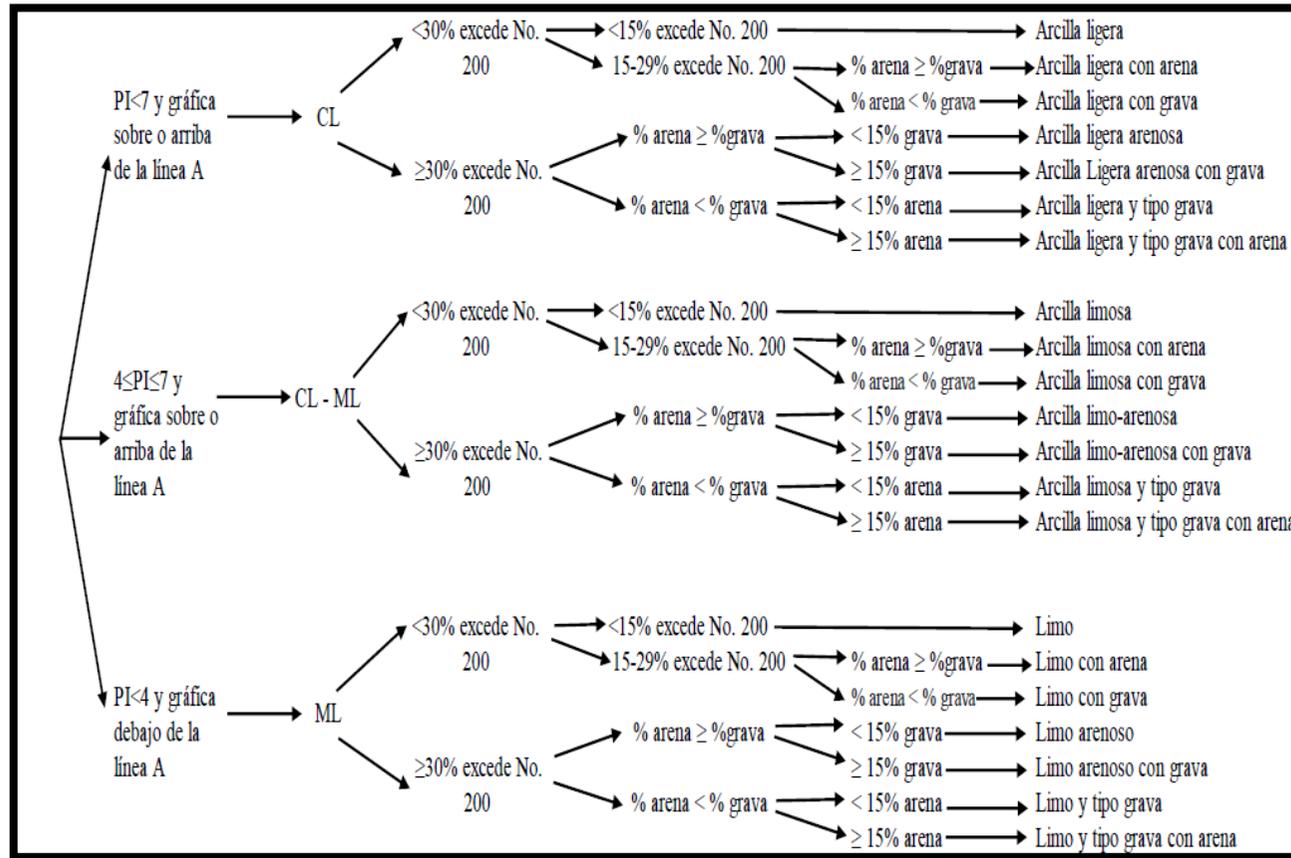
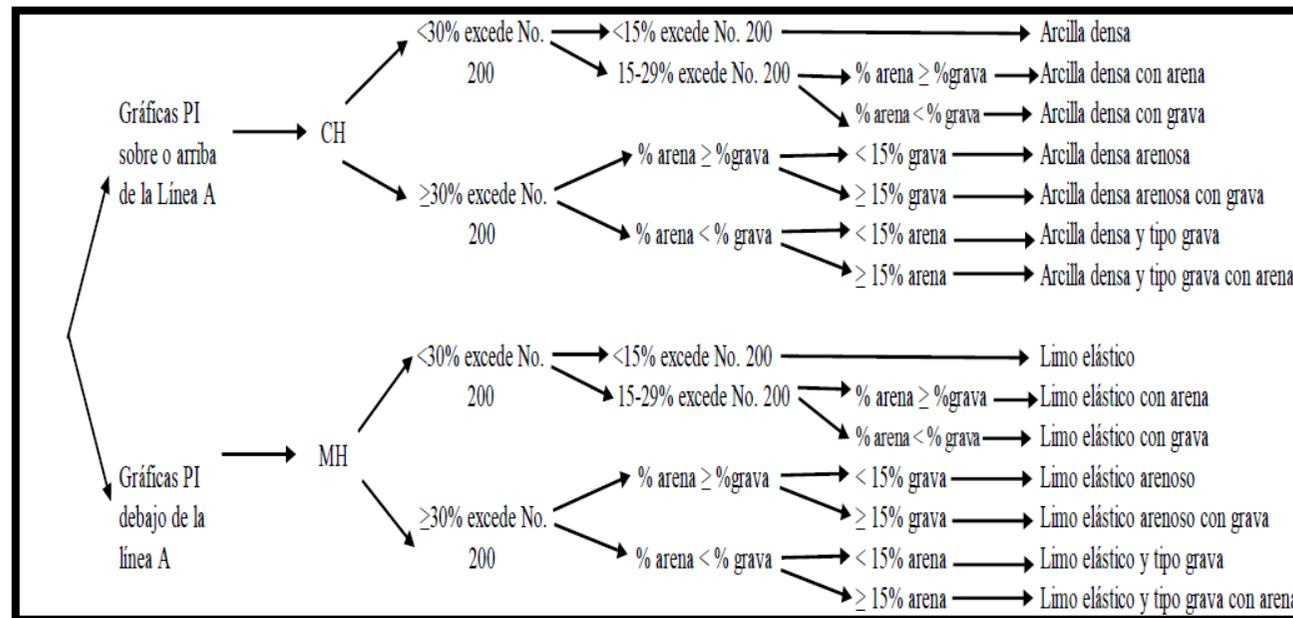


Ilustración 12. Clasificación de suelos de partículas finas. (LI<50)

Fuente: (Chávez & Paz, 2020)



**Ilustración 13. Clasificación de suelos de partículas finas. (LI>50).**

Fuente: (Chávez & Paz, 2020)

También existen los suelos orgánicos los cuales se clasifican similar a los limos y arcillas, sin embargo, estos poseen materiales orgánicos que la acción de estos al ser sometidos a diferentes cargas causa asentamientos excesivos debido a que las características de sus partículas son fibrosas lo que causa un alto nivel de compresibilidad y alta porosidad.

### 3. CAPITULO III: MODELACIÓN

#### 3.1. ESTABLECER CARGAS

##### 3.1.1. CARGAS EFECTUADAS SOBRE LA TORRE

Las cargas que se presentan en las torres de transmisión eléctrica dependen de muchos factores los cuales varían dependiendo del tipo de torres a utilizar, las condiciones y locación del terreno donde se efectuara la construcción de estas estructuras.

Las cargas que se presentan en las torres se pueden dividir en 3 las cuales son:

##### 3.1.1.1. Cargas verticales

Estas cargas están presentes en los elementos de la torre como: Perfiles de acero, accesorios para líneas de transmisión, también se debe considerar las cargas de construcción y mantenimiento

##### 3.1.1.2. Cargas vivas

Dentro de estas cargas es necesario tener en cuenta que no son permanentes, ya que solo se presentaran al momento de ejecutar la construcción y mantenimiento de la estructura

### **3.1.1.3. Carga muerta**

Cargas las cuales son generadas por el peso propio de todos los elementos que se encuentran de forma permanente en la estructura y que a lo largo de la vida útil del mismo no cambiara su peso, elementos que se toman en cuenta para esta carga están: perfiles metálicos, placas de conexión, pernos, cables, conductores y otros accesorios.

Para el cálculo de estas cargas se debe tomar en cuenta el peso unitario de cada elemento o material y dependiendo de la magnitud de la estructura se toda valores máximos o mínimos, dependiendo de la estabilidad o esfuerzos máximos sometidos a la base de la estructura.

### **3.1.1.4. Otras cargas**

#### **3.1.1.4.1. Presión de viento**

Para las estructuras de transmisión eléctrica debido a la locación donde serán construidas, se debe tener en cuenta los efectos climatológicos que variarán dependiendo de la zona en donde este ubicada la estructura.

Según (Comisión Federal de Electricidad, 2012) las cargas que actúan son empleadas en las superficies proyectadas de la estructura, por lo cual se usa un factor de forma, el cual estipula que para este tipo de estructuras de celosía con caras planas y formen una sección transversal cuadrada, se utiliza el factor de forma de 1.5.

#### **3.1.1.4.2. Carga transversal y longitudinal**

Estas son cargas presentes en los soportes de la línea de transmisión, así como también los que se presentan en los conductores. Normalmente estas cargas vienen dadas debido a las condiciones externas que al interactuar con estos elementos producen tensiones, las cuales se descomponen para poder analizarlas según la dirección en la que actúen, también se debe tener en cuenta cargas producidas por fallas o presencia de agentes externos en los elementos como: viento, presencia de hielo y rotura de cables u otros elementos que ocasionen variaciones en las cargas.

El cálculo de estas cargas, son realizadas por la entidad pertinente en el diseño de las torres de transmisión eléctrica, las cuales deben cumplir con las características necesarias para un funcionamiento electromecánico.

#### **3.1.1.4.3. Carga sísmica**

Las torres de transmisión normalmente no se diseñan en base a estas cargas debido a que las cargas principalmente horizontales causadas por factores que causan variación en las cargas antes mencionadas son mucho mayores a las cargas sísmicas que se pueden presentar.

Según el tipo de carga que se presente en las torres y su elementos estas se distribuyen hacia las patas de la torre para posteriormente ser transmitidas a la cimentación, las cuales pueden presentarse como: cargas puntuales de compresión, las cuales son determinadas por las cargas verticales; las cargas horizontales y transversales causan fuerzas de tensión y compresión en los apoyos, causando un par con sentido contrario al momento de vuelco que se genera, al igual que la fuerza cortante que se distribuye según el número de apoyos de la estructura (Sacalxot, 2005).

### 3.1.2. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS RESULTANTES EN LA BASE

Las cargas efectuadas sobre la torre, por medio de la estructura metálica se transmitirán hacia la base en donde se distribuirán hacia las patas de manera en donde debido al tipo de fuerzas que se generan en la base como momentos y cortantes, estas generaran un par el cual se distribuirá en fuerzas a compresión y a tensión sobre el par de patas correspondientes.

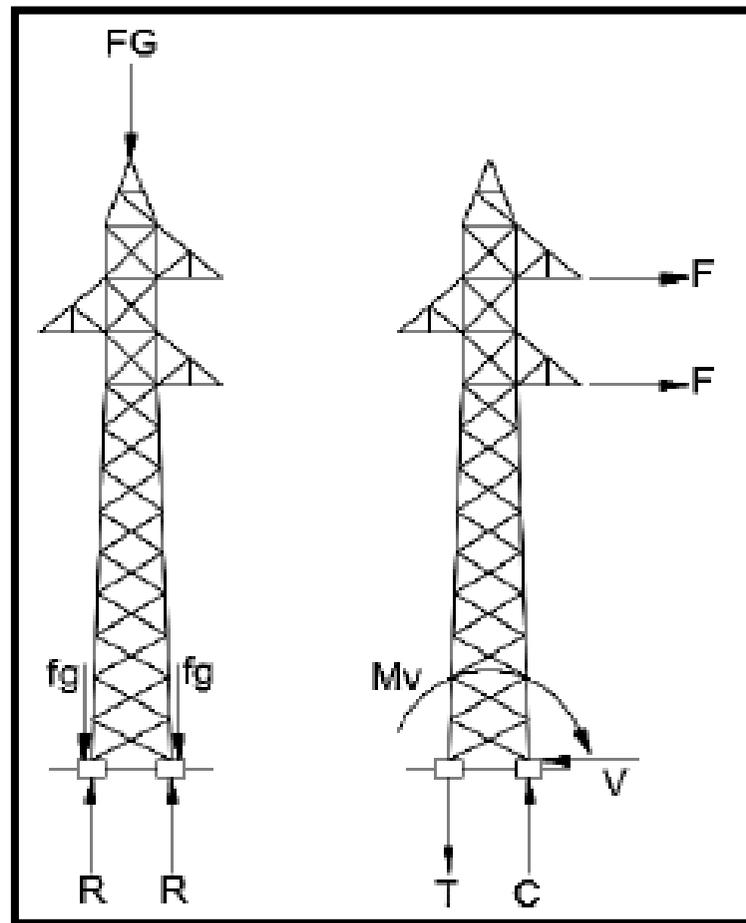


Ilustración 14. distribución de cargas en la base

Fuente: (Sacalxot, 2005)

Donde:

FG = Fuerza vertical resultante.

Fg= Fuerza vertical en cada uno de los apoyos (patas).

R= Reacción en los apoyos.

F= Fuerzas horizontales totales.

Mv= Momento de vuelco

V= fuerza resultante de cortante.

T= Fuerza de tracción

$V =$  Fuerza de compresión.

Las cargas verticales son transmitidas hacia la cimentación en forma de carga puntual de compresión por medio de cada uno de los apoyos en la base de la torre (patas), mientras que las cargas horizontales se transmiten a la base en fuerzas de tensión y compresión en los apoyos, causando de esta manera un par en sentido opuesto al momento de vuelco producidas por las cargas horizontales, también se genera una fuerza cortante la cual se distribuye en el número de apoyos que se presenten en la base (Sacalxot, 2005).

### 3.1.3. CONSIDERACIONES DE CARGA PRODUCIDAS POR EL SUELO

#### Determinación de la capacidad de Carga.

Los valores de resistencia del suelo o capacidad de carga, se ha determinado en base de los ábacos existentes en todo libro de Mecánica de Suelos, referencia para este caso son los ábacos de (Tomlinson, 1979), los cuales son:

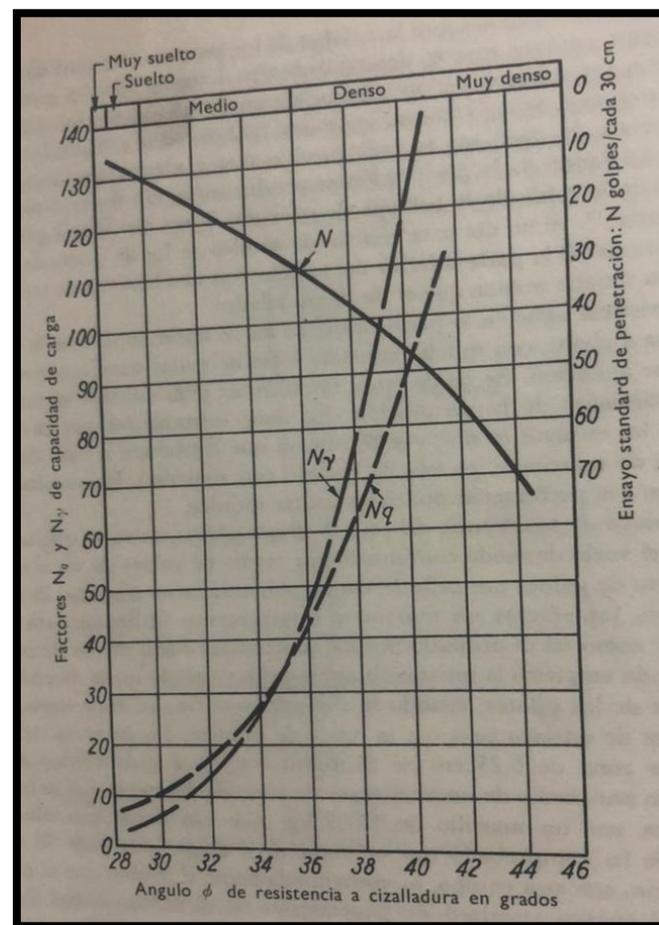


Ilustración 15. Relación entre el ángulo, los factores de capacidad de carga y los valores  $N$ , según el ensayo de penetración normalizada.

Fuente: (Tomlinson, 1979)

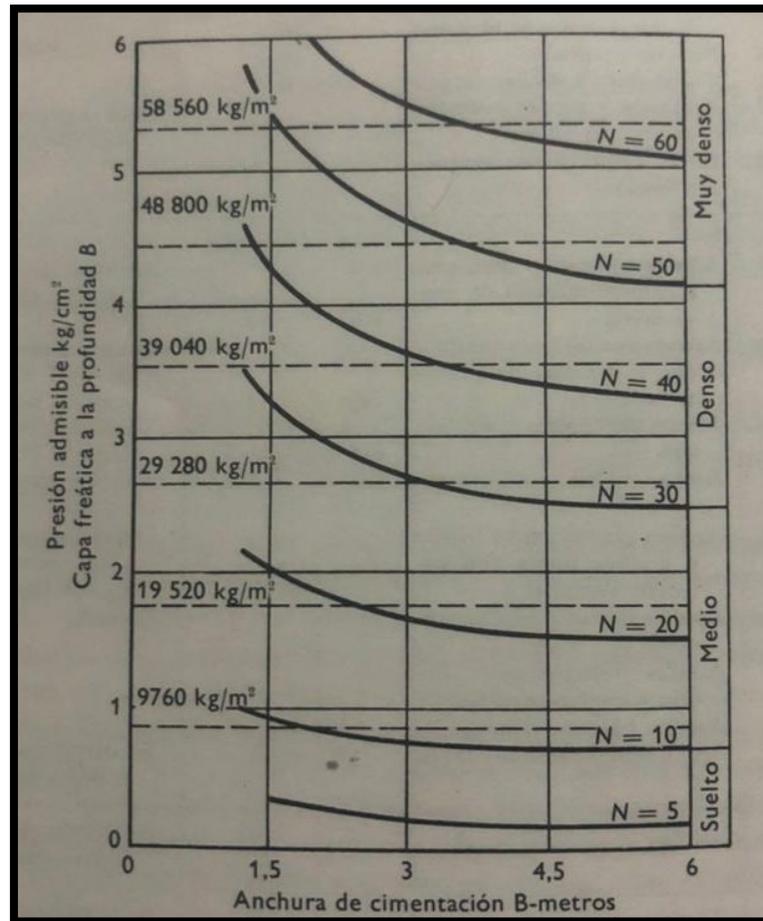


Ilustración 16. Diagrama para determinar las presiones de apoyo admisibles para cimentaciones en arenas según los resultados de SPT.

Fuente: (Tomlinson, 1979)

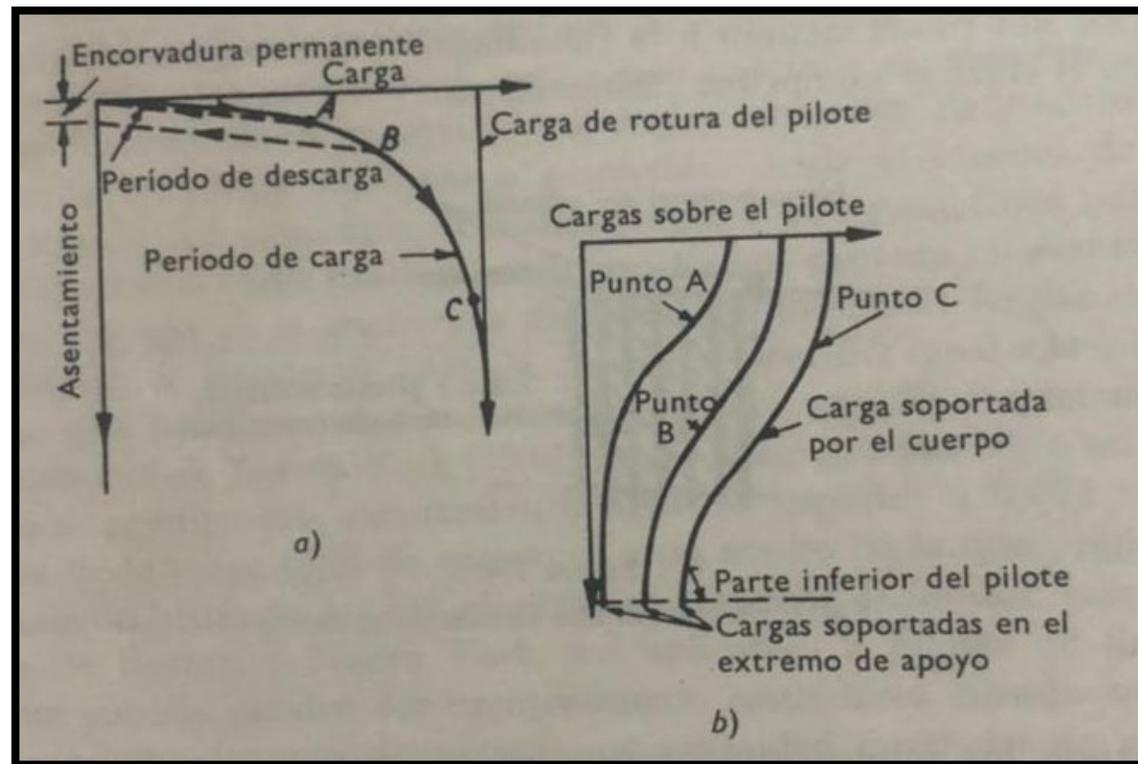


Ilustración 17. Efectos al cargar un pilote.

a) Curva carga – asentamiento; b) lecturas en el calibrador de deformaciones adaptado al cuerpo del pilote.

Fuente: (Tomlinson, 1979)

Con el número de golpes en cada estrato se correlacionan estos valores y se obtiene la cohesión y el ángulo de fricción de ese estrato, si los valores de N corregido son iguales se tomará el espesor de ese estrato de características mecánicas iguales. (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1973)

La resistencia del suelo se obtiene con las siguientes ecuaciones:

#### Resistencia a la falla por Fricción:

Son cargas que se disipan en cada estrato

$$Q_f = (c_a + K \cdot \sigma_v' \cdot \tan \phi) \cdot \Delta L \cdot p \quad \text{Ec. 1}$$

Fórmula básica para calcular la capacidad de carga a la fricción

En donde:

c = cohesión

$c_a = c^{0.7}$  ecuación desarrollada, de las recomendaciones en gráficos (Tomlinson, 1979) para lo cual se desarrolla una cantidad de ejemplos para determinar la fórmula propuesta

$$K = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) \quad (\text{Lambe \& Whitman, 1974})$$

$\sigma_v'$  = presión efectiva =  $\gamma$  \* espesor del estrato h

$\phi$  = ángulo de fricción

$\Delta L$  = espesor de los estratos

P = perímetro de la pila

### Resistencia a la punta:

#### Carga por unidad de área

$$Q_p = (1,2C_a * N_c + s_v * N_q + 0,4 * g * B * N_g) * A \quad \text{Ec. 2}$$

Ecuación básica de Terzaghi, con factor 1.3, consta en libros de todos los autores

Con modificaciones a criterio del diseñador, en este caso: Factor 1.2, (Alva Hurtado)

En donde:

**c** = cohesión

**ca** =  $c^{0.7}$  ecuación desarrollada, de las recomendaciones en gráficos (Tomlinson, 1979), pág. 417, para lo cual se desarrolló una cantidad de ejemplos para determinar la fórmula propuesta

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga en función de  $\phi$ , (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1973) pág. 253

$\sigma_v'$  = presión efectiva =  $\gamma$  \* profundidad de cimentación, Df

$\phi$  = ángulo de fricción

B = ancho o diámetro del área de contacto

A = área de carga en la punta

La suma de las resistencias, de fuste y de punta nos da la resistencia total **qp**, a la cual aplicamos un factor de seguridad de **Fs = 3** y tenemos la capacidad admisible **qa**, que debe satisfacer los factores de seguridad recomendados, esto es: **qa = qp / Fs.**

Como puede observarse la resistencia del suelo está determinado solamente por el número de golpes N corregido, que de igual manera proporciona parámetros que nos permiten determinar la capacidad de carga en la punta, dependiendo del estrato en que se apoye la pila, coincidiendo o no con los valores recomendados de capacidad de carga y profundidad de cimentación.

En fusión de lo que expuesto se calculará todas las cimentaciones que corresponden a pilas; para el caso de zapatas se tomará de igual manera los valores correspondientes a los golpes del estrato en que se apoye dicho elemento, así mismo, coincida o no, con lo recomendado si el diseño así lo determina, debe señalarse que a pesar de recomendar una capacidad de carga y un nivel de

cimentación, y el diseño no coincide con esos valores, se dispone de un perfil de resistencia para cada caso, donde se pueden tomar los valores necesarios para cumplir con tal o cual requerimiento.

Adicionalmente se ha determinado la capacidad de carga con la Ecuación básica de Terzaghi, donde consta el factor 1.3, usando los valores de la cohesión, del ángulo de fricción interna y del peso volumétrico del suelo, determinados en los ensayos de corte triaxial en laboratorio y que son calculados con la siguiente ecuación, que es similar a la usada en el cálculo de capacidad de carga en la punta de las pilas, con la limitación que esa resistencia corresponde al nivel de donde proviene la muestra del triaxial.

$$Q_p = (1,2C_a * N_c + s_v * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma) * A \quad \text{Ec. 3}$$

### **Ecuación Básica de Terzaghi**

Mediante esta fórmula se determina la capacidad de carga total a la falla, debiéndose usar, según los mismos autores un factor de seguridad, **Fsc = 3**, para esfuerzos a compresión, y **Fst = 2**, para esfuerzos a tracción, determinando así el  $q_a$  o capacidad de carga admisible,  $q_a = q_p / F_s$ .

En donde: las letras y símbolos tienen el mismo significado que en la ecuación similar anterior, la diferencia está, en que, la presión efectiva esta expresada para la profundidad  $D_f$

$\sigma_v'$ , ton/m<sup>3</sup> = presión efectiva = Peso volumétrico,  $\gamma$  \* profundidad de cimentación,  $D_f$

$A$ , m<sup>2</sup> = área de carga en la zapata.

Estos valores representan de una manera general la resistencia admisible del suelo (**qa**) con un factor de seguridad (**Fs**) a una profundidad de cimentación (**Df**) adecuada, más adelante se resume el tipo de cimentación para cada estructura, en función del tipo de torre y del tipo de suelo, definiendo las dimensiones necesarias para cada estructura, en este capítulo se expresa la recomendación básica que servirá para puntualizar la cimentación en cada sitio, es así, que se expresan fundamentalmente los tipos de fundación a ser usados, en base de resultados obtenidos en campo de la penetración estándar con las correcciones efectuadas al número de golpes.

La estratigrafía se verá reflejada según los estudios de suelos realizadas por la entidad correspondiente mostrados en el anexo 1 con los cuales podremos observar el tipo de suelo y la capacidad de carga que presentaran cada uno de los estratos.

### **Perfil del Suelo y Comportamiento Sísmico.**

De acuerdo con el código ecuatoriano de la construcción, NEC-15, Capítulo 2, Peligro Sísmico y Requisitos del Diseño Sismorresistente, la zona de construcción se encuentra ubicada en Zamora, y corresponden a suelos rígidos y se registran los siguientes valores expuestos en la Tabla 3.

**Tabla 3. Perfil de suelo y comportamiento sísmico.**

<b>Ubicación</b>	<b>Zamora (ciudad)</b>
<b>Tipo de suelo</b>	<b>ML-SM</b>
<b>Valores de N</b>	<b>15 &lt; N &lt; 50</b>
<b>Capacidad de Carga</b>	<b>&lt;=2.00 kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>Suelo Blando</b>	<b>H&lt;0.50 m</b>
<b>Corresponde a:</b>	
<b>Se resume por estas características como suelo Tipo</b>	<b>D</b>
<b>Factor de zona Z</b>	<b>Z = 0.25</b>
<b>Zona Sísmica</b>	<b>II</b>
<b>Amenaza Sísmica</b>	<b>ALTA</b>

Fuente: (ABARROA, 2021)

## **3.2. HIPÓTESIS DE CARGA**

### **3.2.1. CASO 1 VIENTO MÁXIMO**

La estructura en condiciones normales se verá afectada por acción de fuerzas como:

- Cargas verticales

Como se detalló anteriormente los elementos causantes de estas cargas son: el peso propio de la estructura y el peso de los diferentes elementos presentes en la misma (conductores, diferentes accesorios).

- Cargas transversales.

Las cargas transversales producidas por la presión del viento sobre el área total de la estructura y diferentes elementos, componentes horizontales de tensión máxima del cable y conductores.

- Cargas longitudinales.

No se presentan cargas.

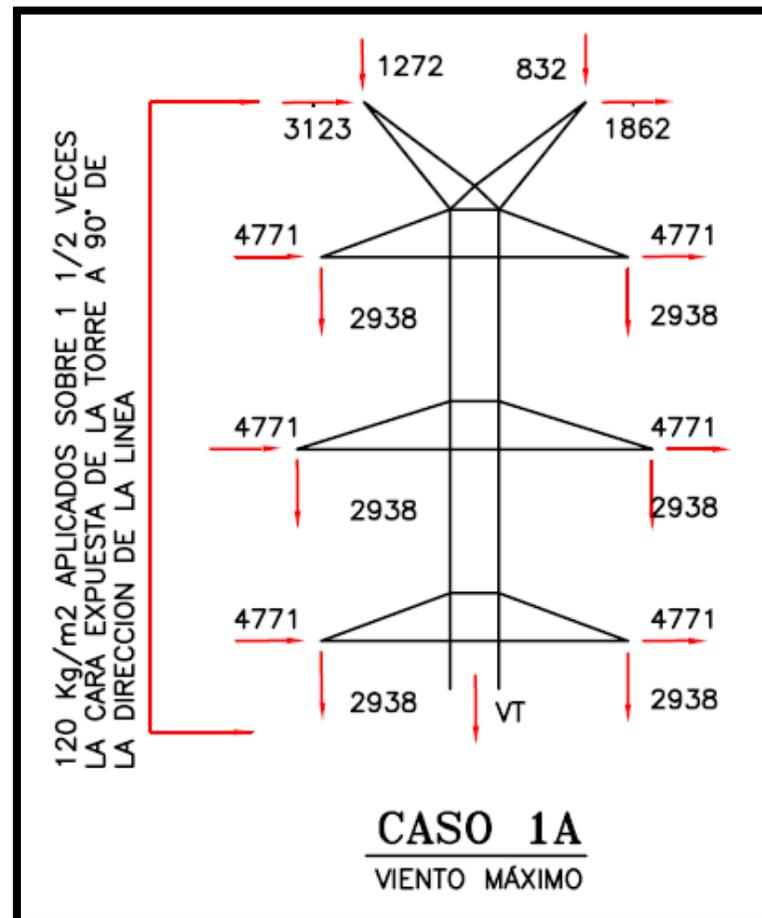


Ilustración 18. Hipótesis de carga, CASO 1

Fuente: (CELEC, 2021)

### 3.2.2. CASO 2 SOBRE CARGA VERTICAL

- Cargas verticales

Como se detalló anteriormente los elementos causantes de estas cargas son: el peso propio de la estructura y el peso de los diferentes elementos presentes en la misma (conductores, cable OPGW y diferentes accesorios).

- Cargas transversales.

Las cargas transversales producidas por la presión del viento sobre el área total de la estructura y diferentes elementos, componentes horizontales de tensión máxima del cable OPGW, cables de guardia y conductores.

- Cargas longitudinales.

Cargas producidas por la presión del viento sobre la estructura y sobre cables de guardia, conductores y cables OPGW.



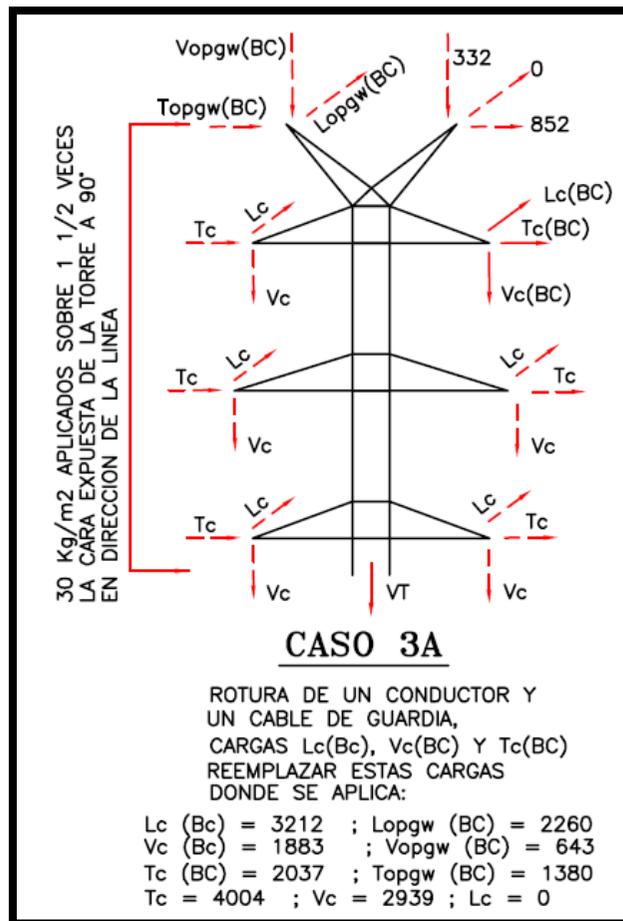


Ilustración 20. Hipótesis de carga, CASO 3

Fuente: (CELEC, 2021)

#### 3.2.4. CASO 4. DESBALANCIAMIENTO LONGITUDINAL

La estructura sujeta a cargas normales, se le debe sumar las cargas longitudinales producidas por los conductores, cables de guarda que generen una carga en sentido longitudinal debido a fallas de estructuras adyacentes.

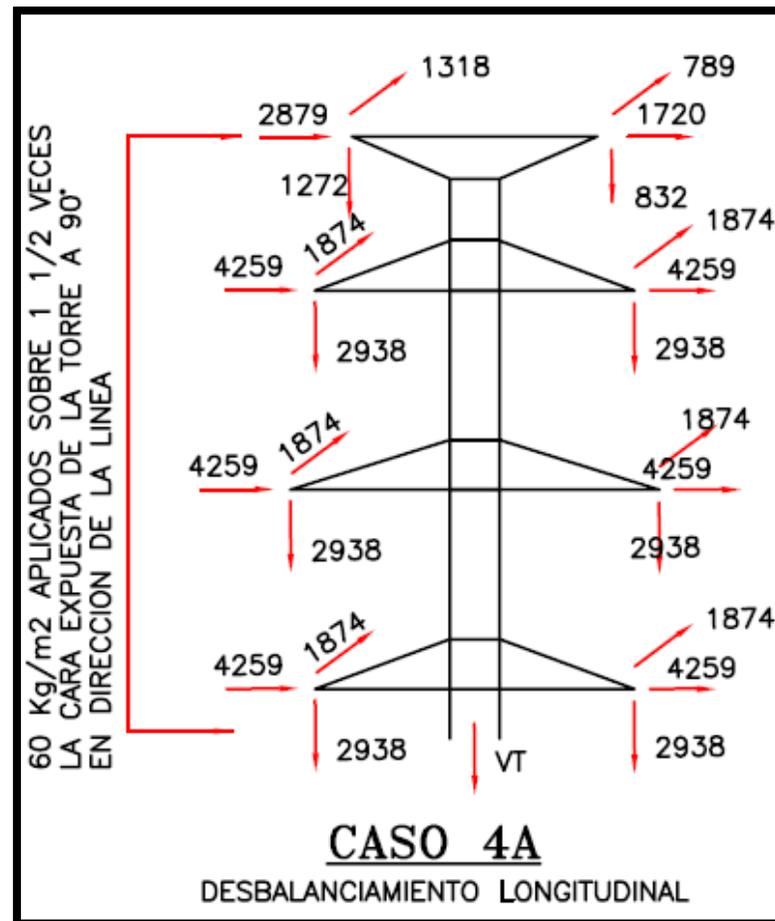


Ilustración 21. Hipótesis de carga, CASO 4

Fuente: (CELEC, 2021)

### 3.2.5. CASO 5.

Todos los miembros de la torre a ser usados deben ser diseñados para soportar una carga vertical de 150 kg, para los miembros principales de la cruceta deberán ser diseñados para una carga de 250 kg aplicados en cualquier unión de la cruceta (CELEC, 2021).

Se debe tener en cuenta que, para las hipótesis de carga de estructuras de tipo terminal, se utilizan las mismas hipótesis, sin embargo, se debe tener en cuenta que los ángulos permitidos para estructuras terminales son hasta 15°.

El plano de geometría y distancias libres de la torre al igual que los detalles y arboles de carga se verá reflejado en el anexo 2, donde se podrá observar de mejor manera las características de la torre tipo AR-750.

### 3.3. ELECCIÓN DE TIPO DE CIMENTACIÓN

Para la elección del tipo de cimentación a usarse es necesario tener en cuenta diferentes factores como el tipo de suelo y el tipo de carga que predomina sobre la estructura.

### 3.3.1. PREDOMINA LA CARGA VERTICAL

Cuando las cargas predominantes en la cimentación son de compresión, se recomienda el uso de cimentación de tipo zapatas, ya que estas tienen una gran capacidad a cargas de compresión respecto al área de estas.

### 3.3.2. PREDOMINA EL MOMENTO DE VUELCO

Al ser el momento una de las cargas predominantes, no se aconseja el uso de zapatas debido a que los momentos de vuelco la sección de las zapatas sería muy amplias, por lo cual es recordable el uso de pilas o pilotes, ya que este tipo de cimentación proporciona resistencia del suelo tanto a fuerzas de tensión como a fuerzas de compresión. Debido al funcionamiento de este tipo de cimentaciones la punta trabaja a compresión mientras que el área superficial de la cimentación trabaja a fricción el cual es el encargado de resistir el momento de vuelco causado por cargas laterales.

Es necesario recalcar que para elegir el tipo de cimentación que se desee implementar, se debe tomar en cuenta factores de gran importancia como: la topografía del sector, características de suelo y dificultad que se puede presentar en el proceso constructivo. Siendo por estas razones que, en nuestro país, el tipo de cimentaciones más utilizadas para este tipo de proyectos son de tipo pilotes y zapatas, ya que la construcción de estas favorece a los posibles percances que se pueden presentar al igual que el valor económico de estas y que el diseño electromecánico de las torres utilizados actualmente cumplen para la funcionalidad de este tipo de cimentaciones.

## 3.4. DISEÑO DE CIMENTACIÓN TIPO

### 3.4.1. CÁLCULO DE ESFUERZOS PARA DISEÑO DE CIMENTACIONES.

Para el cálculo de los esfuerzos que se producen en la torre, se debe tener en cuenta varios de los factores presentados en el anexo 2. Donde se pueden encontrar las características y dimensiones de la estructura, al igual que el árbol de cargas de esta, para lo cual se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones.

Tabla 4. Datos generales de torre y cargas

DATOS DE LA TORRE Y CARGAS				Torre Tipo:	AR2
Cuerpo torre,	m=	16	Distancia cruceta más baja,	m=	31.5
Extensión de cuerpo,	m=	4.5	Distancia entre crucetas,	m=	16
Extensión de pata,	m=	10.5	Distancia cruceta alta - punta torre,	m=	3
Pedestal, dado, o x,	m=	0.5	Altura de la torre,	m=	50.5
Separación entre Patas,	m=	8.00	Peso torre,	kg=	14000
Peso conductor (Carga vert),	kg=	2938	Carga Vertical Total,	kg=	33732
Peso hilo guardia (Carga vert),	kg=	2104	Coeficiente de área acción viento,	m <sup>2</sup> /m=	0.400
Peso Total Conductor (Carga vert),	kg=	19732	Área equivalente de acción del viento		20.20

Fuente: propia.

**Tabla 5. Fuerzas y Momentos longitudinales**

FUERZAS	LONGITUDINAL						
HIPÓTESIS DE CARGA	1ra	2da	3ra	HG	Viento		Cor Vx
					Presión	Carga	
1A.- VIENTO MÁXIMO	0	0	0	0	120	3636	3636
2A.- SOBRECARGA VERTICAL	0	0	0	0	30	909	909
3A.- ROTURA DE UN CONDUCTOR Y/O CABLE DE GUARDA	0	0	3212	2260	30	909	6381
4A.- DESBALANCE. LONGITUDINAL	3748	3748	3748	2107	60	1818	15169
ALTURA DE AMARRE	31.5	39.5	47.5	50.5	d=	22.725	
MOMENTOS	LONGITUDINAL Mx						
					M carga	M viento	Mx
1A.- VIENTO MÁXIMO	0	0	0	0	0	82628.1	82628.1
2A.- SOBRECARGA VERTICAL	0	0	0	0	0	20657	20657
3A.- ROTURA DE UN CONDUCTOR Y/O CABLE DE GUARDA	0	0	152570	114130	266700	20657	287357
4A.- DESBALANCE. LONGITUDINAL	118062	148046	178030	106404	550542	41314.1	591856

Fuente: propia

FUERZAS	TRANSVERSAL						
HIPÓTESIS DE CARGA	1ra	2da	3ra	HG	Viento		Cor Vy
					Presión	Carga	
1A.- VIENTO MÁXIMO	9542	9542	9542	4985	120	3636	37247
2A.- SOBRECARGA VERTICAL	8008	8008	8008	4407	30	909	29340
3A.- ROTURA DE UN CONDUCTOR Y/O CABLE DE GUARDA	8008	8008	6041	2232	30	909	25198
4A.- DESBALANC. LONGITUDINAL	8518	8518	8518	4599	60	1818	31971
ALTURA DE AMARRE	31.5	39.5	47.5	50.5	d=	22.725	
MOMENTOS	TRANSVERSAL My						
					Mcar	Mvie	My
1A.- VIENTO MÁXIMO	300573	376909	453245	251743	1382469.5	82628.1	1465097.6
2A.- SOBRECARGA VERTICAL	252252	316316	380380	222554	1171501.5	20657.03	1192158.525
3A.- ROTURA DE UN CONDUCTOR Y/O CABLE DE GUARDA	252252	316316	286948	112716	968231.5	20657.03	988888.525
4A.- DESBALANC. LONGITUDINAL	268317	336461	404605	232250	1241632.5	41314.05	1282946.55

Fuente: Propia

Con base a las hipótesis de carga mostradas en el anexo 2, se obtienen las fuerzas y momentos longitudinales y transversales, con lo cual se debe identificar la hipótesis crítica.

En donde después de identificar las fuerzas y momentos máximo, se puede determinar que la hipótesis crítica es:

- Hipótesis crítica: CASO 4A, DESBALANCE LONGITUDINAL.
- momento máximo: 1874802.1 kg-m.
- cortante Vx máximo: 15169 kg.

- Cortante Vy máximo: 37247 kg.
- Carga vertical: 33732 kg.

En base a la hipótesis crítica, se pueden establecer las cargas de diseño y materiales utilizados para la construcción, las cargas se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 6. Cargas de diseño**

CARGAS DE DISEÑO			
Momento de diseño, ton-m =	1562.335	Momento,	106.078
Carga vert de diseño, ton =	33.732		
Carga comp/pata	106.078	N.º cim/pata	1
Carga trac/pata	89.213	Núm. patas	4
Cortante Vx, ton =	12.641		
Cortante Vy, ton =	31.039		
Cortante/pata	10.92		
Cortante/pata resultante	8.378		

Fuente: propia

En base a los resultados obtenidos en la Tabla 7. Cargas de diseño y las dimensiones expuestas en la Tabla 4. Datos generales de torre y cargas, se utilizarán para realizar el diseño de cimentación de ambos tipos.

### 3.4.2. CIMENTACIÓN TIPO ZAPATA

Para el diseño de cimentación de tipo zapata es necesario conocer los datos del suelo, los cuales dependerán de los estudios realizados por la entidad correspondiente, los cuales se presentan en el anexo 1 que representa a las condiciones de suelo que se presentan en esta estructura (E96), de la cual obtenemos los siguientes datos:

**Tabla 7. Datos de Suelo y características de materiales.**

DATOS DE SUELO				CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES		
Tipo Suelo			GM	SM	f'c =	240.0kg/cm <sup>2</sup>
NF =	1.00	m	cp =	4.37	fy =	4200.0kg/cm <sup>2</sup>
σs =	20.00	ton/m <sup>2</sup>	φp =	30.00	γh =	2.30ton/m <sup>3</sup>
Np =	12	golpes	Ku =	1.09	γh's =	1.30ton/m <sup>3</sup>
γs =	1.70	ton/m <sup>3</sup>	Kp =	3.00	γr no sum =	1.80ton/m <sup>3</sup>
γ's =	0.70	ton/m <sup>3</sup>	Sf =	1.00	γr sum =	0.80ton/m <sup>3</sup>
* NF = nivel freático; σs = Capacidad admisible del suelo; Np= Número de golpes, γs= densidad del suelo; γ's= densidad de suelo saturado; cp= cohesión; φp= ángulo de fricción interna en la punta o base; Kp= coeficiente de empuje pasivo de suelo; Ku=coeficiente de empuje activo de suelo; Sf=					* f'c= resistencia a la compresión; Fy= límite de fluencia; γh= densidad del hormigón; γh's= densidad de hormigón saturado; γr= densidad suelo de relleno.	

Fuente: Propia

**Tabla 8. Sección de cimentación.**

	<b>DATOS DE COLUMNA</b>
	b = 0.70 m L col = 0.50 m columna = 0.50 m Recubrimiento = 0.07 m x = 0.45 m 0.05 m
	<b>DATOS CIMENTACIÓN</b>
	B = 3.40 m t = 0.25 m Replanteo = 0.10 m Df = 3.00 m t' = 0.35 m Prof. Excavación = 3.10 m

Fuente: Propia

Con base de los datos obtenidos de la Tabla 6. Cargas de diseño. Se realiza el pre-dimensionamiento de la cimentación, en base a las cargas por pata, con lo cual se obtiene una base de dimensiones mínimas, las cuales mediante iteraciones y revisando que cumpla con verificaciones a punzonamiento, corte, flexión y arrancamiento, se establece la sección que cumpla con los mismos. En la Tabla 8. Sección de cimentación, se observan los datos de sección tanto para la cimentación como para la columna donde se conectará con la estructura de la torre de alta tensión.

En lo referente a zapatas, de igual manera el área de las zapatas, y de las columnas se ha procedido a realizar todos los chequeos necesarios, con el fin de garantizar la estabilidad de la estructura de tal manera que los espesores de hormigón y las secciones de hierro cumplan con las normas específicas con el código ACI318. En lo que se refiere a la flexión, debido a que es necesario un elemento de mayor área para el anclaje de la estructura y por tanto de mayor cortante de acuerdo con las consideraciones expuestas en el Anexo 3.

Para saber si el dimensionamiento de la cimentación es el indicado, es necesario que este cumpla con las siguientes verificaciones:

#### Verificación a punzonamiento

$$V_u = B^2 - (b + d)(b + d) * q_u \quad \text{Ec. 4}$$

$V_u$  - cortante ultimo

B.- base de cimentación

b.- base de la columna

d.- altura de cimentación sin recubrimiento.

$q_u$  - presión ascendente

$$v_c = \text{menor} \begin{cases} (a) 1.1 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \\ (b) 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \\ (c) 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \end{cases} \quad \text{Ec. 5}$$

Vc. - cortante del hormigón

F'c. - resistencia a la compresión del concreto.

$\lambda_s, \lambda, \beta, \phi$ .- coeficientes los cuales se debe obtener de la ACI318-19: 22.6.5.2.

Para que cimentación cumpla con los requisitos para la verificación por punzonamiento, se debe cumplir que:  $V_u < \phi V_c$

### Verificación a corte unidireccional

$$V_u = \left( \frac{B - b}{2} - d \right) * B * q_u \quad \text{Ec. 6}$$

$$V_c = \left( 0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{140A_g} \right) b_w d \quad \text{Ec. 7}$$

Nu.- carga aplicada

bw.- Base de la cimentación

cabe recalcar que para el cálculo de Vc es necesario tomar en cuenta que se debe realizar en base a las cargas a tracción y compresión.

Como verificación debe satisfacer la relación:  $V_u < \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c}b_w d)$

### Verificación a la flexión

$$M_u = B * ((B - b)/2) * q_{ef} * (B - b)/4 \quad \text{Ec. 8}$$

$$\phi M_n = A_s * f_y * (d - a/2) \quad \text{Ec. 9}$$

$$A_{s_{min}} \begin{cases} \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})} \\ (a) \frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \\ (b) \frac{14}{f_y} b_w d \end{cases} \quad \text{Ec. 10}$$

Mu. - Momento ultimo

$\phi M_n$ . - Momento resistente

Fy. - Límite de fluencia del acero

As.- Área de acero

Para que la cimentación cumpla trabaje a flexión se debe cumplir que  $M_u < \phi M_c$  y  $A_{s_{req}} < A_{s_{sum}}$

### Verificación al arrancamiento

$$T_u = 2s_u D_f (B + L) + \gamma D_f^2 (2s_f B + L - B) K_u \tan \phi + W \quad \text{Ec. 11}$$

Tu. - Fuerza de tracción resistente

W.- peso de la cimentación

Su. - cohesión

Df. - Profundidad de cimentación

Ku. - coeficiente de empuje activo del suelo.

B, L.- Sección de cimentación

Para evitar el arrancamiento en la cimentación es necesario que cumpla que  $T < 0.9Tu$

### Verificación a la compresión

$$Q_u = P/A \pm 6M/bd^2$$

$$Q_u < 0.75Q_a$$

### 3.4.3. CIMENTACIÓN TIPO PILA

Al igual que el diseño de cimentación tipo zapata, es necesario el uso de los estudios de suelos mostrados en el Anexo 1. Correspondiente a la estructura (E04), al igual que se utilizarán los mismos datos de la Tabla 6.

Tabla 9. Datos generales para pilas.

Datos de la Pila				
Diámetro, d, m =	<b>d = 1.40</b>	Prof., Df, m =	6.00	
Longitud, H, m =	<b>H = 5.80</b>	Área, m <sup>2</sup> =	1.54	
Campana, b=	hc=0.80	<b>c = 0.30</b>	Perímetro camp, m=	6.28
Cam, diámetro, d1=	<b>d1 =2.00</b>	<b>Vol camp.</b>	<b>0.61</b>	
x, alto =	-0.20	<b>V pila, m<sup>3</sup> =</b>	<b>9.55</b>	
Perímetro m =	4.40	$\gamma h =$	2.30	
Área campana, m <sup>2</sup> =	3.14			

\* Diámetro: Sección transversal del elemento de fundación; Longitud: Distancia longitudinal del elemento soterrado; Campana: Amplitud de sección transversal del elemento de fundación de manera progresiva en la distancia dada; Campana díam: Amplitud máxima alcanzada en la punta (base) del elemento de fundación; X: Distancia que al que el borde superior del elemento se encuentra con respecto al nivel natural del terreno; Perímetro: Distancia transversal del elemento, posteriormente se utiliza para determinar el área de acción del fuste (área de las paredes del elemento); Área campana: Área de las paredes de la campana; Df: Profundidad de excavación con respecto al nivel de terreno natural; Área: Área de las paredes del elemento sin considerar la campana;  $\gamma h$ : densidad del hormigón.

Fuente: Propia

En base a los datos obtenidos para realizar el dimensionamiento de las pilas, por las solicitaciones de cargas expuestas en la tabla 6. Se obtiene las dimensiones mostradas en la tabla anterior con el fin de poder analizar, si estas secciones cumplen los requerimientos para la cimentación.

### 3.4.3.1. APOORTE DADO POR LA ESTRATIGRAFÍA DEL SUELO

Como ya ha sido expuesto anteriormente, la cimentación tipo pila tiene un aporte significativo por parte del suelo en donde se encuentra cimentado. Las características mecánicas del suelo influyen sobre las paredes de la cimentación colaborando con resistencia, y por tanto disipación de efecto de las cargas, a lo largo de la estratigrafía del suelo. Como dato extra se tiene que el tipo de suelo presente para esta estructura es de tipo ML-SM, lo que concluye una carga admisible de 10 ton/m<sup>2</sup> a una profundidad de 6 metros, la cual es hasta donde se realizará la excavación para la cimentación. De aquí se obtiene:

Tabla 10. Información de estratos del suelo.

Estrato	PROFUNDIDAD		N golpe	$\gamma_m$ ton/m <sup>3</sup>	c ton/m <sup>2</sup>	$\phi$ °	Ca ton/m <sup>2</sup>	K=Ka $\sigma_h/\sigma_v$
1	0.00	1.00	3	1.69	2.50	14	1.90	0.610
2	1.00	2.00	10	1.69	7.50	23	4.10	0.446
3	2.00	3.00	11	1.69	7.50	23	4.10	0.446
4	3.00	4.00	19	1.69	12.50	24	5.86	0.422
5	4.00	5.00	28	1.69	18.75	35	7.78	0.271
6	5.00	6.00	29	1.69	18.75	35	7.78	0.271
7	6.00	7.00	31	1.69	20.00	35	8.14	0.271

**N.-** Número de golpes obtenidos en ensayo SPT. (Se muestra información en anexo 1)  
 **$\gamma_m$ -** Densidad natural del suelo. Debido a que no se encuentra nivel freático en el lugar de cimentación se trabaja con la densidad natural, caso contrario debe trabajarse con la densidad relativa sumergida.  
**c.-** Valor de la cohesión del suelo. Valor obtenido de los estudios geotécnicos o pueden ser valorados en base a correlaciones en función de N, de acuerdo con lo que establecen las ecuaciones de Terzaghi.  
 **$\phi$ -** Ángulo de fricción interna  
**Ca.-** Cohesión actuante. Se calcula mediante las correlaciones establecidas por Terzaghi, donde  $Ca = C \cdot 0.7$ .  
**K.-** Coeficiente de balasto.

Fuente: Propia

### 3.4.3.2. RESISTENCIA A TRACCIÓN

Para satisfacer la relación de cargas de diseño y la efectividad de la prestación de la cimentación empleada se debe asegurar que la relación entre cargas actuantes y las cargas admisibles tengan una relación mayor al factor de seguridad empleado, es decir, se debe garantizar que el factor de seguridad sea mayor o en su mínimo igual a 2.00. Para comprobación de esto, se utilizará dos comprobaciones que son características para este tipo de cimentaciones:

#### 3.4.3.2.1. RESISTENCIA POR FRICCIÓN

De acuerdo con lo que estipula Terzaghi, este tipo de cimentaciones tiene la acción de la estratigrafía del suelo y tiene cargas actuantes efecto de las paredes de la pila con el material donde se encuentra cimentado. El efecto y aporte de los estratos es netamente efecto del suelo y el efecto de fricción que tiene con la cimentación. Esta resistencia se obtiene de acuerdo con lo siguiente:

$$Q_{f_{estrato}} = (Ca + K * \sigma_v * tg\phi) * \Delta L * p \quad \text{Ec. 12}$$

Dónde:

Qf. - Capacidad por fricción por estrato.

Ca. - Cohesión actuante

- K.- Coeficiente de Balasto
- $\sigma_v$  Aporte efectivo por estrato  $\sigma_v = \gamma m * \Delta L$
- $tg\phi$  Tangente del ángulo de fricción interna del estrato.
- $\Delta L$  Profundidad del estrato, típicamente se considera como metro lineal en profundidad de cada estrato.
- P Perímetro de la sección transversal de la cimentación.

Una vez considerado el aporte de cada uno de los estratos, se calculará la acción neta de todo el fuste para lo cual se utiliza lo siguiente.

$$Qf_{neta} = \sum Qf_{estratos} + W \quad \text{Ec. 13}$$

Donde, W expresa el peso neto de la cimentación

Esta capacidad neta deberá satisfacer las condiciones de los factores de seguridad establecidos que serán comprobados más adelante.

### 3.4.3.2.2. RESISTENCIA POR ARRANCAMIENTO

De acuerdo con lo que estipula Meyerhof, este tipo de cimentaciones tiene la acción de la estratigrafía del suelo y tiene cargas actuantes efecto de las paredes de la pila con el material donde se encuentra cimentado. El efecto y aporte de los estratos es netamente efecto del suelo y el efecto de fricción que tiene con la cimentación. Por efecto de las cargas de tracción tiene a ser arrancada del suelo que la mantiene, esta resistencia se obtiene de acuerdo con lo siguiente:

$$T_{estrato} = \pi \cdot B \cdot C \cdot Df + Sf \cdot (\pi/2) \cdot B \cdot \gamma \cdot Df^2 \cdot Ku \cdot \tan \phi \quad \text{Ec. 14}$$

Dónde:

- B.- Diámetro de la sección en la punta.
- C.- Cohesión. Se utiliza la cohesión actuante descrita anteriormente como Ca
- Df. - Profundidad del estrato. Anteriormente se describió como  $\Delta L$ , pero se mantiene las expresiones del autor.
- Se.- Relación de asentamiento del suelo en función del ángulo de fricción interna y los factores de capacidad de carga del estrato.
- $\gamma$  Densidad natural del suelo.
- $K_u$  Coeficiente de Balasto
- $tg\phi$  Tangente del ángulo de fricción interna del estrato.

Una vez considerado el aporte de cada uno de los estratos, se calculará la acción neta de todo el fuste para lo cual se utiliza lo siguiente.

$$T_{neta} = \sum T_{estratos} + W \quad \text{Ec. 15}$$

Donde,  $W$  expresa el peso neto de la cimentación, dado que para ser arrancado del suelo que lo mantiene tiene que también vencer el peso propio de la cimentación. Esta capacidad neta deberá satisfacer las condiciones de los factores de seguridad establecidos que serán comprobados más adelante.

### 3.4.3.3. RESISTENCIA A COMPRESIÓN

#### 3.4.3.3.1. RESISTENCIA A LA PUNTA

Se entiende que la resistencia en la punta del fuste tiene que ser menor a la capacidad que tiene el suelo y que las cargas actuantes, que han sido disipadas en las paredes, su efecto sobre la punta es menor a la capacidad portante del suelo en la base sobre la cual descansa la cimentación. Para esto se tiene lo siguiente:

$$Q_{punta} = (1.2 * Ca * N_c + \sigma_v * N_q + 0.4 * \gamma * B * N_\gamma) * A \quad \text{Ec. 16}$$

Donde:

$Q_p$ . - Capacidad neta en la punta.

$Ca$ . - Cohesión actuante

$\sigma_v$  Aporte efectivo neto a la punta  $\sum \sigma_v = \sum(\gamma m * \Delta L)$

$\gamma$  Densidad natural del suelo.

$\Delta L$  Profundidad del estrato, típicamente se considera como metro lineal en profundidad de cada estrato.

$B$  Diámetro de la sección transversal de la cimentación en la punta.

$A$  Área de la sección transversal en la punta.

$N_c ; N_q ; N_\gamma$  Factores de capacidad de carga, que se encuentran en función del ángulo de fricción interna.

#### 3.4.3.4. COMPROBACIÓN CON FACTORES DE SEGURIDAD

Las cargas netas obtenidas para la resistencia a tracción tendrán que satisfacer la siguiente expresión:

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{f_{neta}} \\ T_{neta} \end{array} \right. / Q_{ult} \geq 2.00$$

Las cargas netas obtenidas para la resistencia a compresión tendrán que satisfacer la siguiente expresión:

$$Q_{punta} / Q_{ult} \geq 3.00$$

Para el diseño estructural de las pilas se ha considerado una armadura mínima para mantener la estabilidad de la estructura, considerando que dicha armadura absorberá los esfuerzos cortantes generados por las cargas en las estructuras, que superen a la resistencia propia del hormigón, para lo cual se ha considerado una cuantía mínima igual al 0.33%, la cual supera los 0.25% según (ACI 318, 2019), pero debe señalarse que la armadura en este tipo de cimentaciones es para soportar los esfuerzos de corte, se han analizado durante mucho tiempo los esfuerzos cortantes que se generan en una pila, y se ha comprobado que dichos esfuerzos se

absorben por la sección de corte del hormigón, y por tanto no haría falta tal armadura, por esta razón, y de acuerdo a la norma en los diseños se ha usado el valor mínimo de cuantía.

Bajo este principio y con esta aclaración se ha determinado las dimensiones de las pilas para los diferentes tipos de torres de acuerdo con los esfuerzos generados en el diseño eléctrico, y para el tipo de suelo encontrado en la línea, la cimentación con pilas es más económica y existen menores problemas para la construcción, principalmente en evitar efectuar grandes excavaciones lo que genera un gran impacto en los sitios de construcción, y la construcción de relleno sobre zapatas, que en suelos residuales, muy plásticos, se convierte en un problema de difícil resolución.

Con estos criterios, en el caso de las pilas, se chequea al corte; siendo el área de hormigón de la pila suficiente para soportar dichos esfuerzos, el hierro colocado está para cumplir el requerimiento de la norma respecto a la cuantía, en lo que respecta a la flexión en pilas no es necesario tal chequeo, porque las secciones de las pilas son uniformes, son elementos cortos, no hay empotramiento en ninguno de los extremos, esta confinada en un suelo que presenta resistencia lo largo de la pila y de acuerdo al análisis de estabilidad, no permite mayores deformaciones.

***Nota:*** tanto la cimentación tipo zapata y pila, los cálculos se verán reflejados en el Anexo 3 y Anexo 4; donde se reflejarán los cálculos respectivos para cada uno del tipo de cimentación, al igual que las fórmulas antes mencionadas.

## 4. CAPITULO IV: RESULTADOS

Como pudimos observar en el capítulo 3, mediante las hipótesis de cargas, se obtuvo las cargas de diseño expuestas en la Tabla 6., por las cuales se realizaron los diseños respectivos para las cimentaciones de tipo zapata y pila, los mismos que ayudaran a la ejecución del proyecto *L/T Cumbaratza – Los Encuentros 230 kv.*

Los datos obtenidos de la cimentación tipo zapata son:

**Tabla 11. Resultados de cimentación tipo zapata.**

<b>CIMENTACIONES RESULTANTES Y CANTIDAD DE OBRA EN ZAPATAS</b>													
ESTRUCTURAS		zapata						Columna		Total, Cimentación			
Tipo	Estruct. núm.	Df m	qa ton/m2	B m	t m	t' m	h m	b m	H m	Excavación. m3	Hormigón m3	Relleno m3	Acero kg
AR2	E96	3.00	20.00	3.40	0.25	0.35	0.6	0.70	2.90	143.34	23.98	120.35	3746.28

Fuente: Propia

**Tabla 12. Resultados de cimentación tipo pila.**

<b>CIMENTACIONES RESULTANTES Y CANTIDAD DE OBRA EN PILAS</b>									
ESTRUCTURAS		PILA				Total, Cimentación			
Tipo	Estruct. núm.	Df m	qa ton/m2	d m	H m	Excavación m3	Hormigón m3	Acero kg	
AR2	E04	6.00	10.00	1.40	5.80	39.40	39.20	1740.92	

Fuente: Propia

Se pueden verificar que estas secciones de la cimentación tipo zapata y pila cumplen con los requerimientos para satisfacer el diseño y que pueda soportar las cargas establecidas, tanto a compresión y tracción, al igual que al arrancamiento. Siendo así que las cimentaciones pueden satisfacer las necesidades de la estructura de tipo AR 750.

### ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE CIMENTACIONES

A continuación, se presentara una tabla con la cantidad de obra y precios referenciales para las cimentaciones de tipo zapata y pila, donde se deberá tener en cuenta que para el cálculo de precios se tomó en cuenta que el rendimiento de producción baja debido a que los materiales deben ser transportados a lugares con difícil acceso, lo cual perjudica al rendimiento, sin embargo este se puede mejorar al momento de aumentar la mano de obra ya que existirá mayor personal que pueda colaborar con todo lo referente al acarreo de material hasta los lugares de construcción.

Tabla 13. Cantidades y precios para cimentación tipo Zapata.

TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS PARA CIMENTACIÓN TIPO ZAPATA					
Rubro	Detalle	Unid.	Cantidad	Precios	
				Unitario	Total
1	limpieza y desbroce máx. 0,25cm de profundidad para zapata (terreno de difícil acceso)	m2	70.00	\$ 2.06	\$ 144.20
2	Trazado y Replanteo (terreno de difícil acceso)	m2	70.00	\$ 7.48	\$ 523.60
3	EXCAVACIÓN A MANO EN TERRENO TIPO "C" de 2.00 a 3.00 MTS. DE PROFUNDIDAD. PARA ZAPATA	m3	126.98	\$ 4.39	\$ 557.44
4	Relleno	m3	30.09	10.12	\$ 304.51
5	Acero de refuerzo f'y=4200 kg/cm2 (incluye alambre #18) de zapata	Kg	2,764.65	\$ 8.03	\$ 22,200.14
6	Replanteo con hormigón simple f'c=180kg/cm2 (PARA ZAPATA)	m3	4.62	\$ 33.33	\$ 153.98
7	Encofrado recto liso para zapata	m2	12.05	\$ 9.99	\$ 120.38
8	Hormigón zapata f'c=240 kg/cm2 (premezclado)	m3	21.97	\$ 631.25	\$ 13,868.56
				<b>TOTAL</b>	<b>\$ 37,872.81</b>

Tabla 14. Cantidades y precios para cimentación tipo pila

TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS PARA CIMENTACIÓN TIPO PILA					
Rubro	Detalle	Unid.	Cantidad	Precios	
				Unitario	Total
1	limpieza y desbroce máx. 0,25cm de profundidad para pilas (terreno de difícil acceso)	m2	70.00	\$ 2.06	\$ 144.20
2	Trazado y Replanteo (terreno de difícil acceso)	m2	70.00	\$ 7.48	\$ 523.60
3	EXCAVACIÓN A MANO EN TERRENO TIPO "C" de 2.00 a 3.00 MTS. DE PROFUNDIDAD. PARA PILAS	m3	44.34	\$ 8.23	\$ 364.92
4	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 (incluye alambre #18) de pilas	kg	1915.19	11.06	\$ 21,182.00
5	Replanteo con hormigón simple f'c=180kg/cm2 (Para Pilas)	m3	186.00	\$ 4.42	\$ 822.12
6	ENCOFRADO RECTO LISO PARA PILAS	m2	167.90	\$ 3.11	\$ 522.17
7	Hormigón Pilas f'c=240 kg/cm2 (premezclado)	m3	43.90	\$ 144.35	\$ 6,336.97
8					\$ -
				<b>TOTAL</b>	<b>\$ 29,895.98</b>

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una vez examinado los resultados del diseño propuestos, se concluye que los dimensionamientos obtenidos para pilas como elemento de cimentación, se tiene cantidades de obra mucho menores que las usadas en una cimentación mediante zapatas a pesar de que estas corresponden a suelos buenos con un  $q_a \geq 10 \text{ ton/m}^2$ ; explicándose estos resultados por cuanto se aprovecha la fuerza de fricción generada en las paredes del suelo con la superficie lateral de la pila de cimentación.

En cimentaciones de tipo pila, no se usa relleno mientras que en las cimentaciones de tipo zapatas si, por lo que es una actividad que genera costo y tiempo, además de que en zonas de suelos livianos y/o con mucha lluvia, no se puede compactar y es necesario el uso de materiales de préstamo (relleno), que será un material granular, el mismo que debe ser comprado y transportado al sitio de obra, que es una actividad cara y necesita mayor tiempo.

Evidenciando que las cimentaciones tipo zapata representan un valor económico más elevado, estas han de ser consideradas como principales para uso cuando se traten en lugares de materiales granulares cuyas paredes, representen mayor inestabilidad, con fin de garantizar la seguridad del personal en proceso de construcción.

En base a las secciones de cimentaciones obtenidos y los chequeos en base a normativas y posibles efectos que causan la falla de estos, se observa que el diseño realizado cumple con aquellos requisitos y características para que las cimentaciones soporten las cargas a las que se verán sometidas, al igual que las diferentes verificaciones realizadas ante efectos que comúnmente se presentan al momento de realizar los diseños de estas.

Como podemos observar en el análisis de cantidad y precios de las cimentaciones, el realizar cimentaciones de tipo pila resulta un poco más económica en relación con cimentación tipo zapata debido a que la cantidad de material a excavar se encuentra a menos de la mitad de material que se requiere para realizar la de tipo zapata, lo cual ayuda mucho a abaratar costos y facilita de igual manera en la construcción.

Debido al tipo de suelos y las profundidades resultantes de los diseños, factor muy importante es la seguridad de los obreros, en este tipo de excavaciones para pilas, zapatas debe tenerse mucho cuidado en las acciones de excavación, ya que, estas se ejecutarán de forma manual por la imposibilidad de usar maquinaria, por tanto, el constructor deberá aplicar su experiencia y si es necesario apuntalar provisionalmente las excavaciones hasta su fundición.

Para la construcción de cimentaciones tipo pilas, existe maquinarias especializadas en este método constructivo lo que puede inferir en una optimización y construcción mucho más rápida y efectiva en comparación a las zapatas que en su mayoría, y debido a que se utiliza también en lugares de difícil acceso, es necesario la ampliación de cuadrillas numerosas de obreros.

Debido a que este tipo de estructuras en su mayoría son implantadas en zonas rurales del país, es decir, en zonas dónde se practica actividades de ganadería; deberá considerarse que en el área de las patas de las torres estos animales buscaran sombra o descanso, por esto será necesario poner una capa de mejoramiento de suelo en el área externa de las patas con fin de minimizar el efecto de pisotón del ganado, así como el desgaste y erosión de esta zona.

## Bibliografía

- ABARROA. (2021). *Informe del estudio de mecánica de suelos*. informe tecnico. Recuperado el 22 de junio de 2021
- AEIC. (22 de julio de 2013). *Asociación de Estudiantes de Ingeniería*. (Desconocido, Editor) Recuperado el junio de 2021, de <https://unicahcivil.blogspot.com/2013/07/ingenieria-de-las-cimentaciones-las.html>
- ALBARRACÍN QUICHIMBO, P. (2016). *Evaluación y diseño estructural de una torre autoportante para líneas de transmisión de energía eléctrica*. Tesis de Grado, Universidad del Azuay, Facultad de ciencia y tecnología, Cuenca. Recuperado el Abril de 2021
- Almeida Prócel, D., & Lopez, R. (2013). *Diseño y simulación de una torre de transmisión eléctrica Tipo AR2-C4*. Tesis de grado, Universidad Politecnica Salesiana, Quito. Recuperado el junio de 2021
- Alva Hurtado, J. (s.f.). *Diseño de cimentaciones*. Lima: Instituto de la construcción y gerencia.
- ASTM D2487-11. (2011). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. ASTM International, Pensilvania. Recuperado el Junio de 2021
- Borda Hinostroza, J. M., & Paucar Medina, I. (2020). *Evaluación de la capacidad de carga axial de pilotes tubulares de acero instalados en estratos de arena limosa y grava arenosa del puerto del Callao; utilizando métodos analíticos y resultados de prueba de carga dinámica*. tesis de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC), Lima. Recuperado el junio de 2021
- CATAÑO GIL, V. M. (2015). *TIPIFICACION DEL DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA EQUIPOS DE SUBESTACIONES DE ALTA TENSION*. Trabajo de Grado, Antioquia. Recuperado el 22 de Abril de 2021
- CELEC. (Marzo de 2021). Estructura de anclaje y remate AR-750. Quito, Ecuador. Recuperado el 10 de Julio de 2021
- Chávez, F. F., & Paz, A. M. (2020). *Metodología del diseño geotécnico de las cimentaciones en líneas de transmisión*. Universidad de Piura, Ingeniería Civil, Piura. Recuperado el junio de 2021
- Comisión Federal de Electricidad. (2012). *Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión*. Mexico: Continuará. Recuperado el Junio de 2021
- Dirección General de Electricidad. (2003). *NORMA DGE "ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA EL SUMINISTRO DE MATERIALES Y EQUIPOS DE LINEAS DE TRANSMISIÓN PARA ELECTRIFICACIÓN RURAL"*. Normativa, Ministerio de Energía y Minas, Lima. Recuperado el Junio de 2021
- Dirección General de Inversiones Públicas, Del Ministerio de Hacienda y Crédito Público. (2014). *Metodología de preinversión para proyectos de Energía*. Metodología, SNIP, ministerio de hacienda, Nicaragua. Recuperado el 21 de Abril de 2021, de <https://docplayer.es/10079711-Gobierno-de-reconciliacion-y-unidad-nacional-metodologia-de-preinversion-para-proyectos-de-energia.html>
- Hernandez, R., Alma, N., & fabian, M. (2005). *Diseño de torres de transmisión eléctrica*. tesis de grado, Instituto Politecnico Nacional, Mexico DF. Recuperado el Abril de 2021

- IEB, I. e. (2003). *CONSTRUCCION DEL SEGUNDO CIRCUITO A 115 kV ENTRE LAS SUBESTACIONES SURIA - PUERTO LOPEZ- PUERTO GAITÁN*. IEB, MEDELLIN . Recuperado el JUNIO de 2021
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (1973). *Mecánica de suelos* (Vol. I). Mexico: Limusa. Recuperado el 20 de junio de 2021
- Lambe, W., & Whitman, R. (1974). *Mecánica de suelos*. Mexico: Limusa.
- Maisache, F. (13 de diciembre de 2020). Subestaciones de Tisaleo y Totoras, en Tungurahua, tendrán una nueva línea de transmisión eléctrica de 230 voltios. *El Comercio*. Recuperado el 15 de junio de 2021, de <https://www.elcomercio.com/actualidad/ecuador/subestaciones-tisaleo-totoras-tungurahua-celec.html>
- Montoya, J., & Pinto, F. (2010). *Cimentaciones*. Universidad de los Andes. mérida: Escuela de Ingeniería Geológica.
- Sacalxot, W. L. (2005). *Cimentaciones para torres autosoportadas*. Tesis de Grado, Universidad de San Carlos Guatemala, inge, Guatemala. Recuperado el junio de 2021
- SEMBLANTES VÉLEZ, M. L. (2010). *Diseño para una torre de transmision electrica autosoportada para una línea de 69Kv*. Tesis de Pre grado, Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Mecánica, Quito. Recuperado el Abril de 2021
- STRUCTURALIA. (19 de octubre de 2020). *STRUCTURALIA*. Recuperado el junio de 2021, de <https://blog.structuralia.com/cimentacion>
- Tomlinson, M. J. (1979). *Diseño y construcción de cimientos* (primera ed.). Bilbao: URMO. Recuperado el 8 de junio de 2021
- Universe, E. (2019). *Engineer Universe*. Recuperado el junio de 2021, de <http://engineerverse.com/electrical-engineering/mvars-relationship-with-grid-and-loads/>
- Wikiloc. (16 de febrero de 2014). *WIKILOC rutas sederismo España*. Recuperado el junio de 2021, de <http://es.wikiloc.com/wikiloc/view.do?id=1366634>

## **Anexos**

## **ANEXO 1.**

**ESTUDIOS DE SUELOS DE TORRES PARA DISEÑO DE CIMENTACIONES.**

PROYECTO:

L/T: CUMBARATZA - LOS ENCUENTROS

RESUMEN DE PARÁMETROS Y CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA CON TRIAXIAL UU



Muestra N° N°	Prof m	Humed %	c kg/cm2	φ °	γ <sub>m</sub> kg/m3	γ <sub>d</sub> kg/m3	qt ton/m2	qa ton/m2	DATOS				B = 1.40	D <sub>5</sub> = 3.50	A = 1.00				
									F <sub>s</sub> = 3.00							Ca	φ	ao2	N <sub>q</sub>
									Qp = (1,2 * Ca * Nc + σv * Nq + 0,4 * γ * B * Nγ) * A	Nc	Nγ	Ny							
E76	2.50 - 3.00	37	0.38	12.41	1,482	1,080	81	27	0.51	12	2.69	1.55	11.02	3.42	1.66				
E77	1.50 - 2.00	44	0.45	12.41	1,697	1,176	91	30	0.57	12	2.69	1.55	11.02	3.42	1.66				
E78	2.50 - 3.00	32	0.50	10.76	1,673	1,270	88	29	0.62	11	2.36	1.46	10.02	2.90	1.23				
E79	2.50 - 3.00	33	0.41	10.76	1,681	1,268	78	26	0.54	11	2.36	1.46	10.02	2.90	1.23				
E80	2.50 - 3.00	34	0.34	9.09	1,664	1,244	63	21	0.47	9	2.07	1.38	9.13	2.46	0.88				
E81	2.50 - 3.00	49	0.42	7.41	1,697	1,527	66	22	0.54	7	1.81	1.30	8.33	2.08	0.60				
E82	2.50 - 3.00	42	0.42	9.09	1,732	1,221	71	24	0.54	9	2.07	1.38	9.13	2.46	0.88				
E83	2.50 - 3.00	42	0.40	9.65	1,694	1,195	71	24	0.53	10	2.17	1.40	9.42	2.60	0.99				
E84	2.50 - 3.00	42	0.45	6.84	1,696	1,196	64	21	0.57	7	1.74	1.27	8.08	1.97	0.52				
E85	2.50 - 3.00	35	0.45	9.65	1,688	1,254	77	26	0.57	10	2.17	1.40	9.42	2.60	0.99				
E86	2.50 - 3.00	39	0.42	10.20	1,689	1,212	76	25	0.54	10	2.26	1.43	9.72	2.75	1.11				
E87	1.50 - 2.00	21	0.50	10.76	1,683	1,394	89	30	0.62	11	2.36	1.46	10.02	2.90	1.23				
E88	1.50 - 2.00	30	0.45	7.97	1,688	1,302	69	23	0.57	8	1.90	1.32	8.59	2.20	0.69				
E89	1.50 - 2.00	44	0.37	7.41	1,674	1,160	59	20	0.50	7	1.81	1.30	8.33	2.08	0.60				
E90	2.50 - 3.00	39	0.45	10.20	1,657	1,189	79	26	0.57	10	2.26	1.43	9.72	2.75	1.11				
E91	1.50 - 2.00	48	0.35	9.65	1,668	1,129	65	22	0.48	10	2.17	1.40	9.42	2.60	0.99				
E92	2.50 - 3.00	46	0.41	8.53	1,664	1,138	67	22	0.54	9	1.98	1.35	8.85	2.33	0.78				
E93	Materiales granulares																		
E94	Materiales granulares																		
E95	Materiales granulares																		
E96	Materiales granulares																		

Fecha: abr-21

Ing. Sebastian Pantoja  
Revisado por:

Ing. Marco Abarca  
Aprobado por:

PROYECTO:

L/T: CUMBARATZA - LOS ENCUENTROS

RESUMEN DE PARÁMETROS Y CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA CON TRIAXIAL UU



Muestra N° N°	Prof m	Humed %	c kg/cm2	φ °	γ <sub>m</sub> kg/m3	γ <sub>d</sub> kg/m3	qt ton/m2	qa ton/m2	DATOS						
									B =	D <sub>5</sub>	A =	1.00			
									1.40	3.50	3.00				
									$Q_p = (1,2 * Ca * Nc + \sigma_v * Nq + 0,4 * \gamma * B * N\gamma) * A$						
									Ca	φ	ao2	Nφ	Nc	Nq	Ny
E01	3.50 - 4.00	31	0.43	9.65	1,693	1,297	75	25	0.55	10	2.17	1.40	9.42	2.60	0.99
E02	2.50 - 3.00	13	0.48	10.76	1,684	1,493	88	29	0.60	11	2.36	1.46	10.02	2.90	1.23
E03	2.50 - 3.00	21	0.34	12.95	1,706	1,406	83	28	0.47	13	2.81	1.58	11.38	3.62	1.82
E04	1.50 - 2.00	49	0.39	12.41	1,687	1,133	83	28	0.52	12	2.69	1.55	11.02	3.42	1.66
E05	2.50 - 3.00	14	0.53	12.41	1,757	1,542	105	35	0.64	12	2.69	1.55	11.02	3.42	1.66
E06	1.50 - 2.00	14	0.43	12.95	1,736	1,527	97	32	0.55	13	2.81	1.58	11.38	3.62	1.82
E07	2.50 - 3.00	26	0.34	10.20	1,693	1,348	69	23	0.47	10	2.26	1.43	9.72	2.75	1.11
E08	2.50 - 3.00	29	0.45	9.09	1,691	1,307	75	25	0.57	9	2.07	1.38	9.13	2.46	0.88
E09	2.00 - 2.50	26	0.57	14.57	1,735	1,381	124	41	0.67	15	3.19	1.67	12.53	4.26	2.37
E10	2.50 - 3.00	18	0.54	13.50	1,704	1,441	112	37	0.65	13	2.93	1.61	11.75	3.82	1.99
E11	2.50 - 3.00	23	0.45	11.86	1,710	1,390	90	30	0.57	12	2.58	1.52	10.68	3.24	1.51
E12	4.50 - 5.00	28	0.41	7.41	1,692	1,325	64	21	0.54	7	1.81	1.30	8.33	2.08	0.60
E13	Calicata, material aluvial														
E14	Calicata, material aluvial														
E15	Calicata, material aluvial														
E16	2.00 - 2.50	18	0.49	9.65	1,736	1,477	83	28	0.61	10	2.17	1.40	9.42	2.60	0.99
E17	3.50 - 4.00	16	0.31	11.86	1,708	1,470	74	25	0.44	12	2.58	1.52	10.68	3.24	1.51
E18	2.50 - 3.00	27	0.28	13.50	1,711	1,350	77	26	0.41	13	2.93	1.61	11.75	3.82	1.99
E19	3.50 - 4.00	28	0.37	10.76	1,736	1,354	75	25	0.50	11	2.36	1.46	10.02	2.90	1.23
E20	2.50 - 3.00	30	0.35	10.20	1,701	1,306	69	23	0.48	10	2.26	1.43	9.72	2.75	1.11
E21	2.00 - 2.50	24	0.47	11.86	1,712	1,386	92	31	0.59	12	2.58	1.52	10.68	3.24	1.51
E22	2.50 - 3.00	17	0.26	11.86	1,695	1,443	67	22	0.39	12	2.58	1.52	10.68	3.24	1.51
E23	2.50 - 3.00	23	0.44	8.53	1,748	1,424	72	24	0.56	9	1.98	1.35	8.85	2.33	0.78
E24	3.50 - 4.00	23	0.41	9.09	1,746	1,423	72	24	0.54	9	2.07	1.38	9.13	2.46	0.88
E25	2.50 - 3.00	33	0.35	9.09	1,694	1,273	64	21	0.48	9	2.07	1.38	9.13	2.46	0.88

**PROYECTO: L/T CUMBARATZA - LOS ENCUENTROS  
230 kV**



**ESTUDIO DE SUELOS :**

**RESUMEN ENSAYOS DE CLASIFICACION, EXPANSIÓN LIBRE,  
COMPACTACIÓN, DENSIDAD NATURAL, COMPRESIÓN SIMPLE Y  
TRIAxIAL**

Perf	Muest	Prof	Hum	Granulom, Pasa Tamiz				Limite	Lim	Indice	Clasif	Exp libre	Clas
No.	No.	m	Nat	No.4	No.10	No.40	No.200	Líqui	Plást	Plást	SUCS	%	Exp
E92	E92-1	0.00 - 1.00	49	98	95	89	62	60	36	25	MH	0.3%	No Exp
E92	E92-2	1.00 - 2.00	47	98	95	87	60	56	35	21	MH		
E92	E92-3	2.00 - 3.00	47	97	95	86	59	52	34	18	MH		
E92	E92-4	3.00 - 4.00	45	96	91	80	58	48	30	18	ML		
E92	E92-5	4.00 - 5.00	42	95	90	79	56	44	31	14	ML		
E92	E92-6	5.00 - 6.00	41	95	89	79	54	40	30	10	ML		
E92	E92-7	6.00 - 7.00	39	94	88	76	51	NP	NP	NP	ML		
E92	E92-8	7.00 - 8.00	38	93	87	75	48	NP	NP	NP	SM		
E93	E93-1	0.00 - 1.00	23	86	81	66	58	NP	NP	NP	ML		
E93	E93-2	1.00 - 2.00	22	38	32	22	16	NP	NP	NP	GM		
E93	E93-3	2.00 - 3.00	20	36	29	21	16	NP	NP	NP	GM		
E94	E94-1	0.00 - 1.00	36	95	89	80	51	41	30	11	ML		
E94	E94-2	1.00 - 2.00	35	93	89	75	46	NP	NP	NP	SM		
E94	E94-3	2.00 - 3.00	31	90	82	65	45	NP	NP	NP	SM		
E94	E94-4	3.00 - 4.00	30	43	35	25	20	NP	NP	NP	GM		
E95	E95-1	0.00 - 1.00	53	83	73	61	51	NP	NP	NP	ML		
E95	E95-2	1.00 - 2.00	53	79	65	59	32	NP	NP	NP	SM		
E95	E95-3	2.00 - 3.00	30	72	68	62	44	NP	NP	NP	SM		
E95	E95-4	3.00 - 4.00	30	60	63	44	35	NP	NP	NP	GM		
E95	E95-5	4.00 - 5.00	19	68	62	54	45	NP	NP	NP	GM		
E96	E96-1	0.00 - 1.00	40	78	72	63	57	41	30	11	ML		
E96	E96-2	1.00 - 2.00	39	39	31	24	17	NP	NP	NP	GM		
E96	E96-3	2.00 - 3.00	27	50	43	37	28	NP	NP	NP	GM		

Fecha : mar-21

Ing. Sebastian Pantoja

Ing. Marco Abarca

Revisado por:

Aprobado por:

**PROYECTO: L/T CUMBARATZA - LOS ENCUENTROS  
230 kV**



**ESTUDIO DE SUELOS :**

**RESUMEN ENSAYOS DE CLASIFICACION, EXPANSIÓN LIBRE,  
COMPACTACIÓN, DENSIDAD NATURAL, COMPRESIÓN SIMPLE Y  
TRIAxIAL**

Perf	Muest	Prof	Hum	Granulom, Pasa Tamiz				Limite	Lim	Indice	Clasif	Exp libre	Clas
No.	No.	m	Nat	No.4	No.10	No.40	No.200	Líqui	Plást	Plást	SUCS	%	Exp
E12	E12-1	0.00 - 1.00	24	100	100	86	51	51	30	21	MH	0.3%	No Exp
E12	E12-2	1.00 - 2.00	46	100	100	70	41	NP	NP	NP	SM		
E12	E12-3	2.00 - 3.00	28	100	86	67	46	NP	NP	NP	SM		
E01	E1-4	3.00 - 4.00	22	100	71	63	55	NP	NP	NP	ML		
E01	E1-5	4.00 - 5.00	27	100	100	74	62	NP	NP	NP	ML		
E01	E1-6	5.00 - 6.00	24	79	43	34	23	NP	NP	NP	SM		
E02	E2-1	0.00 - 1.00	33	86	74	70	59	46	35	11	ML		
E02	E2-2	1.00 - 2.00	20	80	70	60	54	36	29	7	ML		
E02	E2-3	2.00 - 3.00	12	79	64	58	45	NP	NP	NP	SM		
E02	E2-4	3.00 - 4.00	16	86	70	57	39	NP	NP	NP	SM		
E02	E2-5	4.00 - 5.00	11	89	82	58	47	NP	NP	NP	SM		
E02	E2-6	5.00 - 6.00	13	63	56	37	33	NP	NP	NP	GM		
E02	E2-7	6.00 - 7.00	11	80	67	57	42	NP	NP	NP	SM		
E02	E2-8	7.00 - 8.00	9	75	60	50	42	NP	NP	NP	SM		
E03	E3-1	0.00 - 1.00	28	100	85	76	64	35	26	10	ML	0.3%	No Exp
E03	E3-2	1.00 - 2.00	17	100	85	71	59	33	26	7	ML		
E03	E3-3	2.00 - 3.00	21	86	76	67	54	NP	NP	NP	ML		
E03	E3-4	3.00 - 4.00	18	82	75	69	58	NP	NP	NP	ML		
E03	E3-5	4.00 - 5.00	17	77	66	58	44	NP	NP	NP	SM		
E03	E3-6	5.00 - 6.00	17	82	64	58	41	NP	NP	NP	SM		
E03	E3-7	6.00 - 7.00	15	79	70	61	47	NP	NP	NP	SM		
E03	E3-8	7.00 - 8.00	13	74	56	51	46	NP	NP	NP	SM		
E03	E3-9	8.00 - 9.00	10	81	69	62	43	NP	NP	NP	SM		
E04	E4-1	0.00 - 1.00	44	100	100	70	59	74	49	25	MH		
E04	E4-2	1.00 - 2.00	52	100	100	96	62	81	46	34	MH		
E04	E4-3	2.00 - 3.00	53	100	100	78	57	75	46	29	MH		
E04	E4-4	3.00 - 4.00	46	100	83	72	55	65	42	22	MH		
E04	E4-5	4.00 - 5.00	38	88	69	62	51	56	39	17	MH		
E04	E3-6	5.00 - 6.00	32	82	65	55	46	NP	NP	NP	SM		
E04	E4-7	6.00 - 7.00	33	86	74	63	44	NP	NP	NP	SM		
E04	E4-8	7.00 - 8.00	6	86	77	60	43	NP	NP	NP	SM		
E05	E5-1	0.00 - 1.00	27	85	78	62	53	45	33	12	ML	0.3%	No Exp
E05	E5-2	1.00 - 2.00	16	87	69	62	55	30	24	6	ML		
E05	E5-3	2.00 - 3.00	13	90	76	66	55	NP	NP	NP	ML		
E05	E5-4	3.00 - 4.00	13	83	73	57	48	NP	NP	NP	SM		
E05	E5-5	4.00 - 5.00	10	86	63	52	45	NP	NP	NP	SM		
E05	E5-6	5.00 - 6.00	9	70	63	50	45	NP	NP	NP	GM		

PROYECTO : **L/T CUMBARATZA - LOS ENCUENTROS**  
**230 kV**



ESTUDIOS DE SUELOS:

**AL-F-06-R0**

**NUMERO DE GOLPES SPT, N corr, DE ACUERDO A LA PROFUNDIDAD, PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN Df, CAPACIDAD DE CARGA qa.**

**Fc = 0.81**

**Coef  
pois**

**Mod  
Edo  
m**

Nº Est	Prof, m Tipo E	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Df, m	qa, ton/m 2	μ	m <sup>*10-3</sup>
E-75	AL2	0	2	8	7	10	12	16	21	-	-	-	-	3.50	10.0	0.34	4
E-76	SP2	0	2	11	11	11	13	12	15	16	-	-	-	3.50	10.0	0.34	4
E-77	AR2	0	3	17	18	24	36	-	-	-	-	-	-	3.50	15.0	0.34	6
E-78	SL2	0	3	22	40	41	-	-	-	-	-	-	-	3.50	20.0	0.38	8
E-79	AL2	0	3	11	14	12	16	17	19	-	-	-	-	3.50	10.0	0.34	4
E-80	SP2	0	3	7	4	7	13	19	-	-	-	-	-	3.50	10.0	0.32	4
E-81	AR2	0	2	6	6	7	10	12	18	-	-	-	-	3.50	10.0	0.32	4
E-82	AL2	0	2	6	17	16	18	41	-	-	-	-	-	3.50	15.0	0.34	6
E-83	AR2	0	3	8	11	11	12	15	14	15	-	-	-	3.50	10.0	0.34	4
E-84	AL2	0	2	7	9	13	15	11	15	21	26	-	-	3.50	10.0	0.32	4
E-85	AR2	0	2	6	10	15	19	19	23	-	-	-	-	3.50	15.0	0.32	6
E-86	SP2	0	2	15	21	23	41	-	-	-	-	-	-	3.50	20.0	0.36	8
E-87	AR2	0	2	16	21	38	-	-	-	-	-	-	-	3.00	20.0	0.36	8
E-88	AL2	0	2	15	29	41	-	-	-	-	2	36	41	3.00	20.0	0.36	8
E-89	SP2	0	2	8	15	15	18	18	20	-	-	-	-	3.50	15.0	0.34	6
E-90	AR2	0	3	13	17	18	21	25	-	-	-	-	-	3.50	15.0	0.34	6
E-91	SL2	0	3	11	11	14	16	19	27	-	-	-	-	3.50	10.0	0.35	4
E-92	AR2	0	3	11	11	11	16	21	23	29	-	-	-	3.50	10.0	0.34	4
E-93	AL2	0	5	19	41	-	-	-	-	-	6	23	-	3.00	20.0	0.45	8
E-94	SL2	0	2	2	6	41	-	-	-	-	3	4	41	3.50	15.0	0.32	6
E-95	SL2	0	5	7	5	15	41	-	-	-	-	-	-	3.50	15.0	0.32	6
E-96	AR2	0	20	41	41	-	-	0	0	0	49	41	-	3.50	20.0	0.45	8
E-97	AR2	EXISTENTE															

Fecha : mar-21

Ing. Sebastian Pantoja A.

Ing. Marco Abarca

Revisado por:

Aprobado por:

PROYECTO : L/T CUMBARATZA - LOS ENCUENTROS  
230 kV



ESTUDIOS DE SUELOS:

AL-F-06-R0

NUMERO DE GOLPES SPT, N corr, DE ACUERDO A LA PROFUNDIDAD,  
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN Df, CAPACIDAD DE CARGA qa.

Fc = 0.81

Coef  
pois

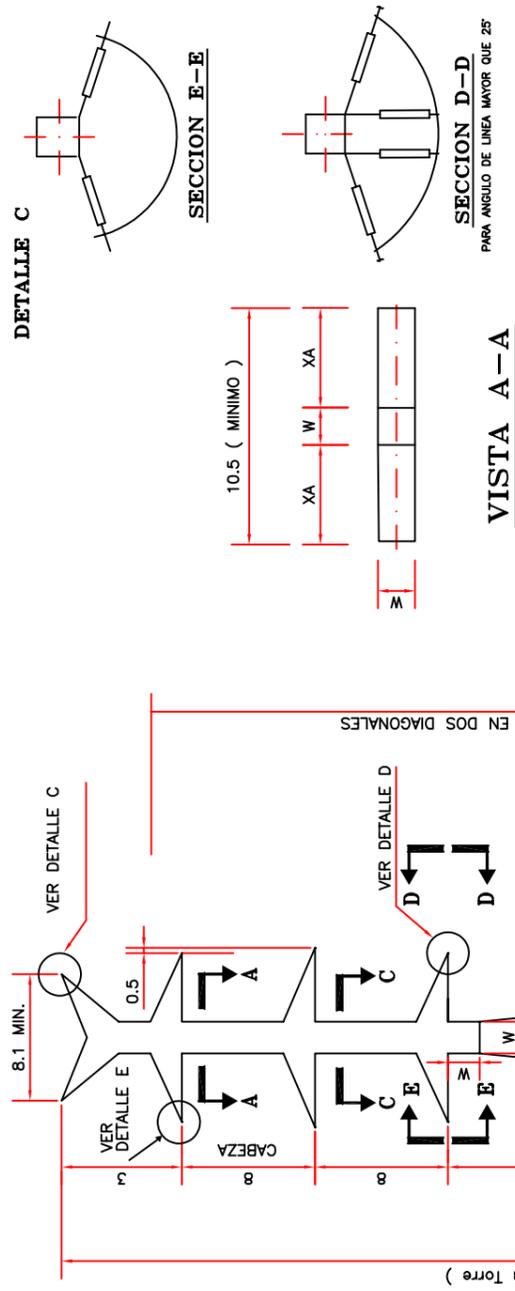
Mod  
Edo  
m

Nº Est	Prof, m Tipo E	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Df, m	qa, ton/m 2	μ	m <sup>*10-3</sup>
E-01	AR2	0	4	11	6	11	36	41	0	0	3	10	10	3.50	10.0	0.32	4
E-02	AR2	0	3	6	7	13	13	15	18	19	-	-	-	3.50	10.0	0.32	4
E-03	AL2	0	3	5	6	11	11	13	16	19	22	-	-	3.50	10.0	0.32	4
E-04	AR2	0	3	10	11	19	28	29	31	32	-	-	-	3.50	20.0	0.34	8
E-05	AR2	0	11	14	19	31	34	38	-	-	-	-	-	3.50	20.0	0.34	8
E-06	AL2	0	6	8	10	21	31	34	36	-	-	-	-	3.50	20.0	0.34	8
E-07	AL2	0	2	4	6	10	10	10	17	15	19	-	-	3.50	10.0	0.34	4
E-08	AR2	0	2	6	6	7	11	11	15	18	19	-	-	4.00	10.0	0.32	4
E-09	SL2	0	7	32	17	28	41	-	-	-	-	-	-	3.50	20.0	0.35	8
E-10	SP2	0	3	19	24	19	28	29	41	-	-	-	-	3.00	20.0	0.35	8
E-11	AR2	0	3	10	12	11	11	11	13	14	17	-	-	3.50	10.0	0.34	4
E-12	SL2	0	2	3	3	4	6	11	22	31	40	-	-	5.00	10.0	0.32	4
E-13	AR2	0	32	41	41	-	-	-	-	-	11	-	-	3.00	15.0	0.26	6
E-14	SL2	0	14	41	41	-	-	-	-	-	-	-	-	3.00	15.0	0.26	6
E-15	AL2	0	18	41	41	-	-	-	-	-	-	-	-	3.00	15.0	0.26	6
E-16	AL2	0	2	2	5	19	15	27	41	-	-	-	-	4.00	15.0	0.35	6
E-17	AL2	0	2	2	3	7	8	16	18	21	24	-	-	4.00	10.0	0.32	4
E-18	SP2	0	4	8	8	13	15	11	15	16	26	-	-	3.50	15.0	0.32	6
E-19	AR2	0	3	3	6	6	10	11	18	19	21	-	-	4.00	10.0	0.32	4
E-20	SL2	0	3	3	6	8	11	15	21	21	-	-	-	4.00	10.0	0.32	4
E-21	SP2	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	3.50	10.0	0.26	4
E-22	SP2	0	3	3	13	15	34	0	0	0	-	-	-	3.50	15.0	0.34	6
E-23	SP2	0	2	5	11	13	16	15	18	19	-	-	-	3.50	15.0	0.34	6
E-24	SL2	0	2	4	6	16	19	22	23	26	-	-	-	3.50	15.0	0.34	6
E-25	SL2	0	3	7	5	6	8	10	11	16	18	-	-	4.00	10.0	0.32	4
E-26	SL2	0	2	6	18	36	41	-	-	-	-	-	-	3.00	20.0	0.35	8
E-27	SL2	0	4	10	16	11	15	21	28	-	-	-	-	3.50	10.0	0.35	4
E-28	SP2	0	2	8	14	11	19	16	19	-	-	-	-	3.50	10.0	0.35	4
E-29	SL2	0	2	8	11	8	11	16	18	19	-	-	-	3.50	10.0	0.34	4
E-30	SP2	0	3	8	7	16	19	23	21	-	-	-	-	3.50	15.0	0.32	6
E-31	SP2	0	2	5	10	16	18	21	24	-	-	-	-	3.50	15.0	0.34	6
E-32	SL2	0	3	6	7	16	18	23	24	26	-	-	-	3.50	15.0	0.32	6
E-33	AL2	0	3	6	11	19	20	21	24	-	-	-	-	3.00	15.0	0.32	6
E-34	SL2	0	5	6	8	13	18	18	21	23	-	-	-	3.00	10.0	0.32	4
E-35	AR2	0	6	8	11	16	16	20	-	-	-	-	-	3.00	15.0	0.32	6
E-36	SP2	0	2	8	11	13	15	18	21	-	-	-	-	3.50	10.0	0.32	4
E-37	AR2	0	5	11	23	21	18	36	-	-	-	-	-	3.50	20.0	0.35	8

## **ANEXO 2.**

### **PLANOS Y ÁRBOL DE CARGA TORRE TIPO AR-750**

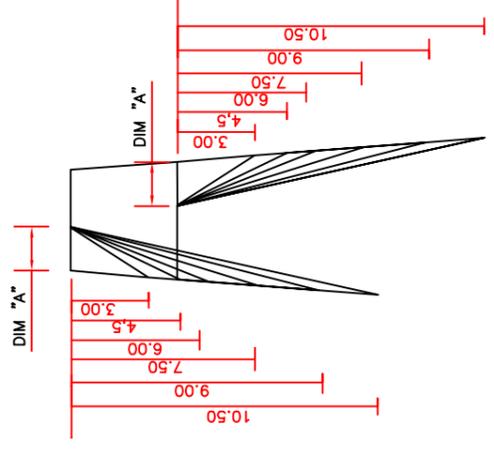
# GEOMETRÍA BÁSICA Y DISTANCIAS LIBRES DE LA TORRE DETALLES



PROVISTA DE PERNOS ESCALANTES EN DOS DIAGONALES

STUB DE ANGULO SUMINISTRADO POR EL FABRICANTE  
FUNDACION DE CONCRETO SUMINISTRADO POR OTROS

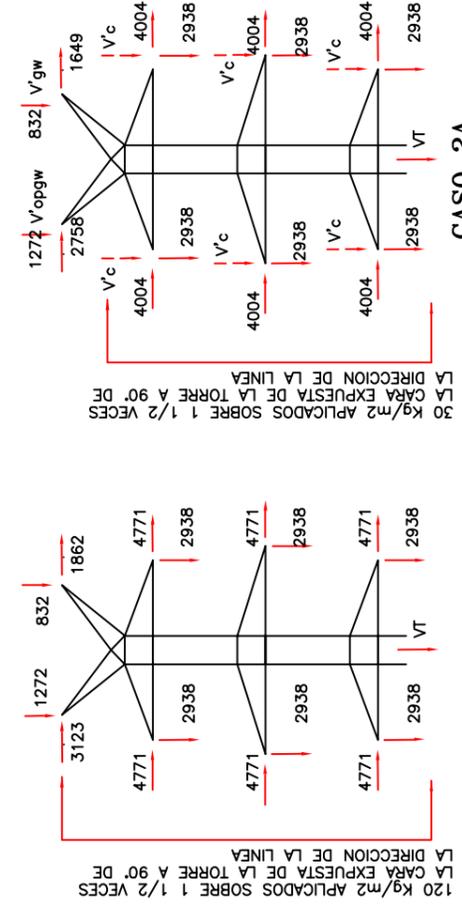
## EXTENSIONES DE LADERA



## NOTAS Y CONSIDERACIONES

- NOTAS SOBRE LAS CARGAS:
- LAS TORRES SERAN DISEÑADAS, CONSIDERANDO TODOS LOS CASOS DE CARGA AQUI INDICADOS
- LAS CARGAS LONGITUDINALES DEBERAN SER APLICADAS EN DIRECCION PERPENDICULAR AL EJE CENTRAL DE LA CRUCETA
- LAS TORRES SERAN DISEÑADAS PARA LLEVAR UN CABLE DE GUARDIA Y UN CIRCUITO
- LAS CARGAS TRANSVERSALES DEBERAN SER APLICADAS EN DIRECCION PARALELA AL EJE CENTRAL DE LA CRUCETA
- TODAS LAS CARGAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES SERAN APLICADAS COMO SE PRESENTAN O EN DIRECCION OPUESTA
- TODAS LAS CARGAS SON ULTIMAS E INCLUYEN FACTORES DE SEGURIDAD O.L.F (OVERLOAD FACTOR).
- $V_t =$  (PESO MUERTO DE LA TORRE + 150 Kg)
- $x$  (O.L.F.), SIENDO O.L.F. = 1.4
- NOTAS GENERALES:
- LOS DETALLES DE LAS TORRES DEBERAN SER ADECUADOS PARA MANTENIMIENTO Y PROPOSITOS DE ERICION
- TODAS LAS CARGAS SON EN Kg, TODAS LAS DIMENSIONES EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA

# ARBOLES DE CARGA



CASO 1A  
VIENTO MÁXIMO

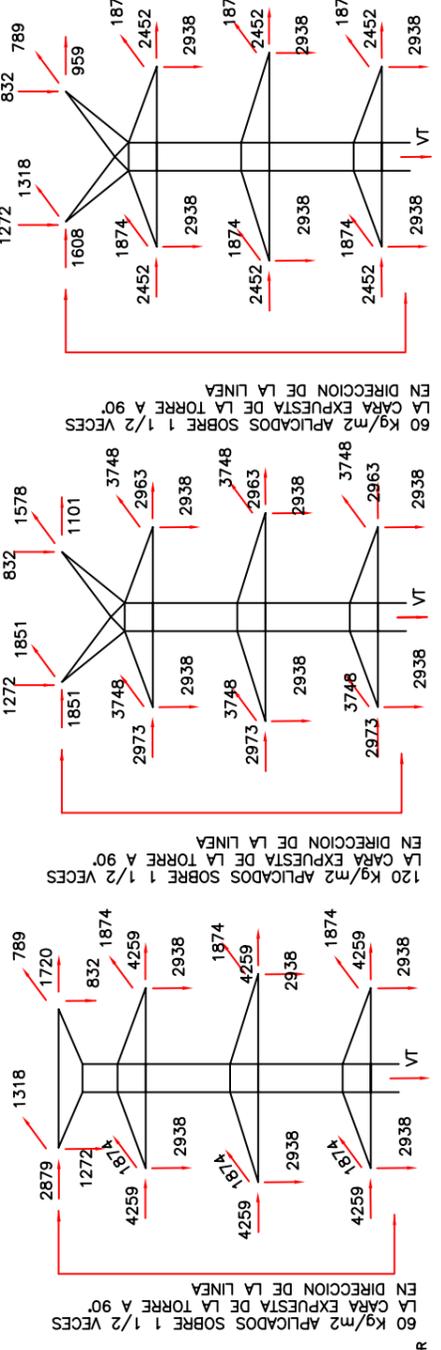
CASO 2A

CASO 3A

SOBRECARGA VERTICAL  $V'_{opgw}$ ,  $V'_{gw}$  Y  $V'_c$   
APLICADOS SIMULTANEAMENTE A CUALQUIER COMBINACION DE DOS CONDUCTORES, O UN CONDUCTOR Y UN CABLE DE GUARDIA, O EN DOS CABLES DE GUARDIA.  
 $V'_{opgw} = 1078$  ;  $V'_c = 1807$   
 $V'_{gw} = 702$

ROTURA DE UN CONDUCTOR Y UN CABLE DE GUARDIA.  
CARGAS  $L_c(BC)$ ,  $V_c(BC)$  Y  $T_c(BC)$   
REEMPLAZAR ESTAS CARGAS DONDE SE APLICA:  
 $L_c(BC) = 3212$  ;  $L_{opgw}(BC) = 2260$   
 $V_c(BC) = 1883$  ;  $V_{opgw}(BC) = 643$   
 $T_c(BC) = 2037$  ;  $T_{opgw}(BC) = 1380$   
 $T_c = 4004$  ;  $V_c = 2939$  ;  $L_c = 0$

## TERMINAL 15°



CASO 1A  
VIENTO MÁXIMO TERMINAL

CASO 4A  
DESBALANCIAMIENTO LONGITUDINAL

CASO 5A  
DESBALANCIAMIENTO LONGITUDINAL TERMINAL

## TORRE DE ANCLAJE LIVIANO DEL TIPO "AL-750"

- CONDUCTOR 750 Kcmil ACAR 18/19
- ANGULO DE LINEA 0° A 60°
- MAXIMA TENSION DE TRABAJO 2667 Kg
- VANO DE DISEÑO 450 m
- TENSION DE CADA DIA 1899 Kg FINAL
- VANO PESO 1440 m A 0° Y 3028 m A 60°
- VANO VIENTO 500 m A 0° Y 1809 m A 15° TERMINAL
- VANO MAXIMO 1200 m
- HILO DE GUARDIA OPGW
- TENSION DE CADA DIA 1454 Kg
- TENSION MAXIMA 1833 Kg
- CABLE DE ACERO HS
- TENSION DE CADA DIA 822 Kg
- TENSION MAXIMA 1127 Kg

- NOTAS:
- LOS ANTIESCALANTES DEBERAN SER DISEÑADOS PARA LA INSTALACION EN LA PARTE BAJA DE LA ESTRUCTURA
  - TODAS LAS PATAS DEBERAN POSIBILITAR SU ARMADO EN EL CUERPO O EN CUALQUIER EXTENSION DE CUERPO
  - LOS PERNOS ESCALANTES DEBERAN PROVEERSE PARA DOS DIAGONALES DE LA ESTRUCTURA SOBRE UNA ALTURA DE 2.5 m
  - LAS DIMENSIONES "D", "W", "XA", "YH" SERAN DADAS POR EL CONSTRUCTOR DE LA TORRE
  - LA ESTRUCTURA SERA ADECUADA PARA FUNDACION DIRECTA, O PILOTES

## GUIA DE REVISIONES

Rev.	Descripción	Fecha	Realizó	Revisó	Aprobó

Aprobación Interna	Nombre	Fecha

Revisión CELEC	Nombre	Fecha

Aprobación General	Nombre	Fecha

NOTA: Las crucetas de conductor y los puntos de anclaje del cable de guarda deben soportar un tiro hacia arriba mínimo de 300 kg sin que exista arrancamiento

TODOS LOS MIEMBROS DE LA TORRE A SER USADOS DEBERAN SER DISEÑADOS PARA SOPORTAR UNA CARGA VERTICAL DE 150 Kg, PARA LOS MIEMBROS PRINCIPALES DE LA CRUCETA DEBERAN SER DISEÑADOS PARA UNA CARGA DE 250 Kg APLICADOS EN CUALQUIER UNION DE LA CRUCETA



CONTIENE: **ESTRUCTURA DE ANCLAJE Y REMATE AR-750**  
LINEA DE TRANSMISION DELSITANISAGUA-CUMBARATZA- BOMBOIZA A 230 KV

ELABORADO:	REVISADO:	NOMBRE:	FIRMA:
RICARDO ANDRADE	MARLON OCHOAIZA		

FECHA:	CODIGO LAMINA	ESCALA DE TRABAJO:	ESCALA DE IMPRESION:	FORMA:
MARCO 2021		de 0° a 60° y terminal hasta 15°	N/A	A3

### **ANEXO 3.**

#### **CIMENTACIÓN TIPO ZAPATA**

DISEÑO DE CIMENTACIÓN TIPO ZAPATA											
PROYECTO: <b>L/T: CUMBARATZA - LOS ENCUENTROS</b>			TIPO DE SUELO: GM - ML								
OBRA: <b>CIMENTACIÓN TORRES</b>			TORRE TIPO: <b>AR2</b>								
SECTOR: <b>FLANCO IZQUIERDO DEL RÍO ZAMORA</b>			TORRE NÚMERO: <b>E96</b>			Fecha:					
<b>CARGAS POR TORRE</b>			<b>VALORES DE DISEÑO POR PATA</b>								
Peso de la torre:		14.00 ton	Separación entre patas		8.00 m	Carga de compresión por pata		106.08 ton			
Momento de diseño:		1,562.34 ton-m	Carga vertical (por momento)		97.65 ton	Carga de tracción por pata		89.21 ton			
Cargas verticales diseño:		33.73 ton	Cargas verticales por pata		8.43 ton						
V diseño:	Vx	12.64 ton	Vy	31.04 ton	Cortante por pata		Vu	10.92 ton			
			<b>DATOS DE SUELO</b>			<b>DATOS CIMENTACIÓN</b>					
			Tipo Suelo GM - ML			Su= 4.37			B = 3.40 m		
			NF = -			φfu = 30.00			Df = 3.00 m		
			σs = 20.00 ton/m2			c p = 4.37			t = 0.25 m		
N fu = 12			φp = 30.00			Replant = 0.10 m					
N gol p = 12			Ku = 1.09			<b>MEJORAMIENTO DE SUELO</b>					
γs = 1.70 ton/m3			Kp = 3.00			h mej = -					
γ's = 0.70 ton/m3			Sf = 1.00			V mej. = -					
<b>MATERIALES</b>			<b>DATOS COLUMNA</b>			<b>VOLUMEN CIMENTACIÓN</b>					
fc = 240 kg/cm2			b = 0.70 m			V excav. 35.84 m3					
fy = 4,200 kg/cm2			L col = 3.50 m			Pexc total. 24.28 ton					
γ h = 2.30 ton/m3			col ind = 2.90 m			V relleno. 30.09 m3					
γ h's = 1.30 ton/m3			Rec = 0.07 m			V replant. 1.16 m3					
γr no sum = 1.80 ton/m3			x = 0.45 m			P replant. 1.50 ton					
γr sum = 0.80 ton/m3			x = 0.05 m			V cimen. 5.99 m3					
						P cimen. 7.79 ton					
<b>Verificación al punzonamiento</b>			<b>Verificación al corte unidireccional</b>			<b>Verificación a la flexión</b>					
Cortante último. Vu = 185.03 ton			Cortante último			Resistencia sección					
Esf. Cor. sec. vu = Vu/Ao = 70.96 ton/m2			Vu = 84.53 ton			Res. Comp. 125.39 ton					
φvc = 102.33 ton/m2			Res. Tracc. 125.25 ton			Momento último: Mu = 57.06 ton-m					
vu < φvc ∴ <b>Ok</b>			Vu ≤ φ(Vc + 2.2√f'cbwd) ∴ <b>Ok Ok</b>			Momento resis.: φMn = 103.00 ton-m					
<b>Verificación al arrancamiento</b>			<b>Verificación a la compresión</b>			Mtu < φMn ∴ <b>Ok</b>					
Resist. Arranca. Tu = 216.95 ton			Resistencia Comp. Qa = 20.00 ton/m2			Requerimiento de acero					
Fuerza Arranca. T = 65.14 ton			Qu = 9.96 + 5.00 14.96 ton/m2 <b>Ok</b>			φsum 20 # Var. 20					
<b>Ok</b>			9.96 - 5.00 4.96 ton/m2 <b>Ok</b>			As_sum = 62.83 cm2					
						Esp. @ = 17.00 cm					
						As_req = 60.07 cm2					
						As_req < As_sum ∴ <b>Ok</b>					
<b>DISEÑO DE LA COLUMNA</b>											
Carga últ. Pu = 106.08 ton Mu = 26.21 ton-m			Requerimiento de acero			Chequeo cuantía		Estribos			
Carga res. Po = 1,203.00 ton Mn = 1,738.03 ton-m			As_sum			ρsum = 1.04%		2 estr. T1 & T2			
φPo = 962.40 ton φMn = 1,564.23 ton-m			As_1 = 50.90 cm2 18 20			ρmin = 1.00%		# Var 33			
Pu < φPo ∴ <b>Ok</b> Mu < φMn ∴ <b>Ok</b>			As_2 = - 0 0			ρsum < ρmin ∴ <b>Ok</b>		φ 10			
			Atotal = 50.90 cm2			Esp. @ = 11.20 cm		@ 0.10 m			
<b>Verificación a longitud de desarrollo</b>											
Zapata			Columna								
Ψt = 1.00 φ verf. 20			Ψt = 1.00 φ verf. 18			φ verf. 0					
Ψe = 1.00 ld<22 = 82.15 cm			Ψe = 1.00 ld<22 = 73.94 cm			ld<22 = -					
Ψs = 1.00 ld>22 = - Gancho			Ψs = 1.00 ld>22 = - Gancho			ld>22 = - Gancho					
λ = 1.00 ld exis = 128.00 cm No req			λ = 1.00 ld exis = 79.00 cm 30.00 cm			ld exis = 49.00 cm -					
<b>RESUMEN COLUMNAS</b>					<b>RESULTADOS</b>						
					<b>Por pata</b>		<b>Por torre</b>				
No. var	φ	L var	L/Pata	Peso/m	Peso	Horm col	Vol Excavación =	35.84	143.34	m3	
As_1 =	20	18	3.75	75.00	2.00	149.82	1.42	Vol mejoramiento =	0.00	0.00	m3
As_2 =	0	0	3.75	0.00	0.00	0.00		Vol replantillo =	1.16	4.62	m3
Estribo T1	33	10	2.54	83.82	0.62	95.37		Vol Hormigón zapata =	4.57	18.29	m3
Estribo T2	33	10	2.15	70.87		<b>245.19</b>	<b>1.42</b>	Vol Hormigón col. =	1.42	5.68	m3
<b>RESUMEN ZAPATAS</b>					Peso Acero zapata =		691.16		2,764.65		kg
					Peso Acero columna =		245.19		980.77		kg
					Vol Relleno =		30.09		120.35		m3
					Peso Fundación =		7.79		31.17		tn
					Peso Relleno =		24.07		96.28		tn

**RESUMEN BIBLIOGRÁFICO**

<b>Verificación al corte</b> $\phi = 0.75$	
Se debe cumplir ACI318 – 19 : 22.5.1.2 para satisfacer la relación $V_u < \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c} b_w d)$	
1.- Fuerza de corte actuante sobre la sección:	$V_u = \left(\frac{B-b}{2} - d\right) * B * q_u$
2.- Cálculo de la resistencia al corte por el concreto:	$V_c = \left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{140A_g}\right) b_w d$
ACI318 – 19 : 22.5.1.2	$V_{cc} = 149.14 \text{ tn}$ $V_{ct} = 148.95 \text{ tn}$ $V_c \leq 1.33\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ OK OK

<b>Verificación a punzonamiento (corte bidireccional)</b> ACI318 – 19 : 22.6.5.2													
Se debe cumplir $v_u < \phi v_c$													
1.- Fuerza de corte actuante sobre la sección:	$V_u = B^2 - (a + d)(b + d) * q_u$												
2.- Cálculo del esfuerzo al corte por el concreto:	$v_c = \text{menor}$												
ACI318 – 19 : 22.6.5.2	<table border="0"> <tr> <td><math>(a) 1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}</math></td> <td><math>(a)</math></td> <td>136.44</td> <td><math>\lambda \leq 1.00</math></td> </tr> <tr> <td><math>(b) 0.53\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}</math></td> <td><math>(b)</math></td> <td>136.78</td> <td><math>\beta \leq 0.8</math></td> </tr> <tr> <td><math>(c) 0.27\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}</math></td> <td><math>(c)</math></td> <td>211.28</td> <td><math>\alpha_s \leq 40</math></td> </tr> </table>	$(a) 1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$(a)$	136.44	$\lambda \leq 1.00$	$(b) 0.53\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$(b)$	136.78	$\beta \leq 0.8$	$(c) 0.27\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$(c)$	211.28	$\alpha_s \leq 40$
$(a) 1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$(a)$	136.44	$\lambda \leq 1.00$										
$(b) 0.53\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$(b)$	136.78	$\beta \leq 0.8$										
$(c) 0.27\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$(c)$	211.28	$\alpha_s \leq 40$										

<b>Verificación a flexión</b> ACI318 – 19 : 22.3 $\phi = 0.90$									
Se debe cumplir $M_u < \phi M_c$									
1.- Fuerza de momento actuante sobre la sección:	$M_u = B * ((B - b)/2) * q_{ef} * (B - b)/4$								
2.- Cálculo del momento resistente por acero suministrado:	$\phi M_n = A_s * f_y * (d - a/2)$								
Donde:	$38.67 \text{ cm}^2$								
$A_{s,min}$	<table border="0"> <tr> <td><math>(a) \frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d</math></td> <td><math>(a) = 53.17 \text{ cm}^2</math></td> </tr> <tr> <td><math>(b) \frac{14}{f_y} b_w d</math></td> <td><math>(b) = 60.07 \text{ cm}^2</math></td> </tr> </table>	$(a) \frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$	$(a) = 53.17 \text{ cm}^2$	$(b) \frac{14}{f_y} b_w d$	$(b) = 60.07 \text{ cm}^2$				
$(a) \frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$	$(a) = 53.17 \text{ cm}^2$								
$(b) \frac{14}{f_y} b_w d$	$(b) = 60.07 \text{ cm}^2$								
Considerando:	<table border="0"> <tr> <td><math>c = \frac{d * \epsilon_{cu}}{\epsilon_y + \epsilon_{cu}}</math></td> <td><math>\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70}</math></td> </tr> <tr> <td><math>\epsilon_{cu} = 0.003</math></td> <td><math>a = \beta_1 * c</math></td> </tr> <tr> <td><math>\epsilon_y = 0.002</math></td> <td><math>\beta_1 = 0.88</math></td> </tr> <tr> <td><math>c = 31.80 \text{ cm}</math></td> <td><math>a = 27.94 \text{ cm}</math></td> </tr> </table>	$c = \frac{d * \epsilon_{cu}}{\epsilon_y + \epsilon_{cu}}$	$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70}$	$\epsilon_{cu} = 0.003$	$a = \beta_1 * c$	$\epsilon_y = 0.002$	$\beta_1 = 0.88$	$c = 31.80 \text{ cm}$	$a = 27.94 \text{ cm}$
$c = \frac{d * \epsilon_{cu}}{\epsilon_y + \epsilon_{cu}}$	$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70}$								
$\epsilon_{cu} = 0.003$	$a = \beta_1 * c$								
$\epsilon_y = 0.002$	$\beta_1 = 0.88$								
$c = 31.80 \text{ cm}$	$a = 27.94 \text{ cm}$								

<b>Verificación al arrancamiento</b> Joseph E. Bowles. (1997). FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN. United States: The McGraw-Hill Companies, Inc. p.271	
Se debe cumplir $T < 0.9Tu$	
1.- Fuerza de tracción que resiste	$T_u = 2s_u D_f (B + L) + \gamma D_f^2 (2s_f B + L - B) K_u \tan \phi + W$

<b>Verificación a la compresión</b>	
Se debe cumplir $Q_u < 0.75Q_a$	
1.- Fuerza de tracción que resiste	$Q_u = P/A + 6M/bd^2$

<b>DISEÑO DE COLUMNA</b> ACI318 – 19 : 22.4.2.1 $\phi = 0.80$ $\phi = 0.90$	
Se debe cumplir $P_u < \phi P_o$	
1.- Fuerza axial que resiste	$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$
1.- Momento que resiste	$M_n = A_s * f_y (d_{col} - a_{col}/2)$

Nota: Los valores de peso específico para el diseño en materiales granulares, han sido obtenidos de acuerdo a la tabla dentro del numeral 4. Características del terreno, artículo 31, Cap 6. [B.O.E. (1969, 8 marzo). Decreto 3151/1968, de 28 de noviembre, aprueba el Reglamento de Líneas Eléctricas Aéreas de Alta Tensión. INTEF. <http://alerce.pntic.mec.es/~hmartin/electricidad/Reglamento%20de%20L%EDneas%20El%9ctricas%20A%9reas%20de%20Alta%20Tensi%F3n.html>]

**NOTACIÓN Y TERMINOLOGÍA**

$\Psi_t =$	factor utilizado para modificar la longitud de desarrollo en tracción debido a la localización de vaciado del concreto	$\Psi_s =$	factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el diámetro del refuerzo
$\Psi_e =$	factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el recubrimiento del refuerzo	$\lambda =$	factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto

**ANEXO 4.**  
**CIMENTACIÓN TIPO PILA**

CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS						Diseño:	Ing. SPA	Fecha:	abr-21	
<b>PROYECTO :</b> L/T: CUMBARATZA - LOS ENCUENTROS <b>OBRA:</b> CIMENTACIÓN DE TORRES <b>SECTOR:</b> PROVINCIA ZAMORA						<b>Vigas</b>	<b>Vv= -</b>	<b>Columnas, m Vc= 0.25</b>		
						<b>a= -</b>	<b>bv= -</b>	<b>b= 0.70 lc= 0.50</b>		
						<b>L= -</b>	<b>A= -</b>	<b>Anclaje Hier Lanc=1.00</b>		
<b>Tipo de torre:</b>	<b>AR2</b>	<b>Sp = 8.00</b>	<b><math>\sigma \geq 10</math></b>	<b>Datos de la Pila</b>						
<b>Tipo de suelo:</b>	ML-SM	<b>Mejoramiento - Granular</b>		Diám, d, m: e= -	<b>d = 1.40</b>	Prof, Df, m	6.00	<b>Bloque, m No</b>		
<b>Cargas de diseño</b>		<b>c = -</b>	<b><math>\gamma = -</math></b>	Longitud, H, m =	<b>H = 5.80</b>	Área, m2 =	1.54	<b>B= - h= -</b>		
Carga Compr Q =	<b>106.08</b>	a, m =	-	Campana, b hc=0.80	<b>c = 0.30</b>	Perim camp.	6.28	<b>L= - Vb= -</b>		
Carga Tracc U :	<b>89.21</b>	esp, h, m =	-	Cam, diám, d1=	<b>d1 =2.00</b>	<b>Vol camp. 0.61</b>		<b>Total</b>		
Vx, ton =	12.64	A, m2 =	-	x, alto =	<b>-0.20</b>	<b>V pil, m3 = 9.55</b>		Excavación, m 9.86		
Vy, ton =	31.04	V mej, m3 =	-	Perímetro	4.40	<b><math>\gamma h = 2.30</math></b>		Hormigón, m3 9.80		
Esp Chapa, mm	-	$Ep=1/2*\gamma*H^2+2*c*H$		Área campar	3.14	$\gamma$ acero =	-	W/pata, ton 22.53		
V pil, dm3	-	<b>Ep= -</b>	<b>Mep =</b>	-	ton-m	W Pilote ac	-	Wciment, ton 90.11		
<b>Datos del suelo: Nivel freático = 0.00</b>										
<b>EST</b>	<b>PROFUNDIDAD</b>			<b>N</b>	<b><math>\gamma m</math></b>	<b>c</b>	<b><math>\phi</math></b>	<b><math>\gamma m'</math></b>	<b>Ca</b>	<b>K=Ka</b>
Nº	de	a	m	golp	ton/m3	ton/m2	°	ton/m3	ton/m2	$\sigma h/\sigma v$
1	0.00	1.00	1.00	3	1.69	2.50	14	1.69	1.90	0.610
2	1.00	2.00	2.00	10	1.69	7.50	23	1.69	4.10	0.446
3	2.00	3.00	3.00	11	1.69	7.50	23	1.69	4.10	0.446
4	3.00	7.00	7.00	19	1.69	12.50	24	1.69	5.86	0.422
<b>RESISTENCIA A LA FALLA POR "FRICCIÓN"</b>										
Según Terzaghi, fricción Qf: $(Ca + K * \sigma v * tg\phi) * \Delta L * p$						Resistencia al arrancamiento según Meyerhof 1968				
$\Delta L =$ Espesor estrato m K = Relación entre $\sigma h/\sigma v$						$Tu = \pi.B.c. Df + Sf. (\pi/2). B. \gamma. Df^2. Ku. tan \phi + W$				
<b>ESTR</b>	<b><math>\sigma v</math></b>	<b><math>\sigma v'</math> acum</b>	<b>Ca+K.<math>\sigma v.tg\phi</math></b>	<b>Qf fuste</b>	<b>Qf</b>	<b><math>\Delta D</math></b>	<b>sf</b>	<b>Tu</b>	<b>Peso =</b>	<b>Peso=</b>
Nº	ton/m2	ton/m2	ton/m2	t	neta t	m		t	22.53	22.53
1	1.69	1.69	2.16	9.48	9.48	1.00	1.07	10.88		
2	1.69	3.38	4.41	19.40	19.40	1.00	1.27	22.95		
3	1.69	5.07	4.41	19.40	19.40	1.00	1.01	22.73		
4	5.07	10.14	6.81	89.87	89.87	3.00	1.05	101.90		
<b>Qf campana =</b>				<b>Qf t =</b>	<b>138</b>				<b>Tu=158</b>	<b>Tu=181</b>
<b>RESISTENCIA A LA FALLA POR "PUNTA"</b>						<b>CAP DE CARGA ADMISIBLE, Qadm = Qt/Fs</b>				
$Qp = (1,2 * Ca * Nc + \sigma v * Nq + 0,4 * \gamma * B * Ny) * A$						<b>Qadm C, ton = 166.24 Fsc= 3.00</b>				
Qp = 77.91 35.05 1.82						<b>Qadm T, ton = 80.54 Fst= 2.00</b>				
Qp = 114.78 x 3.14 Qp = 360.58										
<b>RESISTENCIA TOT = Qt =Qf + Qp</b>						<b>Qt = 499</b>				
<b>RESUMEN:</b>						<b>Tipo de suelo:</b>		<b>ML-SM</b>		
<b>CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN</b>						<b>PILAS A USARSE:</b>		Pil/PATA	Pil/TORRE	
<b>Descripción</b>	<b>Pila</b>	<b>Vigas</b>	<b>Colum</b>	<b>Bloque</b>				<b>1</b>	<b>4</b>	
Diám, d, m =	1.40		0.70	B= -						
Longitud, H, m =	5.80	0.00	0.50	L= -						
Sección m2 =	1.54	0.00	0.49	h= -						
<b>Volumen m3 =</b>	<b>9.55</b>	<b>0.00</b>	<b>0.25</b>	<b>0.00</b>						
<b>Acero</b>	<b>Cuántía</b>	<b>Diámetro</b>	<b>Área T</b>	<b>Área/var</b>	<b>Núm</b>	<b>Long/v</b>	<b>Long tot</b>	<b>Peso</b>	<b>Peso Estri</b>	<b>Peso/pil</b>
Pila	0.33%	$\phi=18$	50.82	2.54	20	5.81	116.20	232.12	97.35	329.5
Vigas	1.0%	$\phi=16$	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
Columnas	1.06%	$\phi=18$	51.94	2.54	20	1.78	35.60	71.11	34.70	105.8
Bloque										0.0
<b>Estribos</b>	<b>Número</b>	<b>Diámetro</b>	<b>Long</b>	<b>Cant</b>	<b>Por Pata</b>	<b>Por Torre</b>	<b>Observaciones:</b>			
Núm Patas	4			Excavació	9.86	39.43	Acero/m3 44			
N. est/Pila	1	$\phi=10$	157.89	Hormigón	9.80	39.18				
N. est/viga	1	$\phi=10$	0.00	Acero	435.28	1,741.11				
N. est/col	12	$\phi=10$	2.54	Mat granul	0.00	0.00				