



UNIVERSIDAD  
DE PIURA

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Metodología del diseño geotécnico de las cimentaciones  
en líneas de transmisión**

Tesis para optar el Título de  
Ingeniero Civil

**Franco Fabio Chávez Valdiviezo  
André Martín Paz Solano**

**Asesor(es):  
Mgtr. Ing. Mariana Ferrer Sancarranco**

**Piura, octubre de 2020**





*A Dios y a nuestras familias, especialmente a nuestras madres, por ser ese regazo en el que siempre encontraremos refugio.*



## Resumen Analítico-Informativo

### Metodología del diseño geotécnico de las cimentaciones en líneas de transmisión

Franco Fabio Chavez Valdiviezo, André Martín Paz Solano

Asesor(es): Mgtr. Ing. Ferrer Sancarranco Mariana

Tesis.

Título de Ingeniero civil

Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería.

Piura, Octubre de 2020

**Palabras claves:** Diseño geotécnico, cimentaciones, líneas de transmisión, Sulzberger, factores de carga, redes aéreas

**Introducción:** En el Perú, el transporte y distribución de energía eléctrica se realiza mediante líneas de transmisión de alta, media y baja tensión, por lo que el cálculo y diseño de la estructura de soporte y cimentaciones es de total importancia. Sin embargo, en el medio local existe deficiencia en la información referente a este tema, ejemplo de ello es el diseño geotécnico de las cimentaciones en líneas de transmisión, el cual comúnmente está basado en el Método Sulzberger a través de la aplicación de plateas. La investigación compara la cimentación monobloque con las cimentaciones aisladas y determina la opción mucho más sencilla de cálculo, segura, económicamente viable y menos compleja de construir.

**Metodología:** La investigación se llevó a cabo a través de la revisión de libros acerca de Líneas de Transmisión, el Código Nacional de Electricidad Peruano, papers del AMIEE (Asociación de Miembros del Instituto de Ingenieros de Ingeniería Eléctrica), tesis de distintos países, entre otros documentos relacionados. La presente tesis compara la aplicación de las cimentaciones monolíticas, basadas en el método Sulzberger, y las cimentaciones aisladas, evaluándolas a través de diferentes aspectos, tales como, sencillez de cálculo, seguridad, economía y facilidad de construcción, con el fin de garantizar la correcta aplicación de cada tipo de cimiento. Además, se analizaron proyectos pasados de líneas de transmisión donde se involucraban los diferentes tipos de fundaciones. Finalmente, se corroboró la investigación con su aplicación en el proyecto “Línea de Transmisión de 60kV C.H. Chancay-Subestación Huaral.

**Resultados:** Se determinó que la aplicación de cimientos aislados garantiza un diseño con factores de seguridad adecuados, implica menor complejidad de cálculo y representa una opción mucho más económica; sin embargo, existirán condiciones, como suelos pobres, en los cuales la aplicación de cimientos monolíticos sea necesaria.

**Conclusiones:** Los conceptos mecánicos desempeñan un rol importante en el diseño de las cimentaciones de líneas aéreas debido a la incidencia directa sobre el cálculo de los árboles de carga. La investigación profundiza en el análisis de cimentaciones aisladas mediante Sulzberger y concluye que este método de diseño no es aplicable en este caso, ya que esta configuración estructural está basada en pares generados por los momentos de fuerza. Finalmente, se indica que a pesar de las ventajas que representa la aplicación de los cimientos aislados en torres de transmisión, la utilización de plateas será inminente antes condiciones de suelo de capacidad portante muy baja y/o momentos de diseño de gran magnitud.

**Fecha de elaboración del resumen: 04 de octubre del 2020**

## Analytical-Informative Summary

### **Metodología del diseño geotécnico de las cimentaciones en líneas de transmisión**

**Franco Fabio Chavez Valdiviezo, André Martín Paz Solano**

**Asesor(es): Mgtr. Ing. Ferrer Sancarranco Mariana**

**Tesis.**

**Título de Ingeniero civil**

**Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería.**

**Piura, Octubre de 2020**

**Keywords:** Geotechnical design, foundations, electrical transmission line, Sulzberger, load factors, load considerations, load criteria

**Introduction:** In Perú, the electric power transportation and distribution are carried out through high, medium, and low voltage transmission lines, so the structure foundation calculation and design keep a great importance. However, Peruvian engineering has not good quality researches about that topic. An example of this is the geotechnical design of the foundations in transmission lines, which is based on the Sulzberger Method through monolithic plates. The research compares the monobloc foundation and isolated foundations to determine the option that is much simpler to calculate, safe, economically viable and less complex to build.

**Methodology:** The research was carried out through the review of books about Transmission Lines, the Peruvian National Electricity Code, papers from the AMIEE (Association of Members of the Institute of Electrical Engineering Engineers), theses from different countries, among other documents related. This thesis compares the application of monolithic foundations, based on the Sulzberger method, and isolated foundations, evaluating them through different aspects, such as, simplicity of calculation, safety, economy and ease of construction, in order to guarantee the correct application of each type of foundation. In addition, past transmission line projects involving different types of foundations were analyzed. Finally, the investigation was corroborated with its application in the project “Línea de Transmisión de 60kV C.H. Chancay-Subestación Huaral”.

**Results:** The application of isolated foundations guarantees a design with adequate safety factors, implies less calculation complexity and represents a much cheaper option; however, there will be conditions, such as poor soils, in which the application of monolithic foundations is necessary.

**Conclusions:** The mechanical concepts have an important role in transmission line foundation design because they have direct impact on the calculation of load tree. The research delves into the analysis of isolated foundations using Sulzberger and concludes that this is incorrect, because the analysis under this structural configuration is based on the pairs generated by the moments of force. Finally, it is indicated that despite the advantages represented by the application of isolated foundations in transmission towers, the use of stalls will be imminent before soil conditions of very low bearing capacity and / or design moments of great magnitude.

**Summary date: October 04<sup>th</sup>, 2020**

## **Prefacio**

El sistema de transmisión eléctrica en nuestro país está formado por diferentes tipos de torres, cuyo análisis y diseño, conlleva una combinación del ámbito mecánico-eléctrico y civil. Parte de la estructura es la cimentación, cuyo diseño, en nuestro país ha sido poco investigado. El Perú, al ser un país en vías de desarrollo, sigue acrecentando la necesidad de llevar a los lugares más lejanos la electricidad, de una manera segura y económica.

Si bien es cierto, por un largo tiempo, el Método de Sulzberger ha sido solución para el diseño de fundaciones en nuestro país, presenta serias limitaciones para torres de celosía, por lo que es pertinente desarrollar una estricta metodología para el cálculo geotécnico de las cimentaciones.

Lo anteriormente expuesto ha motivado el trabajo de tesis, esperando que este documento sea de consulta para futuros investigadores, ya que posee detalladamente el cálculo y diseño de las cimentaciones para torres de alta tensión.

Finalmente nos gustaría, a través de este párrafo, agradecer el inmenso apoyo de nuestra asesora Mg. Ing. Mariana Ferrer, quien ha sido nuestra principal orientadora, no solo en la presente investigación, sino a lo largo de nuestra carrera.



## Tabla de contenido

<b>Introducción</b>	<b>1</b>
<b>Capítulo 1.Generalidades</b>	<b>3</b>
1.1. Antecedentes	3
1.2. Planteamiento del problema.	4
1.3. Objetivos	4
1.3.1. Objetivos generales	4
1.3.2. Objetivos específicos	5
1.4. Alcances de la investigación	5
1.5. Limitaciones	5
1.6. Justificación	6
<b>Capítulo 2. Marco teórico – Línea de transmisión de alta tensión</b>	<b>7</b>
2.1. Conceptos básicos eléctricos	7
2.1.1. Línea eléctrica	7
2.1.1.1. Clasificación de las líneas eléctricas	7
2.1.2. Tensión	9
2.1.2.1. Tensión nominal del sistema	9
2.1.2.2. Tensión máxima del sistema	9
2.1.2.3. Fase	9
2.2. Conceptos mecánicos	9
2.2.1. Deflexión	9
2.2.2. Vano efectivo	10
2.2.3. Catenaria	10
2.2.4. Flecha	12
2.2.5. Vano viento	13
2.2.6. Vano peso	14
2.2.7. Vano regulador	14

2.2.8. Relación entre la componente horizontal de tensión y el punto más alto de la fijación del conductor	15
2.2.9. Tiro ascendente	16
2.2.10. Determinación del tiro ascendente “Uplift”	16
2.2.11. Ecuación de cambio de estado	21
2.3. Tipos de estructura	22
2.3.1. Torres autosoportadas, retenidas y marcos de remate	22
2.3.1.1. Torres autosoportadas	22
2.3.1.2. Torres retenidas	23
2.3.1.3. Marco de remate	25
2.3.2. Postes troncónicos	25
2.3.3. Estructuras formadas por postes de madera	28
2.3.4. Estructuras formadas por postes de concreto de sección “I”	29
2.4. Clasificación de las estructuras	30
2.4.1. Por su función	30
2.4.1.1. Estructuras de suspensión	30
2.4.1.2. Estructuras de deflexión o en ángulo	30
2.4.1.3. Estructuras especiales	31
2.4.2. Por la disposición de fases y la cantidad de circuitos	32
2.5. Cimentaciones	36
2.5.1. Cimentaciones tipo grilla	36
2.5.2. Zapatas aisladas	37
2.5.3. Pilas acampanadas	39
2.5.4. Pilotes	40
2.5.5. Losa de cimentación flotante	40
2.6. Elementos de una torre de transmisión	41
2.6.1. Conductores	41
2.6.1.1. Circular mil	43
2.6.2. Aisladores	43
2.6.2.1. Clasificación	43
2.6.2.1.1. Según el material de fabricación	43
2.6.2.1.2. Según su función	45
2.6.3. Ménsula	47
2.6.4. Stub	47

2.6.5. Patas	48
2.6.6. Cerramiento	48
2.6.7. Cuerpo recto	49
2.6.8. Cuerpo piramidal	50
2.6.9. Cable de guarda	50
2.6.10. HERRAJES	50
<b>Capítulo 3. Exploración del suelo</b>	<b>55</b>
3.1. Condiciones geográficas	55
3.1.1. Aspectos climáticos	55
3.1.1.1. Temperatura	55
3.1.1.2. Descargas atmosféricas	56
3.1.1.3. Naturaleza del viento y del hielo	57
3.1.2. Trayectoria	58
3.2. Reconocimiento del suelo	60
3.2.1. Sondeo por SPT (Standard Penetration Test).	61
3.2.1.1. Descripción del ensayo	61
3.2.1.2. Correlación para suelo arcilloso	65
3.2.1.3. Correlación para suelo granular	66
3.2.2. Calicatas o calas	68
3.2.2.1. Descripción del ensayo	69
3.2.3. Criterios previos a la realización de los sondajes	69
3.3. Clasificación del suelo	71
3.3.1. Características del suelo	72
3.3.1.1 Granulometría	72
3.3.1.2. Índices de graduación	73
3.3.1.3. Límites de Atterberg	74
3.3.2. Tipos de suelo	75
3.3.2.1. Suelos de partículas gruesas	75
3.3.2.2. Suelos de partículas finas	78
3.3.2.3. Suelos orgánicos	80
<b>Capítulo 4. Análisis de cimentaciones por el método de Sulzberger</b>	<b>83</b>
4.1. Parámetros geotécnicos	83
4.1.1. Peso específico	87
4.1.2. Presión admisible	87

4.1.3. Índice de compresibilidad	88
4.1.4. Ángulo de fricción interna del suelo	88
4.2. Cimentación tipo pilote	88
4.2.1. Momento de encastramiento	88
4.2.2. Momento de fondo	93
4.3. Cimentación tipo zapata	95
4.3.1. Momento de encastramiento	95
4.3.2. Momento de fondo	99
<b>Capítulo 5. Criterios de diseño mecánico</b>	<b>101</b>
5.1. Grados de construcción	101
5.2. Clasificación de cargas	104
5.2.1. Cargas gravitacionales	104
5.2.1.1. Carga muerta	104
5.2.1.2. Carga viva	105
5.2.2. Cargas accidentales	105
5.2.2.1. Presión del viento	105
5.2.2.1.1. Factor de forma	106
5.3. Cargas actuantes en la línea de transmisión	107
5.3.1. Carga en el conductor	107
5.3.2. Carga en los soportes de línea	108
5.4. Factores de sobrecarga	109
5.5. Hipótesis de cargas	110
5.5.1. Hipótesis de carga del conductor	110
5.5.2. Efecto creep	112
5.5.3. Hipótesis de carga de las estructuras de suspensión y ángulo	114
5.5.4. Hipótesis de carga: estructura de anclaje	117
5.5.5. Hipótesis de carga: estructura de terminal	120
<b>Capítulo 6. Análisis de cimentaciones para torres de transmisión</b>	<b>123</b>
6.1 Diagrama de cuerpo libre	124
6.1.1. Torre en suspensión	125
6.1.2. Torre en ángulo	126
6.1.3. Torre en terminal	126
6.1.4. Análisis de las cimentaciones	127
6.2. Efecto sobre las cimentaciones	131

6.2.1. Procedimiento para el diseño geotécnico de los cimientos_____	132
<b>Análisis de resultados</b> _____	<b>141</b>
<b>Conclusiones</b> _____	<b>159</b>
<b>Referencias bibliográficas</b> _____	<b>161</b>
<b>Anexos</b> _____	<b>165</b>
<b>Anexo A</b> _____	<b>167</b>





### Lista de tablas

Tabla 1. Tensiones nominales empleadas en el Perú_____	10
Tabla 2. Diferencias entre el vidrio y porcelana como materiales para aisladores._____	44
Tabla 3. Valores del factor $\eta_H$ para corrección de _____	64
Tabla 4. Valores del factor $\eta_B$ para corrección de N _____	64
Tabla 5. Valores del factor $\eta_S$ para corrección de N _____	64
Tabla 6. Valores del factor $\eta_R$ para corrección de N _____	64
Tabla 7. Correlaciones de Szechy y Vargi por N para suelos cohesivos_____	65
Tabla 8. Tamaño de abertura para cada tamiz_____	71
Tabla 9. Clasificación para suelos gravosos según clasificación SUCS_____	76
Tabla 10. Nombres completos de suelos gravosos según clasificación SUCS_____	76
Tabla 11. Clasificación para suelos arenosos según clasificación SUCS_____	77
Tabla 12. Nombres completos de suelos arenosos según clasificación SUCS_____	77
Tabla 13. Propiedades físicas y mecánicas para diferentes tipos de suelo (Según la clasificación en suelo austriaco y/o suizo)_____	85
Tabla 14. Valores de 's', según la condición de $\frac{s}{\sigma}$ _____	87
Tabla 15. Valores de factor de seguridad para la carga admisible del suelo_____	87
Tabla 16. Grados de construcción para los conductores de suministros solos, en el cruce, o en las mismas estructuras con otros conductores_____	102
Tabla 17. Grados de construcción para los conductores de comunicación solos o en posición superior del cruce o en postes conjuntos_____	103
Tabla 18. Viento y temperatura para las zonas de carga A, B y C_____	106
Tabla 19. Viento, hielo y temperatura para las áreas de carga 1, 2 y 3_____	107
Tabla 20. Factores de sobrecarga que usaran con los factores de resistencia del Código Nacional de Electricidad_____	110
Tabla 21. Zona de carga I: Para altitudes <3000 m.s.n.m._____	110

Tabla 22. Zona de Carga II: Para altitudes entre 3000 - 4000 m.s.n.m_____	111
Tabla 23. Zona de Carga III: Para altitudes mayores a 4000 m.s.n.m_____	112
Tabla 24. Fuerzas en el cable de guarda para todas las hipótesis_____	142
Tabla 25. Fuerzas en el cable conductor 1 para todas las hipótesis_____	143
Tabla 26. Fuerzas en el cable conductor 2 para todas las hipótesis_____	143
Tabla 27. Fuerzas en el cable conductor 3 para todas las hipótesis_____	144
Tabla 28. Fuerzas totales para todas las hipótesis_____	144
Tabla 29. Momentos totales para todas las hipótesis_____	146
Tabla 30. Fuerzas totales que llegan a las bases (1/2)_____	147
Tabla 31. Fuerzas totales que llegan a las bases (2/2)_____	148
Tabla 32. Comparativa aproximada entre ambos tipos de cimentación_____	155



## Lista de figuras

Figura 1. Línea de transmisión de 33 kV C. T. Malacas – S. E. Talara	8
Figura 2. Línea de distribución en la ciudad de Ilo	8
Figura 3. Curva catenaria formada por un conductor en suspensión entre dos puntos de apoyo	11
Figura 4. Parámetros involucrados en la ecuación de la catenaria	11
Figura 5. Vano a desnivel	13
Figura 6. Vano viento y vano peso en líneas de transmisión	14
Figura 7. Fenómeno de levantamiento en una estructura	16
Figura 8. Representación matemática del tramo de una línea de transmisión	17
Figura 9. Partes de una torre autosoportada, vista frontal	22
Figura 10. Partes de un torre autosoportada, vista de perfil	23
Figura 11. Torre retenida, configuración tipo portal	24
Figura 12. Torre retenida tipo “V”	24
Figura 13.: Marco de remate perteneciente a la subestación La Niña	25
Figura 14. Partes de un poste troncónico	26
Figura 15. Tipos de cimentaciones en postes troncónico	26
Figura 16. Partes de un poste tipo “lindero”	27
Figura 17. Partes de un poste tipo “transición”	27
Figura 18. Estructura conformada por postes de madera “Tipo H”, suspensión	28
Figura 19. Estructura conformada por postes de madera “Tercia”, deflexión o remate	28
Figura 20. Estructura conformada por poste de concreto “Tipo H”, suspensión	29
Figura 21. Estructura conformada por postes de concreto “Tercia”, deflexión o remate	29
Figura 22. Vista en planta de la distribución de estructuras en suspensión	30
Figura 23. Trayectoria de la línea y ángulos de deflexión	31
Figura 24. Secuencia de transposición simple en una línea de transmisión	31
Figura 25. Estructura tipo “Lindsey”	32

Figura 26. Torre con un circuito, un conductor por fase, configuración delta	33
Figura 27. Torre con un solo circuito, con cuatro conductores por fase, configuración horizontal	34
Figura 28. Torre con un solo circuito, un conductor por fase, configuración vertical	35
Figura 29. Torre con dos circuitos, un conductor por fase, configuración delta	35
Figura 30. Cimentaciones tipo grilla o emparrillada	37
Figura 31. Configuraciones típicas de zapatas aisladas	38
Figura 32. Distribución de presiones según tipo de suelo	38
Figura 33. Diferentes solicitaciones según la dirección del viento	38
Figura 34. Pila acampanada o “pata de elefante”	39
Figura 35. Detalle de pilotes, otro tipo de cimentación	40
Figura 36. Losa de Cimentación	40
Figura 37. Conductores homogéneos de aluminio	41
Figura 38. Tipos de conductores según su recubrimiento	42
Figura 39. Partes de un aislador de vidrio	44
Figura 40. Detalle de aislador de soporte	45
Figura 41. Partes de un aislador de suspensión	46
Figura 42. Aislador tipo espiga	46
Figura 43. Ménsula de suspensión	47
Figura 44. Partes de un stub	47
Figura 45. Disposición más común según altura	48
Figura 46. Perfil y planta de los cerramientos de una torre de transmisión	48
Figura 47. Perfil de cuerpo recto de una torre de transmisión	49
Figura 48. Tronco piramidal de una torre de transmisión	50
Figura 49. Grillete de anclaje	51
Figura 50. Grapa tipo pistola, enlaza cables de la torre	51
Figura 51. Partes de un amortiguador tipo stockbridge	52
Figura 52. Separar tipo Dúplex	52
Figura 53. Sistema típico de tensión	53
Figura 54. Blinda para conductor	53
Figura 55. Mapa de niveles isoceraúnicos	56
Figura 56. Ubicación de zonas de carga y áreas superpuestas	58
Figura 57. Medidas estándares de la cuchara partida	62
Figura 58. Representación gráfica del ensayo SPT	62

Figura 59. Influencia de ensayos de exploración en el costo total del proyecto_____	70
Figura 60. Estados de consistencia desarrollados por Atterberg_____	74
Figura 61. Carta de plasticidad de Casagrande_____	78
Figura 62. Nombres completos de suelos de partículas finas, en las cuales su límite líquido no sea mayor que 50_____	79
Figura 63. Nombres completos de suelos de partículas finas, en las cuales su límite líquido sea mayor o igual que 50_____	78
Figura 64. Nombres completos de suelos de partículas finas “OL” con material orgánico__	80
Figura 65. Nombres completos de suelos de partícula finas “OH” con material orgánico__	81
Figura 66. Bloque de cimentación_____	89
Figura 67. Bloque de cimentación mostrando el área diferencial “dy*b”_____	89
Figura 68. Variación de $C_y$ _____	91
Figura 69. Función $\sigma_y$ , de acuerdo a la Ec 4-15 es la línea sobre el área sombreada._____	92
Figura 70. Inclinación del bloque de cimentación_____	94
Figura 71. Bloque de cimentación cuya inclinación ha superado el criterio de diseño_____	95
Figura 72. Vista de planta de la zapata_____	96
Figura 73. Variación del índice de compresibilidad en la zapata_____	96
Figura 74. Curva del polinomio inicial del cable_____	113
Figura 75. Curva del polinomio final del cable_____	114
Figura 76. Cimentación mono bloque en torres de celosía_____	123
Figura 77. Tipos de torres en una línea de transmisión_____	124
Figura 78. Fuerzas en una estructura en euspensión_____	125
Figura 79. Fuerzas en la cimentación en la estructura en suspensión_____	126
Figura 80. Fuerzas en una estructura en ángulo_____	126
Figura 81. Fuerzas en una estructura en anclaje_____	127
Figura 82. Fuerzas en una torre ejemplo_____	128
Figura 83. Fuerzas pares que llegan a los cimientos_____	130
Figura 84. Pre dimensionamiento de la zapata_____	133
Figura 85. Prisma de arranque_____	134
Figura 86. Fuerzas estabilizantes en el volteo global_____	136
Figura 87. Fuerzas estabilizantes en el volteo_____	137
Figura 88. Fuerzas estabilizantes en el arrancamiento_____	138
Figura 89. Esfuerzos actuantes en la cimentación_____	139

Figura 90. Árbol de cargas para la torre S_____	141
Figura 91. Cimiento de la torre S_____	148
Figura 92. Torre con cimentación monobloque_____	152
Figura 93. Cimentación monobloque_____	153
Figura 94. Elevación y planta de cimiento diseñado por el método de patas separadas_____	155
Figura 95. Elevación y planta de cimiento diseñado por el método de Sulzberger_____	155
Figura 96. Comparativa entre ambos tipos de cimentación_____	156



## **Introducción**

La transmisión y distribución de energía eléctrica tiene gran importancia a nivel mundial y en nuestro país, es el factor principal para el desarrollo de ámbitos como el económico, educativo, industrial, entre otros. Las redes eléctricas sirven como nexo entre las centrales generadoras y los puntos de consumo de energía en cualquier sistema eléctrico, hoy en día, desde los más pequeños centros poblados hasta las más grandes ciudades, dependen de la electricidad para su constante desarrollo. Es por esto que el correcto y seguro diseño de las estructuras eléctricas toma gran importancia.

Las torres son parte principal en las redes de transmisión, y deberán ser diseñadas para soportar cargas de operación y servicio impuestas por el proyecto, a fin de garantizar un correcto desempeño y vida útil estimada. Las cimentaciones tienen un porcentaje de incidencia de 20% en el costo total del proyecto, además de ser la principal fuente de apoyo en toda la estructura (Consejo Internacional de Grandes Redes Eléctricas [CIGRE], 1991).

El diseño de las cimentaciones para las torres de transmisión de energía depende de factores como la posición y tipo de torre, el nivel de tensión, propiedades mecánicas del conductor y cable guarda, presión de viento actuante, cargas vivas y excepcionales, entre otros factores, cuyo concepto y cálculo dependen de las hipótesis planteadas por el proyectista. Todos estos factores se irán explicando en el desarrollo de los capítulos de la presente tesis.

Muchos proyectos en nuestro país desarrollan el diseño de sus cimentaciones por el Método de Sulzberger, sin embargo no está presente una bibliografía para la metodología que se debería usar, por lo que en la presente tesis se desarrolla una investigación integral, la cual dispone de todo el proceso de cálculo y diseño geotécnico de las cimentaciones.



## **Capítulo 1**

### **Generalidades**

Este primer capítulo abarca la importancia de la investigación, mencionando los antecedentes a esta tesis, la problemática y/o situación actual del diseño de cimentaciones para este tipo de estructuras en Perú. Además plantea la justificación por la cual se ha decidido ahondar en este tema de investigación. Esto servirá al lector para entender el contexto en el cual se ha desarrollado el estudio y reconocer los objetivos a través de los capítulos.

#### **1.1. Antecedentes**

Desde que el país empezó a producir electricidad, surgió la necesidad de transportarla y distribuirla, desde las centrales eléctricas hasta los asentamientos poblacionales más lejanos, conllevando así el desarrollo en aspectos industriales, económicos, agropecuarios, entre otros.

Es en este marco que las líneas de transmisión adoptan una importante relevancia, al ser los principales artífices del correcto transporte y distribución de energía eléctrica. Si bien es cierto, el cálculo electro-mecánico compete a profesionales de ese ámbito, el ingeniero civil deberá ser capaz de comprender dichos conceptos para saber interactuar con ellos a fin de verse reflejados en un correcto diseño de la cimentación.

Las cimentaciones son parte significativa del costo total de la línea y su correcto diseño estará en función a las solicitaciones a las que será expuesta la estructura superior y el tipo de suelo existente en el sitio proyectado para la instalación de la torre. En el Perú se suele optar por diversos métodos de cimentación que van desde pilas acampanadas, zapatas aisladas o pilotes con vigas de amarre.

Antiguamente, hasta mediados de la década de los 70's, se solían utilizar cimentaciones tipo grilla, embebidas en asfalto como recubrimiento para evitar la corrosión. Estas eran enterradas en el suelo a profundidades cercanas a 3-4 metros. Este tipo de fundaciones están formadas por perfiles (stubs) y accesorios que comprenden el montante principal, pernos,

tuercas, riostras y arandelas. La posición de los perfiles es determinada por el proyectista, y depende de cada tamaño y tipo de torre y debían cumplir ciertos valores de tolerancia para el posterior montaje de la estructura.

Hoy en día las cimentaciones semiprofundas son las de mayor demanda en proyectos de líneas eléctricas debido a su empleo sistemático en las torres de transmisión eléctrica y estructuras similares. Sin embargo, este tipo de cimentaciones son las menos estudiadas por la literatura geotécnica.

A pesar de la falta de información sobre estudios de este tipo en el medio local, se ha tenido en cuenta documentos y manuales de procedencia extranjera para los criterios generales de análisis y diseños, entre ellos el IEEE Std. 691 Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing de Estados Unidos (2001) y el Manual para Diseño de Líneas de Transmisión Aéreas propuesto por la Comisión Federal de Electricidad de México (2012), tratando de adaptar estos criterios a los requerimientos exigidos por el Código Nacional de Electricidad del Perú.

## **1.2. Planteamiento del problema**

El sistema de transmisión de energía eléctrica está formado por estructuras de soporte, conocidas como torres de transmisión, cuyo análisis y diseño es responsabilidad de una gama de profesionales, entre ellos los ingenieros civiles, los cuales deberán tener experiencia tanto en el diseño estructural de la torre, como en el diseño de la cimentación, de tal manera que se satisfaga los criterios de seguridad.

En el Perú, día a día, se siguen desarrollando proyectos de esta magnitud, sin embargo, los estudios e investigaciones de autoría nacional en este ámbito resultan bastante reservados. El cálculo de fuerzas actuantes en la estructura, el cual es parte determinante en el diseño de las cimentaciones, resulta incierto en la normativa peruana, por lo que esta tesis propone pautas a seguir para su correcto cálculo.

Es entonces necesaria la redacción de los distintos criterios para el diseño de fundaciones tanto en postes, como en torres de líneas de transmisión aérea, la cual englobe diferentes cálculos, desde electromecánicos hasta geotécnicos.

## **1.3. Objetivos**

### **1.3.1. Objetivos generales**

- Determinar la cimentación mucho más sencilla de cálculo, económicamente viable y menos compleja de construir que satisfaga con los parámetros de seguridad necesarios.

### 1.3.2. Objetivos específicos

- Describir los conceptos mecánicos y eléctricos de las líneas de transmisión de alta tensión.
- Examinar aspectos correspondientes a la exploración de suelos, abarcando su reconocimiento y clasificación.
- Enunciar y analizar el diseño de cimentaciones monolíticas bajo el Método de Diseño Sulzberger y cimentaciones aisladas.
- Interpretar los resultados de ambas cimentaciones, evaluándolas bajo los parámetros de seguridad, sencillez de cálculo, económico y complejidad de construcción.

### 1.4. Alcances de la investigación

La presente tesis tiene como alcance particular estipular una estricta metodología para el diseño geotécnico de las cimentaciones en torres de transmisión eléctrica con el fin de disponer de la bibliografía necesaria para el correcto desarrollo de proyectos de esta índole.

La investigación busca generar, de forma ordenada, pasos para el correcto diseño de las cimentaciones de una torre de transmisión, abordando distintos criterios para el cálculo correspondiente de cargas y de la cimentación en sí misma.

El alcance incluye la revisión de memorias de cálculo correspondientes al proyecto “Línea de Transmisión de 60KV C.H. Chancay – Subestación Huaral”, de manera que sirva de comparación con los resultados obtenidos por la metodología propuesta.

Es conveniente señalar que no se pretende profundizar en la rama de la ingeniería eléctrica y en el diseño electro-mecánico que conlleva la línea de transmisión, pero la investigación detalla dichos conceptos para un mejor entendimiento.

Finalmente indicar que no es propósito de la tesis ahondar en el análisis sísmico de la estructura y como esta podría verse afectada ante una sollicitación de este tipo, sin embargo se recomienda a los diseñadores profundizar en el tema para un diseño mucho más preciso.

### 1.5. Limitaciones

- En el país se cuenta con poca disponibilidad de información histórica con respecto a las estructuras de soporte en líneas de transmisión eléctrica. Sin embargo se cuenta con la información del proyecto “Línea de Transmisión de 60KV C.H. Chancay – Subestación Huaral”, proporcionado por la empresa consultora Norperuana de Ingenieros S.A.C, la cual elaboró y ejecutó el proyecto.
- Al ser un diseño de cimentación sometido a tensiones, resulta difícil acceder a información referente a este tipo de fundación.

## 1.6. Justificación

El constante desarrollo de la actividad humana va de la mano con un mayor requerimiento de la energía eléctrica tanto en instituciones estatales como en privadas y centros poblacionales. Este crecimiento de las poblaciones urbanas tiene cada vez una mayor dependencia y necesidad de electricidad.

El incremento de la demanda requiere que la transmisión de flujos de energía eléctrica sea cada vez mayor, cables de gran peso capaces de soportar voltajes más altos, topografías cada vez más agrestes, montañosas y grandes desniveles topográficos hacen necesaria la determinación de lineamientos y pautas en el diseño de cimentaciones de líneas de alta tensión.



## Capítulo 2

### Marco teórico – Línea de transmisión de alta tensión

#### 2.1. Conceptos básicos eléctricos

##### 2.1.1. Línea eléctrica

Se entiende por línea de transmisión eléctrica al medio físico bajo el que se realiza la transmisión y distribución de energía eléctrica. Los elementos que la componen varían desde conductores, estructuras de soporte, aisladores hasta accesorios de ajuste, y cables de guarda (mayormente utilizados en líneas de alta tensión, protegiéndolas así de las repentinas descargas atmosféricas) (Bustillos y Perez, 2015).

El estudio de las características eléctricas es muy importante debido a que estas desarrollan un papel fundamental en los conductores de las líneas. Estas características implican magnitudes como impedancia y admitancia, la primera conformada por la resistencia e inductancia, mientras que la segunda está conformada por la susceptancia y la conductancia.

##### 2.1.1.1. Clasificación de las líneas eléctricas

La clasificación aceptada se diferencia por el voltaje que transmitirá la estructura.

###### a) Líneas de transmisión:

Utilizadas para transportar la energía eléctrica para trayectos muy largos como son la distancia entre ciudades, bajo niveles de voltaje superiores o iguales a los 35 kV. Estos sistemas componen el nexo entre las centrales generadoras y las redes de distribución. Se utilizan generalmente conductores metálicos desnudos. La Figura 1 muestra una línea de transmisión típica existente en nuestro territorio nacional.

###### b) Líneas de distribución

Aquellas que van desde las subestaciones hasta los centros de consumo, como son industrias, domicilios y alumbrado público; los valores de tensión están por debajo de los 35 Kv, a continuación, la Figura 2 detalla dicha línea. En cuanto a su configuración, los

conductores de media tensión son desnudos, mientras que en baja tensión se usan conductores aislados, para la seguridad de las zonas urbanas (Viqueira, 2010).



**Figura 1:** Línea de transmisión de 33 kV C. T. Malacas – S. E. Talara.

**Fuente:** “*Petroperú ahora es operador de línea de transmisión eléctrica*”, Flores T., 2015, Revistel.



**Figura 2:** Línea de distribución en la ciudad de Ilo.

**Fuente:** “*Corte de energía en sectores de Ilo*”, Ilo Perú, 2018, Blog Ilo Perú.

### **2.1.2. Tensión**

Según el Código Nacional de Electricidad (2011), la tensión es la diferencia de potencial existente entre dos fases, la cual representa el valor de voltaje (kV) bajo el cual estará operando la línea de transmisión.

Desempeña una labor importante en el diseño de la línea de transmisión, pues esta última no solo está determinada por condicionantes topográficos y climáticos, sino por magnitudes de tensión e intensidad.

De este concepto se derivan dos acepciones; tensión nominal y tensión máxima.

#### **2.1.2.1. Tensión nominal del sistema**

Se denomina “tensión nominal” al valor de tensión eficaz entre fases con las que se es capaz designar o identificar un sistema. Bajo un sistema de condiciones normales son entonces las necesidades de la red eléctrica las cuales determinarán dicho valor.

En el Perú, los valores de tensiones nominales están dictaminados en el acápite 017.A Sección 1 del Código Nacional de Electricidad (2011) tal como ilustra la Tabla 1.

#### **2.1.2.2. Tensión máxima del sistema**

Se denomina “tensión máxima” al valor más alto de voltaje que opera en el sistema, el cual ocurre en condiciones normales, en cualquier momento y cualquier punto del sistema. No se consideran las variaciones de tensión de corta duración debida a defectos, operaciones de maniobra o desconexiones repentinas (NTP-IEC 60038, 2009).

#### **2.1.2.3. Fase**

En términos técnicos se le conoce como fase a la intensidad o el valor de la fuerza electromotriz de la corriente alterna que ocupa en un determinado sistema eléctrico. Es entonces que los sistemas monofásicos contienen una corriente alterna (fase), mientras que los sistemas bifásicos y trifásicos, contienen dos o tres fases con similar frecuencia y amplitud, pero con grados de diferencia ( $^{\circ}$ ).

## **2.2. Conceptos mecánicos**

### **2.2.1. Deflexión**

Se le conoce como deflexión al ángulo de cambio de dirección en la trayectoria de la línea en cuestión. Este cambio genera fuerzas transversales sobre la estructura, las cuales desempeñan un papel importante dentro del diseño propio de la estructura. Cada estructura deberá soportar la deflexión requerida por el proyecto, de no ser así se seleccionará otra estructura o se modificará la trayectoria, de manera que se reduzca el ángulo de deflexión.

**Tabla 1.** Tensiones nominales empleadas en el Perú

Nivel de tensión	Tensión nominal	Descripción CNE
Baja tensión	380 / 220 V	Conjunto de niveles de tensión utilizados para la distribución. Límite superior de $U \leq 1$ kV.
	440 / 220 V	
Media tensión	20,0 kV	Conjunto de niveles de tensión comprendido entre la alta y baja tensión. Límites de $1 \text{ kV} < U \leq 35$ kV.
	22,9 kV	
	33 kV	
	22,9 / 13,2 kV	
	33 / 19 kV	
Alta tensión	60 kV	Conjunto de niveles de tensión que excede la baja tensión, superior a los utilizados en los sistemas eléctricos para la transmisión masiva de electricidad. Límites de $35 \text{ kV} < U \leq 230$ kV
	138 kV	
	220 kV	
Muy alta tensión	500 kV	Nivel utilizado para la transmisión, superior a 230 kV.

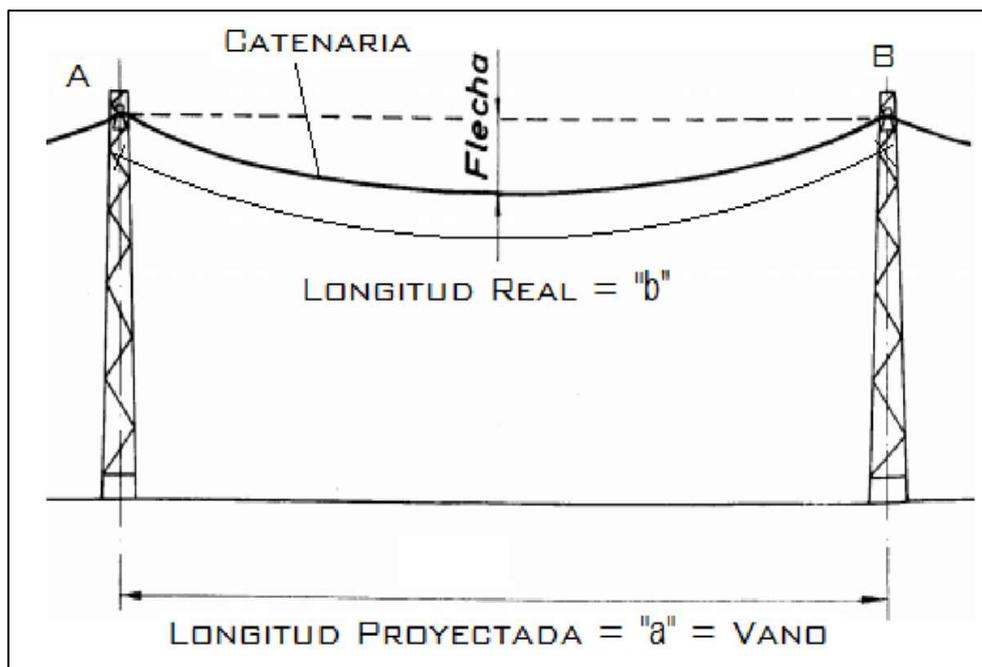
**Fuente:** Adaptado de “Código Nacional de Electricidad”, Dirección General de Electricidad, 2011, Ministerio de Energía y Minas.

### 2.2.2. Vano efectivo

Se le denomina “vano efectivo” a la distancia horizontal entre dos estructuras consecutivas. Son utilizados para fines de diseño, los más utilizados en proyectos de ámbito electromecánico son el vano viento y el vano peso.

### 2.2.3. Catenaria

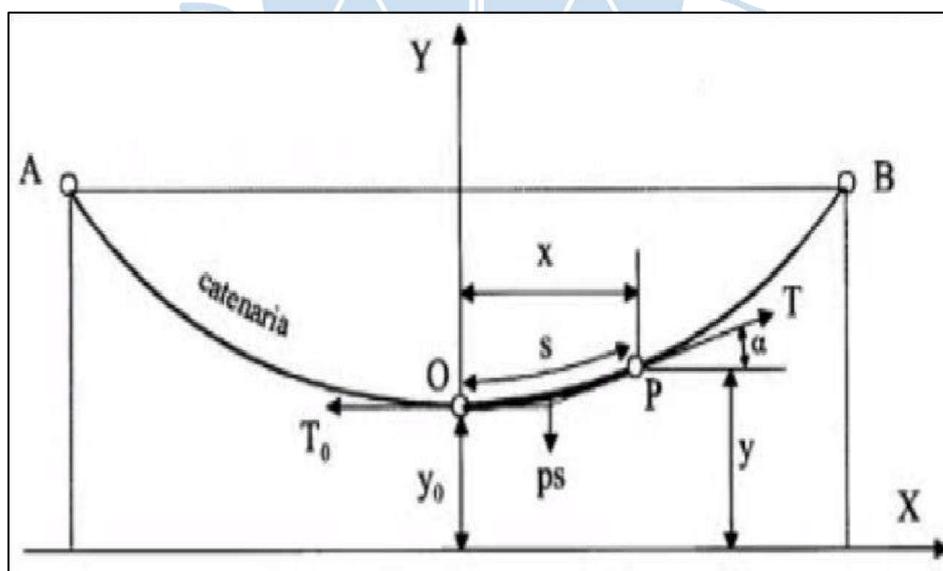
Se entiende por catenaria al conductor que se encuentra en libre suspensión entre dos apoyos, el cual refleja una curva. La Figura 3 muestra el conductor suspendido entre los puntos de apoyo A y B. Se habla de dos longitudes, una real y una proyectada en un plano horizontal. Si ambos puntos de apoyo se encuentran en el mismo nivel, estos pueden tomarse como el mismo valor. Sin embargo, en vanos que presentan desnivel entre sus apoyos, ya no será posible esta aproximación. Es importante caracterizar al conductor como perfectamente flexible, homogéneo e inextensible (no presenta aumento en su longitud) ante la sollicitación de la fuerza gravitatoria con carga continua distribuida en toda su longitud, para así poder realizar análisis de su influencia en el cálculo mecánico de los conductores.



**Figura 3.** Curva catenaria formada por un conductor en suspensión entre dos puntos de apoyo.

**Fuente:** Elaboración propia.

Las ecuaciones 2.1 y 2.2 hacen referencia a la ecuación de la catenaria (Moreno, 2004) para cualquier conductor que presente las características antes descritas, además, es pertinente presentar la Figura 4, la cual grafica los parámetros involucrados.



**Figura 4.** Parámetros involucrados en la ecuación de la catenaria.

**Fuente:** Elaboración propia.

$$c = \frac{T}{W_c} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

$$y = c + \frac{x^2}{2c} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Dónde:

y: Distancia desde la superficie a un punto arbitrario de la catenaria del conductor[m]

c: Parámetro de la catenaria, relación entre la tensión en el punto más bajo de la catenaria y el peso unitario del conductor[m]

T: Tensión en el punto más bajo de la catenaria [kg]

Wc: Peso unitario del conductor [kg/m]

x: Distancia horizontal desde el punto más bajo de la catenaria a un punto arbitrario del conductor [m]

#### 2.2.4. Flecha

Se conoce como “flecha” a la máxima longitud vertical entre un punto de la curva formada por el cable en una posición de equilibrio determinada, y la recta imaginaria horizontal que une ambos apoyos y se describe por la ecuación 2.3. La recta tangente a la curva en el punto donde se produce la flecha, será la paralela a la recta mencionada (Moreno, 2004).

La Figura 3 presenta un caso gráfico en el cual ambas estructuras de apoyo se encuentran a nivel, se ha resuelto por el método de la parábola el cálculo de la flecha para esta situación:

$$f = \frac{a^2 p}{8T_o}$$

(Ec. 2.3)

Dónde:

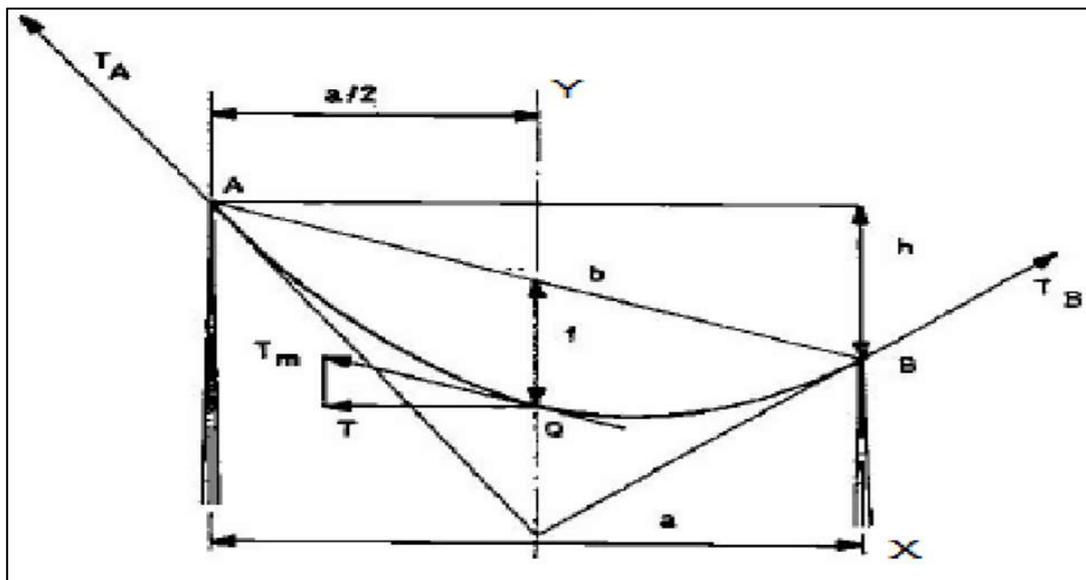
f : Flecha máxima [m]

a: Vano efectivo o longitud proyectada [m]

p: Peso unitario del conductor [kg/m]

To: Tensión en el punto más bajo de la catenaria [kg]

Sin embargo, a menudo, suele darse el caso en el que las estructuras de apoyo se encuentran en desnivel. De acuerdo con el método Truxá (Simón, 2009), la fórmula, que se describe en la ecuación 2.4, para el caso de que los vanos además de ser inclinados, sean largos, en los cuales son más notorias las diferencias entre la catenaria y la parábola; ver Figura 5. Por otra parte, las fórmulas utilizadas en el método de la parábola nacen de la consideración de los vanos a nivel, en el cual la tensión existente en el punto medio es igual a la componente horizontal y la longitud real “b” se aproxima en demasía a la proyectada “a”.



**Figura 5.** Vano a desnivel.

**Fuente:** “Cálculo de Líneas Eléctricas Áreas de Alta Tensión (Con utilización de medios informáticos)”, Moreno J., 2004, Editorial Málaga, España.

$$f = \frac{pab}{8T} \left( 1 + \frac{a^2 p^2}{48T_o^2} \right) \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Dónde:

f: Flecha máxima [m]

a: Vano efectivo o longitud proyectada [m]

b : Longitud real entre los puntos de apoyo [m]

p: Peso unitario del conductor [kg/m]

To: Tensión en el punto más bajo de la catenaria [kg]

### 2.2.5. Vano viento

Es igual a la semisuma de los vanos adyacentes de la torre de transmisión, proporcional a la fuerza transversal horizontal debida a la carga de viento que actúa en los conductores y cables de guarda. Se detalla en la ecuación 2.5 (Checa, 1988).

$$V_v = \frac{L_1 + L_2}{2} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Dónde:

L1: Longitud vano anterior [m]

L2: Longitud vano posterior [m]

Vv: Vano viento [m]

### 2.2.6. Vano peso

Según Moreno (2004), el vano peso es la longitud horizontal entre los vértices (punto más bajo) de las catenarias a ambos lados de las estructuras de vértice, proporcional a la fuerza vertical de los conductores y cables de guarda. Se muestra en la ecuación 2.6. Ver Figura 6.

$$V_p = L_{p1} + L_{p2} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

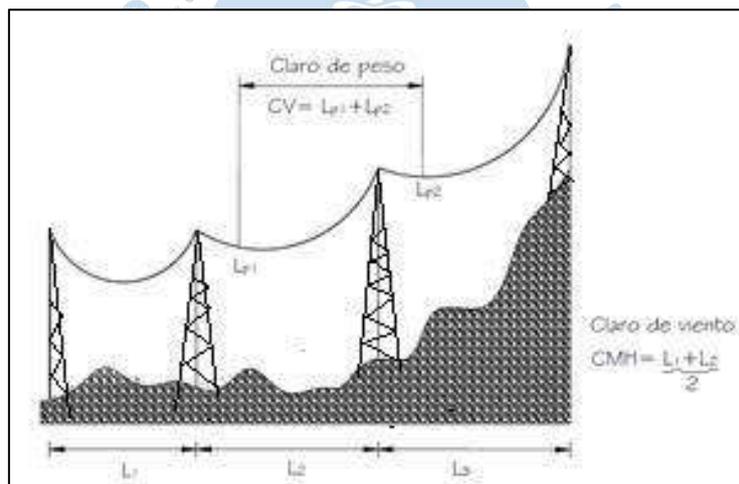
Dónde:

$L_{p1}$  : Longitud del vértice de la catenaria anterior a la estructura [m]

$L_{p2}$  : Longitud del vértice de la catenaria posterior a la estructura [m]

$V_p$  : Vano peso [m]

Si bien es cierto el máximo vano peso permisible no es una condición crítica de diseño, se debe tomar en cuenta pues existen ocasiones en las que generan tiros ascendentes en las torres.



**Figura 6.** Vano viento y vano peso en líneas de transmisión.

**Fuente:** "Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión", Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.

### 2.2.7. Vano regulador

Es aquel vano equivalente que permite obtener la tensión promedio en los vanos de un tramo de línea. En el diseño de línea sirve para determinar la longitud de vano representativa para escoger las tensiones bajo diferentes hipótesis de carga.

El vano regulador es más largo que el vano promedio y menor que el vano máximo. Puede calcularse de manera rápida y preliminar con la Ecuación 2.7, si se desea calcular con mucha más precisión se usa la Ecuación 2.8.

$$a_r = \frac{1}{3} a_{prom} + \frac{2}{3} a_{máx} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

$$a_r = \sqrt{\frac{\sum a^3}{\sum a}} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Dónde:

a : Vano [m]

a r: Vano regulador [m]

a prom: Vano promedio [m]

a máx: Vano máximo [m]

### 2.2.8. Relación entre la componente horizontal de tensión y el punto más alto de fijación del conductor

El Código Nacional de Electricidad (2011), estipula en la Sección 25, concerniente a las cargas para los grados B y C, cuando se presenten las condiciones más desfavorables como la carga de rotura en los conductores, que los parámetros de seguridad sean cumplidos, sobre todo en las tensiones máximas a las que puede estar sometido el conductor en esa situación.

Se sabe que en el vano perteneciente a la línea, la tensión horizontal presenta un valor constante a lo largo de toda la longitud del conductor, y es la tensión resultante la que va cambiando. Eso se debe a la influencia del peso por metro lineal perteneciente al conductor que existe entre el punto arbitrario en cuestión y el vértice de la curva.

En el punto de mayor altura de fijación del apoyo se debe procurar que el coeficiente de seguridad se cumpla, esto debido a que en ese punto, la tracción a la que es sometido el conductor es la máxima.

Es importante conocer el valor máximo horizontal de tensión debido a que es la base para el cálculo de los diferentes parámetros electromecánicos.

Según las propiedades de la parábola, de la Figura 5 se deduce:

- Existe una recta imaginaria vertical que contiene a todos los puntos donde se cortan las tangentes a la curva trazadas desde los apoyos del vano; esta recta pasa a través del punto medio de la recta horizontal A-B.
- Las tangentes a la curva trazadas en los puntos extremos del vano se cortan en un punto que está contenido en una recta vertical que pasa por el punto medio de la recta AB de unión de los puntos de fijación.
- La recta AB es paralela a la tangente a la curva en el punto medio del vano, esto se describe en la ecuación 2.9.

$$T_m = \frac{b}{a}T \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Siendo  $T_m$  la tensión en el punto medio del vano, y  $T$  la componente horizontal de tensión. De acuerdo con lo mencionado en las fórmulas de la parábola, la flecha máxima se produce en el punto medio del vano.

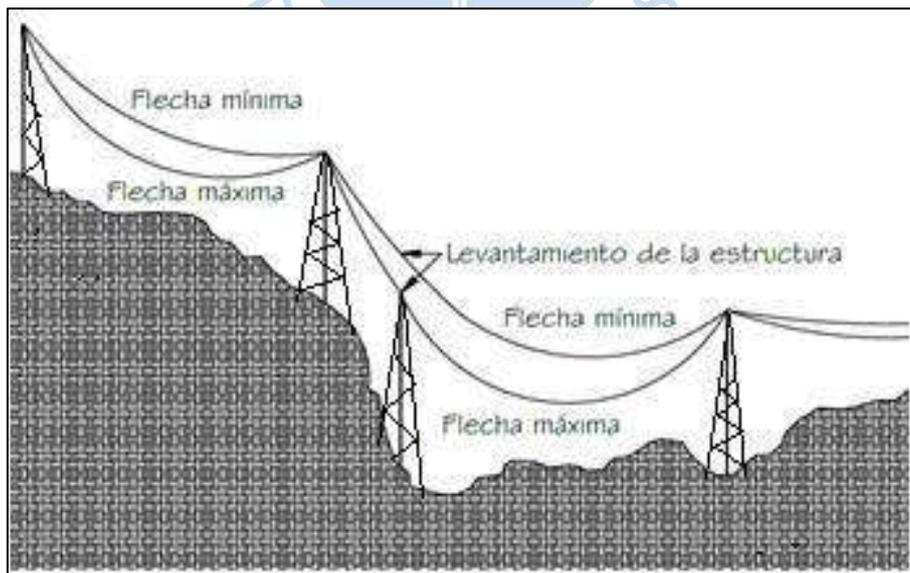
### 2.2.9. Tiro ascendente

Ocurre cuando el vano peso en una estructura es de carácter negativo. Este fenómeno se produce en vanos con gran inclinación, es decir, el punto más bajo de la flecha se localiza más bajo que el soporte de la estructura. Esto indica que el conductor superior ejerce una fuerza hacia arriba (negativa) sobre la estructura inferior, como una fuerza de arrancamiento.

Se procura que la fuerza ascendente generada sea equivalente al peso del conductor medido desde el punto más bajo de la estructura hasta el punto más bajo de la catenaria. En el caso de que no se produzca lo anterior, la fuerza ejercida en los cables levantará los de aisladores. Por lo general esto se produce en condiciones de temperatura mínima y trayectorias en terrenos montañosos (claros a desnivel o inclinados). Por lo general, para la solución de este problema se suele utilizar contrapesos en las cadenas de aisladores o diseñar estructuras a tensión.

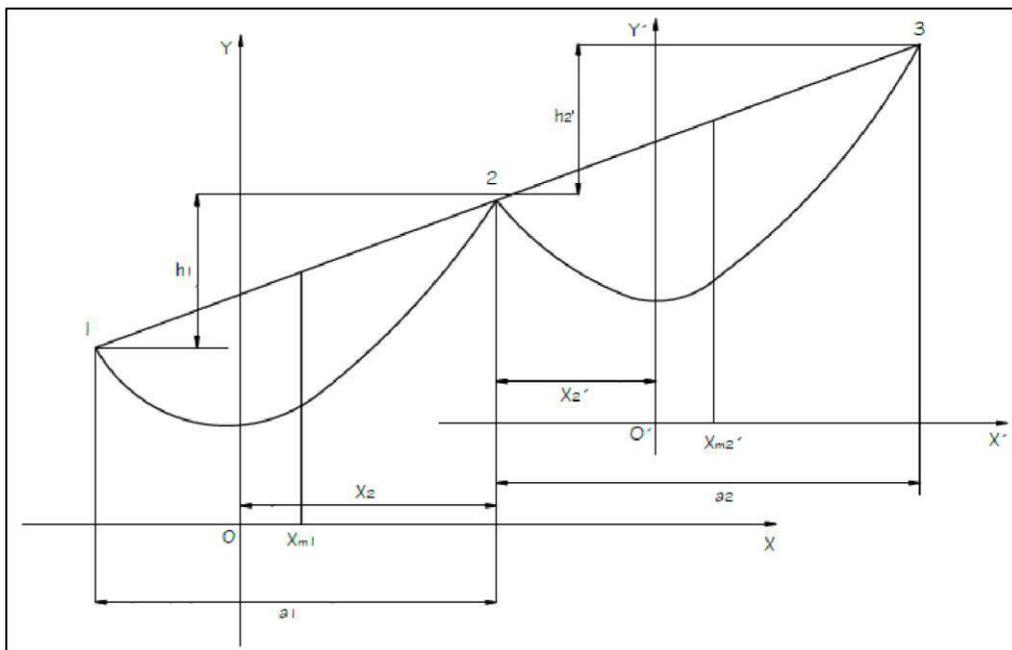
### 2.2.10. Determinación del tiro ascendente “Uplift”

Este fenómeno se muestra en la Figura 7 y el análisis y cálculo del tiro ascendente está basado en la Figura 8, la cual representa un intervalo de la línea de transmisión con vanos a distinto desnivel.



**Figura 7.** Fenómeno de levantamiento en una estructura.

**Fuente:** “Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión”, Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.



**Figura 8.** Representación matemática del tramo de una línea de transmisión.

**Fuente:** "Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión", Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.

Se observa que el tiro ascendente resultante en la estructura número dos, viene dado por el efecto de las adyacentes consiguientes, en los vanos 1 y 2. Para determinar la longitud del conductor en el vano 1, se supone que está nivelado, considerando únicamente los ejes XY, con la ecuación 2.10:

$$L_1 = 2C \operatorname{senh} \left( \frac{a_1}{2C} \right) \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Dónde:

$L_1$ : Longitud del conductor en el vano 1 [m]

$C$ : Parámetro de la catenaria [m]

$a_1$ : Longitud del vano 1 [m]

Entonces la siguiente ecuación 2.11 determina la posición de  $X_{m1}$  en el punto medio del vano:

$$X_{m1} = C \operatorname{senh}^{-1} \left( \frac{h_1}{L_1} \right) \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Dónde:

$L_1$ : Longitud del conductor en el vano 1 [m]

$C$ : Parámetro de la catenaria [m]

$h_1$ : Desnivel del vano 1 [m]

La posición de la estructura 2 será calculada a través de la ecuación 2.12

$$x_2 = x_{m1} + \frac{a_1}{2} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

El tiro vertical en cualquier punto “x” del conductor en el vano 1, como se describe en la ecuación 2.13:

$$T_{x2} = T_o \cosh\left(\frac{x_2}{C}\right) \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Dónde:

To: Tensión mecánica máxima en el conductor [kg]

C: Parámetro de la catenaria [m]

Por lo tanto, el tiro ascendente en la estructura número dos, debido al conductor del vano uno, se calcula de la siguiente manera con la ecuación 2.14

$$T_{v21} = \pm \sqrt{T_{x2}^2 - T_o^2} = \pm \sqrt{T_o^2 \cosh^2\left(\frac{x_2}{C}\right) - T_o^2} = \pm T_o \sinh\left(\frac{x_2}{C}\right) \quad (\text{Ec. 2.14})$$

En la ecuación 2.14 se cumple:

Si  $X_2 < 0 \rightarrow T_{v21} < 0$  Hacia arriba

Si  $X_2 > 0 \rightarrow T_{v21} > 0$  Hacia abajo

Dónde:

Tv21: Tiro ascendente entre estructuras 1 y 2 [kg]

Tx2: Tiro ascendente en cualquier punto del vano [kg]

T0: Tiro máximo resultante en el conductor [kg]

C: Parámetro de la catenaria [m]

X2: Posición cartesiana de la estructura 2.

Si se analiza el vano 2, suponiendo que esta nivelado, con respecto a los ejes X'Y', la longitud entre los soportes 2 y 3 está dada por la ecuación 2.15.

$$L_2 = 2C \sinh\left(\frac{a_2}{2C}\right) \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Dónde:

L2: Longitud del conductor en el vano 2 [m]

C: Parámetro de la catenaria [m]

a2: Longitud del vano 2 [m]

La posición cartesiana de  $X_{m2}$  a la mitad del vano se determina con la siguiente expresión:

$$X_{m2}' = C \operatorname{senh}^{-1} \left( \frac{h_2}{L_2} \right) \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Dónde:

L2: Longitud del conductor en el vano 2 [m]

C: Parámetro de la catenaria [m]

h2: Desnivel del vano 2 [m]

La posición cartesiana de la estructura 2 está dada por la ecuación 2.17.

$$x_2' = x_{m2}' - \frac{a_2}{2} \quad (\text{Ec. 2.17})$$

El tiro vertical en cualquier punto “x” del conductor en el vano 2 está dado por la ecuación 2.18.

$$T_{x2}' = T_o \cosh \left( \frac{x_2'}{C} \right) \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Dónde:

To: Tensión mecánica máxima en el conductor [kg]

C: Parámetro de la catenaria [m]

Por lo tanto, el tiro ascendente en la estructura número dos, debido al conductor del vano dos, se calcula con la ecuación 2.19:

$$T_{v22} = \pm \sqrt{T_{x2}'^2 - T_o^2} = \sqrt{T_o^2 \cosh^2 \left( \frac{x_2'}{C} \right) - T_o^2} = \pm \operatorname{senh} \left( \frac{x_2'}{C} \right) \quad (\text{Ec. 2.19})$$

En la ecuación 2.7 se cumple:

Si  $X_2' < 0 \rightarrow T_{v22} < 0$  Hacia arriba

Si  $X_2' > 0 \rightarrow T_{v21} > 0$  Hacia abajo

Dónde:

Tv22: Tiro ascendente en el soporte 2[kg]

Tv21: Tiro ascendente entre estructuras 1 y 2[kg]

Tx2: Tiro ascendente en cualquier punto del vano [kg]

T0: Tiro máximo resultante en el conductor [kg]

C: Parámetro de la catenaria [m]

X2': Posición cartesiana de la estructura 2 respecto a ejes X'Y'.

Finalmente, el tiro ascendente total en el soporte 2 será dado por la ecuación 2.20.

$$T_{v2}=T_{v21}+T_{v22} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Donde:

Tv2: Tiro ascendente total en el soporte 2[kg]

Tv22: Tiro ascendente en el soporte 2[kg]

Tv21: Tiro ascendente entre estructuras 1 y 2[kg]

El vano peso en el soporte 2 está dado por la ecuación 2.21.

$$a_p = \frac{T_{v2}}{W_c} \quad (\text{Ec. 2.21})$$

Dónde:

ap: Vano peso de la estructura [m]

Tv2: Tiro total ascendente en el apoyo 2[kg]

Wc: Peso por unidad de longitud del conductor [kg/m]

Sin embargo, de la Figura 8 se deduce que el vano peso de la estructura ( $a_p$ ) sería el resultado de la diferencia de los ejes coordenados XY y X'Y' ( $X_2-X_2'$ ), según la ecuación se puede 2.12 puede resultar la ecuación 2.22

$$a_p = X_2 - X_2' \quad (\text{Ec. 2.22})$$

El tiro vertical resultante en el apoyo 2, que se muestra en la ecuación 2.23, se calcula por la ecuación 2.22.

$$T_{v2} = W_c(X_2 - X_2') \quad (\text{Ec. 2.23})$$

De la ecuación 2.15, se tiene la relación entre  $X_2$  y  $X_2'$ , las cuales están definidas por las ecuaciones 2.5 y 2.10, por lo tanto se deduce que el vano peso está determinado por la ecuación 2.24.

$$a_p = x_2 - x_2' = x_{m1} - x_{m2}' = x_{m1} + \frac{a_1}{2} - \left( x_{m2}' - \frac{a_2}{2} \right) = x_{m1} - x_{m2}' + \frac{a_1 + a_2}{2} = x_{m1} - x_{m2}' + a_v \quad (\text{Ec.2.24})$$

Finalmente se tiene la igualdad del vano peso con la posición en el plano de los ejes XY y X'Y' en el punto medio del vano se puede ver por la ecuación 2.25.

$$a_p - a_v = X_{m1} - X_{m2}' \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Dónde:

ap: Vano peso de la estructura [m]

av: Vano viento [m]

Xm1: Posición de la estructura 1 en el punto medio del vano en los ejes XY [m]

Xm2': Posición de la estructura 2 en el punto medio del vano en los ejes X'Y' [m]

### 2.2.11. Ecuación de cambio de estado

Para la obtención de las tensiones correspondientes a diferentes temperaturas y sobrecargas se ha utilizado la ecuación de cambio de condiciones, la cual se presenta en la ecuación 2.26.

$$T_2^2(T_2 + \frac{a^2 p_1^2 S}{24T_1^2 E} + \partial(\theta_2 - \theta_1) \frac{S}{\varepsilon} - T_1) = \frac{a^2 p_2^2 S}{24\varepsilon} \quad (\text{Ec. 2.26})$$

Dónde:

T1: Tensión inicial del conductor [kg]

T2: Tensión final del conductor [kg]

$\theta_1$ : Temperatura inicial del conductor en condiciones EDS (Everyday Stress) [C°]

$\theta_2$ : Temperatura correspondiente a la hipótesis de carga correspondiente [C°]

p1: Peso unitario del conductor [kg/m]

p2: Resultante del peso unitario del conductor más la sobrecarga correspondiente [kg/m]

S: Sección del conductor [mm<sup>2</sup>]

E: Módulo de Elasticidad [kg/mm<sup>2</sup>]

$\varepsilon$ : Coeficiente de alargamiento elástico, inverso al módulo de elasticidad [mm<sup>2</sup>/kg]

a: Vano de cálculo[m]

$\partial$ : Coeficiente de dilatación lineal del cable 1/C°]

La cual bajo artificios matemáticos queda convertida en cómo se presenta en las ecuaciones 2.27 y 2.28.

$$A = \frac{a^2 p_1^2 S}{24T_1^2 \varepsilon} + \partial(\theta_2 - \theta_1) \frac{S}{\varepsilon} - T_1 \quad (\text{Ec. 2.27})$$

$$B = \frac{a^2 p_2^2 S}{24\varepsilon} \quad (\text{Ec. 2.28})$$

Donde la tensión final resultante es la raíz real de la ecuación Ec 2.29

$$T_2^2(T_2 + A) = B \quad (\text{Ec. 2.29})$$

A partir de esta ecuación, para cada vano se obtendrán valores de tensión, en función a la temperatura y sobrecarga correspondiente.

### 2.3. Tipos de estructura

Las estructuras utilizadas para las líneas de transmisión pueden dividirse en distintos tipos según su geometría y funcionalidad, entre ellos se tiene:

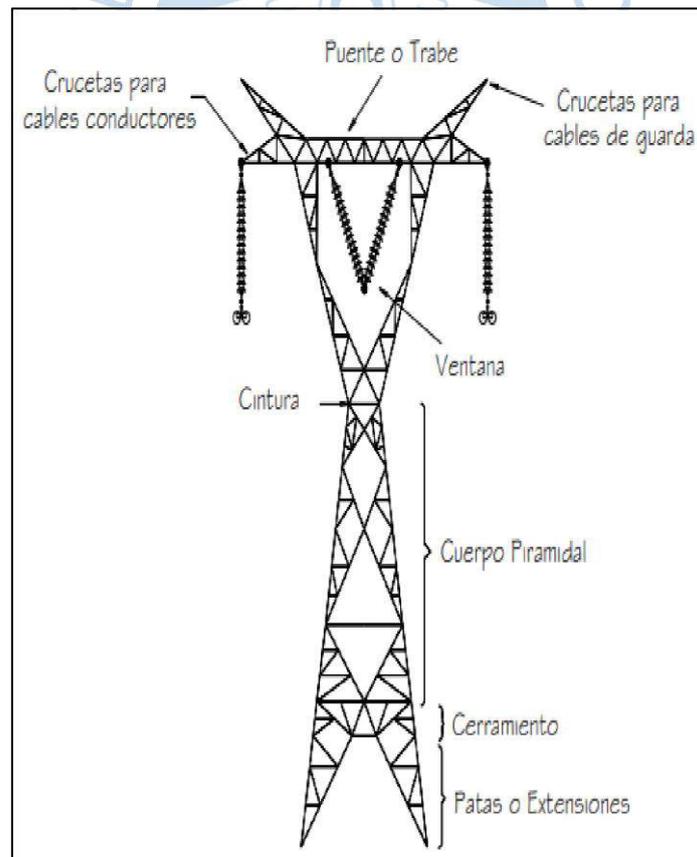
#### 2.3.1. Torres autoportadas, retenidas y marcos de remate

##### 2.3.1.1. Torres autoportadas

Según el Manual para Diseño de Líneas de Transmisión (2012), se le denomina “torres autoportadas” (“*Self-supporting lattice Steel tower*”) a las estructuras diseñadas con acero, que por su configuración y capacidad tienen la característica de resistir las fuerzas de su propio peso, cables conductores y de guarda, y sus respectivas acciones de armado.

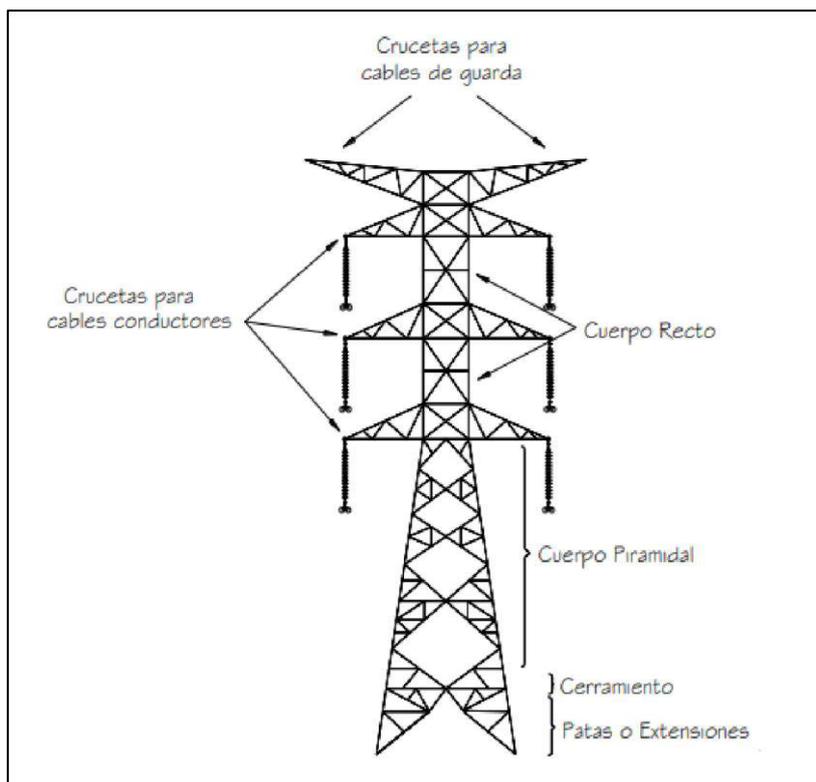
Por lo general, las torres autoportadas suelen aplicarse en cualquier tipo de terreno. Además, es posible diseñarse diversas disposiciones de circuitos con una variedad de distribuciones de fases, resultando ser un gran diseño desde el punto de vista económico aún en caso de solicitudes de estructuras con gran altura.

La Figura 9 y Figura 10 detallan de manera gráfica cada parte de esta estructura.



**Figura 9.** Partes de una torre autoportada, vista frontal.

**Fuente:** “Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión”, Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.



**Figura 10.** Partes de un torre autosostenida, vista de perfil.

**Fuente:** “Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión”, Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.

### 2.3.1.2. Torres retenidas

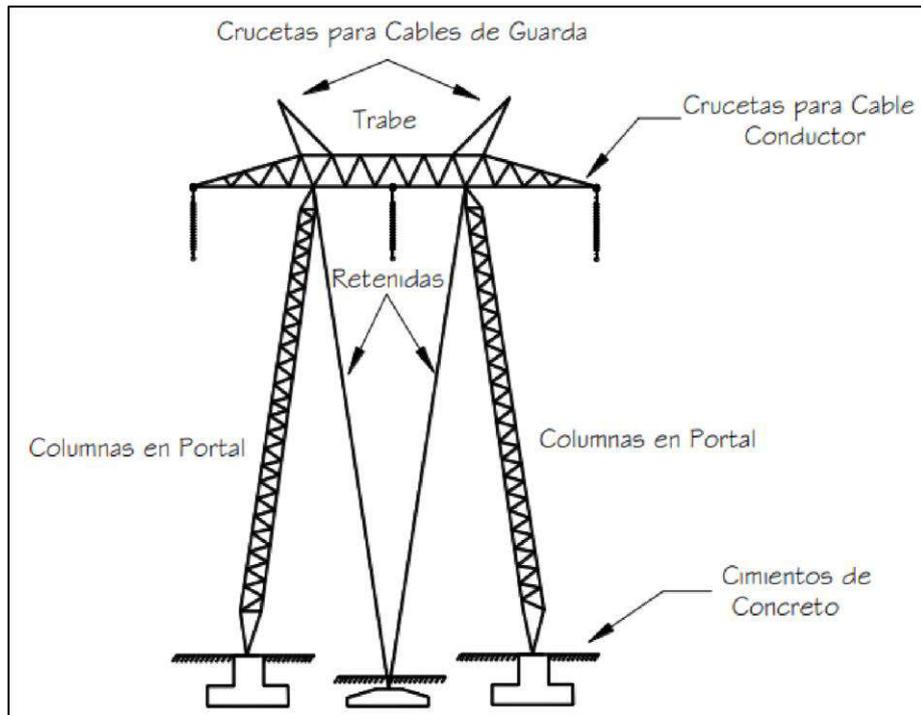
Las denominadas “torres retenidas” (Guyed steel tower) están diseñadas con celosía de acero, y que, para soportar su peso propio, el de los cables conductores y de guarda, se ven en la necesidad de anclarse al terreno mediante cables y estructuras llamadas “retenidas”.

Estos bloques de concreto, que actúan como base de las retenidas, son elementos de gran importancia pues actúan directamente como anclaje, evitando así cualquier acción de arrancamiento por las tensiones.

Las torres retenidas presentan características singulares, como peso ligero y dimensiones ampliamente robustas, además requieren un constante mantenimiento.

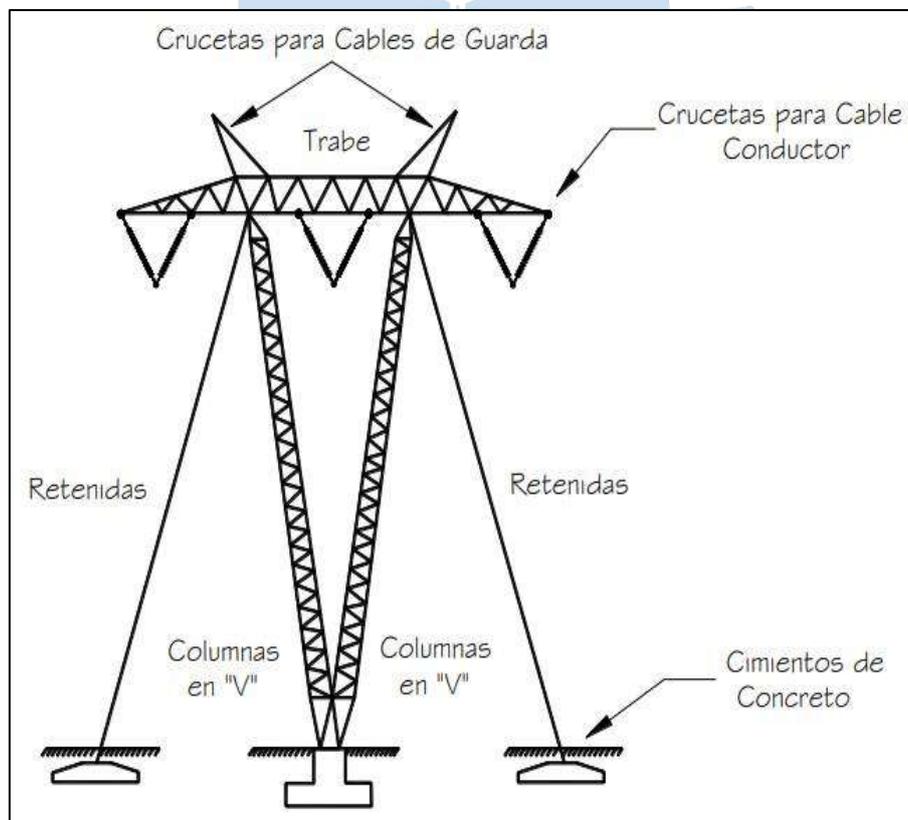
La aplicación de estas torres es común en líneas de grandes longitudes que presenten un solo circuito, en especial para topografías planas y accesibles. Para el uso de estas estructuras en zonas agrícolas es importante realizar un estudio para el refuerzo de anclas de cimentación, de manera que se minimice el deterioro por la utilización de máquinas agrícolas.

Fue en los años 30’s que se empezó con el uso de las torres retenidas en forma de “H” comúnmente conocidas como “tipo portal”; años más tarde se introduciría la forma en “V”. Las Figuras 11 y 12 detallan gráficamente las partes correspondientes a cada tipo de torre retenida.



**Figura 11.** Torre retenida, configuración tipo portal.

**Fuente:** "Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión", Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.



**Figura 12.** Torre retenida tipo "V".

**Fuente:** "Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión", Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.

### 2.3.1.3. Marco de remate

Estructuras diseñadas de celosía de acero o acero tubular, naturalmente utilizados como estructuras mayores en las subestaciones eléctricas, se presentan como una gran alternativa para la utilización en líneas de transmisión, básicamente ante estructuras que requieran disminuir altura para alcanzar los libramientos exigidos por las distancias dieléctricas, la Figura 13 presenta el marco de remate existente en la subestación de La Niña.

Cuando se presentan tramos de gran longitud, no se recomienda utilizar netamente estructuras de suspensión, ya que al suceder una eventual rotura del cable, puede surgir una falla mecánica sucesiva en gran parte de las estructuras de suspensión de la línea, lo cual es denominado “fallas en cascada”. Para soslayar este suceso indeseable existe la necesidad de alternar estructuras rompe tramos o marcos de remate.



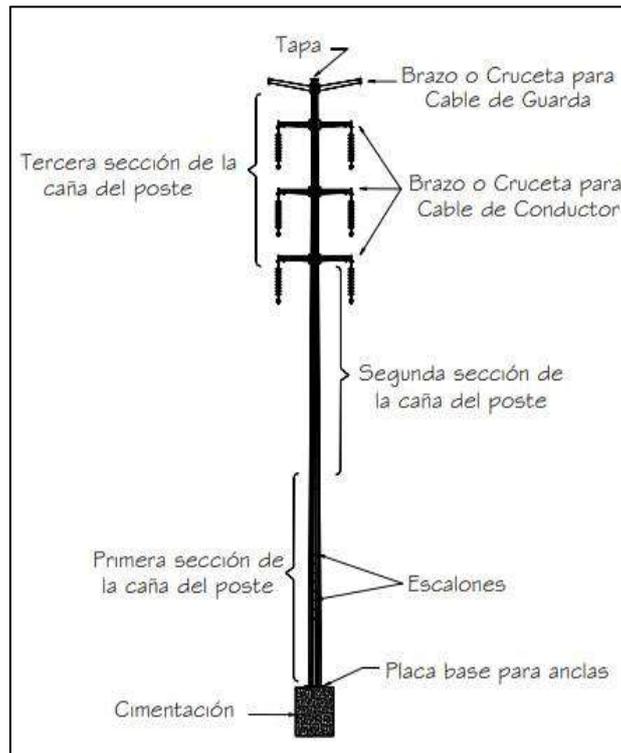
**Figura 13.:** Marco de remate perteneciente a la subestación La Niña.

**Fuente:** “Anteproyecto: Enlace 500Kv La Niña – Piura”, LEME Engenharia, 2016, COES SINAC.

### 2.3.2. Postes troncónicos

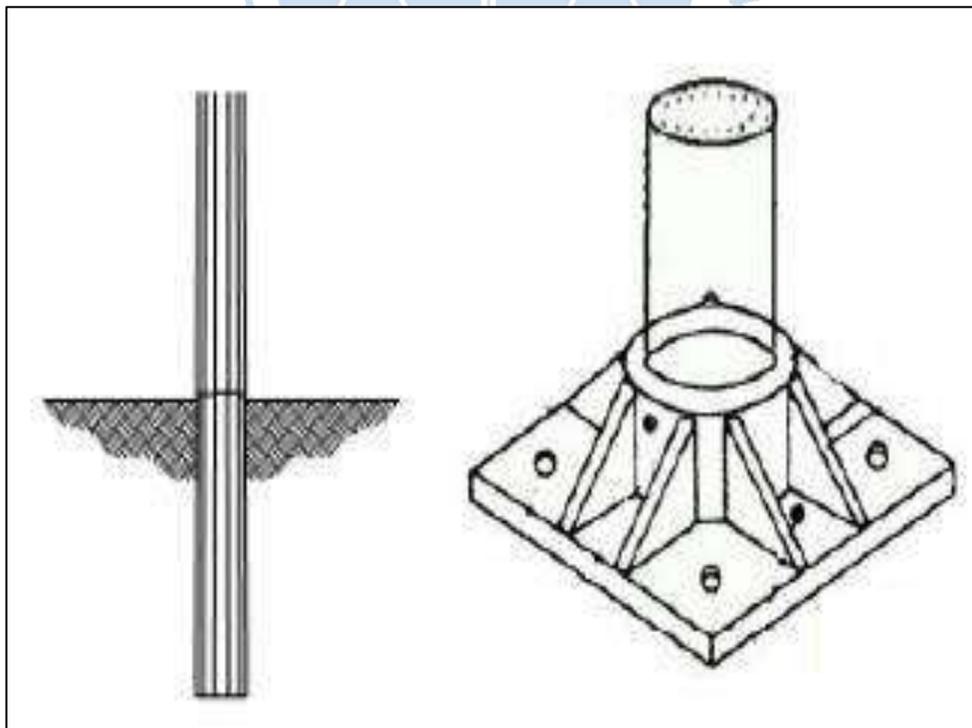
Los postes troncónicos (Conical steel poles) se presentan como estructuras de forma esbelta, conformadas por secciones cónicas de acero no sólidas, sino huecas o tubulares, como se muestra en la Figura 14, usados en zonas de tránsito urbano, las cuales se caracterizan por la estrechez de sus derechos de vía y los claros permitidos son únicamente los interpostales cortos. Típicamente usados para niveles de tensión eléctrica mayores a 115 kV, de gran altura para el enganche de los cables, son capaces de minimizar el impacto visual de las instalaciones. Respecto al tipo de cimentaciones que presentan estas estructuras, son

directamente empotrados como en la imagen izquierda de la Figura 15 o bajo la incorporación de una placa base como en la imagen derecha de la misma figura.



**Figura 14.** Partes de un poste troncocónico.

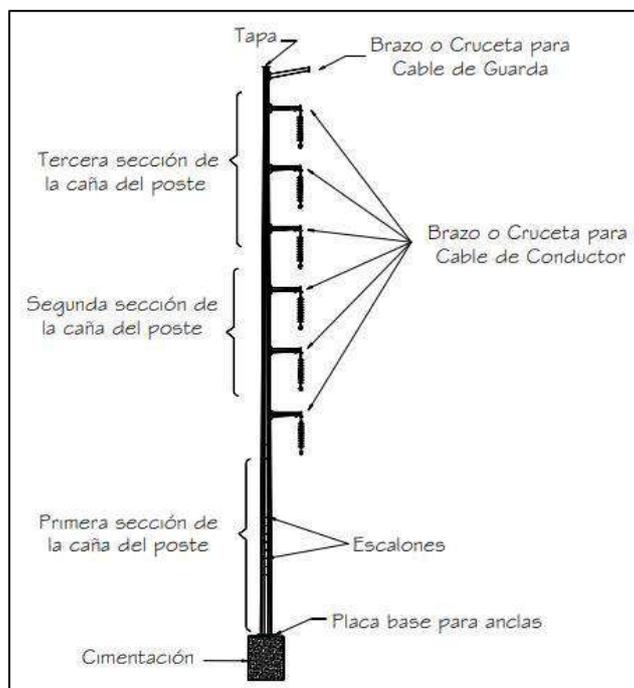
**Fuente:** *"Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión"*, Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.



**Figura 15.** Tipos de cimentaciones en postes troncocónico.

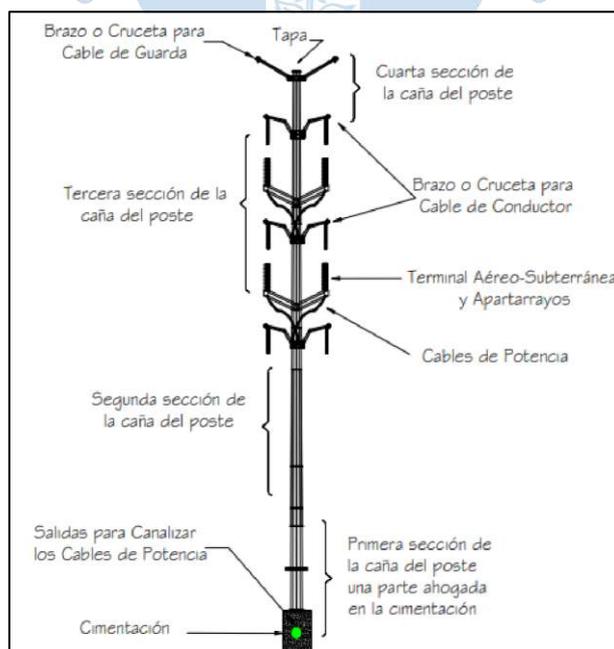
**Fuente:** *"Soluciones para el diseño y construcción de cimentaciones de torres de transmisión eléctrica de alta tensión"*, Ruiz M., 2018, Universidad de El Salvador.

Existen ocasiones en los que los postes troncónicos solo reciben circuitos de un solo lado; este tipo de configuración es conocida como “tipo lindero” como se muestra en la Figura 16. Otra alternativa de utilización de estos postes troncónicos es la transición de circuitos aéreos a circuitos subterráneos aislados, que se denominan “postes de transición” como se aprecia en la Figura 17.



**Figura 16.** Partes de un poste tipo “lindero”.

**Fuente:** “Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión”, Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.

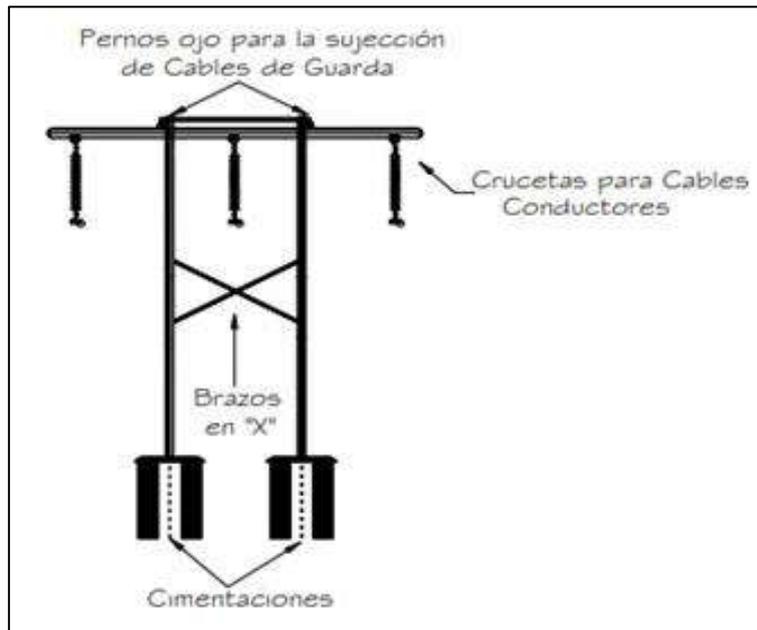


**Figura 17.** Partes de un poste tipo “transición”.

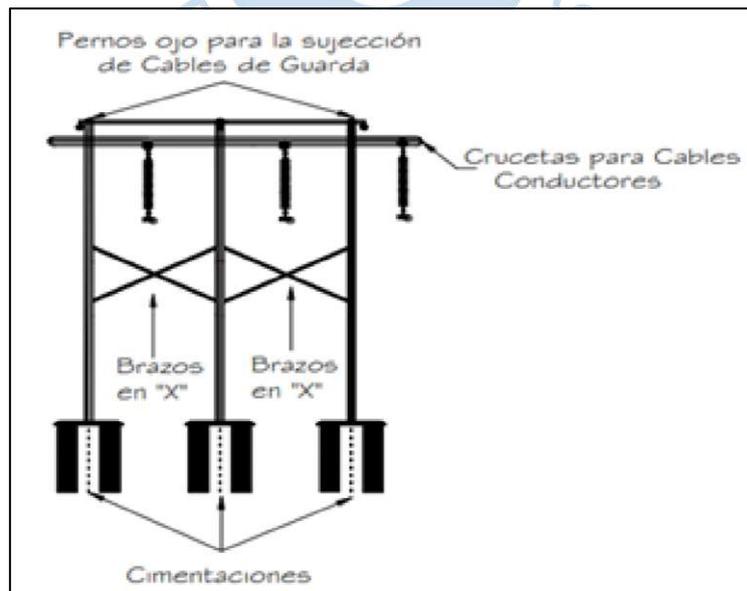
**Fuente:** “Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión”, Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.

### 2.3.3. Estructuras formadas por postes de madera

Según el Manual para Diseño de Líneas de Transmisión (2012), las estructuras de madera son utilizadas para un amplio rango de tensiones, desde media tensión hasta 230 kV, las estructuras típicas en líneas de transmisión son las denominadas “Tipo H” , como se muestra en la Figura 18, y “Tercias” como se ve en la Figura 19, las cuales son utilizadas en suspensión y deflexión o remate, respectivamente.



**Figura 18.** Estructura conformada por postes de madera “Tipo H”, suspensión.  
**Fuente:** “Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión”, Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.



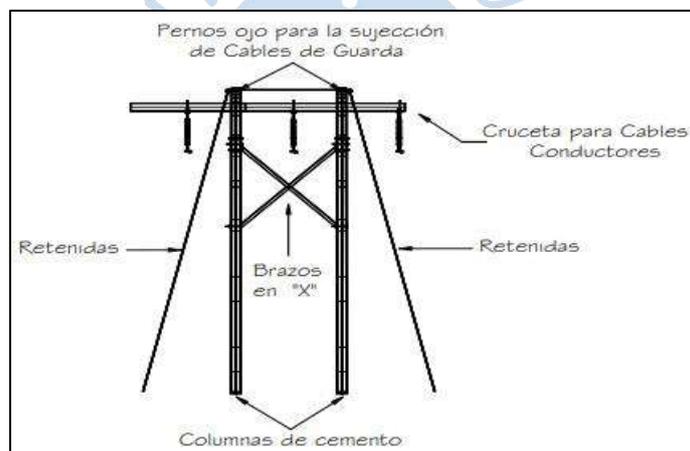
**Figura 19.** Estructura conformada por postes de madera “Tercia”, deflexión o remate.  
**Fuente:** “Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión”, Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.

Las partes principales en una estructura de este tipo son:

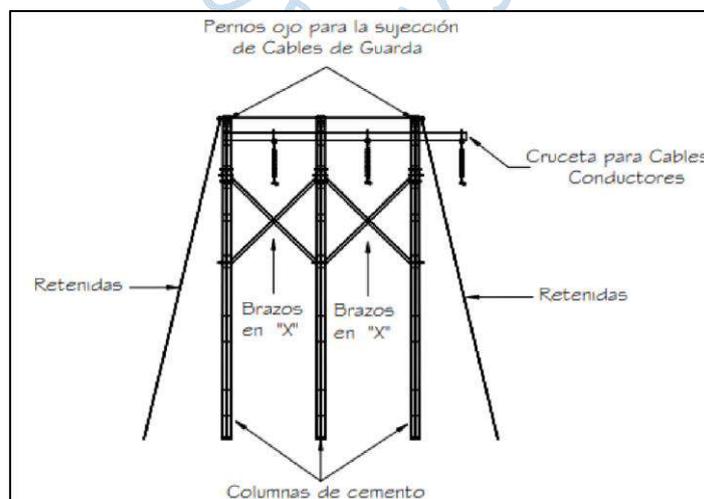
- Crucetas de acero para conductores de guarda
- Brazos elaborados de tablón para postes de madera
- Brazos en “X” para las diversas configuraciones
- Herrajes y accesorios
- Cimentación

#### 2.3.4. Estructuras formadas por postes de concreto de sección “I”

Este tipo de configuraciones cumplen la misma función que las estructuras conformadas por madera, sustituyendo los postes de madera por elementos de sección “I”, elaborados de concreto. Se les denomina de esa manera por la geometría de su sección. En estos diseños es común el uso de retenidas para soportar esfuerzos mecánicos bajo los cuales están sometidos. Estructuras de tipo H y tipo Tercia se muestran en las Figuras 20 y 21.



**Figura 20.** Estructura conformada por poste de concreto "Tipo H", suspensión.  
**Fuente:** "Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión", Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.



**Figura 21.** Estructura conformada por postes de concreto "Tercia", deflexión o remate.  
**Fuente:** "Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión", Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.

## 2.4. Clasificación de las estructuras

### 2.4.1. Por su función

Bajo este parámetro de clasificación utilizado en líneas de transmisión se encuentran tres tipos:

#### 2.4.1.1. Estructuras de suspensión

Son aquellas estructuras que se usan en recorridos rectos o en tramos con ligeros quiebres (deflexiones) respecto al eje de la trayectoria, no exceden el  $3^\circ$ . A lo largo de toda la línea, estas estructuras conforman entre el 80 y 90 % del total. La Figura 22 otorga una visualización, desde una vista en planta, del alineamiento de estructuras en suspensión.



**Figura 22.** Vista en planta de la distribución de estructuras en suspensión.

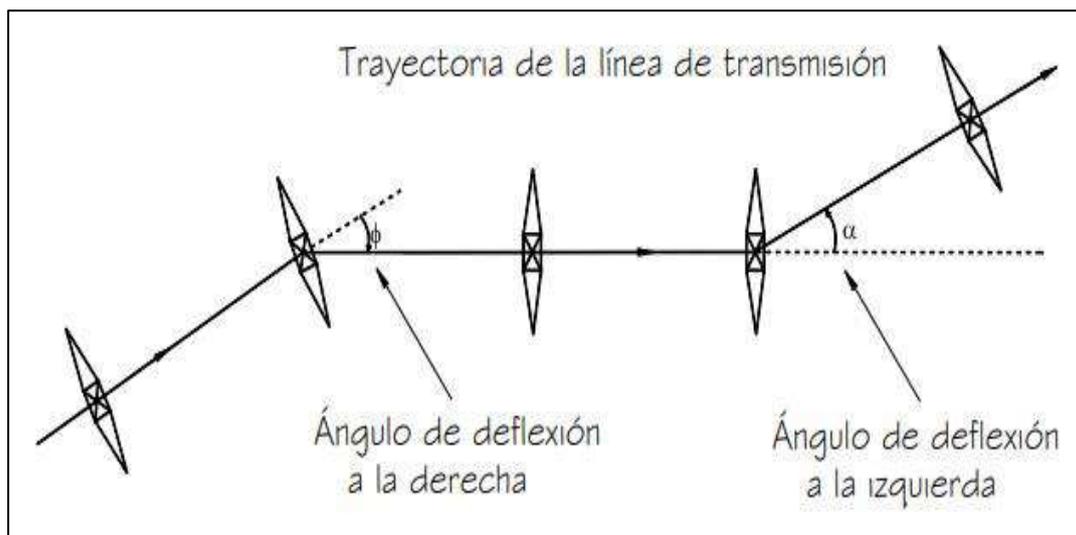
**Fuente:** Elaboración propia.

Bajo condiciones de operación normales, los cables no generan esfuerzos adicionales a las estructuras, porque han sido creadas solamente para soportar la fuerza generada por la presión del viento, la cual es perpendicular respecto a la dirección del recorrido de la línea y las cargas actúan de manera vertical.

#### 2.4.1.2. Estructuras de deflexión o en ángulo

Si el trayecto de la línea de transmisión presenta cambios necesarios de dirección, las estructuras de deflexión serán la alternativa. Este tipo de estructuras son colocadas básicamente en puntos de inflexión o intersecciones y tienen como labor soportar la tensión de los conductores generadas por el cambio de dirección.

Los ángulos utilizados para este tipo de diseños oscilan en un rango de los  $5^\circ$ - $60^\circ$ , dependiendo de las solicitaciones topográficas de la línea aérea. En la Figura 23 se ilustran cambios de dirección y ángulos de deflexión en la trayectoria del sistema.



**Figura 23.** Trayectoria de la línea y ángulos de deflexión.

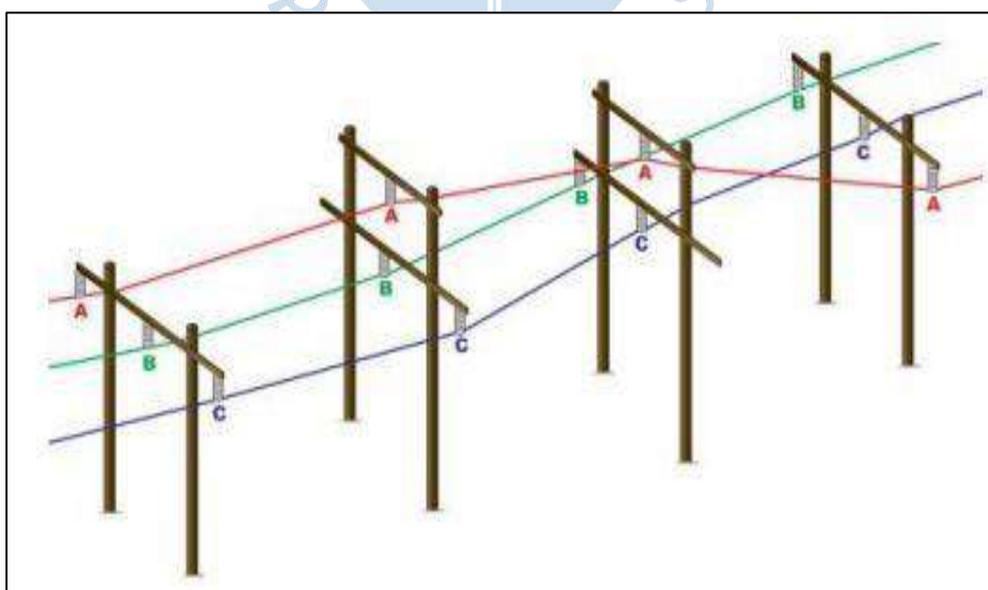
**Fuente:** Elaboración propia.

### 2.4.1.3. Estructuras especiales

Durante el diseño y construcción de una línea aérea se presentan sucesos anómalos o inconvenientes, tales como cruces de ríos o lagos de gran magnitud, ante esto se necesitaran estructuras con características especiales. De acuerdo a su función se tiene:

#### a) Estructuras de transposición

Las estructuras de transposición tienen como fin alterar la disposición física de las fases del circuito. Se le clasifica como especial debido a que presentan otro tipo de diseño de crucetas diferente al de una estructura convencional, como se muestra en la Figura 24.



**Figura 24.** Secuencia de transposición simple en una línea de transmisión.

**Fuente:** "Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión", Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.

### b) Estructuras de emergencia

En lugares donde la línea ha sido dañada por fenómenos meteorológicos tales como huracanes, deslaves, granizo, entre otros; estas estructuras tienen el objetivo de restablecer el sistema de energía eléctrica. Se les denomina “Sistemas de Restauración de Emergencia” o también comúnmente Estructuras “Lindsey”, como se aprecia en la Figura 25.

Se estima que el costo de instalación, montaje y operación es económicamente viable para mantener el servicio eléctrico hasta la reparación de las estructuras dañadas.



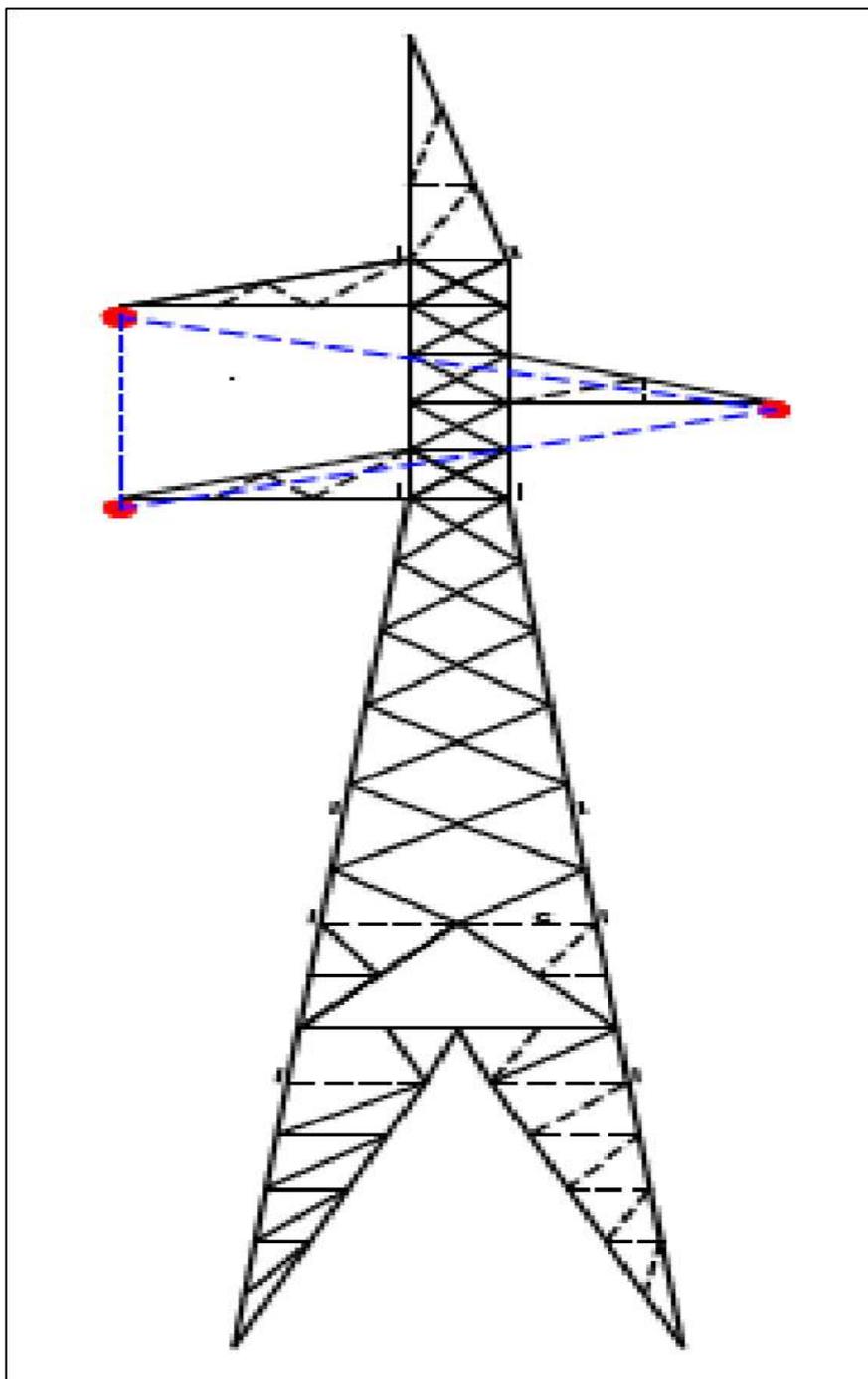
**Figura 25.** Estructura tipo “Lindsey”.

**Fuente:** “Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión”, Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.

#### 2.4.2. Por la disposición de fases y la cantidad de circuitos

La energía eléctrica se transmite bajo diferentes configuraciones o disposiciones típicas de los conductores en el espacio, entre éstas se tienen:

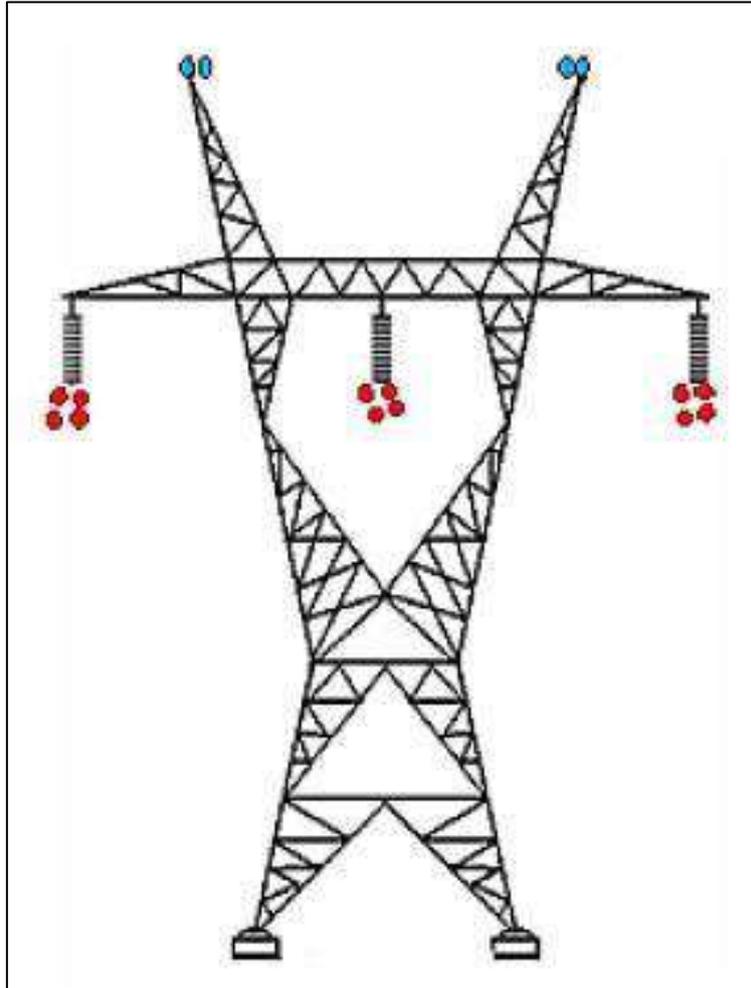
- Coplanar horizontal, la cual reduce el alto de la estructura; sin embargo, requiere de mayor ancho, por ende, necesita una mayor faja de servidumbre. Generalmente se recurre a esta configuración en presencia de vanos de gran longitud y altas tensiones. Las torres de baja altura son la alternativa de solución debido a que generan un valor de momento menor y se caracterizan por el poco peso a diferencia de otras disposiciones. Es el típico diseño en sistemas simple terna; si se requiriera doble terna, la solución viable es realizar dos líneas de manera independiente, como se manifiesta en la Figura 26.



**Figura 26.** Torre con un circuito, un conductor por fase, configuración delta.

**Fuente:** *"Soluciones para el diseño y construcción de cimentaciones de torres de transmisión eléctrica de alta tensión"*, Ruiz M., 2018, Universidad de El Salvador.

- Coplanar vertical, la mayor altura posible se realiza bajo esta configuración, se utiliza para tramos realmente estrechos y da por resultado torres más altas. Se caracteriza entonces por un alto impacto visual. La principal ventaja es que permite la utilización de sistemas doble terna, teniendo en cuenta que este tipo de configuración no equivale a dos líneas, ya que existe mayor probabilidad de falla en ambas ternas que en estructuras independientes, como se señala en la Figura 27.

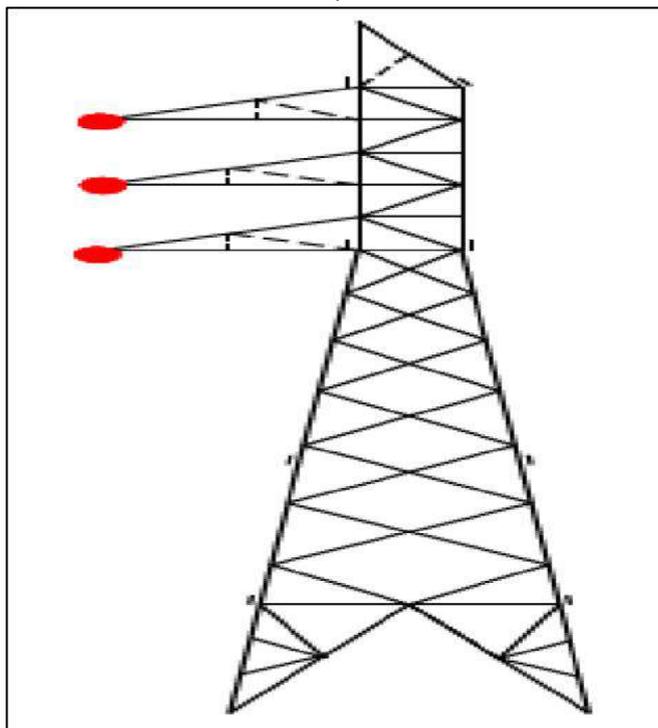


**Figura 27.** Torre con un solo circuito, con cuatro conductores por fase, configuración horizontal.

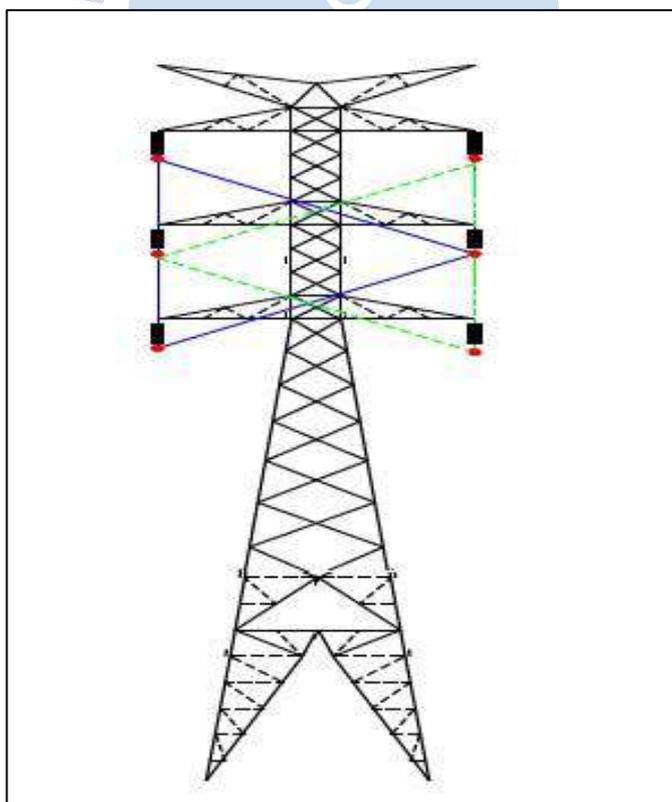
**Fuente:** “Soluciones para el diseño y construcción de cimentaciones de torres de transmisión eléctrica de alta tensión”, Ruiz M., 2018, Universidad de El Salvador.

- Delta, da alturas intermedias y fajas de servidumbre más anchas que el caso anterior. Por lo general se utiliza en presencia de tensiones medias que tienen aisladores rígidos. La ubicación de las fases forma un triángulo con base horizontal; suele darse el caso, que, para tensiones de mayor valor, existen configuraciones delta con base vertical. Como se muestran en las Figuras 28 y 29 (Ruiz, 2018).

El número de circuitos dependerá de la demanda de energía eléctrica existente en el punto de entrega. En el Perú se tienen redes que poseen desde un solo circuito hasta cuatro de estos. Los puntos de fijación en las fases son denominados “ménsulas”, y el número de estos está en función de la cantidad de circuitos a soportar. La cantidad de ménsulas se verá reflejada en la robustez de la estructura y pueden estar localizadas tanto a un solo lado de la torre o en ambos lados. Al poseer el Perú, torres con sistemas trifásicos, será necesaria al menos tres ménsulas por cada circuito existente en la torre.



**Figura 28.** Torre con un solo circuito, un conductor por fase, configuración vertical.  
**Fuente:** “Soluciones para el diseño y construcción de cimentaciones de torres de transmisión eléctrica de alta tensión”, Ruiz M., 2018, Universidad de El Salvador.



**Figura 29.** Torre con dos circuitos, un conductor por fase, configuración delta.  
**Fuente:** “Soluciones para el diseño y construcción de cimentaciones de torres de transmisión eléctrica de alta tensión”, Ruiz M., 2018, Universidad de El Salvador.

## 2.5. Cimentaciones

La cimentación es capaz de transmitir las cargas de la estructura superior al terreno. Para el diseño de esta es necesario un estudio geotécnico, el cual permite determinar parámetros característicos del suelo como la presión admisible, nivel freático, ángulo de fricción, entre otros.

El correcto diseño de la cimentación es de vital importancia, pues deberá garantizar la estabilidad de la estructura y su durabilidad a lo largo de la vida útil de la misma. Si bien es cierto el factor económico es importante para la elección del tipo de cimentación, deberá primar el nivel de seguridad de la estructura.

Al ser una estructura enterrada deberá preverse posibles daños como agresividad del terreno, acciones físicas y modificaciones del terreno (cambios de volumen, variación del nivel freático y excavaciones próximas), pues tanto la detección de estas deficiencias, así como su solución resultan ser un proceso complicado.

### 2.5.1. Cimentaciones tipo grilla

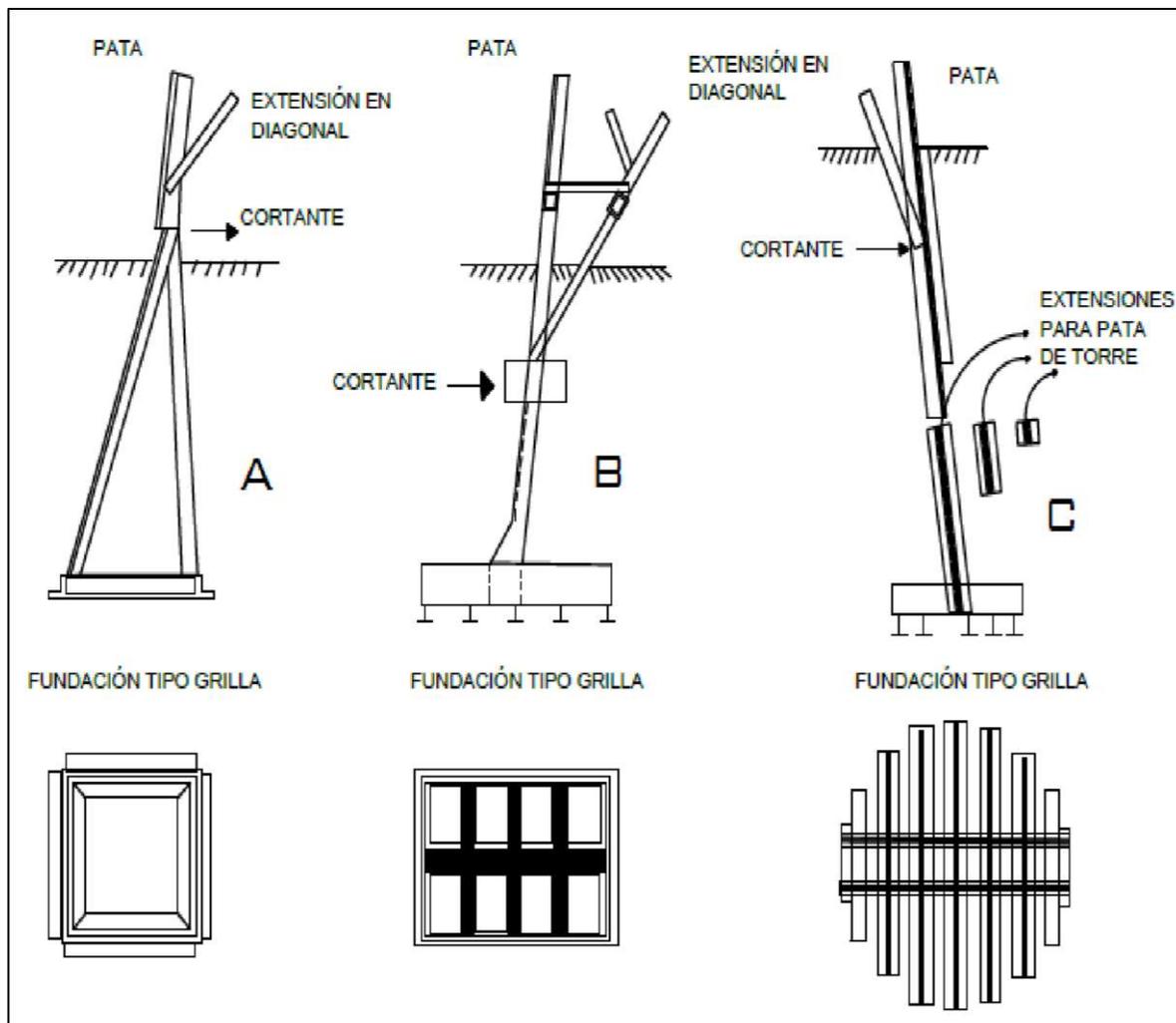
Son tres los típicos emparrillados de acero. La Figura 30.A es una configuración piramidal en la que el stub principal se encuentra conectado con cuatro stubs más pequeños, los cuales a su vez están conectados a la parrilla de la base. La ventaja de este tipo de montaje es que la carga de cizalladura es transferida a la parrilla, sin embargo este arreglo carece de flexibilidad a la hora de ajustar el montaje, además de presentar dificultades para el proceso de compactación en el interior de la pirámide (IEEE, 2001).

En la Figura 30.B se presentan stubs pertenecientes a cada pata de la torre, los cuales se encuentran directamente conectados a la grilla; el esfuerzo horizontal cortante es transferido a través de miembros de corte, que se encuentran sometidos a la resistencia lateral pasiva del suelo compactado adyacente. Es de real importancia que tanto el miembro de cizallamiento inferior y el diagonal estén conectados al stub de la torre y cumplan con una adecuada altura de desplante para que se genere una suficiente resistencia lateral pasiva del suelo compactado.

La Figura 30.C muestra también un stub conectado a la pata de torre y directamente conectado a la base de la grilla. Sin embargo, este tipo de ensamble tiene un elemento de refuerzo en la pata, el cual otorga mayor fuerza y aumenta el área de movilización de presión lateral pasiva del suelo. El cortante es transferido a través de la pata y el elemento de refuerzo.

Las principales ventajas de este tipo de cimentaciones son el bajo costo de fabricación y la facilidad de instalación pues la torre puede ser instalada inmediatamente termine la instalación del cimient; la cimentación puede ser fabricada incluyendo los stubs ya anclados en la parrilla. Antiguamente estas fundaciones eran diseñadas asumiendo ciertos parámetros

del suelo, lo cual no contemplaba características reales del suelo y obligaba a un rediseño in situ, obligando así que la perforación previamente realizada sea ampliada con una base de concreto alrededor de la parrilla; además las grillas de gran magnitud son difíciles de situar con exactitud.

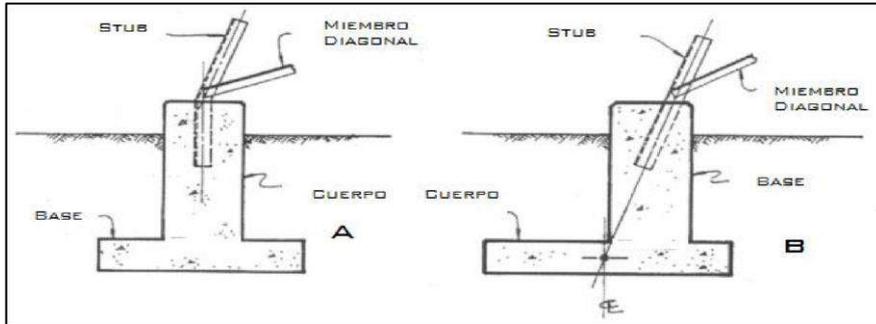


**Figura 30.** Cimentaciones tipo grilla o emparrillada.

**Fuente:** "Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing", IEEE, 2001, IEEE Std 691.

### 2.5.2. Zapatas aisladas

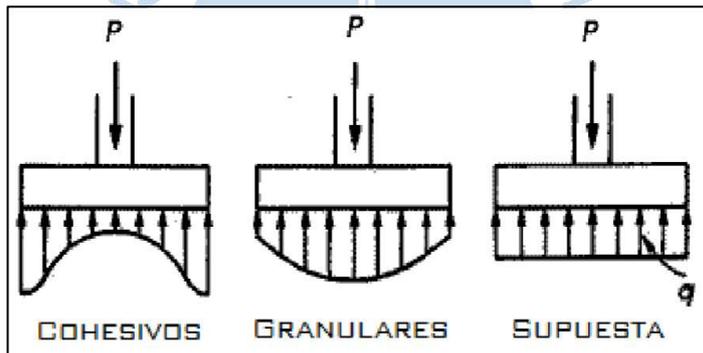
Este tipo de cimientos consiste en una base y un cuerpo (cuadrado o cilíndrico), los cuales están contruidos con concreto reforzado. Se tienen dos configuraciones típicas dependiendo del ángulo del stub. En el primer caso el ángulo del stub es doblado, de manera que tanto cuerpo como base estén centrados, como se señala en la Figura 31.A; en el segundo caso se tiene que la base está ubicada de tal manera que la proyección del ángulo del stub intersece con el centroide de la base como se indica en la Figura 31B (IEEE, 2001).



**Figura 31.** Configuraciones típicas de zapatas aisladas.

**Fuente:** Elaboración propia.

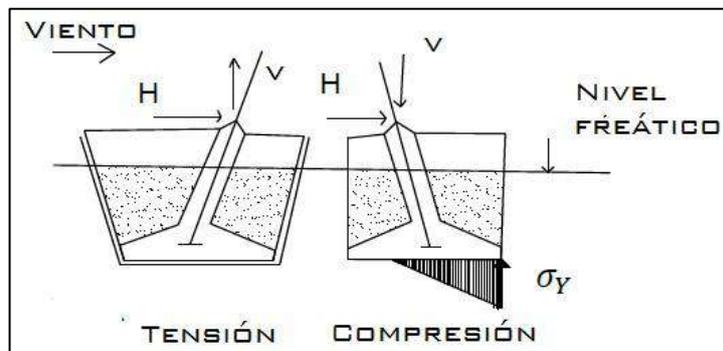
La reacción del suelo genera diferentes tipos de distribuciones en la interacción cimentación y suelo, esto se presenta en la Figura 32, las cuales dependen de diversos factores como la rigidez relativa del suelo, sus características geotécnicas y la configuración de la cimentación. La estructura reforzada deberá ser diseñada para resistir solicitaciones de compresión, tensión y/o arrancamiento como se muestra en la Figura 33, según la dirección del viento).



**Figura 32.** Distribución de presiones según tipo de suelo.

**Fuente:** Elaboración propia

Las solicitaciones de arrancamiento son atípicas cuando de cimentaciones se habla, por tanto el diseño de estas zapatas suele ser un caso especial de estudio, el suelo compactado por encima del cimiento deberá contribuir con su peso y resistencia al corte para evitar la extracción de la estructura.

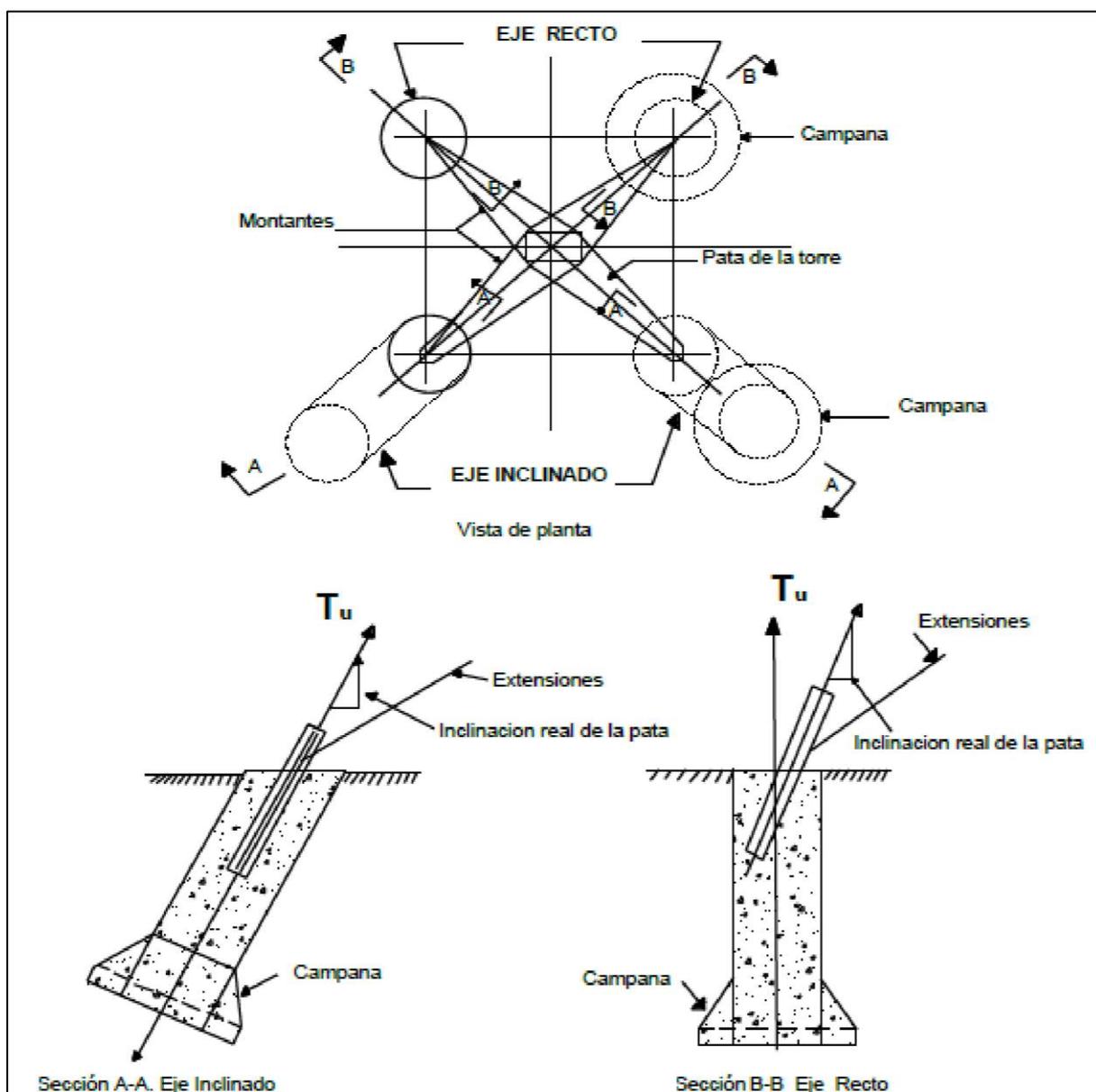


**Figura 33.** Diferentes solicitaciones según la dirección del viento.

**Fuente:** Elaboración propia

### 2.5.3. Pilas Acampanadas

Las pilas acampanadas o comúnmente conocidas como “patas de elefante” resultan ser convenientes ante estructuras como las torres de transmisión que presentan grandes magnitudes de momentos de vuelco. Tienen la capacidad de trasladar cargas a estratos medianamente profundos. La capacidad de una pila acampanada está relacionada con la resistencia del suelo en la base, ya que se desprecia la fricción en los estratos. Puede ser instalada verticalmente o simulando la dirección de la pata (Ruiz, 2018). La Figura 34 muestra las diferentes vistas de la cimentación de tipo pilas acampanadas.

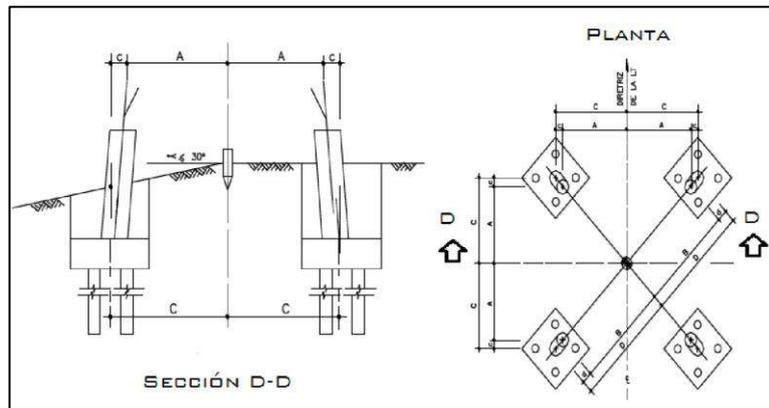


**Figura 34.** Pila acampanada o “pata de elefante”.

**Fuente:** “Soluciones para el diseño y construcción de cimentaciones de torres de transmisión eléctrica de alta tensión”, Ruiz M., 2018, Universidad de El Salvador.

### 2.5.4. Pilotes

Esencialmente se dividen en dos tipos: En primer lugar, pilotes de concreto pretensado, los cuales son netamente fabricados en planta, suelen ser de diversas formas, entre ellas cuadradas redondas u octogonales. Por otro lado, se tiene los pilotes vaciados in situ, cuyas dimensiones varían entre 2.5 a 6 metros, según el diseño (IEEE, 2001). Se puede notar el detalle típico en la Figura 35.



**Figura 35.** Detalle de pilotes, otro tipo de cimentación.  
Fuente: Elaboración propia.

### 2.5.5. Losa de cimentación flotante

Las patas de la torre se encuentran sobre una losa de cimentación que está sometida principalmente a esfuerzos de flexión, como se señala en la Figura 36. El espesor de la losa es proporcional a los momentos flectores actuantes sobre la misma. No se considera una opción viable, pues representa un alto costo de construcción.



**Figura 36.** Losa de Cimentación.

**Fuente:** “Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión”, Comisión Federal de Electricidad, 2012, Editorial Continuará, México.

## 2.6. Elementos de una torre de transmisión

### 2.6.1. Conductores

Durante la construcción de líneas aéreas se utiliza de manera exclusiva conductores trenzados, cuyos cables están configurados por alambres enrollados en sentidos opuestos y capas alternadas. La distribución alternada de las capas es beneficiosa debido a que genera un buen acoplamiento entre el radio externo de la capa con el interior de la siguiente, además de evitar el desenrollado. El fin principal del trenzado de alambres es proporcionar flexibilidad a las grandes secciones transversales (Gonzales-Longatt, 2007).

Dependiendo de las sollicitaciones mecánicas y eléctricas, el trenzado puede realizarse con hilos del mismo metal o de diferentes metales. Si los hilos se caracterizan por tener el mismo diámetro, la formación obedece a la ecuación 2.30.

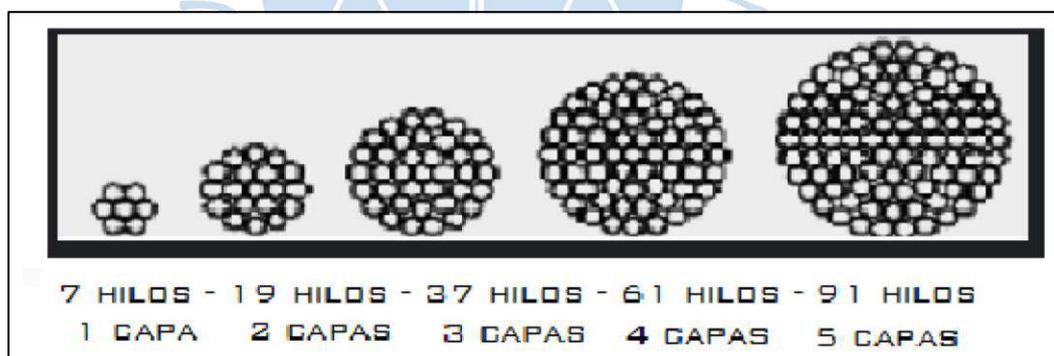
$$N_H = 3c^2 + 3c + 1 \quad (\text{Ec. 2.30})$$

Dónde:

NH: Número de hilos

c: Número de capas

Por lo tanto, es común encontrar formaciones de 7, 19, 37, 61, 91 hilos, respectivamente de 1 a 5 capas, como se presenta en la Figura 37.



**Figura 37.** Conductores homogéneos de aluminio

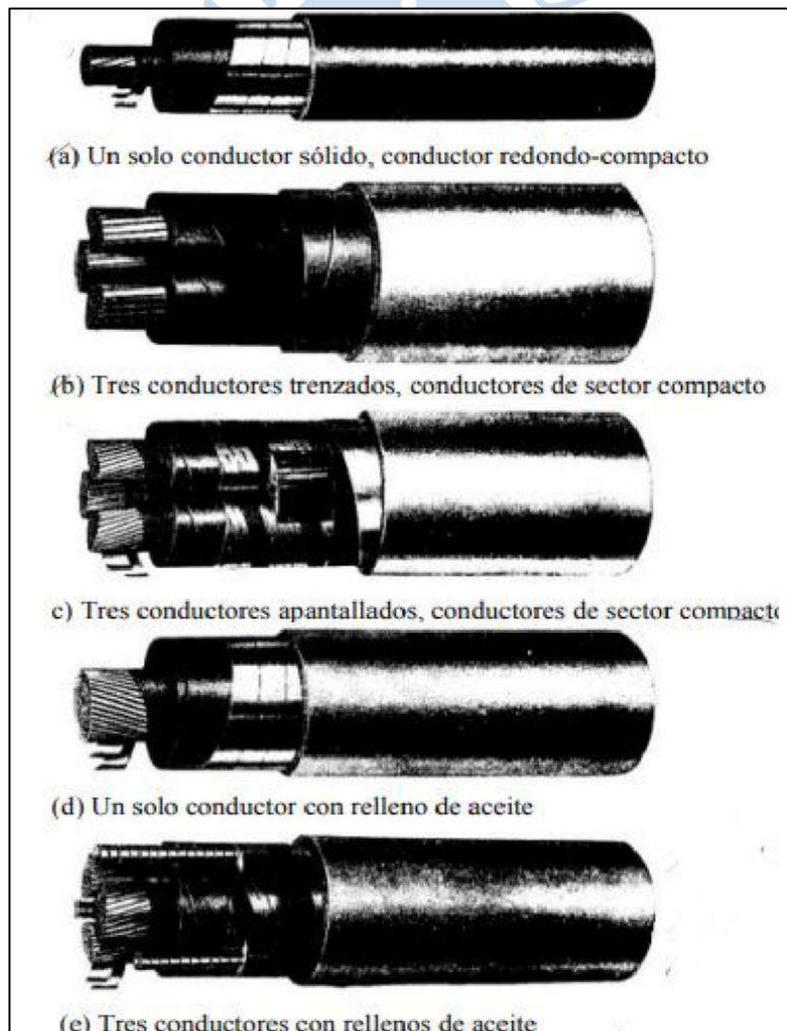
**Fuente:** Elaboración propia.

Los metales utilizados en la construcción de líneas de transmisión constan de tres cualidades esenciales: elevada resistencia mecánica, de manera que es capaz de ofrecer resistencia a los esfuerzos permanentes o accidentales, baja resistividad eléctrica y bajo costo, esto se manifiesta en la Figura 38.

Los metales con estas particularidades son relativamente escasos, destacan el cobre, aluminio, aleaciones de aluminio y diferentes combinaciones de metales. Por ejemplo, en las líneas de transmisión aéreas, se suele utilizar cobre duro, debido a que se requieren altas

propiedades mecánicas de tensión, si se utilizara cobre suave en la línea, es muy probable que falle por pandeo por su propio peso y la gravedad; por otro lado, en líneas subterráneas el tipo de material más solicitado es el cobre suave, debido a la alta flexibilidad para la instalación y manejo. Es según el material de cobertura que los conductores son clasificados:

- Aislado: Utilizado para evitar los cortocircuitos o fugas de corriente, los conductores suelen estar recubiertos por material aislante.
- Anular: Núcleo de cáñamo saturado, el cual consiste en una configuración de varios hilos concentrados en tres capas concéntricas invertidas alrededor de este.
- Apantallado: Se caracteriza por la funda de cobre trenzado, el cual funciona como blindaje metálico y aísla el conductor en su totalidad.
- Axial: Fabricado de alambre, su particularidad radica en que emerge del extremo del eje de una resistencia, condensador u otro componente.



**Figura 38.** Tipos de conductores según su recubrimiento.

**Fuente:** "Líneas de Transmisión Eléctrica", Gonzales-Longatt F., 2007, Universidad Nacional Experimental Politécnica de la Fuerza Armada Nacional.

### 2.6.1.1. Circular mil

La nomenclatura AWG (Calibre de alambre estadounidense, por sus siglas en inglés) es efectiva hasta cierto calibre de conductores. Para calibres mayores a cuatro ceros se identifican con un sistema inglés de unidades (Zúñiga, 2010).

El “Circular Mil” es una unidad equivalente al área de un círculo con un diámetro de una milésima de pulgada; hoy en día se utiliza el acrónimo MCM o kCM, el cual significa miles de circular mil.

Utilizando la Ecuación 2.31, se deduce que 1 kCM es equivalente a 0.05067 mm<sup>2</sup>, aproximadamente 0.5 mm<sup>2</sup>, aproximación válida para una rápida para una efectiva comparación del área de los conductores.

$$1(\text{CM}) = \pi \left[ \frac{0.0254(\text{mm})}{2} \right]^2 = 5.067 \times 10^{-4} (\text{mm}^2) \quad (\text{Ec. 2.31})$$

### 2.6.2. Aisladores

Los aisladores tienen como función principal evitar la derivación de corriente de la línea a tierra, además de sujetar mecánicamente a los conductores procurando su no movimiento en sentido longitudinal o trasversal. Un defectuoso aislamiento conlleva mermas de energía y un incremento en el costo de explotación comercial del sistema (González-Longatt, 2007).

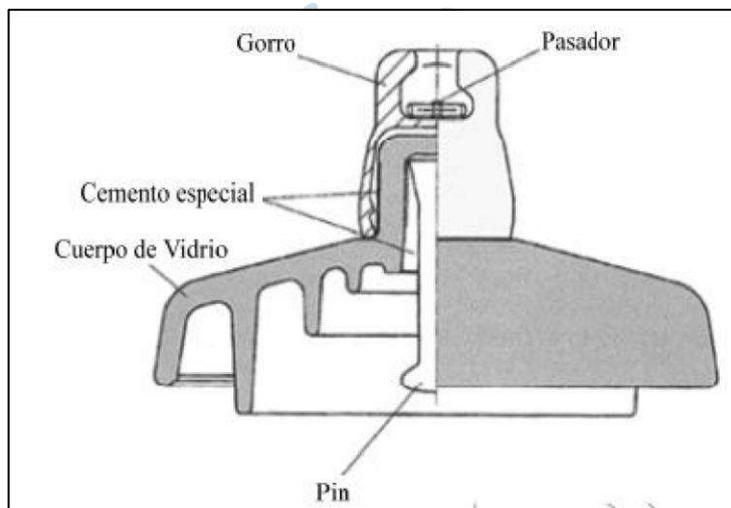
Se debe garantizar la durabilidad de las cualidades mecánicas y eléctricas de los aisladores a lo largo de su vida útil, además de simplificar toda labor que pudiese efectuarse en la red, aún en operación, sin interrumpir las señales televisivas, electromagnéticas y otros. Se tienen diferentes tipos de clasificaciones para este elemento.

#### 2.6.2.1. Clasificación

##### 2.6.2.1.1. Según el material de fabricación

- Aisladores de vidrio, fueron desarrollados en Francia en la época cuando las primeras torres eran construidas, estos estaban rígidamente ligados al soporte. En 1935 se comienza con el templado para dieléctricos de vidrio, obteniéndose una gran resistencia mecánica en estas piezas. Llegando a soportar tensiones de hasta 380 kV, están hechos de una mezcla de materiales (arena, piedra caliza, carbonato de bario, entre otros). Se muestra en la Figura 39. Además, presenta una constante dieléctrica de 7.3, mayor a la porcelana 6.0, lo que le permite ser capaz de soportar cambios térmicos repentinos. Presentan una gran resistencia a los impactos y superficies curvas para desviarlos fácilmente.

- Aisladores de porcelana, estructura homogénea, por lo general con una superficie recubierta de esmalte para evitar adherencia de humedad y polvo. Su temperatura de cocción bordea los 1400° C. Se utiliza para la fabricación de aisladores tipo suspensión y poste. En la Tabla 2 se muestran las diferencias entre los aisladores de porcelana y vidrio.
- Aisladores poliméricos, cada vez el uso de este tipo de aisladores es más recurrido en líneas aéreas de alta tensión debido principalmente a las ventajas frente a los aisladores de vidrio y cerámica. Entre las ventajas está su facilidad de acabado final del aislador, mejor comportamiento elástico, mayor libertad y resistencia contra impactos mecánicos, además de un peso reducido, elevada resistencia y de comportamiento hidrófugo (repelen el agua).



**Figura 39.** Partes de un aislador de vidrio.

**Fuente:** “*Líneas de Transmisión Eléctrica*”, Gonzales-Longatt F., 2007, Universidad Nacional Experimental Politécnica de la Fuerza Armada Nacional.

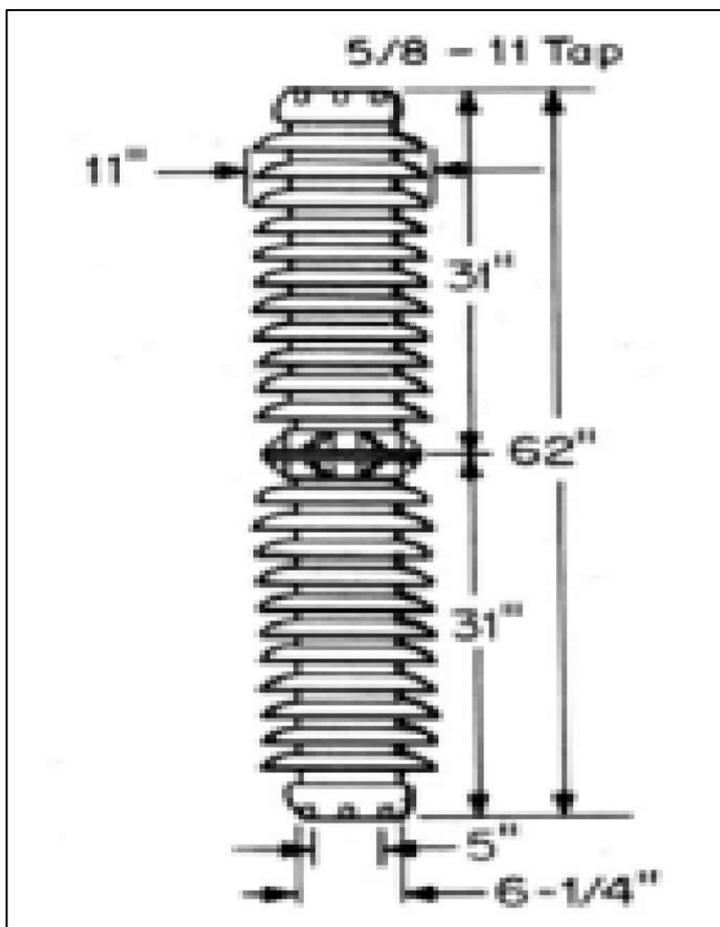
**Tabla 2.** Diferencias entre el vidrio y porcelana como materiales para aisladores

Vidrio	Porcelana
Se hace fácil la detección de defectos internos (el vidrio es transparente).	No se pueden detectar defectos internos.
Sufren un recalentamiento menor debido a los rayos solares, ya que la moria pasan a través del aislador y no son absorbidos	Se calientan fácilmente por la acción de los rayos solares.
Son más vistosos por lo que son presa fácil para cazadores y actos vandálicos.	No son vistosos.
Fácil inspección desde el suelo o helicóptero, se observa su estado sin ningún error.	Su inspección debe ser detallada.
No se perforan a los cambios de tensión	Se perforan más fácilmente.

**Fuente:** “*Líneas de Transmisión Eléctrica*”, Gonzales-Longatt F., 2007, Universidad Nacional Experimental Politécnica de la Fuerza Armada Nacional.

### 2.6.2.1.2. Según su función

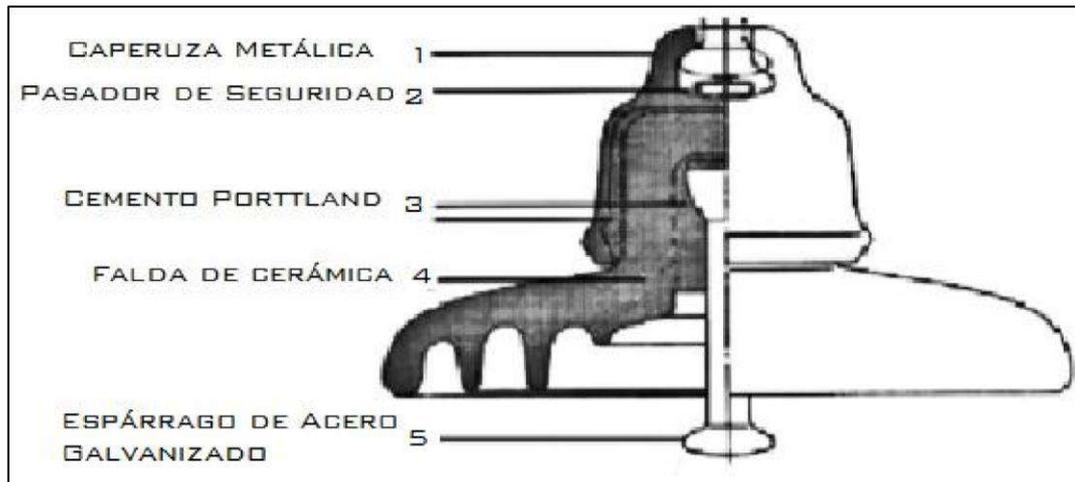
- Aisladores de soporte, su utilización mayormente se limita a sistemas no mayores a 69 kV. Por lo general puede poseer una sola pieza de porcelana o un conjunto de estas cementadas una a la otra, esto se señala en la Figura 40. Las campanas de este tipo de aisladores son perpendiculares a las líneas de fuerza, evitando así zonas de flujo electrostático intenso y consiguiendo una misma distribución de campo electrostático, tanto en condición seca como en húmeda. Por otro lado, la superficie del núcleo es paralela a las líneas de fuerza.



**Figura 40.** Detalle de aislador de soporte.

**Fuente:** “*Líneas de Transmisión Eléctrica*”, Gonzales-Longatt F., 2007, Universidad Nacional Experimental Politécnica de la Fuerza Armada Nacional.

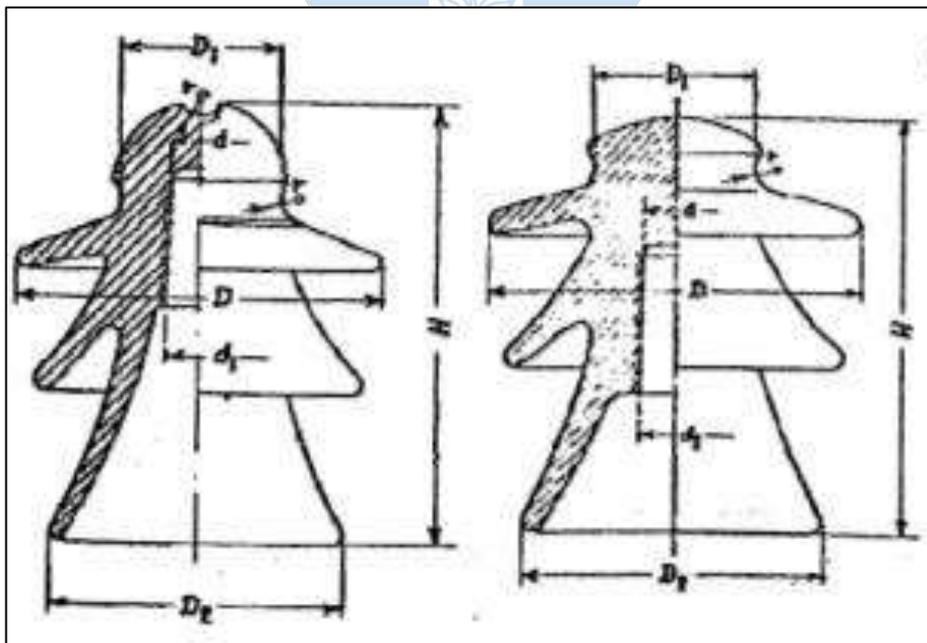
- Aisladores de suspensión, popularmente llamado aislador tipo plato, se caracteriza por tener el material aislante adherido, a través de cemento, con elementos metálicos que se encajan uno en otro, formando cadenas flexibles. Estos elementos se encajan a la estructura mediante la presencia de herrajes, completando su fijación, como se ve en la Figura 41.



**Figura 41.** Partes de un aislador de suspensión.

**Fuente:** “*Líneas de Transmisión Eléctrica*”, Gonzales-Longatt F., 2007, Universidad Nacional Experimental Politécnica de la Fuerza Armada Nacional.

- Aisladores tipo espiga: Estos aisladores tienen como principal particularidad una fijación rígida. Existen diversos tipos en función al tamaño y forma de sujeción del cable. En principio se tienen los aisladores espiga que utilizan ligaduras, es decir hilos amarrados al aislador que tienen las mismas características que el conductor. Por otro lado, existen aquellos que poseen una pinza o mordaza en la parte superior y tienen una rosca interna en la cual esta introducida la espiga, ajustándose gracias a una capucha de plomo, que se deforma para lograr asentar la cruceta, la Figura 42 detalla la sección típica. La experiencia recomienda utilizarlos en ángulos verticales no mayores a  $4^\circ$ , ni en terminales o anclajes.

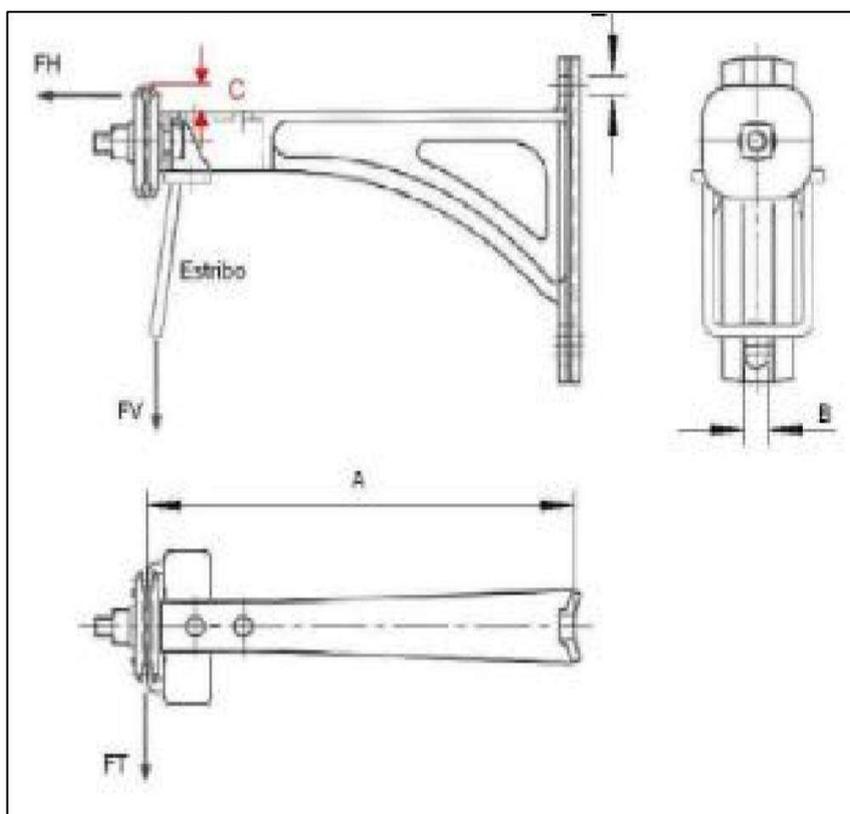


**Figura 42.** Aislador tipo espiga.

**Fuente:** “*Soluciones para el diseño y construcción de cimentaciones de torres de transmisión eléctrica de alta tensión*”, Ruiz M., 2018, Universidad de El Salvador

### 2.6.3. Ménsula

Es una pieza requerida para alejar los conductores de la estructura en cuestión, evitando así fallas en el funcionamiento de la línea y la generación de arcos eléctricos, como se manifiesta en la Figura 43. Las dimensiones de este elemento dependen directamente de la potencia eléctrica a transmitir. Utilizada para soportar y/o sostener tanto cables conductores como cables de guarda.



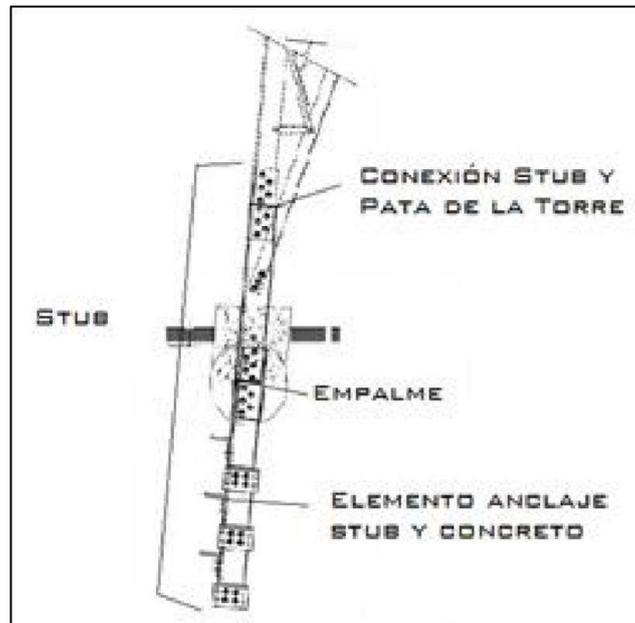
**Figura 43.** Ménsula de suspensión.

**Fuente:** “*Líneas de Transmisión Eléctrica*”, Gonzales-Longatt F., 2007, Universidad Nacional Experimental Politécnica de la Fuerza Armada Nacional.

### 2.6.4. Stub

Perfil tipo “L” fabricado con acero galvanizado en caliente bajo norma ASTM A123 como indica el Código Nacional de Electricidad (2011). Las dimensiones son acordes a los requerimientos del proyecto; está embebido en la fundación y le permite a la estructura transmitir los esfuerzos hacia la base y suelo adyacente (Ruiz, 2018).

Los elementos de anclaje entre el stub y el concreto son fabricados de acero galvanizado; los pernos de anclaje son diseñados a tensión y permiten transmitir las reacciones, mientras que el elemento en conjunto transmite las fuerzas de compresión; esto se expone en la Figura 44.

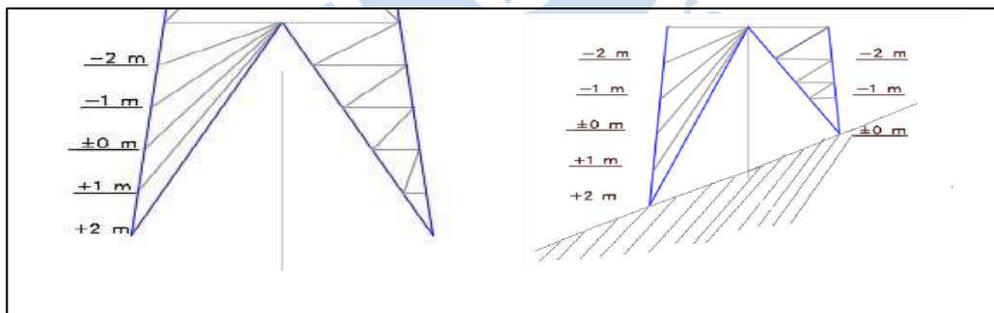


**Figura 44.** Partes de un Stub.

**Fuente:** "Soluciones para el diseño y construcción de cimentaciones de torres de transmisión eléctrica de alta tensión", Ruiz M., 2018, Universidad de El Salvador.

### 2.6.5. Patas

Estructuras conectadas directamente con la cimentación, por lo general 4, actúan como soporte para cada torre y están unidas al cimiento a través de los stubs. La disposición y combinaciones (en función a la altura) de estas dependen de la topografía del terreno. En casos más comunes las combinaciones de  $-3, -2, -1, \pm 0, +1, +2, +3$ . Puede darse el caso que, debido a la topografía, las patas cuenten con disposiciones diferentes. Esto se muestra en la Figura 45.

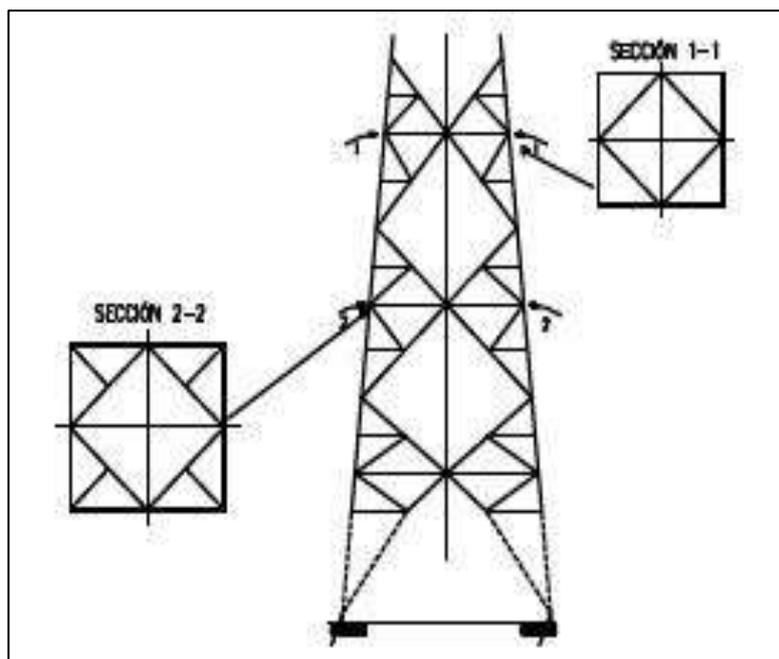


**Figura 45.** Disposición más común según altura.

**Fuente:** Elaboración propia.

### 2.6.6. Cerramiento

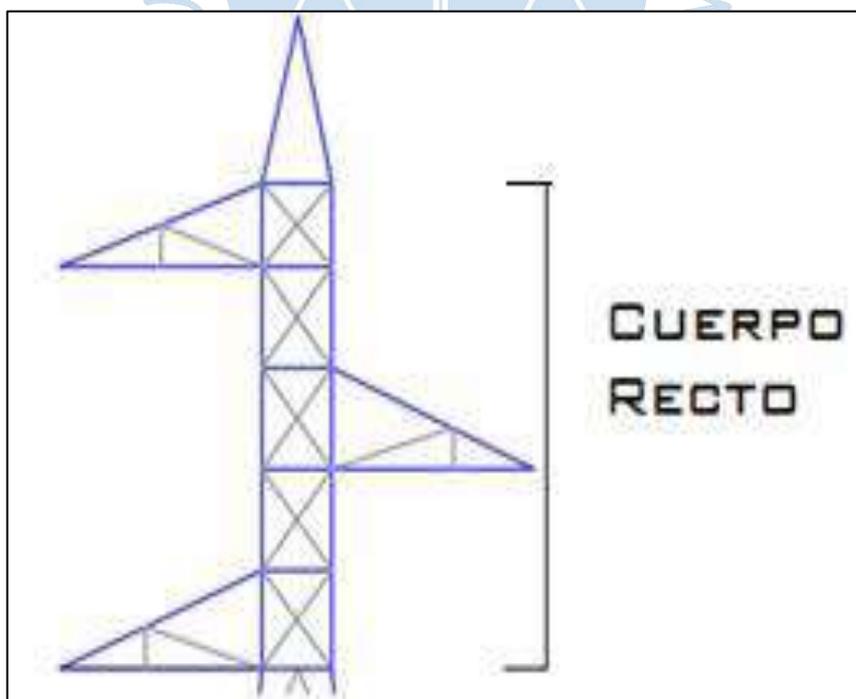
Elemento encargado de estabilizar cada nivel de la estructura. Tiene como fin la unión entre las patas y el tronco piramidal. Se pueden distinguir por el grosor del elemento a comparación con el resto de la estructura. Se muestra en la Figura 46.



**Figura 46.** Perfil y planta de los cerramientos de una torre de transmisión.  
**Fuente:** Elaboración propia.

### 2.6.7. Cuerpo recto

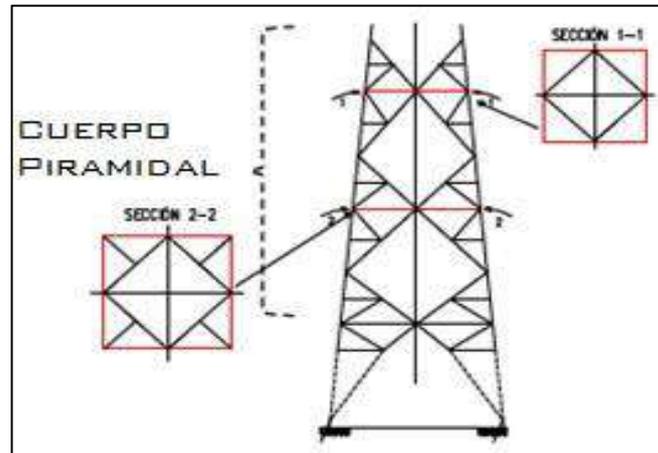
Este elemento se caracteriza por mantener constantes las dimensiones de los cerramientos a lo largo de toda su longitud. Es aquí donde se localizan las ménsulas que sostienen los conductores. Se muestra en la Figura 47.



**Figura 47.** Perfil de cuerpo recto de una torre de transmisión.  
**Fuente:** Elaboración propia.

### 2.6.8. Cuerpo piramidal

De forma prismática, como se muestra en la Figura 48, se caracteriza por tener cerramientos más amplios de abajo hacia arriba.



**Figura 48.** Tronco piramidal de una torre de transmisión.  
Fuente: Elaboración propia.

### 2.6.9. Cable de guarda

Diseñados exclusivamente para blindar la estructura ante una repentina descarga electro atmosférica, están instalados sobre los conductores de la línea. La selección de estos cables depende de la compatibilidad de las características mecánicas de los conductores que protegerá.

### 2.6.10. Herrajes

Fabricados con acero galvanizado, tienen diferentes usos como fijación, empalme, reparación, separación y de protección eléctrica o mecánica. El acoplamiento entre herrajes, aisladores y accesorios se realiza a través de articulaciones mecánicas.

Su importancia radica en la función mecánica de transmitir a la estructura las fuerzas producidas por el peso del cable, la acción del viento y la tracción de los cables (por carga y ángulo de deflexión). Los herrajes para conductores y cables de guarda se diseñan de manera que eviten deslizamientos y sobre fuerzas (Gonzales-Longatt, 2007).

Según su uso se clasifican en:

- a) Enganche de cable de guarda:

Tiene como función dar continuidad a los cables de guarda de la línea en cuestión, la resistencia mecánica de estas grapas, como se manifiesta en la Figura 49, estará calculada en función de la carga de rotura vertical o de deslizamiento. La curvatura del elemento no debe presentar ángulos vivos, de manera que facilite la movilidad del cable.



**Figura 49.** Grillete de anclaje.

**Fuente:** “Introducción a las líneas de transmisión de energía eléctrica”, Bustillos A. & Perez V., 2015, Universidad de Caracobo.

#### b) Grapa de remate

Diseñadas para resistir la carga máxima presente en la línea de transmisión con los factores de seguridad respectivos. Usualmente se utilizan las grapas tipo pistola; esto se ve en la Figura 50. Los factores de seguridad con las que son diseñadas son mayores que los aplicados para los de tipo suspensión.

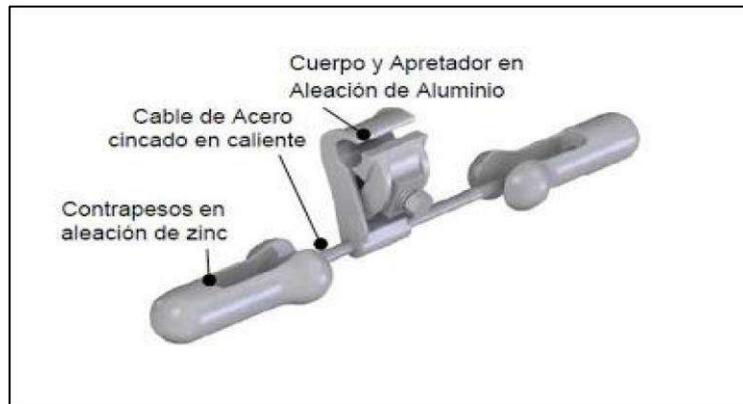


**Figura 50.** Grapa tipo pistola, enlaza cables de la torre.

**Fuente:** “Introducción a las líneas de transmisión de energía eléctrica”, Bustillos A. & Perez V., 2015, Universidad de Caracobo.

#### c) Amortiguadores

Los conductores están constantemente expuestos a las cortantes de viento, las cuales provocan vibraciones en dichos conductores (llamada “vibración eólica”). La ingeniería ha encontrado que la solución es reducir la amplitud de la vibración a niveles no perjudiciales; una manera de lograr esto es mediante el uso de amortiguadores, como se señala en la Figura 51.

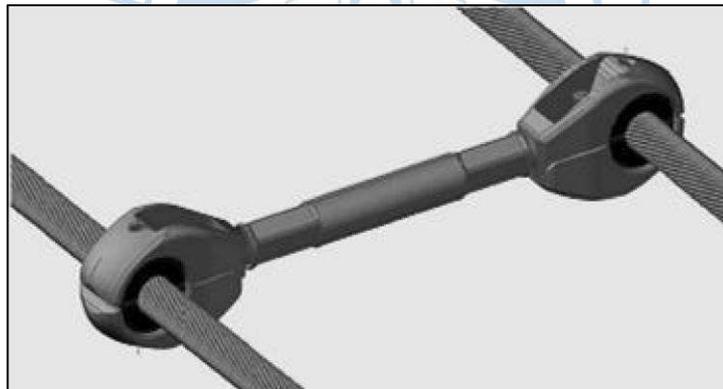


**Figura 51.** Partes de un amortiguador tipo stockbridge.

**Fuente:** "Introducción a las líneas de transmisión de energía eléctrica", Bustillos A. & Perez V., 2015, Universidad de Caracobo.

#### d) Separadores

Necesarios cuando se tiene más de un conductor por fase y su función es evitar que los cables se golpeen entre sí por acción de fuerzas externas. Se tiene modelos como preformados, mecánicos y separadores-amortiguadores, como se indica en la Figura 52; estos últimos cumplen la doble función.



**Figura 52.** Separar tipo Dúplex.

**Fuente:** "Introducción a las líneas de transmisión de energía eléctrica", Bustillos A. & Perez V., 2015, Universidad de Caracobo.

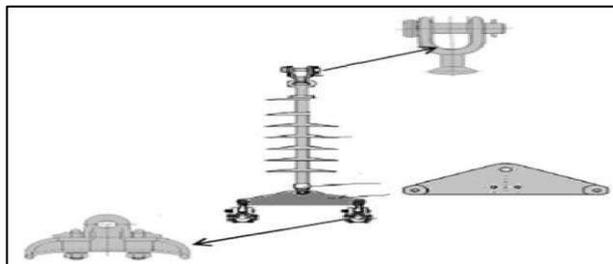
#### e) Pernos y tornillos

Se les conoce como elementos complementarios. Tienen como función fijar, interconectar y retener herrajes y/o accesorios. También son fabricados con acero galvanizado por inmersión caliente.

#### f) Sujeción de cable conductor

Las grapas de suspensión son las encargadas de la sujeción de conductores. Son diseñadas de tal forma que absorben variaciones de pendiente en los cables, esfuerzos verticales y de deslizamiento. Su capacidad mecánica está directamente relacionada con la tensión de ruptura del conductor.

Junto con otros elementos como la rótula corta, el yugo triangular, y los aisladores poliméricos entre otros, forman conjuntos de suspensión o tensión; esto se muestra en la Figura 53.

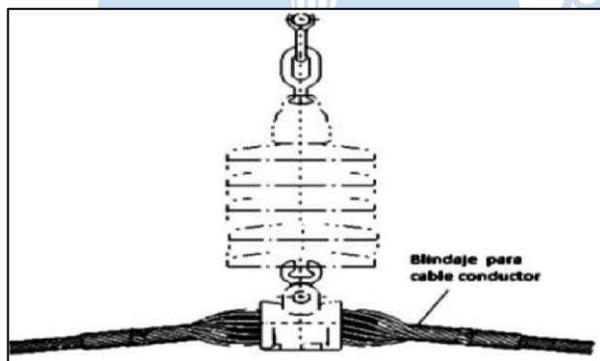


**Figura 53.** Sistema típico de tensión.

**Fuente:** “Introducción a las líneas de transmisión de energía eléctrica”, Bustillos A. & Perez V., 2015, Universidad de Caracobo.

g) Blindaje

Los cables conductores de tensión se encuentran sometidos a repentinas descargas y altas temperaturas, es por esto que es importante que su núcleo esté rodeado por un aislante o blindaje de metal trenzado, el cual sirve como referencia de tierra y retorno de las corrientes, como se indica en la Figura 54.



**Figura 54.** Blinda para conductor.

**Fuente:** “Introducción a las líneas de transmisión de energía eléctrica”, Bustillos A. & Perez V., 2015, Universidad de Caracobo.



## **Capítulo 3**

### **Exploración del suelo**

Para cualquier proyecto, y más aún en un proyecto de líneas de transmisión, es necesario identificar las características geográficas, climáticas, geotécnicas, entre otros, puesto que el buen funcionamiento de las estructuras dependerá en gran parte de su comportamiento frente a los agentes externos que son determinados por la zona donde se encontrará el proyecto. Por ello, en el proceso de diseño y en el de construcción se toma en cuenta esencialmente estos agentes para evitar alguna falla en la operatividad de la estructura. Un medio esencial para reconocer estas características es la inspección del lugar.

#### **3.1. Condiciones geográficas**

Como resalta el Código Nacional de Electricidad (2011), antes del proceso de diseño de las líneas de transmisión es necesaria una serie de actividades vinculadas con la obtención de parámetros geográficos, que resultan de vital importancia por tratarse de la ubicación donde se situará dicho proyecto. Estas labores tienen como objetivo principal otorgar los datos previos y las acotaciones iniciales para su diseño, proporcionados en su totalidad por los estudios topográficos.

##### **3.1.1. Aspectos climáticos**

Dentro de las actividades previas al diseño es necesaria la realización de un estudio climático para verificar las condiciones externas que afectarán a la estructura.

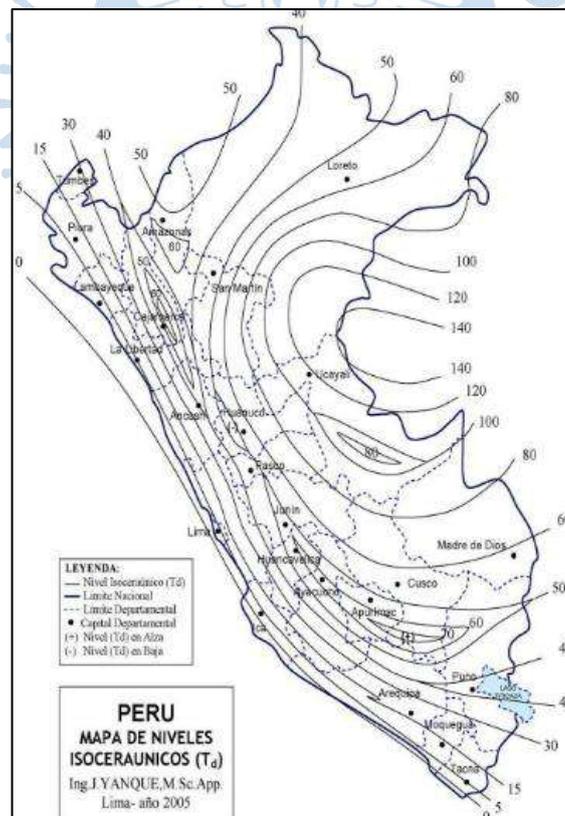
###### **3.1.1.1. Temperatura**

La medición de la temperatura es un factor clave para el buen desempeño de las estructuras de líneas de transmisión por su vínculo que tiene con el comportamiento de los conductores y con la estructura de soporte. Por ello es necesario determinar los valores de temperatura más comunes y sus variaciones. Ya que la temperatura es un índice comúnmente estacionario, generalmente los datos de estos valores se obtienen a través de otros proyectos similares o de datos históricos. Los parámetros más determinantes de esta magnitud son: la temperatura media anual, la máxima ambiental, la mínima ambiental y la media mínima.

### 3.1.1.2. Descargas atmosféricas

Las líneas de transmisión eléctrica están propensas a múltiples desastres naturales como son las descargas eléctricas. Estas pueden finalizar en una falla que puede poner en riesgo las vidas humanas. Como se sabe, este fenómeno es totalmente incierto y no tiene un patrón establecido. Sin embargo, existen registros donde se detalla el grado de incidencia de estas descargas atmosféricas en una zona geográfica determinada. Estos datos se detallan por medio del nivel isoceraúnico de una región que no es más que el promedio de días al cabo en el año en los que hay descarga en una determinada ubicación. Gracias a estas reseñas es posible realizar un mapa representando de manera gráfica los niveles isoceraúnicos de una región. Por medio de estas gráficas llamadas “Mapa de Niveles Isoceraúnicos”, indicadas en la Figura 55, es posible determinar el promedio de descargas eléctricas en una región para así prever este riesgo.

Es determinante poder asociar todos los factores que influyen para el buen diseño de la línea de transmisión como son: los niveles isoceraúnicos, la geometría de la estructura, los parámetros de descarga, entre otros.



**Figura 55.** Mapa de niveles isoceraúnicos.

**Fuente:** “Código Nacional de Electricidad”, Dirección General de Electricidad, 2011, Ministerio de Energía y Minas.

### 3.1.1.3. Naturaleza del viento y del hielo

Es importante determinar las condiciones climáticas de viento y de hielo ya que sus cargas suelen ser de gran consideración en el diseño de la estructura.

El litoral peruano junto a su topografía es muy cambiante por lo cual se consideran diversos valores para estas cargas según su ubicación. Se reconocen 3 zonas de carga de viento y/o hielo en la superficie peruana denominadas:

- Zona A – Ligera
- Zona B – Regular
- Zona C – Fuerte

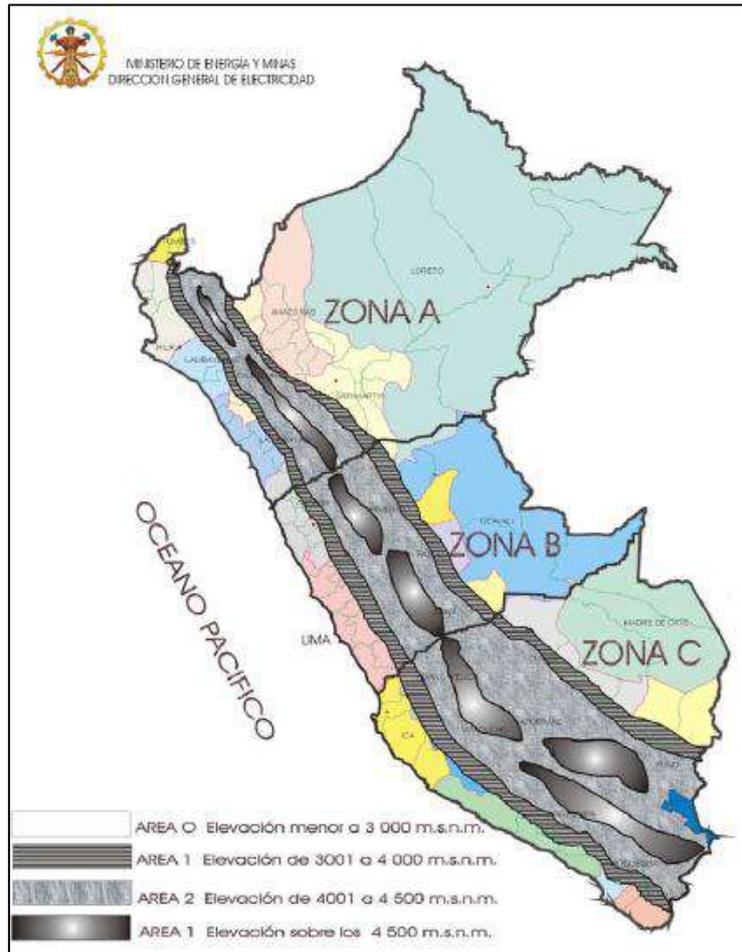
Sumado a estas zonas, existen 4 áreas de carga que dependen de la altitud y superpuestas a las 4 zonas anteriores, que son:

- Área 0, se encuentra en la superficie de altitud menor a 3000 m.s.n.m.
- Área 1, se encuentra en la superficie de altitud entre 3000 a 4000 m.s.n.m.
- Área 2, se encuentra en la superficie de altitud entre 4000 a 5000 m.s.n.m.
- Área 3, se encuentra en la superficie de altitud mayor a 5000 m.s.n.m.

Tal como se muestra en la Figura 56 donde se contempla la ubicación de las zonas. Las zonas A, B y C abarcan las cargas de viento, mientras que las áreas 0, 1, 2, 3 engloban las cargas de viento incrementadas por el factor del hielo.

Cabe decir que las cargas que consiguen llegar a la estructura en servicio pueden ser diferentes a las aquellas consideradas en CNE. Estas cargas que se encuentran en el código deben emplearse como cargas mínimas. Si hay una sospecha que estas pueden ser superadas, se deberán aplicar las cargas más fuertes en el diseño.

Para la presión de viento en la franja de servidumbre se debe referenciar la Regla 234 A.2 del CNE donde menciona que se estimará, cuando sea necesaria, la consideración de desplazamientos horizontales por el viento, a los alambres, conductores o cables. Estos deben ser supuestos como trasladados de su posición de reposo hacia su instalación por un valor de presión de viento de 290 Pa con una temperatura de 25°C.



**Figura 56.** Ubicación de zonas de carga y áreas superpuestas  
**Fuente:** “Código Nacional de Electricidad”, Dirección General de Electricidad, 2011, Ministerio de Energía y Minas.

### 3.1.2. Trayectoria

La trayectoria de la línea de transmisión eléctrica es parte fundamental del proyecto puesto que es el camino que recorrerá esta línea. Esta ruta conecta el punto de inicio que generalmente es una estación o subestación eléctrica con un punto final que normalmente es también una estación o subestación eléctrica, o con un punto de unión con otra línea de transmisión.

La decisión de la trayectoria es un punto clave para el buen funcionamiento de la línea de transmisión eléctrica puesto que es necesario realizar un estudio para analizar las distintas naturalezas topográficas que se pueden presentar en las localidades por las que atraviesan estas líneas.

Los estudios topográficos se pueden establecer teniendo algunos criterios básicos para elaborar el trazado de la ruta. Algunos de estos criterios son:

- Estudios de niveles topográficos existentes en la región.

- Puntos de inicio y punto de fin de la línea de transmisión
- Rutas de líneas de transmisión eléctrica actuales cercanas al lugar del proyecto.
- Supuestas localidades que atravesará el proyecto de línea de transmisión.
- Planos de desarrollo urbano de las localidades existentes.
- Obras civiles como aeropuertos, carreteras, presas, escuelas, entre otros que estén en funcionamiento.
- Ubicación de zonas industriales, zonas comerciales, zonas habitacionales, etc.
- Chacras o terrenos de cultivos de alto valor que pudiese atravesar la línea de transmisión eléctrica.
- Ubicación de ríos o lagunas, o zonas inundables que puedan perjudicar el funcionamiento de la línea de transmisión.

Como se ha mencionado, los criterios anteriores ayudan a elegir la ruta más conveniente para el recorrido de la línea de transmisión, determinando así la opción más viable para su diseño y construcción, y para generar un mínimo impacto ambiental frente a la región donde se construirá el proyecto. Así mismo, esto daría paso a un último punto, en el cual se procedería a un análisis comparativo entre las rutas más aptas, eligiendo la más favorable, en la cual se analizarían mediante comparaciones técnicas, socioeconómicas, ambientales, entre otras. Este estudio comparativo reflejará diversos aspectos como son:

- Análisis económicos de las distintas rutas.
- Topografía viable, adaptándose de la mejor manera al relieve del terreno.
- Cercanía en las carreteras y vías de transporte.
- Análisis meteorológico: Estudios climatológicos, estudio de escorrentía, tormentas, tornados, entre otros.
- Facilidad para el permiso de paso de los múltiples propietarios de los predios que eventualmente pueda atravesar la línea de transmisión.
- Estudio de impacto ambiental para las líneas de transmisión eléctrica.
- Posible expansión de poblaciones cercanas analizando el plan urbano a futuro.
- Vegetación existente.
- Aprovechamiento de las vías existentes como carreteras o trochas. Sumado a esto, es de vital importancia sugerir una ruta que sea cercana a una carretera principal.
- Eludir zonas protegidas por el estado como patrimonio cultural como zonas arqueológicas o parques nacionales.

- Se debe buscar una ruta que contenga el menor número de vértices, esto producirá un menor número de anclajes en por lo que se reducirá el costo.

### 3.2. Reconocimiento del suelo

Braja M. Das (2011) afirma que el suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. Este, se puede diferenciar de la roca, al ser cuerpo formado por elementos que no necesariamente se necesita de voladuras o altos índices de energía para poder ser separado.

Como se sabe todas las partículas de suelo nacen del intemperismo que no es más que la asociación de partículas que han sido parte de otras rocas y que por razones físicas o químicas se han desasociado o disgregado, y luego transportadas para la unión de estas. Gracias a esto se puede afirmar que el suelo no es un material homogéneo, puesto que tiene diversos minerales y materia orgánica en su composición.

Sin embargo, el suelo como conjunto posee múltiples características y diversas propiedades que lo convierten en un excelente cuerpo de soporte para diferentes estructuras. En función a estas diferentes características físicas y/o químicas que posee el suelo como el tamaño de sus partículas, humedad, cohesión, granulometría, entre otros, varía las propiedades mecánicas del suelo.

Como se sabe, las líneas de transmisión eléctrica están propensas a diferentes grados de cargas en distintas direcciones, se pueden suponer que serán cargas en sentido vertical y horizontal. En consecuencia, principalmente para las cargas horizontales, la fuerza resistente que origina la estabilidad de la estructura se da gracias al empuje pasivo del suelo, por lo tanto, es necesario manifestar que la profundidad de la sección que estará empotrada la cimentación en el suelo proporcionará una resistencia al repartir las cargas sobre toda el área de las caras que estará en contacto esta cimentación con el suelo. Y para las cargas verticales, la estabilidad será determinada por una presión admisible que soporta, teniendo en cuenta que el suelo es pobre trabajando a fuerzas de tensión.

Por esto, es correcto decir que una adecuada profundidad de cimentación, sumado a un correcto diseño anula las enormes rotaciones de la estructura de soporte.

Como se ha mencionado, las diferentes características de un suelo establecen también diferentes comportamientos, por lo que es posible decir que la capacidad portante o presión admisible, y los empujes pasivos o activos del suelo están determinados por sus características físicas y químicas. Algunas de ellas son:

- Peso unitario
- Granulometría
- Tamaño de partículas
- Forma de las partículas
- Porcentaje de humedad
- Cohesión
- Plasticidad
- Cantidad o porcentaje de finos presentes en su composición.

Sin embargo, el suelo, al no ser de composición homogénea, es una mezcla de distintos tipos de elementos. Suele ser que en un suelo estén mezclados suelos cohesivos y granulares, pero para su identificación y clasificación se debe tomar el material que se presente en mayor porcentaje de la composición de ese suelo.

Existen diversos métodos o sondeos para averiguar las características físicas que posee el suelo. Por esto, generalmente, es muy utilizado el ensayo SPT para suelos con mayor contenido de arena y calicatas para suelos con mayor contenido de arcilla.

### **3.2.1. Sonde por SPT (Standard Penetration Test)**

Es posiblemente, el método más conocido y más 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).

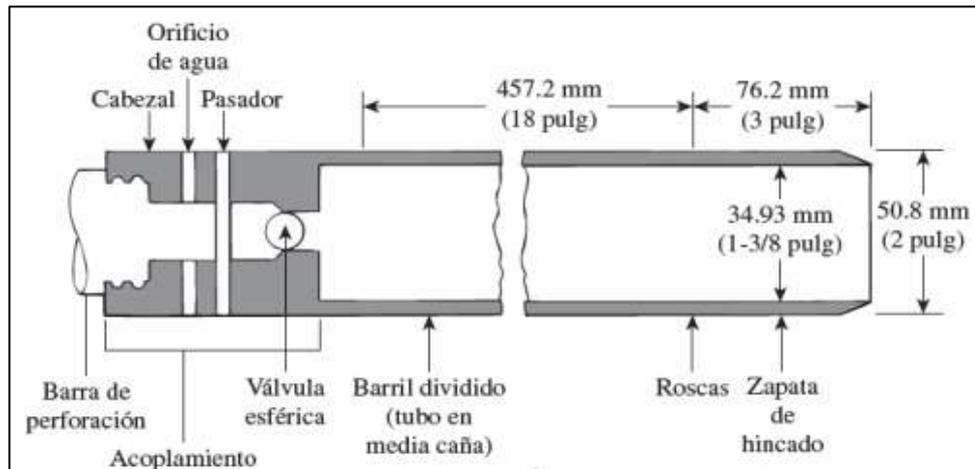
#### **3.2.1.1. Descripción del ensayo**

Como se ha mencionado, generalmente esta prueba se utiliza en suelos arenosos. Básicamente consiste en penetrar el suelo con un cilindro normado (También conocido como 'cuchara partida'), poseyendo un peso de penetración de 140 lb, el cual se deja caer libremente una altura de 30 pulgadas e introduciéndose en el suelo 6 pulgadas.

La cuchara partida, tal como se muestra en la Figura 57, posee unas medidas estándar que facilitan la penetración dentro del suelo. Sumado a eso, la cuchara partida tiene como función obtener una muestra del suelo, la cual será una muestra alterada pero representativa para ensayos futuros. Estos ensayos pueden ser:

- Granulometría
- Límites de Atterberg
- Determinación de Humedad

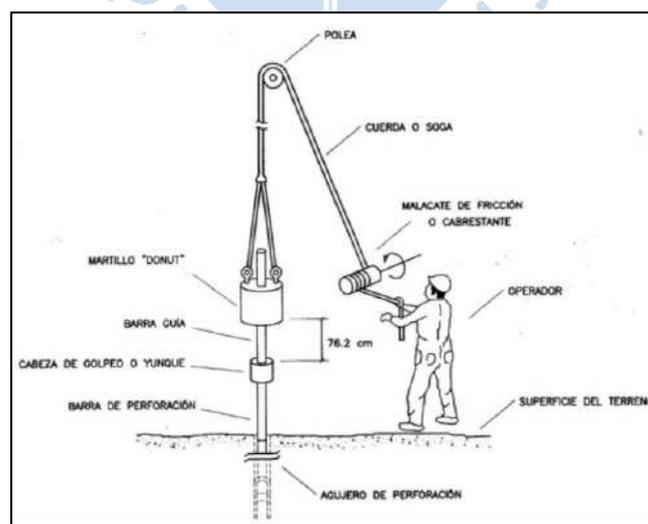
Los ensayos de consolidación, permeabilidad o corte no se pueden realizar ya que es necesario que las muestras no estén alteradas.



**Figura 57.** Medidas estándares de la cuchara partida

**Fuente:** “ASTM D1586 / D1586M-18, Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils”, ASTM International, 2018, Pensilvania.

El material es recogido del suelo cuando el martillo anclado con la cuchara partida cae libremente con un peso de 622.72 KN a una altura de 76 cm aproximadamente (30”), tal como se muestra en la Figura 58. Se cuentan y se registran el número de golpes que se necesita para perforar 15 cm en suelo. Se forman 3 grupos de número de golpes: El primer número de golpes que se utilizan hasta que se alcance una profundidad de 15 cm, el segundo número de golpes que se utilizan para penetrar entre la profundidad de 15 cm hasta 30 cm y finalmente el tercer número de golpes que se utilizan para penetrar entre la profundidad de 30 cm hasta 45 cm.



**Figura 58.** Representación gráfica del ensayo SPT.

**Fuente:** “ASTM D1586 / D1586M-18, Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils”, ASTM International, 2018, Pensilvania.

Solo se cuentan el segundo y tercer grupo de número de golpes, siendo la suma del número de golpes el número 'N'.

El ensayo es rechazado cuando:

- El número de golpes cuando se ha penetrado 15 cm, es mayor a 50.
- El número de golpes cuando se ha penetrado 30 cm, es igual a 100.
- Cuando no hay alguna profundidad de penetración visible luego de 10 golpes.

Cabe mencionar que el ensayo no siempre funcionará en una eficiencia o relación energética del 100%, por lo que se puede decir que hay muchos factores que afectan a esta eficiencia. Esta es afectada principalmente por factores como: diámetro de perforación, longitud de barra de penetración, entre otros. Esto denota experimentalmente, luego de muchos ensayos, que por lo general la eficiencia del ensayo SPT varía entre 30% y 90%.

Por lo cual, en Estado Unidos han optado por establecer un  $N_{60}$ , dada en la ecuación 3.1, en relación a una relación energética promedio que ellos han supuesto, esta relación es 60% ( $\approx N_{60}$ ). Así mismo, es necesaria una corrección a este parámetro valor 'N' para estandarizar en función a su relación energética tomada.

Entonces:

$$N_{60} = \frac{N \times \eta_H \times \eta_B \times \eta_S \times \eta_R}{60} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Dónde:

$N_{60}$ : Valor de golpes SPT corregido

$N$  : Valor de golpes SPT medidos

$\eta_H$  : Porcentaje de eficiencia del martinete

$\eta_B$  : Corrección por diámetro de perforación

$\eta_S$  : Corrección por muestreador

$\eta_R$  : Corrección por la longitud de barra.

Los valores de los coeficientes y eficiencias del martinete han sido suministrados con base en las recomendaciones de Seed e Idriss (1985) y Skempton (1986). Estos valores se presentan en las Tablas 3, 4,5 y 6.

La prueba de SPT es la más conocida y la más utilizada (sencillez, rapidez y economía) porque, además de extraer muestras del material para conocer la propiedades del suelo, diversos estudios han generado múltiples correlaciones bastante precisas con el valor de  $N_{60}$ .

**Tabla 3.** Valores del factor  $\eta_H$  para corrección de  $N_{60}$ .

<b>1era Corrección: Variación de <math>\eta_H</math></b>			
<b>País</b>	<b>Tipo de martinete</b>	<b>Liberación del martinete</b>	<b><math>\eta_H</math> (%)</b>
Japón	Toroide	Caída libre	78
	Toroide	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	De seguridad	Cuerda y polea	60
	Toroide	Cuerda y polea	45
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45
China	Toroide	Caída libre	60
	Toroide	Cuerda y polea	50

**Fuente:** “Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones”, Braja M. Das, 2011, Cengage Learning.

**Tabla 4.** Valores del factor  $\eta_B$  para corrección de  $N_{60}$ .

<b>2da Corrección: Variación de <math>\eta_B</math></b>	
<b>Diámetro (mm)</b>	<b><math>\eta_B</math></b>
60-120	1
150	1.05
200	1.15

**Fuente:** “Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones”, Braja M. Das, 2011, Cengage Learning.

**Tabla 5.** Valores del factor  $\eta_S$  para corrección de  $N_{60}$ .

<b>3era Corrección: Variación de <math>\eta_S</math></b>	
<b>Variable</b>	<b><math>\eta_S</math></b>
Muestreador estándar	1.0
Con recubrimiento para arena y arcillas densas	0.8
Con recubrimiento para arena suelta	0.9

**Fuente:** “Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones”, Braja M. Das, 2011, Cengage Learning.

**Tabla 6.** Valores del factor  $\eta_R$  para corrección de  $N_{60}$ .

<b>4ta Corrección: Variación de <math>\eta_R</math></b>	
<b>Longitud de la barra (m)</b>	<b><math>\eta_R</math></b>
>10	1
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

**Fuente:** “Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones”, Braja M. Das, 2011, Cengage Learning.

### 3.2.1.2. Correlación para suelo arcilloso

Si bien se ha mencionado que, para suelos arcillosos es más viable realizar sondeos mediante calicatas, es también posible realizar una conexión entre este tipo de suelo y el ensayo SPT.

Szechy y Vargi (1978) realizaron una correcta correlación para el número de golpes de penetración estándar  $N_{60}$  y el índice de consistencia (IC) de suelos arcillosos, utilizando los límites de Atterberg. Tal como se muestra en la Tabla 7, Serchy y Vargi (1978) pudieron crear una correlación estableciendo rangos para así poder hallar valores aproximados de IC o de resistencia a la compresión simple.

**Tabla 7.** Correlaciones de Szechy y Vargi por  $N_{60}$  para suelos cohesivos

Número de Penetración Estándar, $N_{60}$	Consistencia	CI	Resistencia a la compresión simple, $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
<2	Muy blanda	<0.5	<25
2-8	Blanda	0.5-0.75	25-80
8-15	Media	0.75-1.0	80-150
15-30	Firme	1.0-1.5	150-400
>30	Muy firme	>1.5	>400

**Fuente:** "Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones", Braja M. Das, 2011, Cengage Learning.

Sumado a esto, Hara et al (1971) recomiendan una formulación dada en la ecuación 3.2 que relaciona, en los suelos arcillosos, el  $N_{60}$  con la resistencia al corte en condición no drenada ( $C_u$ ).

$$\frac{C_u}{P_a} = 0.29 \times (N_{60})^{0.72} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Dónde:

$P_a$  : Es la presión atmosférica. Aproximadamente  $100 \text{ KN/m}^2$

Para finalizar, Mayne y Kemper (1988) concibieron una correlación, presentada en la ecuación 3.3, que buscaba vincular el  $N_{60}$  con la relación de sobre consolidación OCR de un depósito de arcilla.

$$\text{OCR} = 0.193 \times \left(\frac{N_{60}}{\sigma'_0}\right)^{0.689} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

$\sigma'_0$  : Representa el esfuerzo vertical efectivo ( $\text{MN/m}^2$ )

### 3.2.1.3. Correlación para suelo granular

Para suelos granulares, se necesita realizar otra corrección al  $N_{60}$  ya que es afectado por la presión de la sobrecarga efectiva. Este valor de  $N_{60}$  es variado por un factor de corrección  $C_N$ . Esto se muestra en la ecuación 3.4.

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Dónde:

$(N_1)_{60}$  : es el valor corregido de  $N_{60}$  para un esfuerzo efectivo estándar de  $100 \text{ KN/m}^2$

$C_N$  : es el factor de corrección de  $N_{60}$  para suelos granulares.

$N_{60}$  : es el valor 'N' del SPT corregido por aproximación estándar de relación energética a un 60%. Ver Ecuación 3.1

Diversos autores han proporcionado relaciones empíricas para poder aproximar el valor de  $C_N$ . Estas formulaciones han sido basadas por diferentes estudios donde todos tienen como punto en común, que el valor de  $C_N$  depende de la relación  $\frac{\sigma'_0}{P_a}$ .

A continuación, se muestran las ecuaciones 3.5, 3.6, 3.7, 3.8 y 3.9 que muestran diferentes formulaciones para  $C_N$ .

- Liao y Whitman (1986)

$$C_N = \left[ \frac{1}{\left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)} \right]^{0.5} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

- Skempton (1986)

$$C_N = \frac{2}{1 + \left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)} \dots \text{Arena fina normalmente consolidada} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

$$C_N = \frac{1.7}{2 + \left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)} \dots \text{Arena gruesa normalmente consolidada} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

$$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)} \dots \text{Arena sobreconsolidada} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

- Seed e Idriss (1985)

$$C_N = 1 - 1.25 \log \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right) \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Asimismo, en diversos estudios geotécnicos, se han encontrado algunas correlaciones estableciendo parámetros para vincular el ensayo de SPT con algunas características físicas y geotécnicas del suelo.

Como, por ejemplo, Marcuson y Bieganousky (1977) encontraron una relación empírica que podría conectar los parámetros de  $N_{60}$  y la densidad relativa, como propiedad del suelo en cuestión. Presentado en la ecuación 3.10.

$$D_r(\%) = 12.2 + 0.75 \left[ 222 \times (N_1)_{60} + 2311 - 711 \times \text{OCR} - 779 \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right) - 50C_u^2 \right]^{0.5} \quad (\text{Ec. 3.10})$$

Dónde:

$D_r$  : Es la densidad relativa del suelo granular.

$\sigma'_0$ : Es la sobrecarga efectiva en el suelo

$C_u$  : Es el índice de uniformidad del suelo

OCR: Es la relación de sobre consolidación

Tiempo después, Kulhawy y Mayne (1990) corrigieron y perfeccionaron la ecuación para mostrar su propia correlación; esto se puede ver en la ecuación 3.11.

$$D_r(\%) = \left[ \frac{(N_1)_{60}}{C_P \times C_A \times C_{OCR}} \right]^{0.5} \times 100 \quad (\text{Ec. 3.11})$$

Siendo:

$C_P$  : Factor de correlación por tamaño de partícula, visto en la ecuación 3.12.

$$C_P = 60 + \log(D_{50}) \quad (\text{Ec. 3.12})$$

$C_A$  : Factor de correlación por envejecimiento, indicado en la ecuación 3.13

$$C_A = 1.2 + 0.05 \times \log\left(\frac{t}{100}\right) \quad (\text{Ec. 3.13})$$

$C_{OCR}$ : Factor de correlación por consolidación, manifestado en la ecuación 3.14

$$C_{OCR} = \text{OCR}^{0.18} \quad (\text{Ec. 3.14})$$

$D_{50}$  : Diámetro del tamiz por donde pasará el 50% del suelo (mm)

t: Tiempo del suelo desde su depósito (años)

Adicionalmente, diversos autores que han realizado las múltiples correlaciones mencionadas anteriormente han logrado correlacionar el ángulo de fricción interna de un suelo ( $\phi'$ ) con el valor de  $N_{60}$ . En las ecuaciones 3.15, 3.16, 3.17 y 3.18 se muestran algunas de estas formulaciones:

- Peck, Hanson y Thornburn (1974)

$$\phi' = 27.1 + 0.3 \times N_{60} - 0.00054N_{60}^2 \quad (\text{Ec. 3.15})$$

- Shmertmann (1975)

$$\phi' = \tan^{-1} \left[ \frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \times \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)} \right]^{0.34} \quad (\text{Ec. 3.16})$$

- Hatanaka y Uchida (1996)

$$\phi' = \sqrt{20 \times (N_1)_{60}} + 20 \quad (\text{Ec. 3.17})$$

Finalmente, Kulhawy y Mayne (1990), lograron desarrollar una correlación para encontrar el módulo elástico de asentamiento ( $E_S$ ).

$$\frac{E_S}{P_a} = \alpha \times N_{60} \quad (\text{Ec. 3.18})$$

Dónde:

$\alpha$  toma el valor de:

5 para arenas con finos

10 para arenas limpias normalmente consolidadas

15 para arena limpia sobre consolidada

Cabe mencionar que todas las correlaciones antes desarrolladas son aproximaciones, ya que como se ha mencionado, el suelo no es un material homogéneo. Además, se pueden obtener datos que no sean representativos en la muestra. Finalmente, se puede decir que con el ensayo SPT se pueden hallar la mayoría de parámetros geotécnicos para el diseño, mediante correlaciones.

### 3.2.2. Calicatas o calas

Según la norma E.050 “Suelos y Cimentaciones” (2018), desde el punto de vista operativo, la calicata es la herramienta de exploración más sencilla que se puede realizar. Tal como se ha mencionado, generalmente se desarrolla en suelos cohesivos, aunque también se puede realizar en suelos granulares con altos índices de estabilidad. Se trata principalmente de una excavación a una baja profundidad que se realiza en un suelo con el fin de la exploración geotécnica.

Por medio de las calicatas se pueden explorar visualmente los estratos de suelo, por lo que se puede establecer que es el medio más confiable que otorga la información más correcta del suelo. Por este medio, además de realizar una exploración visual, se pueden obtener muestras representativas e inalteradas, estas últimas con una mayor exigencia en el momento de la toma de muestra, conservación y transporte, hasta la realización de los ensayos de laboratorio.

### 3.2.2.1. Descripción del ensayo

Tal como se ha mencionado se debe realizar una excavación al suelo que se desea explorar. Por recomendación, se menciona que las dimensiones mínimas para la sección de la excavación son de 1 metro por 0.8 metros. Se debe realizar la excavación dejando escalones de 30 cm a 40 cm y depositando el material extraído en la superficie de manera ordenada. Por lo menos una de las paredes de la excavación debe estar lo menos contaminada y acuñada posible para que se diferencie la correcta estratigrafía del suelo explorado. Las calicatas suelen tener una profundidad máxima de 3 a 4 metros, ya que a más profundidad que la prevista suele haber una desestabilización del suelo a explorar. Dado que la profundidad de reconocimiento de las calicatas es muy limitada, si se requiere la exploración de una mayor profundidad se podría utilizar otro ensayo como el SPT (NTP 339.162, 2001).

### 3.2.3. Criterios previos a la realización de los sondajes

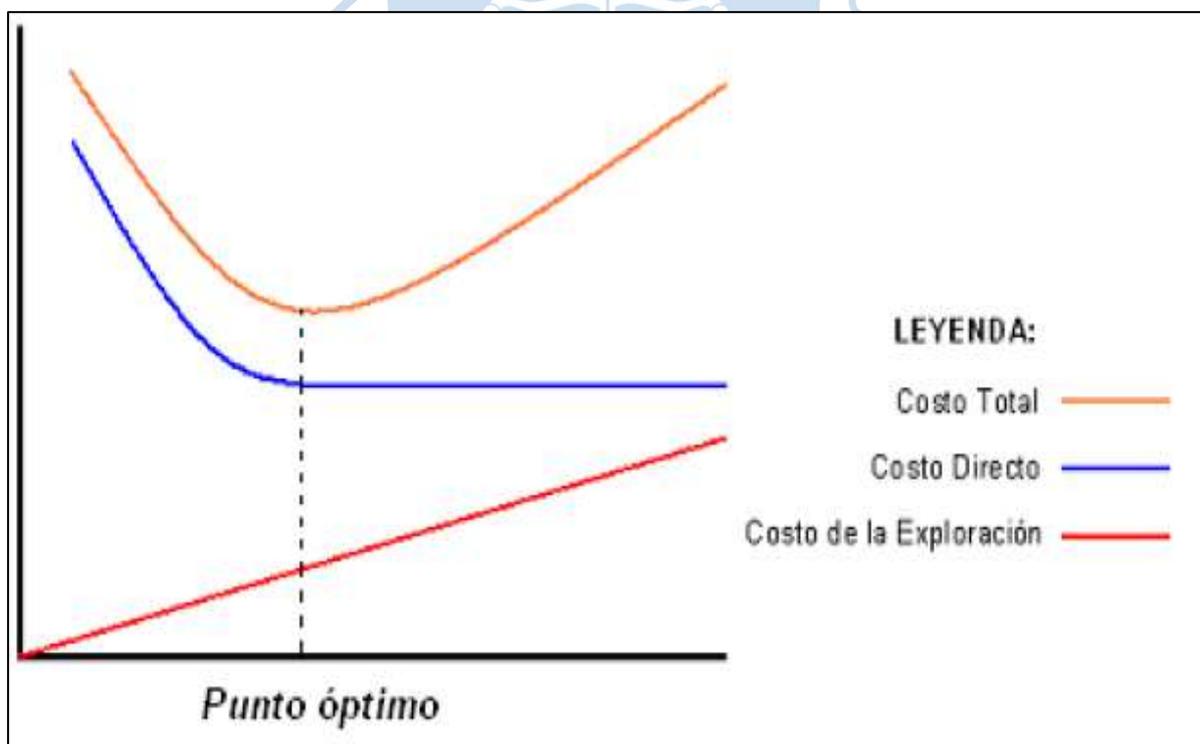
Como criterios básicos en todo proyecto, donde las cimentaciones toman un valor esencial para el buen funcionamiento de la estructura, y más aún en un proyecto de líneas de transmisión eléctrica, es necesario tener la destreza geotécnica para poder analizar qué sondajes se van a realizar, cuántos serán, dónde se ubicarán, entre otras preguntas que serán parte del buen funcionamiento del proyecto, y sin generar un sobrecosto.

El personal calificado, como el ingeniero a cargo de determinar la naturaleza de los sondajes, es necesario que tenga una serie de criterios primordiales para desarrollar las condiciones de estas. Como juicio crítico, se recomienda las siguientes pautas:

- Es necesaria la realización de una visita al campo antes del diseño de todo proyecto, puesto que el reconocimiento visual del suelo ayuda al ingeniero en su clasificación y el registro de algunas propiedades físicas inherentes en el suelo.
- Es indispensable la revisión de información donde se muestre un proyecto semejante, puesto que se pueden determinar parámetros guía que logran facilitar la investigación geotécnica.
- En los proyectos de líneas de transmisión, las estructuras de anclaje o de ángulo son las que poseen cargas concentradas mayores que las estructuras de suspensión. Por ello es necesario realizar obligatoriamente las exploraciones y sondajes en la ubicación donde se encontrarán estas estructuras.
- Si una estructura, luego del trazado, se encuentra ubicada cerca de una fuente de agua como ríos o canales, es necesario el sondaje para determinar la presión admisible que acepta.

- Buscar registros del nivel freático de la zona donde se ubicará la estructura. De estar muy cerca de la superficie, se debe realizar sondajes para averiguar la capacidad del suelo en condiciones desfavorables como son las condiciones sumergidas.
- Desarrollar un presupuesto detallado verificando todos los sondeos posibles y su costo, examinando su beneficio en el proyecto. En los proyectos de líneas de transmisión se constatan diferentes grupos de suelos, dichos grupos se caracterizan por poseer propiedades mecánicas y estratigrafías similares. Al identificar estos grupos, es recomendable la realización de 3 sondeos o exploraciones como mínimo para restar alguna inquietud que se tenga acerca del suelo.

En la Figura 59, muestra el influjo del costo de ensayos con el costo total del proyecto. Cuando un proyecto es ayudado mediante una serie de ensayos o exploración, obtiene como consecuencia un menor costo directo del proyecto, por lo tanto, el costo total disminuye. Sin embargo, en algún punto crítico del proyecto, se desarrolla un punto de inflexión, el cual sugiere que por más ensayos que se haga en el proyecto, su costo directo no seguirá disminuyendo, esto causará el aumento del costo total del proyecto. A este punto se le llama 'punto óptimo', el cual es necesario encontrar para no generar sobrecostos por el número de sondeos.



**Figura 59.** Influencia de ensayos de exploración en el costo total del proyecto.

**Fuente:** "Geotechnical Engineering: Principles & Practices", Coduto D., Yeung M. & Kitch W., 2000, California State Polytechnic University.

### 3.3. Clasificación del suelo

El suelo, al ser la unión de diferentes partículas causadas por el intemperismo, desarrolla una composición muy variada, es decir, es poca la posibilidad de tener dos suelos similares que han sido extraídos de diferentes ubicaciones. Sin embargo, se puede desarrollar un estudio teniendo en cuenta una clasificación de suelos que examina su composición en las partículas. La distribución por excelencia se analiza en la clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), el cual organiza los suelos mediante su granulometría y su plasticidad.

Como se ha mencionado en el inicio de este capítulo, el suelo no es un material homogéneo en su composición, por lo que se asume que es la unión de diferentes tipos de minerales. Estos distintos tipos de suelo que existen aportan características y propiedades. Sin embargo, la clasificación SUCS se determina a través de la textura y tamaño de las partículas en el suelo sumado al índice de plasticidad. El primer parámetro utilizado por la clasificación SUCS, es el tamaño de las partículas que involucra el suelo y su distribución en la composición granular. Según el tamaño de las partículas y el porcentaje que posee se puede hacer una primera separación (ASTM D1586, 2018).

Para realizar un análisis granulométrico, el material debe pasar por una serie de tamices. Estos filtros separan el material según el tamaño de sus partículas. Debido a esto, se determina un porcentaje que pasa los determinados tamices y otro porcentaje que se retiene en cada tamiz.

En la Tabla 8 se puede apreciar los tamices que se utilizan para un análisis granulométrico con el tamaño de cada abertura de las rejillas del tamiz.

**Tabla 8.** Tamaño de abertura para cada tamiz.

Tamices ASTM	Tamaño de orificio del tamiz
3 pulg	75 mm
2 pulg	50 mm
1 1/2	37.5 mm
1	25 mm
3/4	19 mm
3/8	9.5 mm
N° 4	4.75 mm
N° 10	2 mm
N° 20	0.85 mm
N° 40	0.425 mm
N° 60	0.25 mm
N° 140	0.106 mm
N° 200	0.075 mm

**Fuente:** Elaboración propia.

Otro parámetro clave que se involucra en la clasificación SUCS es la plasticidad y expansividad de un suelo, especialmente en las arcillas. Con los límites de Atterberg se puede determinar el grado de plasticidad de un suelo y se puede clasificar mediante propiedades similares.

La expansión de un suelo es un tema de vital importancia y que debe ser estudiada con meticulosidad, puesto que el hinchamiento de un suelo suele ser muy riesgoso para el funcionamiento de las cimentaciones en una estructura. Este se desarrolla cuando partículas de agua entran en contacto con el suelo caracterizado por ser plástico. El hinchamiento y contracción generará esfuerzos en la cimentación, que cuando no son previstos con anterioridad, suele generar algunas fallas en los cimientos.

El problema de la expansión puede ser superada con éxito mediante algunos factores que se deben tomar en cuenta en grandes rasgos:

- Cuando la presión que resulte aplicada al cimiento pueda contrarrestar la presión de la expansión. Para esto se debe hacer un análisis del nivel de expansión que puede tomar el suelo en situaciones críticas.
- Cuando la superestructura que hay encima tiene una rigidez necesaria a tal grado que, si hay un nivel de expansión en suelo, la estructura no presente ninguna fisura o grieta en los elementos de carga.
- Cabe destacar que se debe actuar en el sentido de reducir o eliminar la expansión del suelo por diferentes medios como: reemplazar el suelo expansivo por uno que no lo sea, modificar las propiedades del suelo con procedimientos de estabilización (cal, cemento, etc) o aislar el suelo para que no sufra variaciones en el contenido de humedad (Patrone, 2005).

### **3.3.1. Características del suelo**

Para hacer el reconocimiento del suelo es necesario denotar ciertas características de este. Por medio de estas propiedades se podrían clasificar.

#### **3.3.1.1 Granulometría**

La clasificación SUCS llega a ser la más sencilla de desarrollar por su facilidad de análisis. Determina que todos los suelos se dividen en 3 grandes grupos: Mediante un análisis granulométrico se puede definir entre suelos de grano grueso, suelos de grano fino; mientras que los suelos orgánicos se pueden diferenciar de los demás por el material orgánico que posee. Los suelos de grano grueso son aquellos que su composición granulométrica no supera el 50% el material que pasa el tamiz N°200 y estos se pueden subdividir en Gravas, con la

denominación ‘G’; y arenas, con la denominación ‘S’. Los suelos de grano fino son aquellos que su composición granulométrica supera el 50% el material que pasa el tamiz N°200, asimismo estos se pueden subdividir dependiendo de su límite líquido. Si el límite líquido es menor a 50, se les considera con la denominación ‘L’ (low plasticity); y si el límite líquido superior a 50 se les considera con la denominación ‘H’ (high plasticity). Se puede clasificar también como los limos inorgánicos ‘M’, arcillas inorgánicas ‘C’ y limos y arcillas orgánicas ‘O’.

En la tercera división se encuentran los suelos con contenido orgánico, a estos se les considera con la denominación ‘PT’. Por consideración, los limos y arcillas orgánicas se presentan en este grupo.

### 3.3.1.2 Índices de graduación

Las propiedades de un suelo están sujetas a diversos factores. Como ya se ha mencionado, un factor fundamental en su clasificación es el porcentaje de tamaños de partículas que posee ese suelo. Sin embargo, la continuidad de esas partículas provee ciertas características al suelo en cuestión. Por lo tanto, un suelo puede estar: bien graduado, cuando este posee una variable diversidad de tamaño de partículas; o mal graduado, cuando no lo posee.

Para realizar un examen más exhaustivo se requieren de valores que determinen esa gradación. Entonces, es necesario el análisis de algunos parámetros característicos, que definirán esta gradación. Estos son señalados por las ecuaciones 3.19, 3.20 y 3.21.

- Coeficiente de Uniformidad ( $C_u$ )

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{Ec. 3.19})$$

- Coeficiente de Curvatura ( $C_c$ )

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (\text{Ec. 3.20})$$

- Tamaño efectivo

$$\text{Tamaño efectivo (mm)} = D_{10} \quad (\text{Ec. 3.21})$$

Dónde:

$D_{60}$ : Tamaño máximo de la partícula similar en el cual pasa el 60% del material

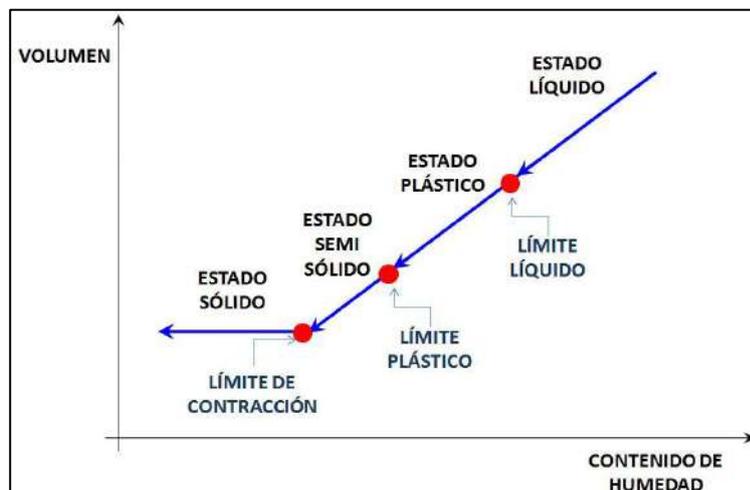
$D_{30}$ : Tamaño máximo de la partícula similar en el cual pasa el 30% del material

$D_{10}$ : Tamaño máximo de la partícula similar en el cual pasa el 10% del material

### 3.3.1.3 Límites de Atterberg

Como último parámetro de identificación, es necesario el estudio de los límites de plasticidad de los suelos, generalmente de grano fino. Como es evidente, los suelos con alto grado de arcilla tienden a poseer una naturaleza cohesiva por el agua adsorbida, que es el grado o cantidad de agua que puede ser retenido en su superficie. Este porcentaje de agua adsorbida generará diferentes comportamientos en el fino (Casagrande, 1932).

Tal como se muestra en la Figura 60, los estados de plasticidad son dependientes de la humedad que posea el suelo. El comportamiento de estos estados se verá reflejado en las propiedades físicas del suelo, como su estabilidad o su desmoronamiento.



**Figura 60.** Estados de consistencia desarrollados por Atterberg.

**Fuente:** Elaboración propia.

El científico sueco Albert Mauritz Atterberg (1846-1916) desarrolló cuatro estados de consistencia del suelo según su humedad. Estos son: Estado Sólido, Estado Semisólido, Estado Plástico y Estado Líquido. Estos a su vez poseen límites que los separan. Para separar el estado sólido y el estado semisólido, se encuentra el límite de contracción; para distinguir el estado semisólido y el estado plástico, se ubica el límite plástico; y para dividir el estado plástico del estado líquido, se sitúa el límite líquido. Como se supone, la humedad en las partículas se vinculará a diferentes comportamientos que pueden tener los suelos, por lo que es necesario su estudio y análisis en cualquier ensayo de caracterización de suelo.

Es necesaria la obtención de estos límites mediante ensayos normados. Principalmente los límites que se suelen averiguar mediante ensayos para la clasificación SUCS es el límite líquido y el límite plástico. Asimismo, el índice de plasticidad, que se define como el rango en el contenido de humedad que se requiere para que el suelo se encuentre en el estado plástico, se puede obtener restando los valores del límite líquido y el límite plástico; esto se señala en la ecuación 3.22.

$$IP = LL - LP \quad (\text{Ec. 3.22})$$

Dónde:

IP: Índice de Plasticidad

LL: Límite Líquido

LP: Límite Plástico

### 3.3.2. Tipos de suelo

#### 3.3.2.1. Suelos de partículas gruesas

Tal como se ha mencionado, en esta división de suelos se encuentran aquellos que, en su composición, más del 50% del porcentaje del material representativo no ha logrado pasar el tamiz N° 200. Generalmente, en este grupo se encuentran las piedras, gravas y arenas. También es sabido que la forma de las partículas es principalmente redondeada y/o angular. Sumado a esto, la porosidad de estas partículas tiende a ser baja, pero la permeabilidad del suelo tiende a ser elevada. Asimismo, se puede mencionar que este tipo de suelo carece o presenta muy poca cohesión; sin embargo, la fricción interna del suelo es alta por el mismo hecho de la forma de las partículas. Finalmente, se puede mencionar que la plasticidad se puede determinar por el porcentaje de arcillas que existen en la composición del suelo, pero es de suponerse que esta no resulta excesiva. Y por el mismo hecho, de que las partículas posean un elevado grado de dureza y porosidad baja, es bajo el grado de compresibilidad de este tipo de suelo.

En efectos prácticos, no hay una delimitación clara entre las gravas y arenas, puesto que la diferencia en el comportamiento mecánico no es claramente apreciada y más si tienen aproximadamente la misma granulometría. Sin embargo, para una identificación analítica es necesaria una determinación granulométrica más precisa (Perez, 2018).

Como se ha definido, el porcentaje del material que pasa el tamiz N°200 no debe excederse del 50% para que sea clasificado como suelo de partículas gruesas. Asimismo, es necesario analizar el tamiz N° 4, puesto que, del porcentaje del material que no ha pasado el tamiz N°200, si más del 50% de este material queda retenido hasta el tamiz N°4, se puede definir que es un material gravoso. Por otra parte, si más del 50% de este material logra pasar el tamiz N°4, se trata de un material arenoso. En la Tabla 9 se muestra la clasificación del suelo si es un material gravoso, y su criterio para clasificarlo. Y en la Tabla 10 se muestra el nombre completo de los suelos en la clasificación SUCS.

En la Tabla 11 se muestra la clasificación del suelo si es un material arenoso, y su criterio para clasificarlo. Y en la Tabla 12 se muestra su nombre completo frente a una

clasificación SUCS. Para ambos casos es necesario revisar la Figura 61, donde se muestra la carta de plasticidad desarrollada por Casagrande para diferenciar el tipo de suelo.

**Tabla 9.** Clasificación para suelos gravosos según clasificación SUCS.

Símbolo de Grupo	Criterios
GW	Menos de 5% pasa la malla N° 200; Cu mayor que o igual que 4; Cc= entre 1 y 3.
GP	Menos de 5% pasa la malla N° 200; no cumple ambos criterios para GW
GM	Más de 12% pasa la malla N°200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad menor que 4.
GC	Más de 12% pasa la malla N°200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad mayor que 7.
GC-GM	Más de 12% pasa la malla N° 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada GC-GM vistas en la Figura 61
GW-GM	El porcentaje que pasa la malla N° 200 entre 5 y 12; cumple los criterios de GW-GM vistas en la Figura 61
GW-GC	El porcentaje que pasa la malla N° 200 entre 5 y 12; cumple los criterios de GW-GC vistas en la Figura 61
GP-GM	El porcentaje que pasa la malla N° 200 entre 5 y 12; cumple los criterios de GP-GM vistas en la Figura 61
GP-GC	El porcentaje que pasa la malla N° 200 entre 5 y 12; cumple los criterios de GP-GC vistas en la Figura 61

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 10.** Nombres completos de suelos gravosos según clasificación SUCS.

GW	<15% arena	Grava bien graduada
	>15% arena	Grava bien graduada con arena
GP	<15% arena	Grava mal graduada
	>15% arena	Grava mal graduada con arena
GM	<15% arena	Grava limosa
	>15% arena	Grava limosa con arena
GC	<15% arena	Grava arcillosa
	>15% arena	Grava arcillosa con arena
GC-GM	<15% arena	Grava limo arcillosa
	>15% arena	Grava limo arcillosa con arena
GW-GM	<15% arena	Grava bien graduada con limo
	>15% arena	Grava bien graduada con limo y arena
GW-GC	<15% arena	Grava bien graduada con arcilla
	>15% arena	Grava bien graduada con arcilla y arena
GP-GM	<15% arena	Grava mal graduada con limo
	>15% arena	Grava mal graduada con limo y arena
GP-GC	<15% arena	Grava mal graduada con arcilla
	>15% arena	Grava mal graduada con arcilla y arena

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 11.** Clasificación para suelos arenosos según clasificación SUCS

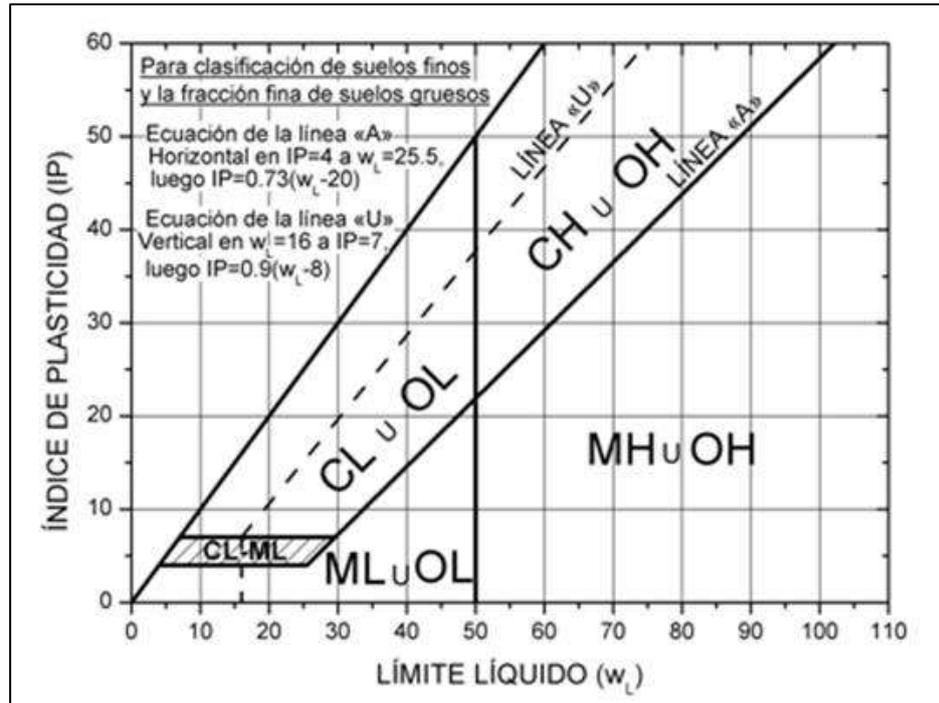
Símbolo de Grupo	Criterios
SW	Menos de 5% pasa la malla N° 200; Cu mayor o igual que 4; Cc entre 1 y 3.
SP	Menos de 5% pasa la malla N° 200; no cumple ambos criterios para SW.
SM	Más de 12% pasa la malla N°200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad menor que 4.
SC	Más de 12% pasa la malla N°200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad mayor que 7.
SC-SM	Más de 12% pasa la malla N° 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML.
SW-SM	El porcentaje que pasa la malla N°200 entre 5 y 12; cumple los criterios de SW-SM vistas en la Figura 61.
SW-SC	El porcentaje que pasa la malla N°200 entre 5 y 12; cumple los criterios de SW-SC vistas en la Figura 61.
SP-SM	El porcentaje que pasa la malla N°200 entre 5 y 12; cumple los criterios de SP-SM vistas en la Figura 61.
SP-SC	El porcentaje que pasa la malla N°200 entre 5 y 12; cumple los criterios de SP-SC vistas en la Figura 61.

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 12.** Nombres completos de suelos arenosos según clasificación SUCS

SW	<15% grava	Arena bien graduada
	>15% grava	Arena bien graduada con grava
SP	<15% grava	Arena mal graduada
	>15% grava	Arena mal graduada con grava
SM	<15% grava	Arena limosa
	>15% grava	Arena limosa con grava
SC	<15% grava	Arena arcillosa
	>15% grava	Arena arcillosa con grava
SC-SM	<15% grava	Arena limo arcillosa
	>15% grava	Arena limo arcillosa con grava
SW-SM	<15% grava	Arena bien graduada con limo
	>15% grava	Arena bien graduada con limo y grava
SW-SC	<15% grava	Arena bien graduada con arcilla
	>15% grava	Arena bien graduada con arcilla y grava
SP-SM	<15% grava	Arena mal graduada con limo
	>15% grava	Arena mal graduada con limo y grava
SP-SC	<15% grava	Arena mal graduada con arcilla
	>15% grava	Arena mal graduada con arcilla y grava

Fuente: Elaboración propia.



**Figura 61.** Carta de plasticidad de Casagrande.

**Fuente:** "ASTM D2487-11, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)", ASTM International, 2011, Pensilvania.

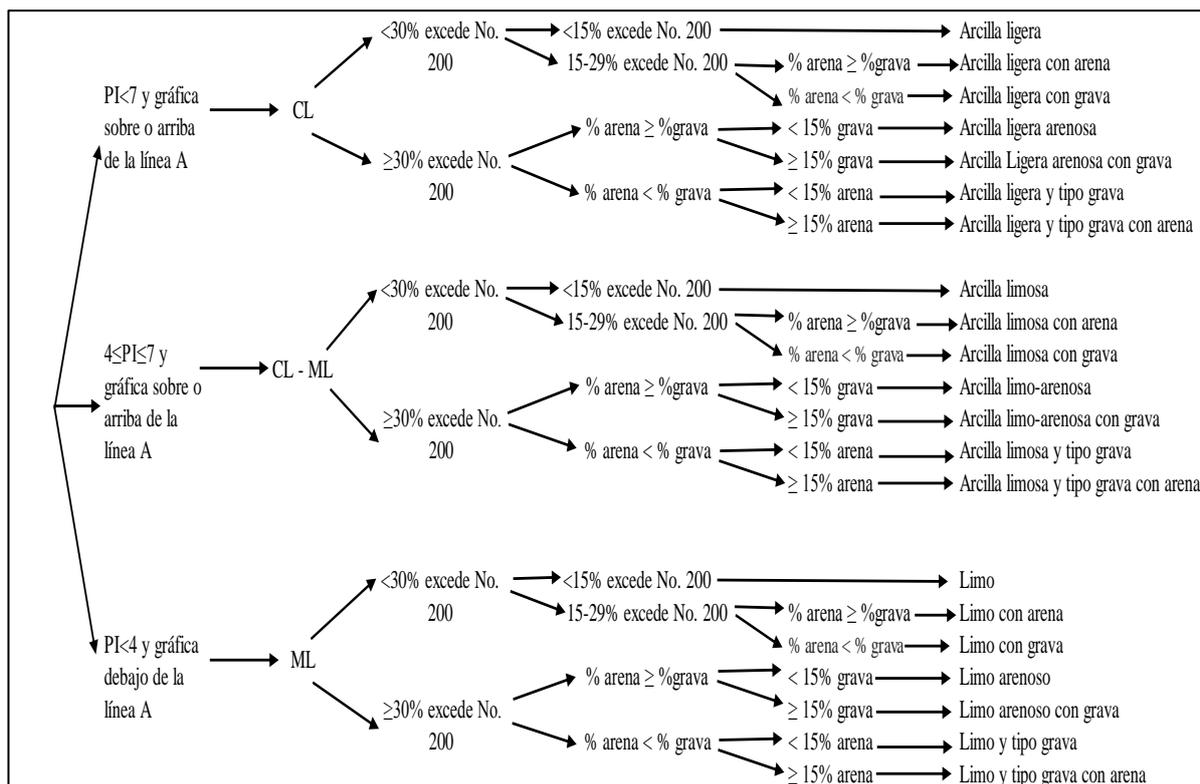
### 3.3.2.2. Suelos de partículas finas

Como se ha mencionado, estos suelos son aquellos donde más del 50% del material ha pasado el tamiz N° 200.

Para realizar una clasificación de las partículas ya no es necesario un análisis según su granulometría sino por su estado de plasticidad que presentan estos suelos. Como se ha mencionado, en este grupo se presentan los limos y arcillas, mostrándose en una forma de partícula de tipo laminar. Este tipo de suelo tiende a ser impermeable o con una permeabilidad muy baja, y presentando un grado de cohesión alta entre partículas. Su plasticidad varía según sea arcilla o limo, es alta en arcillas y baja en limos. Suele tener una fricción entre partículas muy baja. Por el mismo hecho de tener una alta relación de vacíos, suele ser un material muy compresible.

El medio para su determinación son los estados de plasticidad, esencialmente sus límites líquido y plástico, y en consecuencia su índice de plasticidad.

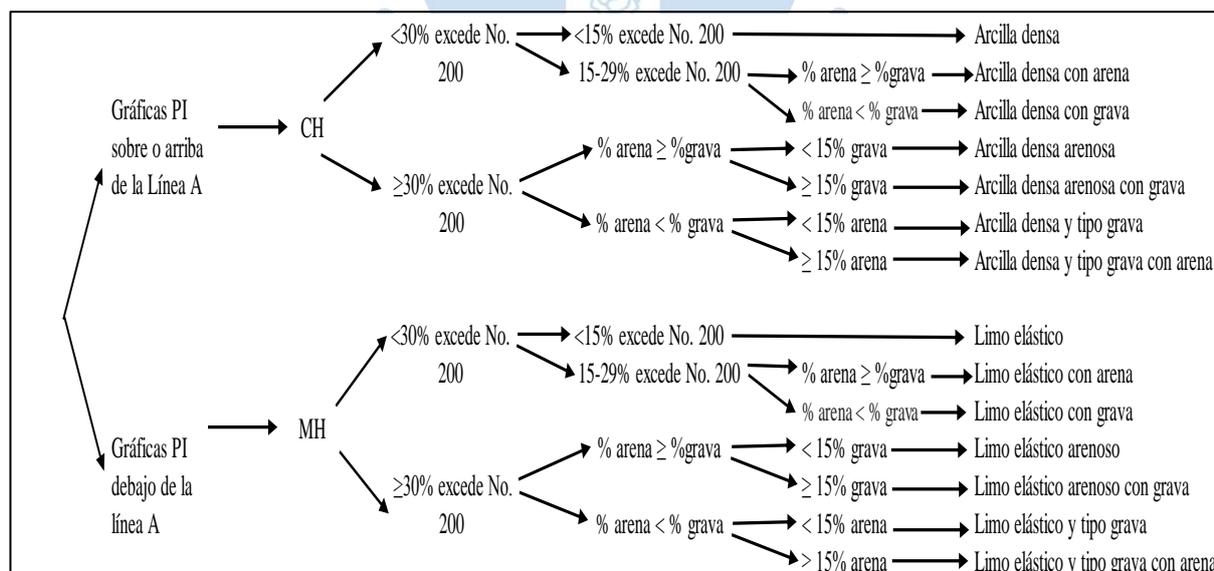
En la Figura 62 se muestra la clasificación y los criterios para aquellos suelos que presenten el límite líquido menor a 50 ( $LL < 50$ ). En esta clasificación es necesaria la ayuda de la carta de plasticidad de Casagrande, mostrada en la Figura 61.



**Figura 62.** Nombres completos de suelos de partículas finas, en las cuales su límite líquido no sea mayor que 50.

**Fuente:** Elaboración propia.

En la Figura 63 se muestra la clasificación y los criterios para aquellos suelos que presenten el límite líquido mayor o igual a 50 ( $LL \geq 50$ ). En esta clasificación es necesaria la ayuda de la carta de plasticidad de Casagrande, mostrada en la Figura 61.



**Figura 63.** Nombres completos de suelos de partículas finas, en las cuales su límite líquido sea mayor o igual que 50.

**Fuente:** Elaboración propia

Existen algunos tipos de limos o arcillas que se caracterizan por tener un grado de materia orgánica en su composición. Esto se puede apreciar en la ecuación 3.23.

$$\frac{LL(\text{Secado al horno})}{LL(\text{Sin secar})} < 0.75 \quad (\text{Ec. 3.23})$$

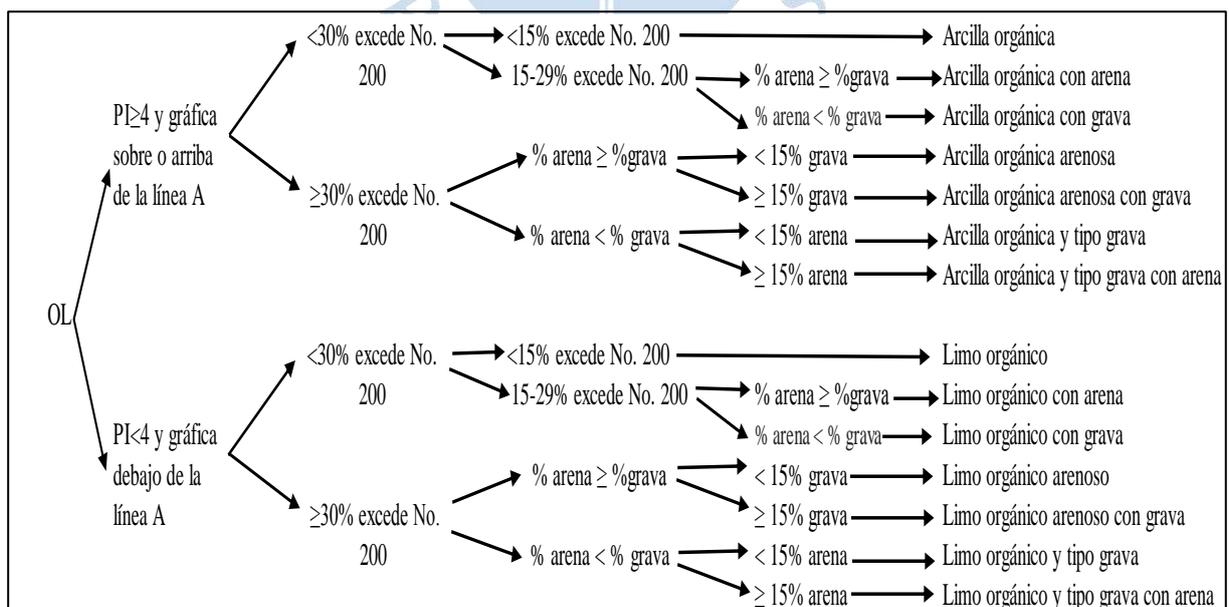
Cuando se determina este valor, se puede concebir una clasificación de suelo fino con material orgánico. En la Figura 64 y 65 se muestra la división de este tipo de suelo. En esta clasificación es necesaria la ayuda de la carta de plasticidad de Casagrande, mostrada en la Figura 61.

La clasificación ‘OL’, como suelo con material orgánico, cuyo límite líquido es menor a 50 y la clasificación ‘OH’, como suelo con material orgánico, cuyo límite líquido es mayor o igual a 50.

### 3.3.2.3. Suelos orgánicos

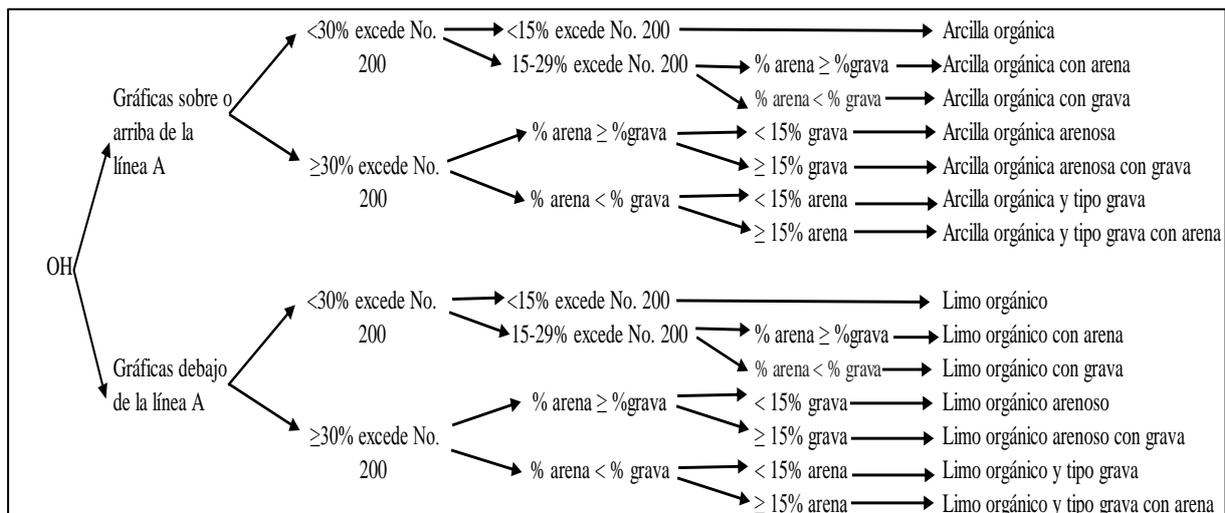
Este grupo de suelos no tiene una subdivisión definida, sin embargo, son mencionados con la nomenclatura ‘PT’. Este tipo de suelos no es muy usado en la construcción ya que posee múltiples desventajas frente a la acción de cargas sobre este, como, por ejemplo, asentamientos excesivos. Son reconocidos por ser una agrupación de partículas vegetales como hojas, ramas, flores, entre otros.

Los excesivos asentamientos son generados por su alto nivel de compresibilidad en consecuencia de su alta porosidad. Cabe destacar que generalmente posee comportamiento friccional entre sus partículas por ser de formas fibrosas.



**Figura 64.** Nombres completos de suelos de partículas finas “OL” con material orgánico.

**Fuente:** Elaboración propia



**Figura 65.** Nombres completos de suelos de partículas finas “OH” con material orgánico.

**Fuente:** Elaboración propia





## Capítulo 4

### Análisis de cimentaciones por el método de Sulzberger

Como es sabido, el suelo es un factor importante ya que en él recaen todas las cargas que llegan a la estructura. Como se ha estudiado en el tercer capítulo, existen diferentes tipos de suelo, los cuales tendrán diversas características físicas y químicas, lo que resultaría en diferentes propiedades mecánicas para distintos suelos.

Para que una estructura de soporte para líneas de transmisión se encuentre correctamente estable, es indispensable el correcto diseño y construcción de sus cimientos, ya que estos transmitirán las cargas provenientes de la estructura hacia el suelo. Por lo que, el método de Sulzberger es uno de los más utilizados para el caso de las estructuras de soporte de líneas de transmisión de energía eléctrica por su facilidad de análisis y por la inclusión de parámetros relativamente sencillos.

#### 4.1. Parámetros geotécnicos

De acuerdo con Maciejewski (1964), la popularidad de éste método para el cálculo de cimientos de líneas de transmisión ha ido en aumento por su sencillo análisis y por el desarrollo de parámetros geotécnicos del suelo. Su empleo también ha sido viable en países como Argentina, en donde las regiones desarrollan fuertes ráfagas de viento. Los resultados frente a este análisis justifican el empleo de este método. Un ejemplo sería la línea de transmisión eléctrica de 66 kV conectando Comodoro Rivadavia y Cañadon Seco (Maciejewski, 1984).

El método emplea un análisis experimental verificado, que relaciona las inclinaciones de los cimientos. Menciona que las inclinaciones que cumplan  $\tan \alpha < 0.01$  se comportan de una manera elástica y de diferente manera que si  $\tan \alpha > 0.01$ , esto se puede apreciar en la Figura 66. Por esto, ocasiona dos diferentes reacciones por parte del suelo: La primera es la que se encuentra en las paredes verticales donde se localizará la excavación y es paralela la

fuerza actuante a la estructura; por otro lado la segunda se encontrará en el fondo del bloque y perpendicular a la fuerza actuante en la estructura.

Por medio de este método se desarrolla un análisis previo mencionando que la ‘profundidad de entrada’ de la cimentación guarda una estrecha relación frente a la ‘presión admisible’ de un suelo o también nombrada ‘resistencia específica’. Esta relación se conecta gracias a un parámetro físico del suelo denominado ‘Índice de compresibilidad’. Como se menciona en la ecuación Ec 4.1, la presión admisible del suelo se puede suponer mediante su índice de compresibilidad que es propio del suelo y una profundidad de entrada que resulta por una fuerza externa.

Por lo que se puede mencionar:

$$\sigma = P \times C \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Dónde:

$\sigma$  : Presión admisible [kg/cm<sup>2</sup>]

P: Profundidad de entrada, causada por la rotación de la cimentación y compresibilidad del terreno [cm]

C : índice de compresibilidad [kg/cm<sup>3</sup>]

Se ha llegado a clasificar los suelos por sus diferentes características mecánicas que poseen. Estos datos inicialmente se propusieron para Austria o Suiza, pero como ya hemos detallado, se han mostrado correctos en diseños hechos en Argentina. Los diferentes suelos ofrecen distintas propiedades físicas los cuales resultan en variadas propiedades mecánicas. En la Tabla 13 se presenta la clasificación de estos suelos y los parámetros geotécnicos que se van a necesitar en los suelos (Maciejewski, 1984).

Tal como se muestra en esta Tabla 13, las principales propiedades que intervienen en el diseño o cálculo de fundaciones según este método son:

- Peso específico
- Presión admisible
- Índice de compresibilidad
- Ángulo de tierra gravante
- Ángulo de fricción interna
- Ángulo de fricción entre el suelo y el concreto.

**Tabla 13.** Propiedades físicas y mecánicas para diferentes tipos de suelo (Según la clasificación en suelo Austriaco y/o suizo)

CATEGORIA	Naturaleza del terreno	Peso Específico	Presión Admisible	Índice de Compresibilidad	Ángulo de la tierra gravante		Ángulo de la fricción interna	Coeficiente de fricción entre terreno y hormigón	
		kg/m <sup>3</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	Vegetable	Movido		Liso	Escabroso
A	Laguna, aquazal, terreno pantanoso	650	hasta 0.5	0.5 ... 1.0	5°	3°		0.05	0.1
B	Terrenos muy blandos	1700	hasta 0.8	1 ... 2	5°	3°	20°	0.2	0.2
	Arena fina húmeda						30°	0.3	0.5
	Arcilla blanda						25°	0.3	0.4
C	Arcilla mediodura seca	1700	hasta 1.8	5 ... 8	8°	6°	25°	0.4	0.5
	Arcilla fina seca			6 ... 9			30°	0.6	0.7
D	Arcilla Rígida	1700	hasta 3.0	10	12°	10°	25°	0.4	0.5
	Arenagruosa y pedreguda			11 ... 13			35°	0.4	0.5
E	Arcillagruosa dura	1700	hasta 4.0	13 ... 16	15°	12°	37°	0.4	0.5
F	Rígido pedregudo y cantorodado		hasta 5.0		20°	20°	40°	0.4	0.5

**Fuente:** "Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger", Maciejewski T., 1964, Revista Electrotécnica.

Los valores de índice de compresibilidad 'C' que se muestran en la Tabla 13, corresponden a una profundidad de 2 metros.

Para analizar el índice de compresibilidad a una profundidad que es igual a la del fondo de excavación se puede aceptar el valor de  $C_b = 1.2C$  (Maciejewski, 1984).

Estas características y propiedades son esenciales para el diseño ya que engloban la mayor parte del comportamiento del suelo frente a las cargas de una cimentación.

Se puede afirmar que al movimiento dado por la fuerza en la estructura de soporte (estos referidos a las torres o postes) o mejor dicho la inclinación de la estructura, se suelen oponer dos tipos de reacciones que se relacionan entre el suelo y la cimentación.

Estas reacciones efectuadas principales son:

- **Reacción lateral:** Esta reacción se produce por la introducción o el encastramiento de la cimentación en el suelo, así como también la fricción que sucede a lo largo de las paredes verticales de la cimentación entre el suelo. Esta reacción es perpendicular a la fuerza en la estructura.
- **Reacción de Fondo:** Esta reacción se produce por las cargas verticales, las cuales afectan a la estructura.

Las reacciones generan unas fuerzas internas que dan estabilidad a la estructura. Las fuerzas laterales generan un momento  $M_S$  que se le denomina ‘Momento de Encastramiento’ y las fuerzas de fondo generan un momento  $M_b$  que se le denomina ‘Momento de Fondo’.

Analizando los resultados de los ensayos de laboratorio de los estudios geotécnicos para la caracterización del suelo, elaborados para el diseño del proyecto ‘Línea de Transmisión de 60KV C.H. Chancay - Subestación Huaral’, el suelo que prima en este proyecto, según la tabla dada en el Método de Sulzberger, es un suelo con características entre arcilla fina seca y arcilla rígida. Ver anexo A-1. Estos datos se utilizarán para realizar el diseño y comparación de los métodos que se proponen en la presente tesis.

Mediante un análisis se puede determinar que para fundaciones que no presentan esbeltez, es decir, poca profundidad y secciones transversales relativamente enormes, se puede proporcionar la relación vista en la ecuación 4.2.

$$\frac{M_S}{M_b} < 1 \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Dónde:

$M_S$ : Momento de encastramiento

$M_b$ : Momento de fondo

Estas reacciones internas proporcionan la estabilidad adecuada, tal que la estructura no tenga inclinaciones tales que llegue al fallo de la estructura. Por esto, el método propone multiplicar el valor del momento actuante ‘M’ por un coeficiente ‘s’, tal que el momento actuante ‘M’ en la estructura se incremente.

Por lo tanto, se llegaría a la ecuación 4.3 que describe el dimensionamiento de la cimentación.

$$M_S + M_b \geq s \times M \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Dónde:

$M_S$ : Momento de encastramiento causado por las fuerzas laterales

$M_b$ : Momento de fondo causado por las fuerzas de la base

s : Coeficiente de incremento del momento actuante o desestabilizador

M : Momento actuante en la estructura o momento desestabilizador

Este coeficiente de incremento adimensional ‘s’ produce que la carga actuante sea mayor. Por lo tanto, genera una seguridad adicional que la estructura sea estable. Estos valores de ‘s’ se muestran en la Tabla 14 y dependen de la condición  $\frac{M_S}{M_b}$ .

**Tabla 14.** Valores de 's', según la condición de  $\frac{M_s}{M_b}$ .

M <sub>s</sub> /M <sub>b</sub>	0,0	0	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
s	1,500	1,383	1,317	1,260	1,208	1,150	1,115	1,075	1,040	1,017	1,000

**Fuente:** Adaptado de "Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger", Maciejewski T., 1964, Revista Electrotécnica.

#### 4.1.1. Peso específico

Según Yepes (2018), se le conoce como peso específico del suelo a la relación que hay entre el peso del suelo y su volumen. Esta relación depende directamente de la humedad que contenga el suelo y de la proporción de aire que abarque. Se tiende a averiguar el peso específico en una condición seca del suelo y por otro lado con la humedad que tenga, esto es para evitar confusiones. Para el cálculo por el método de Sulzberger se debería utilizar el peso específico en condiciones naturales.

#### 4.1.2. Presión admisible

Se le conoce también como capacidad portante del suelo a la presión máxima que puede soportar un suelo antes de su inestabilidad o su fallo. Este fallo llevaría a la ruptura de un volumen de terreno o la inestabilidad de un cimiento. Se le debe considerar también un factor de seguridad para poder desarrollar el nivel de carga aceptada por el suelo. Este nivel es relativo, ya que depende del tipo de estructura que soportará este suelo. Tal como se muestra en la Tabla 15, hay diversos valores para este factor de seguridad (Medina, 2002).

**Tabla 15.** Valores de factor de seguridad para la carga admisible del suelo

Estructura	Factor de Seguridad
Muros de Retención	2
Excavaciones temporales	2
Puentes en ferrocarril	4
Puentes encarreteras	3.5
Silos	2.5
Almacenes	2.5
Departamentos/Oficinas	3
Luces Industriales	3.5
Edificios Públicos	3.5
Zapatas	3
Losas	3
Cimentaciones profundas con pruebas de carga	2
Pilas manuales con análisis de ecuacion de olas	2.5
Cimentaciones profundas sin pruebas de carga	3
Suelos multicapas	4

**Fuente:** "Análisis comparativo de la teoría de capacidad portante por corte de cimentaciones superficiales", Medina J., 2002, Universidad Nacional de Ingeniería.

El factor de seguridad indicado en el cálculo de cimientos mediante este método dependerá mucho del tipo de cimentación a la cual escoger, pero si estamos rigiéndonos en el cálculo de cimentaciones de torres de energía eléctrica podríamos analizar su fundación con el factor de seguridad indicado para losas.

#### **4.1.3. Índice de compresibilidad**

El índice de compresibilidad es un parámetro geotécnico que estudia la compresibilidad de un suelo dependiendo de las variaciones de dimensión de este suelo frente a las cargas actuantes que hay. Si el suelo es más rígido y las cargas actuantes originan que los asentamientos en suelo sean menores, entonces el índice de compresibilidad es mayor. En resumen, el índice de compresibilidad es una medida de rigidez del suelo u oposición a las deformaciones volumétricas.

García (2010) afirma que el coeficiente de compresibilidad está estrechamente determinado por los componentes físicos del suelo y por su peso específico.

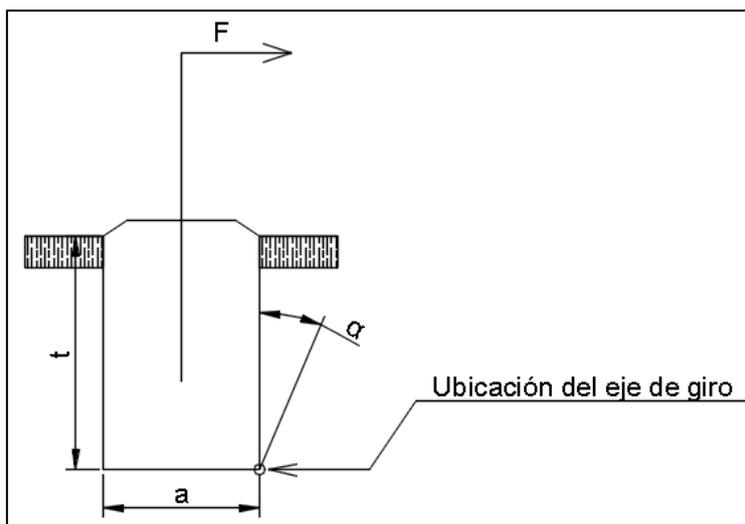
#### **4.1.4. Ángulo de fricción interna del suelo**

Según Hossne (2012), el ángulo de fricción interna es un parámetro geotécnico que mide el nivel de rozamiento friccionante entre las partículas internas de un suelo. Su interpretación física para cualquier suelo, se puede mencionar también como el ángulo de reposo del suelo aunque intervendrían otras propiedades geotécnicas como la cohesión o condiciones físicas como la humedad. Pero para materiales granulares donde el nivel de cohesión es muy pequeño, el ángulo de fricción se determina por el ángulo de reposo.

### **4.2. Cimentación tipo pilote**

#### **4.2.1. Momento de encastramiento**

Supóngase que, en algún momento, donde la cimentación o el bloque 'abt' ya ha sido puesta en suelo, se tiene una carga actuante en la estructura. Cuando esta carga actuante en la estructura sea mínima o muy pequeña se podría concluir que la fricción en fondo de la cimentación actúa en su valor total. Esto da a lugar a que el eje de giro se encuentre al fondo de la cimentación a una profundidad 't'. En la Figura 66 se muestra a detalle la profundidad 't' y la posición del eje de giro. Por lo tanto, esta pequeña inclinación que se dará en el bloque por la carga actuante que hay, procederá a que el bloque realice una rotación con un ángulo  $\alpha$ .

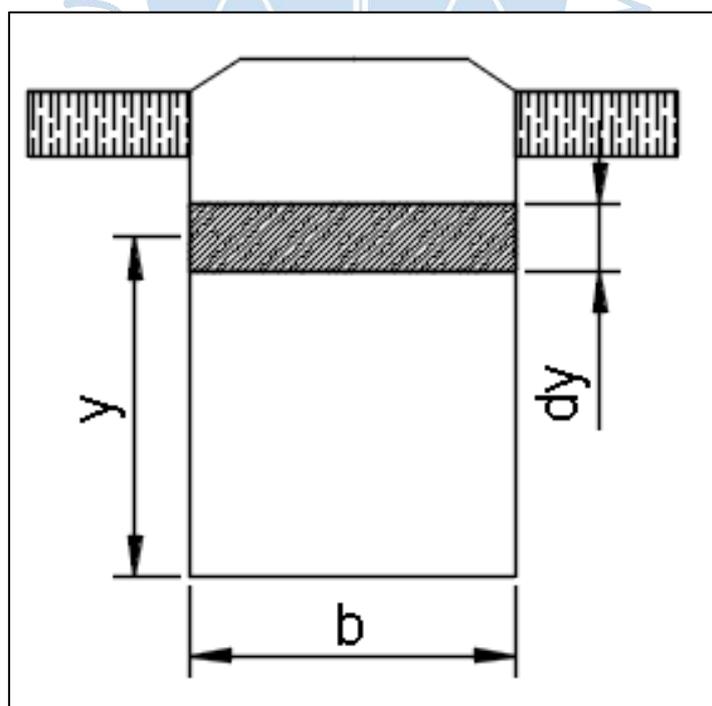


**Figura 66.** Bloque de cimentación

**Fuente:** Adaptado de “Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger”, Maciejewski T., 1964, Revista Electrotécnica.

Esta rotación se dará para el área definida  $b \times \partial y$  y será igual a  $y \tan \alpha$ , tal como se muestra en la Figura 67. Donde  $y$  es la distancia desde el fondo de la cimentación hasta el área diferencial  $b \times \partial y$ . Se asume un valor de índice de compresibilidad  $C_y$  a la profundidad determinada por ‘ $y$ ’. Por lo cual, definiendo en base a la ecuación 4.1 se puede definir la ecuación 4.4.

$$\sigma_y = C_y \times y \tan \alpha \quad (\text{Ec. 4.4})$$



**Figura 67.** Bloque de cimentación mostrando el área diferencial “ $dy \cdot b$ ”

**Fuente:** Adaptado de “Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger”, Maciejewski T., 1964, Revista Electrotécnica.

Según la ecuación 4.4, se posee una presión  $\sigma_y$ . Por lo tanto, si se requiere adquirir la fuerza de reacción para el elemento diferencial de área en la pared transversal, se puede realizar la ecuación 4.5.

$$\text{Diferencial de fuerza de reacción} = C_y \times y \tan \alpha \times b \times \partial y \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Por física y cálculo diferencial se conoce que el momento actuante debido a una fuerza puede estar definido por la ecuación 4.6.

$$M = F \times d \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Dónde:

M: momento actuante por la fuerza

F: fuerza

D: distancia

Por lo tanto, se puede mencionar que el momento actuante al eje de giro del bloque de cimentación, de la fuerza de reacción se puede presentar por la ecuación 4.7.

$$\partial M_S = C_y \times y \tan \alpha \times b \times \partial y \times y \quad (\text{Ec. 4.7})$$

Se puede ver que  $C_y \times y \times b \times \partial y \times y$ , ordenándolo  $C_y \times b \times \partial y \times y^2$  es el momento de inercia de superficie de carga  $C_y \times b \times \partial y$ , ya que por cálculo diferencial se sabe que el momento de inercia de una superficie se formula mediante la ecuación 4.8.

$$I = A \times y^2 \quad (\text{Ec. 4.8})$$

Dónde:

I: momento de inercia de la superficie 'A'

A: superficie

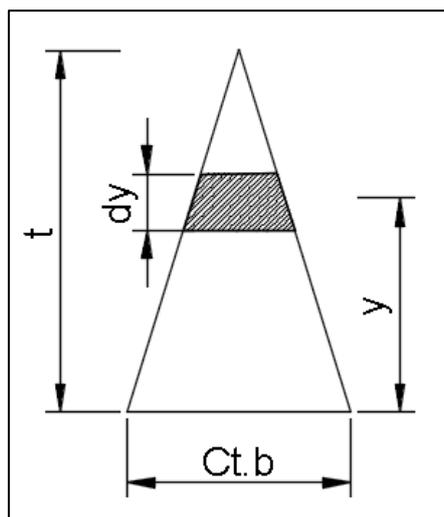
y: distancia desde la superficie hasta el punto donde se quiera obtener la inercia

Entonces se puede desarrollar la ecuación 4.9.

$$\partial M_S = \partial I \times \tan \alpha \quad (\text{Ec. 4.9})$$

Como se ha mencionado el índice de compresibilidad 'C', depende del nivel de compresibilidad del suelo. Por obvias razones, se puede mencionar que este índice aumenta mientras que aumenta la profundidad por lo cual se permite decir que es función de la profundidad. Obteniendo así, que en el fondo de cimentación este valor es  $C_b = 1.2C$ .

Entonces se puede desarrollar que  $C_y$ , y tal como se muestra en la Figura 68, varía dependiendo la profundidad, hasta que, en el punto de fondo, la función de carga se convierte a  $C_t b$ .



**Figura 68.** Variación de  $C_y$

**Fuente:** Adaptado de "Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger", Maciejewski T., 1964, Revista Electrotécnica.

Por lo tanto, se puede reescribir el valor de  $C_y$  correspondiente a su determinada profundidad mediante la ecuación 4.10

$$C_y = C_t \left(1 - \frac{y}{t}\right) \quad (\text{Ec. 4.10})$$

Y así reescribiendo el momento de inercia de la superficie de carga se determina la ecuación 4.11.

$$\partial I = C_t \left(1 - \frac{y}{t}\right) \times b \times \partial y \times y^2 \quad (\text{Ec. 4.11})$$

Donde integrando de 0 a  $t$  se obtiene la ecuación 4.12

$$I = \int_0^t C_t \left(1 - \frac{y}{t}\right) \times b \times y^2 \times \partial y = \frac{C_t b t^3}{12} \quad (\text{Ec. 4.12})$$

Por lo tanto, el momento de encastramiento sería dado por la ecuación 4.13

$$M_S = \frac{C_t b t^3}{12} \times \tan \alpha \quad (\text{Ec. 4.13})$$

Como se sabe por la ecuación 4.1, se puede obtener la ecuación 4.14.

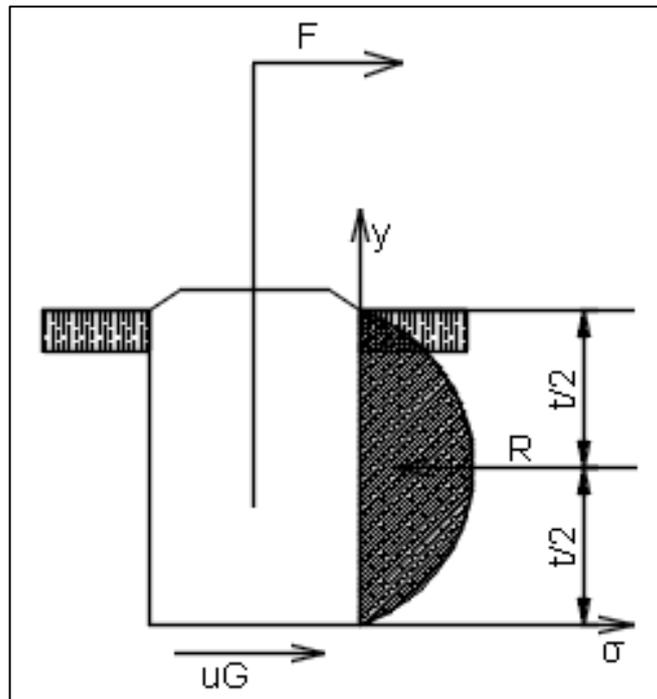
$$\sigma_y = C_y \times P_y \quad (\text{Ec. 4.14})$$

Donde  $P_y$  es el desplazamiento lateral por la inclinación  $\alpha$  de la estructura. En condición horizontal, se ha comprobado que, gracias a la inclinación, es  $y \tan \alpha$

Por lo tanto, se puede mencionar mediante la ecuación 4.15 que:

$$\sigma_y = C_t \left(1 - \frac{y}{t}\right) \times y \tan \alpha \quad (\text{Ec. 4.15})$$

Lo que da a suponer que  $\sigma_y$  representa una función de carácter parabólico y con simetría en la recta  $y = \frac{t}{2}$ . Esto se puede apreciar mejor en la Figura 69.



**Figura 69.** Función  $\sigma_y$ , de acuerdo a la Ec 4-15 es la línea sobre el área sombreada  
**Fuente:** Adaptado de “Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger”, Maciejewski T., 1964, Revista Electrotécnica.

Tal como se muestra en la figura anterior, esta inclinación genera una superficie de esfuerzo con una resultante  $R$  en el centro de la cara lateral de la cimentación. Por lo tanto, se puede obtener la ecuación 4.16.

$$M_s = R \times \frac{t}{2} \quad (\text{Ec. 4.16})$$

Por lo tanto, para que la estructura esté en estabilidad, se debe representar que sus fuerzas sean contrarrestadas por otra fuerza para mantener un equilibrio estático. Esto se muestra en la ecuación 4.17.

$$R = \mu G \quad (\text{Ec. 4.17})$$

Dónde:

$R$ : Resultante de la reacción lateral del suelo frente a la carga en la estructura

$\mu$ : Coeficiente de fricción estática entre el concreto y el suelo

$G$ : Sumatoria de las cargas verticales en la estructura

En el momento en que la fricción es sobrepasada y el punto de giro empiece a levantarse de la base del bloque de cimentación ocurre una igualdad que se describe en la ecuación 4.18.

$$\mu G \times \frac{t}{2} = \frac{C_t b t^3}{12} \times \tan \alpha \quad (\text{Ec. 4.18})$$

Por lo tanto se obtiene la ecuación 4.19.

$$\tan \alpha = \frac{6\mu G}{C_t b t^2} \quad (\text{Ec. 4.19})$$

Como se sabe, al incrementarse la inclinación por la carga actuante, llega a disminuir el grado de fricción estática entre el concreto y el suelo hasta su desaparición. Por tanto, se obtiene una situación tal que el eje de giro se encontrará en el centro de gravedad de la superficie de carga. Como es un triángulo, sería a una profundidad de  $\frac{2t}{3}$ .

Como es sabido, en este punto se encuentra el baricentro de un triángulo. Por lo tanto, el momento de inercia del baricentro de un triángulo está dado por la ecuación 4.20.

$$I = \frac{b t^3}{36} C_t \quad (\text{Ec. 4.20})$$

Entonces se logra la ecuación 4.21.

$$M_S = \frac{b t^3}{36} C_t \times \tan \alpha \quad (\text{Ec. 4.21})$$

Por lo tanto, si la inclinación de la ecuación 4.16 no sobrepasa el ángulo dicho en el criterio de diseño, se utiliza la formulación escrita en la ecuación 4.13. Si este ángulo es sobrepasado, se realiza el planteamiento utilizando la ecuación 4.21.

#### 4.2.2. Momento de fondo

Se puede realizar un pequeño análisis mencionando brevemente un asentamiento por la carga que se aplica. Las cargas verticales originan que el cimiento penetre el suelo una profundidad  $\lambda$  que se visualiza en la ecuación 4.22.

$$\lambda_0 = \frac{G}{ab C_b} \quad (\text{Ec. 4.22})$$

Dónde:

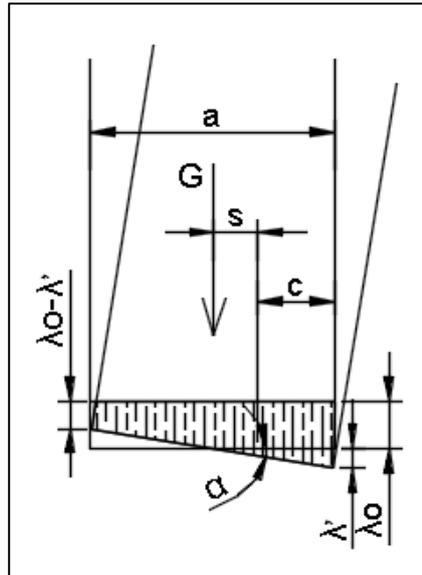
$\lambda_0$ : Profundidad que entra la cimentación por la carga vertical

G: Carga vertical

a, b: Dimensiones transversales del bloque

$C_b$ : Coeficiente de compresibilidad en dirección vertical

Cuando sucede la inclinación  $\alpha$ , en la base del bloque un lado tiende a subir y otro lado tiende a bajar. Como se muestra en la Figura 70 el bloque se inclina, comprimiendo el suelo por un lado y tensionando el suelo por el otro. Sin embargo, este suelo que se ha tensionado por la inclinación aún sigue en compresión por la reacción de las cargas verticales. Es decir, la tensión que genera la inclinación de la estructura no logra superar la compresión que genera las cargas verticales.



**Figura 70.** Inclinación del bloque de cimentación

**Fuente:** Adaptado de “Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger”, Maciejewski T., 1964, Revista Electrotécnica.

Por lo tanto, el momento equilibrante que se genera en el fondo de la cimentación se describe en la ecuación 4.23.

$$M_b = G \times s \quad (\text{Ec. 4.23})$$

Donde en la ecuación 4.24 se aprecia que:

$$s = \frac{a}{2} - c \quad (\text{Ec. 4.24})$$

Desarrollando c se tiene la ecuación 4.25.

$$c = \frac{a(\lambda_0 + \lambda') + 2(\lambda_0 - \lambda')}{3(\lambda_0 + \lambda' + \lambda_0 - \lambda')} \quad (\text{Ec. 4.25})$$

Y teniendo en cuenta la ecuación 4.26, se muestra que:

$$\lambda' = \frac{a}{2} \tan \alpha \quad (\text{Ec. 4.26})$$

Por lo tanto, se obtiene la ecuación 4.27

$$M_b = \frac{ba^3}{12} C_b \tan \alpha \quad (\text{Ec. 4.27})$$

Siguiendo el mismo análisis de la Figura 71 se obtiene la ecuación 4.28.

$$a \tan \alpha = 2\lambda_0 \quad (\text{Ec. 4.28})$$

Gracias a esto, se puede llegar al análisis del ángulo de inclinación que se muestra en la ecuación 4.29.

$$\tan \alpha = \frac{2G}{a^2 b C_b} \quad (\text{Ec. 4.29})$$

Como se muestra en la Figura 71, cuando se llega a la condición donde la inclinación origina que la tensión de la parte que se levanta en el bloque sea mayor a la compresión generada por las cargas verticales actuantes en la estructura. Esto sucede cuando la inclinación excede el criterio de diseño, el momento equilibrante de fondo se puede hallar mediante la ecuación 4.30.

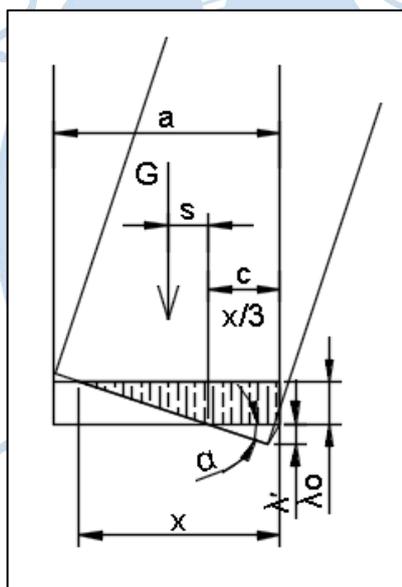
$$M_b = G\left(\frac{a}{2} - \frac{x}{3}\right) \quad (\text{Ec. 4.30})$$

Pero también se puede deducir la ecuación 4.31.

$$x = \sqrt{\frac{2G}{bC_b \tan \alpha}} \quad (\text{Ec. 4.31})$$

Entonces, reemplazando la ecuación 4.31 en la ecuación 4.30 se obtiene la ecuación 4.32.

$$M_b = G\left(\frac{a}{2} - 0.47 \sqrt{\frac{G}{bC_b \tan \alpha}}\right) \quad (\text{Ec. 4.32})$$



**Figura 71.** Bloque de cimentación cuya inclinación ha superado el criterio de diseño

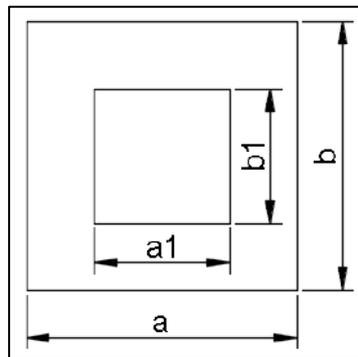
**Fuente:** Adaptado de “Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger”, Maciejewski T., 1964, Revista Electrotécnica.

### 4.3. Cimentación tipo zapata

#### 4.3.1. Momento de encastramiento

El análisis de las cimentaciones tipo zapata se asemeja mucho al análisis anterior. Se empieza suponiendo una zapata. Las dimensiones de la zapata corresponden con una sección transversal ‘ab’ y una altura de zapata ‘h’. También cabe mencionar que la profundidad de cimentación se supondrá, al igual que el anterior análisis, como ‘t’.

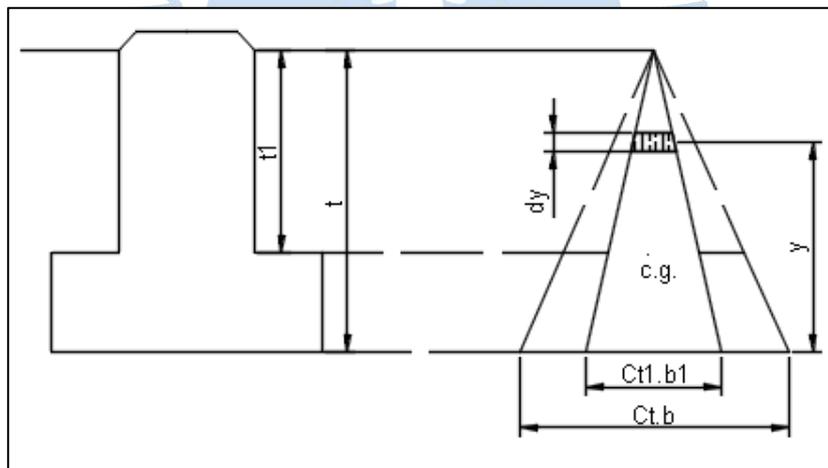
En la Figura 72 se puede apreciar la sección vista de planta de la zapata con sus dimensiones mencionadas. A las dimensiones transversales de la zapata 'a' y 'b' se le suman también las dimensiones transversales de la columna 'a<sub>1</sub>' y 'b<sub>1</sub>'.



**Figura 72.** Vista de planta de la zapata

**Fuente:** Adaptado de "Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger", Maciejewski T., 1964, Revista Electrotécnica.

Tal como se ha mencionado, el índice de compresibilidad y por lo tanto la superficie de carga depende de la profundidad de excavación. En la Figura 73 se muestra la variación de este índice de compresibilidad.



**Figura 73.** Variación del índice de compresibilidad en la zapata

**Fuente:** Adaptado de "Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger", Maciejewski T., 1964, Revista Electrotécnica.

Como es sabido, en el método constructivo, es necesario el movimiento de tierras para la construcción de los cimientos. Luego de esto, se prosigue con el respectivo relleno. Esto da lugar a que el fondo de la cimentación se hable de 'tierra firme' ya que no ha sido desplazada ni rellenada, mientras que al nivel de profundidad, donde empieza la zapata, que le denominaremos 't<sub>1</sub>', haya habido un movimiento de tierra en forma de relleno y se hable de 'tierra movida'. En otras palabras en la parte inferior de zapata se puede decir que se tiene tierra firme y en la parte superior de la zapata, al ser relleno, se tiene tierra movida.

Ya que son diferentes condiciones, no se puede asumir que el índice de compresibilidad en la tierra firme será similar al de la tierra movida, ya que, por condiciones físicas de consolidación del suelo, el índice de compresibilidad en tierra firme es mayor que en tierra movida.

Por lo tanto, según la Figura 73 se puede mencionar que  $C_t$  es el índice de compresibilidad de tierra firme a una profundidad 't' y  $C_{t_1}$  es el índice de compresibilidad de tierra movida a una profundidad 't<sub>1</sub>'.

Realizándose el mismo análisis, se puede decir que cuando la inclinación no ha superado el valor de criterio de diseño, el eje de giro se encuentra en el fondo de excavación.

Formulando los momentos de inercia de las superficies de carga, se tiene en cuenta que hay dos formulaciones. La primera es para tierra firme y la segunda para tierra movida.

Para tierra movida se considera la superficie de carga  $b_1 C_{t_1} \frac{t-y}{t} \partial y$ , por lo que su momento estaría dado por la ecuación 4.33.

$$\partial I_m = b_1 C_{t_1} \frac{t-y}{t} y^2 \partial y \quad (\text{Ec. 4.33})$$

Si el rango de la tierra movida es de la profundidad 't-t<sub>1</sub>' a 't'. Por lo tanto se obtiene la ecuación 4.34.

$$I_m = \int_{t-t_1}^t b_1 C_{t_1} \frac{t-y}{t} y^2 \partial y = \frac{b_1 C_{t_1}}{12t} (6t^2 t_1^2 - 8t t_1^3 + 3t_1^4) \quad (\text{Ec. 4.34})$$

Para tierra firme se considera la superficie de carga  $b C_t \frac{t-y}{t} \partial y$ , por esto se obtiene la ecuación 4.35.

$$\partial I_f = b C_t \frac{t-y}{t} y^2 \partial y \quad (\text{Ec. 4.35})$$

Si el rango de la tierra movida es de la profundidad 0 a 't-t<sub>1</sub>' se obtiene 4.36.

$$I_f = \int_0^{t-t_1} b C_t \frac{t-y}{t} y^2 \partial y = \frac{b C_t}{12t} (t^4 - 6t^2 t_1^2 - 8t t_1^3 + 3t_1^4) \quad (\text{Ec. 4.36})$$

Entonces se calcula un momento de inercia total, el cual es la sumatoria de la inercia en tierra firme y la inercia en tierra movida. Esto se señala en la ecuación 4.37.

$$I = \frac{b_1 C_{t_1}}{12t} (6t^2 t_1^2 - 8t t_1^3 + 3t_1^4) + \frac{b C_t}{12t} (t^4 - 6t^2 t_1^2 - 8t t_1^3 + 3t_1^4) \quad (\text{Ec. 4.37})$$

Entonces se obtiene la ecuación 4.38.

$$M_S = \left[ \frac{b_1 C_{t_1}}{12t} (6t^2 t_1^2 - 8t t_1^3 + 3t_1^4) + \frac{b C_t}{12t} (t^4 - 6t^2 t_1^2 - 8t t_1^3 + 3t_1^4) \right] \tan \alpha \quad (\text{Ec. 4.38})$$

Tal como se ha detallado en el análisis anterior, las fuerzas laterales generan una resultante 'R'. Cuando se desprecia la reacción de la tierra movida, se puede generar una

formulación de la estabilidad del cimientó mediante una formulación similar a la de la Ecuación 4.16, donde la resultante actúe a la altura  $\frac{t-t_1}{2}$ .

Entonces se obtiene la ecuación 4.39.

$$M_S = \mu G \frac{t-t_1}{2} \quad (\text{Ec. 4.39})$$

Entonces igualando términos se consigue la ecuación 4.40.

$$\tan \alpha = \frac{\mu G \frac{t-t_1}{2}}{\left[ \frac{b_1 C_t t_1}{12t} (6t^2 t_1^2 - 8t t_1^3 + 3t_1^4) + \frac{b C_t}{12t} (t^4 - 6t^2 t_1^2 - 8t t_1^3 + 3t_1^4) \right]} \quad (\text{Ec. 4.40})$$

Finalmente considerando que el eje de giro ha pasado por el centro de gravedad, que es el baricentro, y que el grado de inclinación ha sobrepasado el valor de criterio de diseño, por esto se presenta la ecuación 4.41.

$$I = I_b - AX^2 \quad (\text{Ec. 4.41})$$

Dónde:

I: Inercia al baricentro

$I_b$ : Inercia en la base

A: Superficie de carga

X: Distancia entre la base y el baricentro

Luego de un análisis e introduciendo estas funciones para un mejor entendimiento, se obtienen las ecuaciones 4.42. y 4.43.

$$\tau = \frac{t_1}{t} \quad (\text{Ec. 4.42})$$

$$\epsilon = 1 - \frac{C_t t_1 b_1}{C_t b} \quad (\text{Ec. 4.43})$$

Por esto se logra la ecuación 4.44.

$$X = \frac{t}{3} \frac{1 - \epsilon \tau^2 (3 - 2\tau)}{1 - \epsilon \tau^2} \quad (\text{Ec. 4.44})$$

Se obtiene, por lo tanto la ecuación 4.45.

$$I = \frac{C_t b t^3}{36} X \quad (\text{Ec. 4.45})$$

Finalmente la ecuación 4.46 muestra:

$$M_S = \frac{C_t b t^3}{36} X \tan \alpha \quad (\text{Ec. 4.46})$$

#### 4.3.2. Momento de fondo

Para el momento de fondo en una zapata se realiza el mismo análisis que en una cimentación tipo pilote. En consecuencia, se utilizan las mismas ecuaciones.

Como el método de Sulzberger solo admite cimentaciones tipo monobloque; para el presente proyecto que se ha analizado, solo cuentan con este tipo de cimentación las estructuras tipo poste o aquellas torres donde su cimientado sea uno solo. Por lo que en el Apéndice AP-3 se muestran los resultados del cálculo de sus cimientados suponiendo que su cimentación es de una configuración de losa completa. Este tipo de cimientado permite su análisis mediante este método.





## Capítulo 5

### Criterios de diseño mecánico

En el presente capítulo se abordan diferentes tipos de cargas que influyen tanto en los cables como en las estructuras de líneas de transmisión, ejemplo de ellos son la fuerza eólica, cambios de temperatura, entre otros; además se detallan diversas hipótesis necesarias para el cálculo de las fuerzas actuantes.

#### 5.1. Grados de construcción

En el ámbito del diseño de redes de transmisión aéreas, se entiende por grado de construcción al grado de resistencia mecánica necesario en el elemento a diseñarse, el cual asegura el correcto funcionamiento y seguridad de operación.

El Código Nacional de Electricidad (2011), a través de la Sección 24, describe la clasificación de los grados (B, C y N) para los conductores de suministro, comunicación y las estructuras de soporte, siendo B, el grado más riguroso el B y N, el más bajo. El acápite 242 describe, mediante las tablas “Grados de construcción para los conductores de suministros solos, en el cruce, o en las mismas estructuras con otros conductores” como se aprecia en la Tabla 16 y “Grados de construcción para los conductores de comunicación solos o en posición superior del cruce o en postes conjuntos” como se muestra en la Tabla 17 las consideraciones y grados de construcción requeridos por los determinados conductores.

Para efectos de la presente investigación se hace hincapié en el acápite 243 del CNE, el cual habla de los Grados de Construcción para los soportes de línea. Tal es el caso de estructuras en sí misma, crucetas, brazos de soporte, espigas, ménsulas, entre otros accesorios. Dichos elementos deben contemplar el grado de construcción más alto requerido para el grado más alto de los conductores sostenidos, salvo las siguientes excepciones y/o modificaciones:

**Tabla 16.** Grados de construcción para los conductores de suministros solos, en el cruce, o en las mismas estructuras con otros conductores.

Conductores, vías y fajas de servidumbre en los niveles más bajos	Conductores de suministro en los niveles más altos <sup>1</sup>												Conductores de suministro de corriente continua	Conductores de comunicación ubicados en el espacio de suministro	
	Conductores de suministro de potencial constante														
	Hasta 750 V		De 751 V a 8,7 kV				Mayores De 8,7 kV								
	Urbano	Rural	Urbano		Rural		Urbano		Rural						
Expuesto o Cable	Expuesto o Cable	Abierto	Cable	Abierto	Cable	Abierto	Cable	Abierto	Cable	Abierto	Cable	Abierto	Cable	Expuesto o cable	
Fajas de servidumbre privadas exclusivas	N	N	N <sup>2</sup>	N	N	N	N	N <sup>2</sup>	N <sup>2</sup>	N	N	B,C o N; véase la Regla 242A		C o N; véase la Regla 242C	
Fajas de servidumbre comunes o públicas	N	N	C	N	N	N	C <sup>3</sup>	C	N	N	B,C o N; véase la Regla 242A		C o N; véase la Regla 242C		
Vías férreas y carreteras de acceso <sup>11</sup> limitado	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
Conductores de suministro de potencial constante de hasta 750 V: Expuesto o Cable De 750 V a 8,7 kV: Expuesto o Cable Mayor de 8,7 kV: Expuesto o Cable	B	N	C	N	N	N	C <sup>3</sup>	C	C <sup>4</sup>	N	B,C o N; véase la Regla 242.A		B,C, o N; véase la Regla 242.C		
	C <sup>5</sup>	N	C	C	N	N	C <sup>3</sup>	C	N	N	B,C o N; véase la Regla 242.A				
	N	N	C	N	N	N	C <sup>3</sup>	C	N	N	B,C o N; véase la Regla 242.A				
	B <sup>5</sup>	C <sup>5</sup>	B	B	N	N	C <sup>3</sup>	C	N	N	B,C o N; véase la Regla 242.A				
	C <sup>5</sup>	N	C	N	N	N	C <sup>3</sup>	C	N	N	B,C o N; véase la Regla 242.A				
Conductores de suministro de corriente constante: Expuesto o Cable	B,C, o N; véase la Regla 242.A										B,C o N; véase la Regla 242.A		B,C o N; véase las Reglas 242.A y 242.C		
Conductores de comunicación: Expuesto o Cable, ubicados en el espacio de suministro <sup>10</sup>	B, C o N; véase la Regla 242.C										B,C o N; véase las Reglas 242.A y 242.C		B,C o N; véase la Regla 242.C		
Conductor de comunicación urbano o rural: Expuesto o Cable <sup>6</sup>	N	N	B <sup>7,8</sup>	C	B <sup>7,8</sup>	C	B <sup>8</sup>	C	B <sup>8</sup>	C	B <sup>8</sup>	C	B <sup>8,9</sup>	C o N; véase la Regla 242.A	B,C o N; véase la Regla 242.C

**Fuente:** "Código Nacional de Electricidad", Dirección General de Electricidad, 2011, Ministerio de Energía y Minas.

a) Estructuras:

- El grado de construcción de las estructuras que solamente sostienen líneas de comunicación o estructuras utilizadas en común, no necesita incrementarse simplemente debido a los alambres de comunicación conducidos en dichas estructuras a través de los conductores de contacto de trole hasta 750 V a tierra.
- El grado de construcción de aquellas estructuras portantes de acometidas de hasta 750 V a tierra no será menor al requerido por los conductores de la línea de suministro de la misma tensión.

**Tabla 17.** Grados de construcción para los conductores de comunicación solos o en posición superior del cruce o en postes conjuntos.

Conductores, vías, y fajas de servidumbre en niveles más bajos	Conductores de comunicación (conductores de comunicación, rurales o urbanos, expuestos o cables con mensajeros, incluyendo aquellos tramos en el espacio de suministro)
Faja de servidumbre privada exclusiva	N
Fajas de servidumbre comunes o públicas	N
Vías férreas y carreteras de acceso limitado <sup>5</sup>	B
Conductores de suministro de potencial constante <sup>1</sup> , hasta 750 V Expuestos o Cables	N
De 751 V a 2,9 kV: Expuestos o cables	C
Mayores de 2,9 kV: Expuestos Cables	B C
Conductores de suministro de corriente constante <sup>1</sup> : Hasta 7,5 A Expuestos <sup>2</sup>	C
Mayores de 7,5 A Expuestos <sup>2</sup>	B <sup>3</sup>
Conductores de comunicación, expuestos o cables, urbanos o rurales incluyendo aquellos tramos en el espacio de suministro	B,C, o N <sup>4</sup>

**Fuente:** “Código Nacional de Electricidad”, Dirección General de Electricidad, 2011, Ministerio de Energía y Minas.

- En caso las líneas de comunicación crucen una vía férrea y se cruce con conductores de suministro en el mismo vano, y además según Regla 241.C.3.b (CNE Suministro 2011), sea requerido el grado B para los conductores de comunicación, debido a la presencia de vías férreas, la estructura deberá rigurosamente adoptar el grado de construcción B.
- De encontrarse una estructura en conflicto, el grado de construcción se determina a partir de los requerimientos para cruces según Regla 242 del CNE Suministro 2011.

b) Crucetas y brazos de soporte:

- Si los brazos transportan solo conductores de comunicación, no deberá aumentar el grado de construcción simplemente aun existiendo conductores que cruzan sobre los conductores de contacto de trole hasta 750 V a tierra.
- El grado de construcción para los brazos que transportan acometidas de hasta 750 V a tierra, no será menor al requerido por los conductores de la línea de suministro de la misma tensión.

- En caso las líneas de comunicación crucen una vía férrea y se cruce con conductores de suministro en el mismo vano, y además según Regla 241.C.3.b (CNE Suministro 2011), sea requerido el grado B para los conductores de comunicación, debido a la presencia de vías férreas, el brazo deberá rigurosamente adoptar el grado de construcción B.

c) Espigas, ménsulas, aisladores y sujetadores de conductores:

- No deberá aumentarse el grado de construcción aun así los conductores sostenidos cruzasen sobre los conductores de contacto de trole hasta 750V a tierra.
- El grado de construcción para las acometidas hasta 750 V será similar al grado de construcción de los conductores de línea de suministro de la misma tensión.
- Cuando sostengan líneas de comunicación que cruzan una vía férrea y conductores de suministro en el mismo vano, se utilizará el Grado B, esto según Regla 241.C.3.b.
- Si los conductores de comunicación deben cumplir con el grado B o C, solo serán necesarios los requerimientos de resistencia mecánica de estos grados.
- Se deberá cumplir con los requerimientos de la Sección 27 del CNE Suministro 2011, en caso se haga uso de aisladores en líneas de suministro.

## **5.2. Clasificación de cargas**

### **5.2.1. Cargas gravitacionales**

Se le conoce como “cargas gravitacionales” a aquellas generadas por la propia masa de la línea de transmisión, ya sea conductores, estructura y accesorios. Dentro de esta clasificación también se encuentran las cargas generadas por las maniobras de tendido, construcción, montaje y mantenimientos. Las cargas gravitacionales se encuentran divididas en dos categorías, cargas muertas y cargas vivas, las cuales se detallan a continuación.

#### **5.2.1.1. Carga muerta**

Se denomina “carga muerta” al peso generado por un elemento de la estructura que estará situado de manera permanente y, que a pesar del paso del tiempo, no cambiará sustancialmente su peso. En esta categoría se pueden mencionar a los herrajes, cables, accesorios, pernos, perfiles metálicos, placas de conexión, entre otros.

El cálculo de estas cargas viene dado por las dimensiones especificadas y el peso unitario de cada elemento o material perteneciente a la estructura. Es común utilizar valores mínimos probables cuando la estabilidad de la estructura es desfavorable (volteo, fuerza eólica), mientras que en otras situaciones se emplean valores máximos posibles (esfuerzo máximo sobre las patas y/o stubs).

### 5.2.1.2. Carga viva

Dentro de esta categoría se encuentran aquellas que no tienen carácter permanente en la torre de alta tensión, es decir, cargas que solo ocurren en los momentos de montaje, construcción o mantenimiento.

Para otorgar garantía en el cálculo de las cargas de estos momentos es necesario que el diseñador utilice las cargas vivas mínimas estipuladas en la Norma E. 020 Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

### 5.2.2. Cargas accidentales

Dentro del diseño de líneas de transmisión existen cargas sumamente importantes, las cuales se presentan de manera accidental y podrían llevar a la falla local o total de la estructura de no ser correctamente consideradas. La carga accidental se presenta de manera eventual en una estructura, no es constante, pero puede llegar a magnitudes realmente altas. No es ocasionada por el normal funcionamiento del sistema y se presenta en periodos breves, ejemplo de esto son la rotura de conductores, el viento, incendios, sismo, entre otros fenómenos extraordinarios.

#### 5.2.2.1. Presión del viento

Uno de los condicionantes más importantes en el diseño de estructuras de transmisión es la ubicación geográfica, pues esta determina los efectos climatológicos a los cuales estará sometida la torre (Código Nacional de Electricidad, 2011).

Debido a la vital importancia, las estructuras deberán ser analizadas bajo los efectos del viento atmosférico, el cual incluye velocidad y presión. De acuerdo al CNE - Suministro 2011, Regla 250.C., las cargas sobre las estructuras y conductores ejercidas por la acción del viento se rigen de acuerdo a la ecuación 5.1.

$$P_v = K * V^2 * S_f * A \quad (\text{Ec. 5.1})$$

Dónde:

$P_v$ : Carga de viento [N]

$K$ : 0,455 para las alturas mayores a 3000 m.s.n.m.

0,613 para las alturas hasta 3000 m.s.n.m.

$V$ : Velocidad del viento [m/s]

$S_f$ : Factor de forma (Regla 252.B.2.c)

$A$ : Área proyectada [m<sup>2</sup>]

### 5.2.2.1.1. Factor de forma

Según el Código Nacional de Electricidad (2011), las cargas actuantes tendrán que ser estimadas empleando las superficies que son proyectadas de las estructuras, por lo que es necesario el uso de un factor de forma.

Para estructuras y/o cuerpos cilíndricos rectos y cónicos, o compuestos por paneles angostos aproximadamente planos que al combinarse forman un círculo como sección transversal, se calcularán con un factor de forma de 1,0.

Para estructuras y/o cuerpos con superficies planas no celosía, que posean caras planas cerradas o sólidas y que al combinarse formen una sección transversal cuadrangular, deben ser calculadas con un factor de forma de 1,6.

Para estructuras y/o cuerpos con superficies planas en celosía, que posean caras planas cerradas o sólidas y que al combinarse formen una sección transversal cuadrangular, serán calculadas con un factor de forma de 3,2. Mientras que para estructuras en celosía con superficies estructurales que son cilíndricas se usa un factor de forma de 2,0.

A continuación, se presentan las tablas 18 y 19, las cuales son pertenecientes al Código Nacional de Electricidad – Suministro 2011 y muestran la presión del viento y el grosor del hielo que se utiliza para calcular las cargas, suponiendo que el hielo presenta una densidad de 913 kg/m<sup>3</sup>. Estas tablas se encuentran clasificadas en función a las zonas de cargas descritas por el CNE, de las cuales se hace una explicación en este documento en el acápite 3.1.1.3.

**Tabla 18.** Viento y temperatura para las zonas de carga A, B y C.

Zona de carga	A Ligera	B Regular	C Fuerte
Velocidad horizontal del viento	19,5 m/s (70 km/h)	22,2 m/s (80 km/h)	25 m/s (90 km/h)
Temperatura	20 °C	15 °C	10 °C

**Fuente:** Adaptado de “Código Nacional de Electricidad”, Dirección General de Electricidad, 2011, Ministerio de Energía y Minas.

**Tabla 19.** Viento, hielo y temperatura para las áreas de carga 1, 2 y 3.

Zona de carga	Área 0 elevación menor de 3 000 m.s.n.m.	Área 1 elevación 3 000-4 000 m.s.n.m.	Área 2 elevación 4 001-4 500 m.s.n.m.	Área 3 elevación a partir de 4 500 m.s.n.m.
<b>Caso de sólo viento</b> Velocidad horizontal del viento	26 m/s (94 km/h)	29 m/s (104 km/h)	31,5 m/s (113 km/h)	33,5 m/s (120 km/h)
Temperatura °C	10 °C	5 °C	0 °C	-5 °C
<b>Caso de sólo hielo</b> Grosor radial del hielo mm	No hay	6 mm	25 mm	50 mm
Temperatura	0 °C	0 °C	-5 °C	-10 °C
<b>Caso combinado de hielo y viento</b> Grosor radial del hielo	No hay	3 mm	12 mm	25 mm
Velocidad horizontal del viento	14 m/s (50 km/h)	14,5 m/s (52 km/h)	15,5 m/s (56 km/h)	17 m/s (61 km/h)
Temperatura	5 °C	0 °C	-5 °C	-10 °C

**Fuente:** “Código Nacional de Electricidad”, Dirección General de Electricidad, 2011, Ministerio de Energía y Minas.

### 5.3. Cargas actuantes en la línea de transmisión

#### 5.3.1. Carga en el conductor

- Componente de carga vertical

La carga vertical en un alambre, conductor o cable portador deberá ser su propio peso más el peso de los accesorios, espaciadores o equipo que soporte, recubrimiento de hielo cuando sea necesario según lo estipulado en la Regla 250 del Código Nacional de Electricidad.

- Componente de carga horizontal

La carga horizontal deberá ser la presión de viento horizontal determinada según la Regla 250 aplicada en ángulo recto hacia la dirección de la línea que utiliza el área proyectada del conductor o cable mensajero y conductores, espaciadores o equipo que soporte, recubrimiento de hielo cuando sea necesario según la Regla 250.

- Carga total

La carga total en cada alambre, conductor o cable mensajero deberá ser la resultante de los componentes antes mencionados, calculada en las temperaturas aplicables en las Tablas 18

y 19. En todos los casos la tensión del conductor o cable mensajero deberá ser calculada a partir de esta carga total.

### 5.3.2. Cargas en los soportes de línea

- Cargas verticales

Las cargas verticales pertenecientes tanto a las partes de la estructura, como en accesorios y sujetadores de los cables son iguales al peso propio de cada elemento más el peso que han de soportar, incluyendo cables y alambres de acuerdo a con las Reglas 251.A y 251.B.1 del CNE – Suministro 2011, sumado con cualquier efecto generado por la diferencia de alturas entre sus apoyos. Mientras que en los soportes no es necesario calcular la carga producida por el hielo, en cables y cables mensajeros, deberá ser calculada de manera obligatoria de darse el caso.

- Cargas transversales

Las cargas transversales en torres, cruces, aisladores, espigas, sujetadores, y cimentaciones deben incluir diferentes aspectos, entre ellos se tienen:

- En conductores y cables portadores, cuyo cálculo y determinación se encuentran estipulados en la Regla 251 del Código Nacional de Electricidad.
- Debida al viento, En principio se tomará una adecuada presión generada por el viento, aplicando la Regla 250 del CNE – Suministro 2011, y se tomarán ángulos rectos hacia la dirección de la línea. La carga se calculará aplicando superficies proyectadas en la estructura y equipos correspondientes, sin tener en cuenta la cobertura de hielo. Importante resaltar que para el cálculo de cada elemento se utiliza un diferente factor de forma.
- En ángulos, cuando exista alguna inflexión o cambio de dirección en conductores, el total de las cargas será igual a la suma de la tensión del alambre y la carga transversal de viento. En este caso, es propicio considerar la dirección del viento en la cual ocurra la mayor carga y debe ser considerada perpendicular a los alambres.

Es importante resaltar que la longitud de vano utilizada para el cálculo de las cargas transversales es la semisuma de los vanos consiguientes a la estructura en cuestión.

- Cargas longitudinales

Las cargas longitudinales en las estructuras de soporte, incluyendo postes, torres y retenidas en las partes extremas de las secciones que requieren tener un Grado de Construcción B, cuando estén ubicadas en las líneas de menor Grado de Construcción que el

Grado B, deberán ser consideradas como tensión no equilibrada en la dirección de la sección del grado más alto igual al valor mayor de lo siguiente:

- La tensión de dos tercios, pero no menos de dos, de los conductores que tienen una resistencia a la ruptura nominal de 13,3 kN o menos.
- La tensión que resulte de un conductor cuando haya ocho o menos conductores (incluyendo los alambres de tierra aéreos o cables de guarda) que tenga una resistencia a la ruptura nominal de más de 13,3 kN y la tensión de dos conductores cuando haya más de ocho conductores.

Por otro lado, es importante considerar las cargas longitudinales que pueden ocurrir en la estructura durante las operaciones del tensado de los cables. En consecuencia, se recomienda proveer estructuras con capacidad de resistencia longitudinal a intervalos razonables a todo lo largo de la línea. . La estructura deberá ser capaz de soportar la carga longitudinal no equilibrada creada por la diferencia de tensiones de los alambres en los vanos adyacentes ocasionada por las cargas verticales desiguales o vanos desiguales.

- Cargas sísmicas

Las torres de transmisión no necesitan ser diseñadas en base a las vibraciones provocadas por en el suelo por la aparición de movimientos sísmicos. Históricamente, se sabe que las estructuras de transmisión han tenido un correcto comportamiento ante este tipo de eventos, además las cargas provocadas por las combinaciones de viento, hielo y rotura de cables superan las cargas sísmicas. Las estructuras de transmisión son diseñadas para resistir grandes valores de carga horizontal, básicamente generadas por la acción del viento sobre los cables y la estructura en sí misma. Estas cargas y las fuerzas resultantes proporcionan una amplia resistencia a los movimientos transversales generados por la mayoría de los terremotos (Wong y Miller, 2010).

#### **5.4. Factores de sobrecarga**

Para el empleo de estas cargas simultáneas, es necesaria la aplicación de factores de sobrecarga de manera que exista un margen de requerimientos por encima de los mínimos estrictamente necesarios. Según el Código Nacional de Electricidad (2011), para el uso de la Tabla 20, se recomienda hacer uso en conjunto de la Tabla 261-1A, la cual muestra los factores de resistencia necesarios en la estructura, asimismo el diseñador deberá revisar la Regla 253 la cual proporciona comentarios y notas sobre los factores de sobrecarga bajo situaciones que eventualmente podrían presentarse.

**Tabla 20.** Factores de sobrecarga que usaran con los factores de resistencia del Código Nacional de Electricidad

Factores de sobrecarga		
	Grado B	Grado C
Cargas de la Regla 250.B cargas verticales	1,50	1,90
Cargas transversales Viento Tensión del alambre	2,50 1,65	2,20 1,30
Cargas longitudinales En los cruces En general En los amarres (anclajes)	1,10 1,65	Ningún requerimiento 1,30
En cualquier lugar En general En los amarres	1,00 1,65	Ningún requerimiento 1,30
Cargas, Regla 250.C	1,00	1,00

**Fuente:** “Código Nacional de Electricidad”, Dirección General de Electricidad, 2011, Ministerio de Energía y Minas.

## 5.5. Hipótesis de cargas

### 5.5.1. Hipótesis de carga del conductor

Según Altamirano (2013), para el cálculo mecánico del conductor se consideran 7 hipótesis de acuerdo a las condicionantes climatológicas de la zona del proyecto, las Tablas 21, 22 y 23 brindan las condiciones de temperatura, presión del viento y esfuerzo para determinadas condicionantes:

**Tabla 21.** Zona de carga I: Para altitudes <3000 m.s.n.m.

Descripción	Condiciones	Conductor
<b>Hipótesis 1</b>	<b>E.D.S*</b>	
Temperatura	°C	18
Presión del viento	Pa	0
Esfuerzo	MPa	18
<b>Hipótesis 2</b>	<b>Viento máximo</b>	
Temperatura	°C	10
Presión del viento	Pa	414.4
Esfuerzo	%Tr	<60
<b>Hipótesis 3</b>	<b>Mínima temperatura</b>	
Temperatura	°C	-5
Presión del viento	Pa	0
Esfuerzo	%Tr	33
<b>Hipótesis 4</b>	<b>Temp. máx. (Flecha máx.)</b>	
Temperatura	°C	55 + Creep
Presión del viento	Pa	0
<b>Hipótesis 5</b>	<b>Oscilación de cadena de suspensión</b>	
Temperatura	°C	10
Presión del viento	Pa	290

**Fuente:** “Mecanismos para reducir y controlar el efecto Galloping en las líneas de Transmisión”, Altamirano J., 2013, Universidad Nacional de Ingeniería.

Tabla 22. Zona de Carga II: Para altitudes entre 3000 - 4000 m.s.n.m.

Descripción	Condiciones	Conductor
<b>Hipótesis 1</b>	<b>E.D.S*</b>	
Temperatura	°C	10
Presión del viento	Pa	0
Esfuerzo	MPa	18
<b>Hipótesis 2</b>	<b>Viento máximo</b>	
Temperatura	°C	5
Presión del viento	Pa	382.7
Esfuerzo	% Tr	<60
<b>Hipótesis 3</b>	<b>Solo hielo</b>	
Temperatura	°C	0
Presión del viento	Pa	0
Espesor de hielo	mm	6
Esfuerzo	% Tr	<60
<b>Hipótesis 4</b>	<b>Mínima temperatura</b>	
Temperatura	°C	-5
Presión del viento	Pa	0
Esfuerzo	% Tr	33
<b>Hipótesis 5</b>	<b>Viento y hielo</b>	
Temperatura	°C	0
Presión del viento	Pa	95.7
Espesor de hielo	mm	3
Esfuerzo	% Tr	<60
<b>Hipótesis 6</b>	<b>Temp. máx. (Flecha Máx.)</b>	
Temperatura	°C	55 + Creep
Presión del viento	Pa	0
<b>Hipótesis 7</b>	<b>Oscilación de cadena de suspensión</b>	
Temperatura	°C	10
Presión del viento	Pa	290

Fuente: "Mecanismos para reducir y controlar el efecto Galloping en las líneas de Transmisión", Altamirano J., 2013, Universidad Nacional de Ingeniería.

**Tabla 23.** Zona de Carga III: Para altitudes mayores a 4000 m.s.n.m.

<b>Descripción</b>	<b>Condiciones</b>	<b>Conductor</b>
<b>Hipótesis 1</b> Temperatura Presión del viento Esfuerzo	<b>E.D.S*</b> °C Pa Mpa	5 0 43.2
<b>Hipótesis 2</b> Temperatura Presión del viento Esfuerzo	<b>Viento máximo</b> °C Pa %Tr	5 451.5 <60
<b>Hipótesis 3</b> Temperatura Presión del viento Espesor de hielo Esfuerzo	<b>Solo hielo</b> °C Pa Mm %Tr	-5 0 25 <60
<b>Hipótesis 4</b> Temperatura Presión del viento Esfuerzo	<b>Mínima temperatura</b> °C Pa %Tr	-10 0 33
<b>Hipótesis 5</b> Temperatura Presión del viento Espesor de hielo Esfuerzo	<b>Viento y hielo</b> °C Pa Mm %Tr	-5 109.3 12 <60
<b>Hipótesis 6</b> Temperatura Presión del viento	<b>Temp. máx. (Flecha máx.)</b> °C Pa	55 + Creep 0
<b>Hipótesis 7</b> Temperatura Presión del viento	<b>Oscilación de cadena de suspensión</b> °C Pa	10 290

**Fuente:** “Mecanismos para reducir y controlar el efecto Galloping en las líneas de Transmisión”, Altamirano J., 2013, Universidad Nacional de Ingeniería.

### 5.5.2. Efecto creep

El método mecánico de cálculo de asentamiento en los conductores, o también conocido como efecto creep, está basado en las relaciones existentes entre esfuerzo – deformación, teniendo su origen en los algoritmos originales “iMcDonald”, “iSAG- iTENSION”, éstas

relaciones son muy parecidas a las utilizadas en Norteamérica y Canadá en la industria lumínica. (Céspedes, 2010).

La condición del conductor recién instalado en la línea aérea se le conoce como condición “inicial” o reposo, tal como se muestra en la Figura 74.

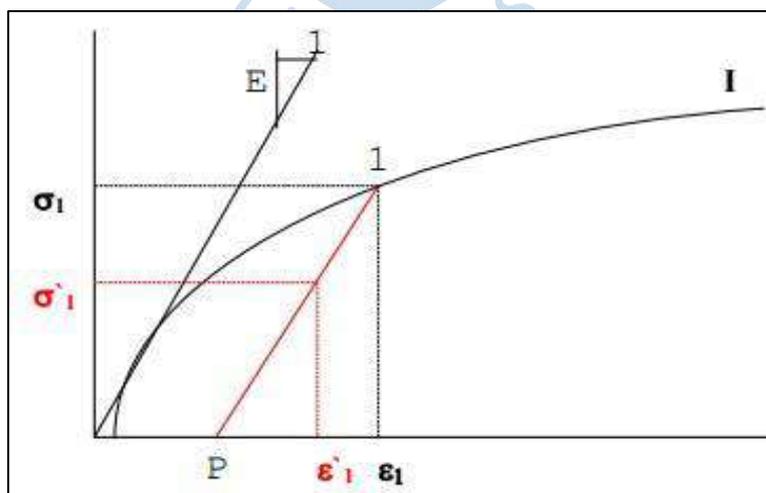
Además, los conductores se alargan con el paso del tiempo (fluencia), esto se debe a que en condición de operación no dejan de estar sometidos a tensión constante. Para el cálculo, ha de asumirse que existe una temperatura promedio, a la cual será sometido durante 10 años, la condición con el paso del tiempo del conductor será “final después de fluencia” o “creep”. Es entonces que se desarrollan cálculos de tensiones y flechas en función a estas dos condiciones. Por ende, todas las hipótesis de cálculo están establecidas en los criterios de diseños previos a cualquier cálculo flecha – tensión.

Las tensiones y flechas para el conductor en la condición “inicial” suponen una relación esfuerzo-elongación para el conductor descrito por un polinomio de cuarto grado. En la ecuación 5.2 se representa la elongación  $\sigma$ , como fracción de la longitud del cable sin tensión:

$$\sigma = k_0 + k_1\varepsilon + k_2\varepsilon^2 + k_3\varepsilon^3 + k_4\varepsilon^4 \quad (\text{Ec.5.2})$$

Donde los cinco coeficientes  $k_0$  hasta  $k_4$  son determinados por la curva que se ajusta a datos experimentales.

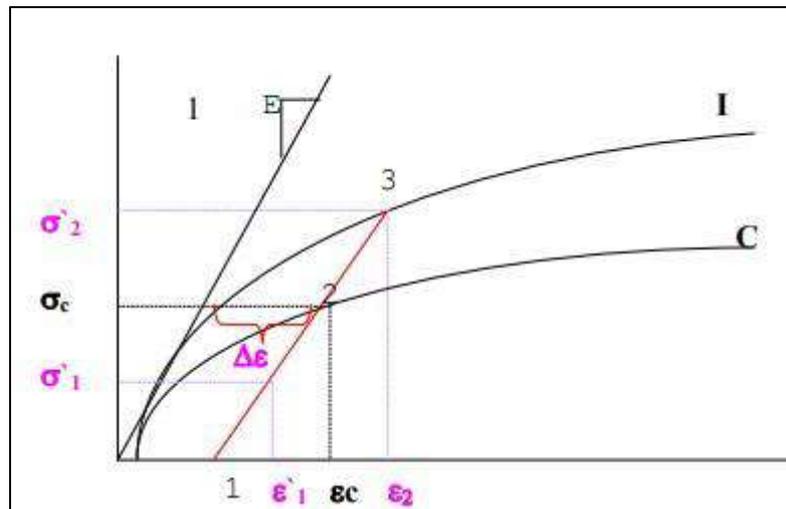
La representación matemática de la “condición inicial” viene dada por la Figura 74, el cual supone una tensión en el cable de  $\sigma_1$ , al producirse las variaciones de estado se encuentran menores valores de esfuerzos tal como  $\sigma'_1$ , al cual le corresponde una deformación  $\varepsilon'_1$  ubicada en la recta P1-1. Si el esfuerzo en el conductor es mayor a  $\sigma_1$ , los valores de deformación se ubicarán en la curva 1-I.



**Figura 74.** Curva del polinomio inicial del cable

**Fuente:** “Diseño de mejora de calidad para la puesta en servicio de la línea de transmisión Villa Rica – Puerto Bermúdez en 60kv”, Céspedes A., 2010, Universidad Nacional de Ingeniería.

En la figura 75 se muestra la gráfica esfuerzo – elongación para la condición final (después de CREEP).



**Figura 75.** Curva del polinomio final del cable.

**Fuente:** “Diseño de mejora de calidad para la puesta en servicio de la línea de transmisión Villa Rica – Puerto Bermúdez en 60kv”, Céspedes A., 2010, Universidad Nacional de Ingeniería.

Cuando el conductor se somete a esfuerzos de mayor valor que el  $\sigma_c$ , este se ubica en la curva dada por 2-3-I, para esfuerzos de menor valor la curva se ubica en la recta definida entre 1-2. Es importante acotar que la mayor elongación que sucede en el conductor se da durante los primeros días después de la instalación. Sin embargo, continúa de manera paulatina con el transcurso del tiempo.

La curva elongación – esfuerzo después de ocurrido el efecto creep o también llamada “condición final” representa la relación entre un esfuerzo constante bajo temperatura promedio y durante 10 años; y la elongación total resultante en el cable. La condición final tiene un comportamiento similar al de la condición inicial, por lo que es posible representarla matemáticamente como un polinomio de cuarto grado. Para la distribución de estructuras será necesario considerar la “condición final” en la condición de máxima flecha.

### 5.5.3. Hipótesis de carga de las estructuras de suspensión y ángulo

#### Hipótesis 1: Condición normal- máximo viento transversal

En condiciones normales se admitirá que la estructura está sujeta a la acción simultánea de las siguientes fuerzas:

a) Cargas verticales:

- El peso de los conductores, cable de comunicación, aislador y accesorios para el vano gravante correspondiente.
- El peso propio de la estructura.

## b) Cargas transversales:

- La presión del viento sobre el área total neta proyectada de los conductores y cable de comunicación sobre el eje de la línea, aisladores y accesorios para el vano medio correspondiente.
- La presión del viento sobre la estructura.
- La componente horizontal transversal de la máxima tensión del conductor determinada por el ángulo máximo de desvío.
- La componente horizontal transversal de la máxima tensión del cable de comunicación determinada por el ángulo máximo de desvío.

## c) Cargas longitudinales: No hay cargas

**Hipótesis 2: Condición normal- máximo viento longitudinal**

## a) Cargas verticales:

- El peso de los conductores, cable OPGW, aislador y accesorios para el vano gravante correspondiente.
- El peso propio de la estructura.

## b) Cargas transversales:

- La componente horizontal transversal de la máxima tensión del conductor determinada por el ángulo máximo de desvío.
- La componente horizontal transversal de la máxima tensión del cable OPGW determinada por el ángulo máximo de desvío.

## c) Cargas longitudinal:

- La presión del viento longitudinal sobre la estructura.
- La presión del viento sobre al área neta proyectada de los vanos adyacentes sobre la perpendicular al eje de la línea de los conductores y cable OPGW.

**Hipótesis 3: Condición normal- máximo viento a 45° del eje de la línea**

## a) Cargas verticales:

- El peso de los conductores, cable OPGW, aislador y accesorios para el vano gravante correspondiente.
- El peso propio de la estructura.

## b) Cargas transversales:

- La presión del viento (de la componente a  $45^\circ$ ) sobre el área total neta proyectada al eje de la línea de los conductores y cable OPGW, aisladores y accesorios para el vano medio correspondiente.
- La presión del viento, de la componente a  $45^\circ$ , sobre la estructura.
- La componente horizontal transversal de la máxima tensión del conductor determinada por el ángulo máximo de desvío.
- La componente horizontal transversal de la máxima tensión del cable OPGW determinada por el ángulo máximo de desvío.

## c) Cargas longitudinal:

- La presión del viento longitudinal (Componente horizontal a  $45^\circ$ ) sobre la estructura.
- La presión del viento longitudinal (Componente horizontal a  $45^\circ$ ) sobre el área proyectada a la normal del eje de la línea de los conductores y cable OPGW.

**Hipótesis 4: Condición excepcional – rotura del cable OPGW**

En condiciones de carga excepcional se admitirá que la estructura estará sujeta, además de las cargas normales, a una fuerza horizontal correspondiente a la rotura del cable OPGW. Esta fuerza tendrá un valor del 100% de la máxima tensión del cable OPGW.

Esta fuerza será determinada en sus componentes longitudinales y transversales según el correspondiente ángulo de desvío.

**Hipótesis 5: Condición excepcional – rotura del conductor fase superior**

Esta fuerza tendrá un valor del 50% de la máxima tensión del conductor superior.

Esta fuerza será determinada en sus componentes longitudinales y transversales según el correspondiente ángulo de desvío.

**Hipótesis 6: Condición excepcional – rotura del conductor fase media**

Esta fuerza tendrá un valor del 50% de la máxima tensión del conductor medio.

Esta fuerza será determinada en sus componentes longitudinales y transversales según el correspondiente ángulo de desvío.

**Hipótesis 7: Condición excepcional – Rotura del conductor fase inferior**

Esta fuerza tendrá un valor del 50% de la máxima tensión del conductor inferior.

Esta fuerza será determinada en sus componentes longitudinales y transversales según el correspondiente ángulo de desvío.

### **Hipótesis 8: Condición de montaje**

Se considera cargas verticales iguales al doble de las cargas verticales en condición normal. En esta hipótesis las cargas serán las que se obtienen en condición EDS inicial.

#### **5.5.4. Hipótesis de carga: Estructura de anclaje**

##### **Hipótesis 1: Condición normal- Máximo viento Transversal**

En condiciones normales se admitirá que la estructura está sujeta a la acción simultánea de las siguientes fuerzas:

###### a) Cargas verticales:

- El peso de los conductores, cable OPGW, aislador y accesorios para el vano gravante correspondiente.
- El peso propio de la estructura.

###### b) Cargas transversales:

- La presión del viento sobre el área total neta proyectada de los conductores, cable OPGW y aisladores y accesorios para el vano medio correspondiente.
- La presión del viento sobre la estructura.
- La componente horizontal transversal de la máxima tensión del conductor determinada por el ángulo máximo de desvío.
- La componente horizontal transversal de la máxima tensión del cable OPGW determinada por el ángulo máximo de desvío.

###### c) Cargas longitudinales:

- La componente horizontal longitudinal de la máxima tensión del conductor determinada por el ángulo máximo de desvío.
- La componente horizontal transversal de la máxima tensión del cable OPGW determinada por el ángulo máximo de desvío.

##### **Hipótesis 2: Condición normal- Máximo viento longitudinal**

###### a) Cargas verticales:

- El peso de los conductores, cable OPGW, aislador y accesorios para el vano gravante correspondiente.
- El peso propio de la estructura.

## b) Cargas transversales:

- La proyección de la resultante de los tiros de los conductores y cable OPGW en máximo viento, en dirección de la bisectriz del ángulo de la línea.

## c) Cargas longitudinales:

- La presión del viento longitudinal sobre la estructura.
- La presión del viento longitudinal sobre la semisuma de los conductores y cables OPGW de vanos adyacentes.
- La proyección de la resultante de los tiros de los conductores y cable OPGW, a temperatura mínima, en dirección normal a la bisectriz del ángulo de la línea.

**Hipótesis 3: Condición normal- Máximo viento a 45° del eje de la línea**

## a) Cargas verticales:

- El peso de los conductores, cable OPGW, aislador y accesorios para el vano gravante correspondiente.
- El peso propio de la estructura.

## b) Cargas Transversales:

- La presión del viento (de la componente a 45°) sobre el área total neta proyectada del eje de la línea de los conductores, cable OPGW y aisladores y accesorios para el vano medio correspondiente.
- La presión del viento, de la componente a 45°, sobre la estructura.
- La componente horizontal transversal de la máxima tensión del conductor determinada por el ángulo máximo de desvío.
- La componente horizontal transversal de la máxima tensión del cable OPGW determinada por el ángulo máximo de desvío.

## c) Cargas longitudinales:

- La presión del viento longitudinal (la componente a 45°) sobre la estructura.
- La presión del viento longitudinal (la componente a 45°) sobre la semisuma de los conductores y cable OPGW de vanos adyacentes.
- La proyección de la resultante de los tiros de los conductores y cable OPGW, a temperatura mínima, en dirección normal a la bisectriz del ángulo de la línea.

**Hipótesis 4: Condición excepcional – Rotura del cable OPGW**

En condiciones de carga excepcional se admitirá que la estructura estará sujeta, además de las cargas normales, a una fuerza horizontal correspondiente a la rotura del cable OPGW. Esta fuerza tendrá un valor del 100% de la máxima tensión del cable OPGW.

Esta fuerza será determinada en sus componentes longitudinales y transversales según el correspondiente ángulo de desvío.

**Hipótesis 5: Condición excepcional – Rotura del conductor fase superior**

Esta fuerza tendrá un valor del 100% de la máxima tensión del conductor superior.

Esta fuerza será determinada en sus componentes longitudinales y transversales según el correspondiente ángulo de desvío.

**Hipótesis 6: Condición excepcional – Rotura del conductor fase media**

Esta fuerza tendrá un valor del 100% de la máxima tensión del conductor medio.

Esta fuerza será determinada en sus componentes longitudinales y transversales según el correspondiente ángulo de desvío.

**Hipótesis 7: Condición excepcional – Rotura del conductor fase inferior**

Esta fuerza tendrá un valor del 100% de la máxima tensión del conductor inferior.

Esta fuerza será determinada en sus componentes longitudinales y transversales según el correspondiente ángulo de desvío.

**Hipótesis 8: Condición de Montaje**

Se considera cargas verticales iguales al doble de las cargas verticales normales. Esta hipótesis se calcula en la condición EDS inicial del conductor.

**Hipótesis 9: Condición de estructura terminal**

Se considera la condición de estructura terminal, el cual será calculado en condición de mínima temperatura y presión de viento reducida.

a) Cargas verticales:

- El peso de los conductores, cable OPGW, aislador y accesorios para el vano gravante correspondiente.
- El peso propio de la estructura.

## b) Cargas transversales:

- La presión del viento sobre el área total neta proyectada del eje de la línea de los conductores, cable OPGW y aisladores y accesorios para el vano medio correspondiente.
- La presión del viento sobre la estructura.

## c) Cargas longitudinales:

- La presión del viento longitudinal sobre la estructura.
- La resultante de las tensiones longitudinales ejercidas por los conductores y cable OPGW máxima en dirección longitudinal.

**5.5.5. Hipótesis de carga: Estructura de terminal****Hipótesis 1: Condición normal- Máximo viento transversal**

En condiciones normales se admitirá que la estructura está sujeta a la acción simultánea de las siguientes fuerzas:

## a) Cargas verticales:

- El peso de los conductores, cable OPGW, aislador y accesorios para el vano gravante correspondiente.
- El peso propio de la estructura.

## b) Cargas transversales:

- La presión del viento sobre el área total neta proyectada de los conductores y cable OPGW sobre el eje de la línea, aisladores y accesorios para el vano medio correspondiente.
- La presión del viento sobre la estructura.

## c) Cargas longitudinales:

- La componente horizontal longitudinal de la máxima tensión del conductor.
- La componente horizontal longitudinal de la máxima tensión del cable OPGW.

**Hipótesis 2: Condición normal- Máximo Viento longitudinal**

## a) Cargas verticales:

- El peso de los conductores, cable OPGW, aislador y accesorios para el vano gravante correspondiente.
- El peso propio de la estructura.

b) Cargas transversales:

- No hay carga.

c) Cargas longitudinales:

- La presión del viento longitudinal sobre la estructura.
- La resultante máxima de los tiros de los conductores y cable OPGW, en la dirección longitudinal de la línea.

### **Hipótesis 3: Condición excepcional – Rotura del cable OPGW**

En condiciones de carga excepcional se admitirá que la estructura estará sujeta, además de las cargas normales, a una fuerza horizontal correspondiente a la rotura del cable OPGW. Esta fuerza tendrá un valor del 100% de la máxima tensión del cable OPGW.

Esta fuerza será determinada en sus componentes longitudinales y transversales según el correspondiente ángulo de desvío.

### **Hipótesis 4: Condición excepcional – Rotura del conductor fase superior**

Esta fuerza tendrá un valor del 100% de la máxima tensión del conductor superior.

Esta fuerza será determinada en sus componentes longitudinales y transversales según el correspondiente ángulo de desvío.

### **Hipótesis 5: Condición excepcional – Rotura del conductor fase media**

Esta fuerza tendrá un valor del 100% de la máxima tensión del conductor medio.

Esta fuerza será determinada en sus componentes longitudinales y transversales según el correspondiente ángulo de desvío.

### **Hipótesis 6: Condición excepcional – Rotura del conductor fase inferior**

Esta fuerza tendrá un valor del 100% de la máxima tensión del conductor inferior.

Esta fuerza será determinada en sus componentes longitudinales y transversales según el correspondiente ángulo de desvío.

### **Hipótesis 7: Condición de montaje**

Se considera cargas verticales iguales al doble de las cargas verticales normales. Esta hipótesis se realiza en condiciones EDS del conductor.

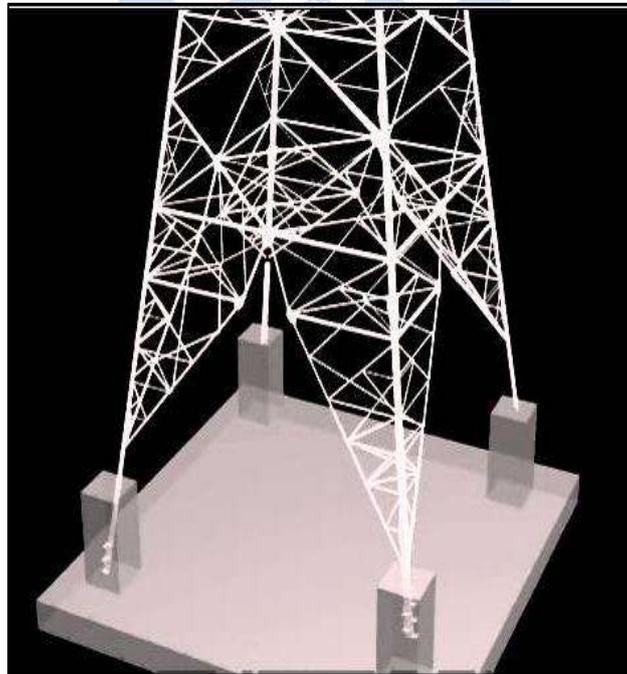
El diagrama de cargas calculado se usa para las estructuras de metal auto soportadas. Sin embargo, para las estructuras de concreto que llevan retenidas se deberá trasladar las cargas resultantes para que lo soporten las retenidas y el poste trabaje solo a compresión.



## Capítulo 6

### Análisis de cimentaciones para torres de transmisión

En el Cuarto Capítulo se ha presentado el cálculo y diseño de las cimentaciones en estructuras para líneas de transmisión mediante el Método de Sulzberger, el cual es utilizado frecuentemente por los diseñadores por su facilidad de empleo. Sin embargo, su gran limitación es que solo se puede utilizar para cimentaciones en mono bloque. Estas cimentaciones se dan en muchos casos para postes troncocónicos o para torres de celosía donde su cimentación sujeta todas las patas, como se detallan en la Figura 76. En el presente capítulo se abordará la metodología para el diseño de cimentaciones analizando que cada pata tiene su cimiento individual, por lo que el diseño de estas cimentaciones se podrían realizar utilizando cualquiera de estas metodologías, examinando siempre los temas de costo, método constructivo, materiales, etc.



**Figura 76.** Cimentación mono bloque en torres de celosía

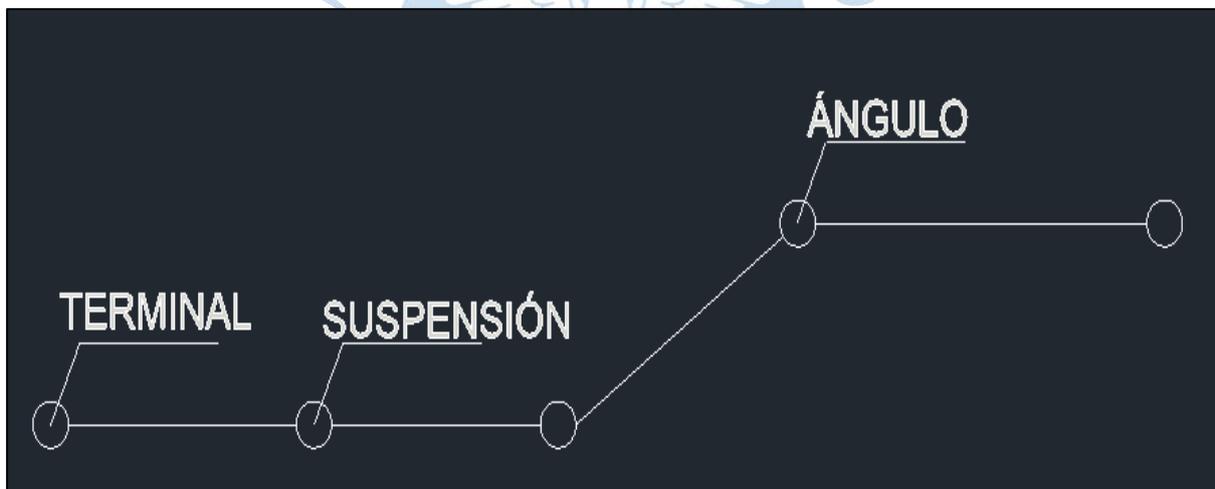
**Fuente:** “*Foundation Engineering for Transmission Line Structures*”, Kulhawy F. & Hirany A., 2010, American Society of Civil Engineers.

### 6.1. Diagrama de cuerpo libre

Como se ha mencionado, el método de Sulzberger no se aplica al análisis de cimentaciones en torres de transmisión cuando los cimientos son independientes en cada pata. El método parte de un supuesto que en la estructura hay un momento de vuelco, y que existen dos momentos resistentes que nacen en la cimentación monolítica y que interfieren en el actuar de este momento de vuelco; estos momentos resistentes son el momento de fondo y el momento de encastramiento.

Pero esto no sucede en el análisis de cimientos de patas separadas ya que el momento de vuelco que ocurre en la estructura, se ve reflejado en fuerzas pares cuando llega a la cimentación, fuerzas de tracción, fuerzas de compresión y fuerzas de corte. Por lo tanto, el análisis se resumirá en diseñar los cimientos para que los resistan (Kulhawy y Hirany, 2010).

Para el análisis de las cimentaciones, nos basamos en los tres tipos de estructuras comunes que se encuentran en una línea de transmisión. Tal como se muestra en la Figura 77, las torres de suspensión, ángulo o anclaje y terminal son las que definen una línea de transmisión.



**Figura 77.** Tipos de torres en una línea de transmisión

**Fuente:** Elaboración propia.

La principal diferencia entre estos tipos de torre de transmisión eléctrica, aparte de su ubicación, son las fuerzas actuantes en la torre que gobernarán el diseño. Es decir, ya las fuerzas que actúan son diferentes dependiendo del tipo de torre, es de suponer que sus cimientos también serán diferentes. El cálculo de las fuerzas actuantes en la estructura se ha detallado en el capítulo 5.

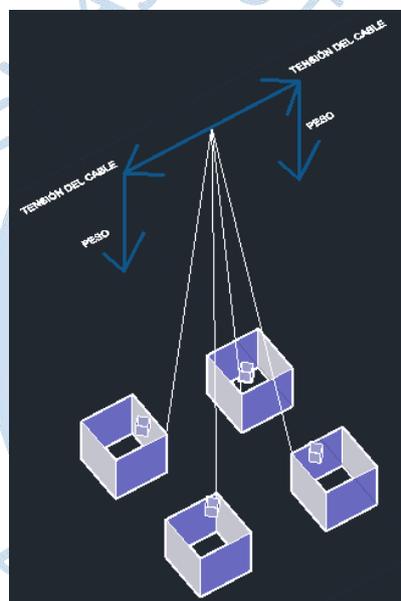
Cabe destacar que, en el cálculo y diseño de los cimientos de cada tipo de torre, lo que influirá principalmente serán las cargas actuantes, por lo que el proceso de análisis será el mismo para todas, así sean de tipo terminal, suspensión o ángulo.

### 6.1.1. Torre en suspensión

La torre en suspensión es la más común en la línea de transmisión porque representan aproximadamente el 70% de las torres de la línea

Su análisis tiende a ser menos complejo, puesto que la estructura tiende a estar en 'equilibrio'. Tal como se muestra en la Figura 78, las torres en suspensión solo abarcan ángulos de inclinación de la línea muy cortos por lo que las fuerzas actuantes tienden a ser similares en las dos direcciones.

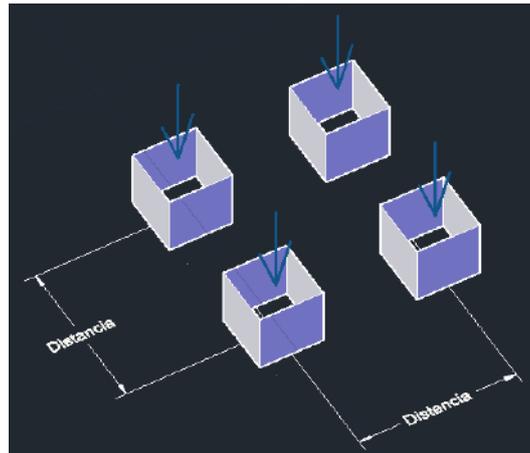
Como se estudió en el capítulo 5, las fuerzas que están implicadas a la estructura son de la tensión del conductor y las del peso aparente del conductor. En esta última se encuentran incluidos el peso del conductor, el peso por el viento, el peso del hielo (si hubiese), entre otros.



**Figura 78.** Fuerzas en una estructura en suspensión  
Fuente: Elaboración propia

En las estructuras en suspensión tanto los momentos generados por la tensión del cable y los momentos generados por el peso aparente son anulados por estar en equilibrio. Esto también pasa con las tensiones en los cables, que es anulada por estar en equilibrio (Kulhawy y Hirany, 2010).

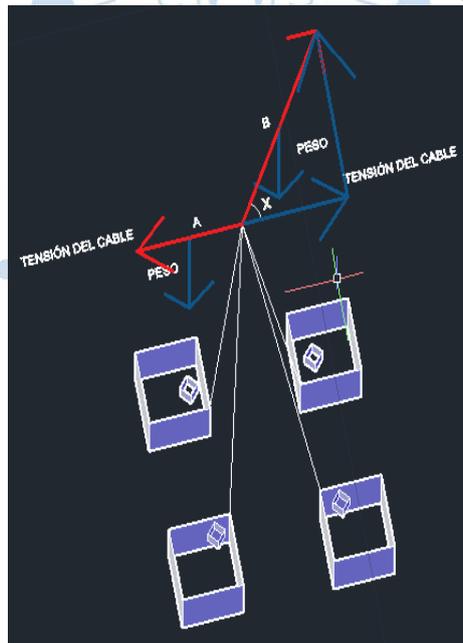
Se puede concluir que normalmente las fuerzas que llegarán a las cimentaciones en una estructura en suspensión serán el peso de la estructura y el peso de los cables. Por lo que se puede mencionar que las cimentaciones, en las 4 patas, estarán sometidas a fuerzas de compresión, como se muestra en la Figura 79. Todos los análisis para las diferentes condiciones de desempeño e hipótesis se encuentran a través del cálculo de árboles de cargas. Sin embargo, dicho cálculo no se encuentra contemplado en los alcances de esta tesis.



**Figura 79.** Fuerzas en la cimentación en la estructura en suspensión.  
**Fuente:** Elaboración propia.

### 6.1.2. Torre en ángulo

Su análisis es más complejo de realizar que el de la estructura en suspensión, puesto que, las fuerzas actuantes que llegan a la estructura no están alineadas y por lo tanto no están en 'equilibrio'. Tal como se muestra en la Figura 80, las torres en ángulo abarcan ángulos de inclinación de la línea más pronunciados que pueden ser más de 30 grados.

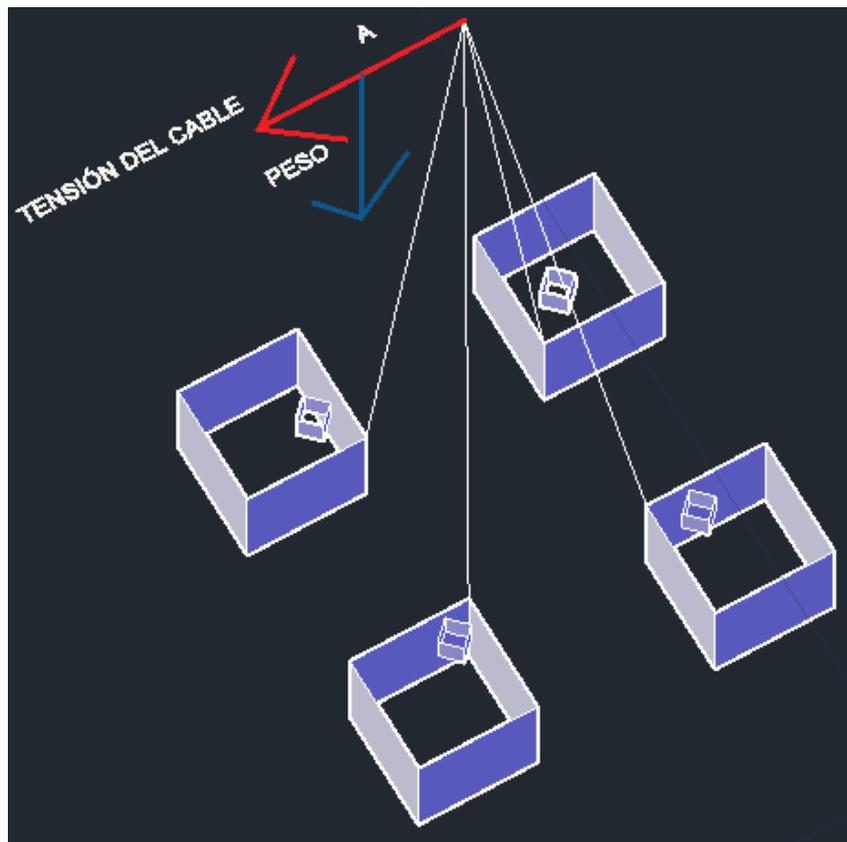


**Figura 80.** Fuerzas en una estructura en ángulo.  
**Fuente:** Elaboración propia.

### 6.1.3. Torre en terminal

Son las más complicadas en su diseño ya que su análisis involucra un momento de vuelco puro dado, que las fuerzas actuantes que llegan a la estructura solo se presentan en una dirección, por lo que podemos concluir que dos de sus patas actuarán a compresión y otras

dos a arranque. Tal como se muestra en la Figura 81, las torres de anclaje son aquellas que solo reciben la carga en un solo sentido.

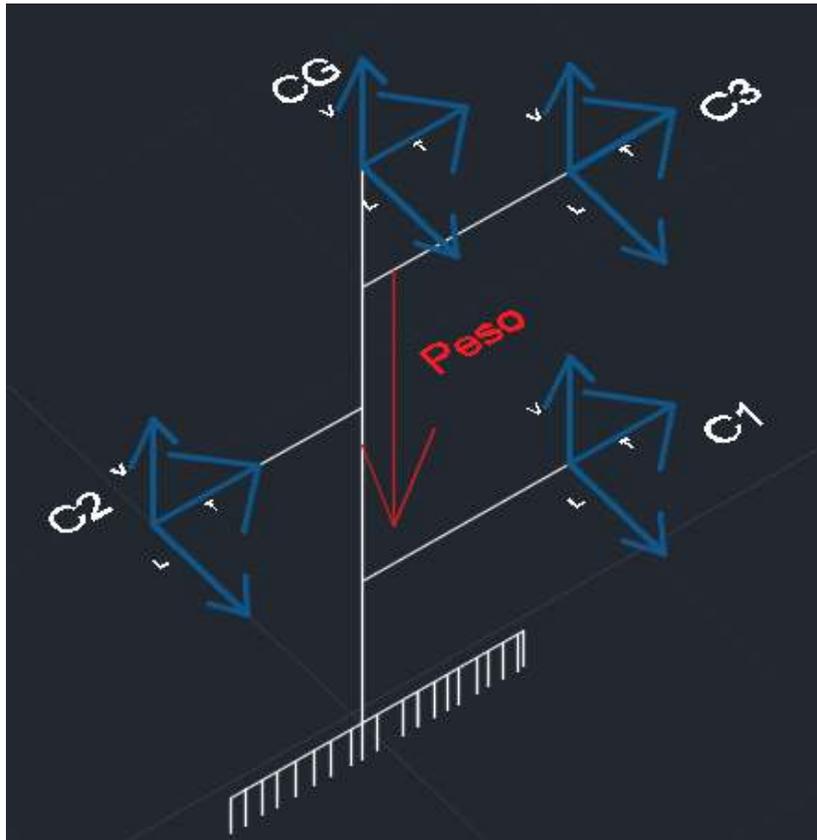


**Figura 81.** Fuerzas en una estructura en anclaje  
Fuente: Elaboración propia

#### 6.1.4. Análisis de las cimentaciones

Tal como se ha mencionado, por las reacciones de las fuerzas y los momentos que habrá en la estructura que al llegar a las cimentaciones en modos de fuerza par, estas solo soportarán fuerzas en las tres direcciones, se traduce que los cimientos resistirán fuerzas de compresión, tracción y corte.

Debido al dimensionamiento de la estructura de la torre al momento del diseño de las cimentaciones se debe conocer la posición de los conductores, aisladores, cable de guarda, etc., y sus propiedades. En la Figura 82, se muestra un ejemplo de Diagrama de Cuerpo Libre (DCL) de una torre, funcionando como estructura de soporte de 3 conductores más un cable de guarda en el extremo superior. Esta torre la supondremos de ejemplo para el análisis de las cimentaciones. Las fuerzas actuantes en los puntos señalados son evaluadas en el capítulo anterior, Su análisis se realiza a través del árbol de cargas en la torre. Como se ha mencionado, estas cargas pueden ser longitudinales, transversales y verticales.



**Figura 82.** Fuerzas en una torre ejemplo  
**Fuente:** Elaboración propia.

Para el diseño de cimentaciones, se analizan estas fuerzas sin considerar los factores de carga. Debido al dimensionamiento de la estructura, se conocen datos como: las alturas desde la base hasta los cables ' $h_n$ ', la longitud de las ménsulas en cada conductor ' $dm_n$ ', el peso propio de la torre, entre otros.

Para sugerir una simetría, se sugiere que las cimentaciones formen una figura regular. Si es una torre con 4 patas, es conveniente que se forme un cuadrado en la disposición de sus cimientos, por lo que sería conveniente definir una sola distancia entre patas adyacentes. Esta distancia se denominará ' $m$ '.

Como se estudió en el anterior capítulo, para el cálculo de la estructura de líneas de transmisión, es necesario el estudio de una serie de hipótesis. Estas hipótesis engloban los aspectos más desfavorables en el funcionamiento de la estructura, por lo que se puede mencionar que para cada hipótesis se cumplen las ecuaciones 6.1, 6.2 y 6.3.

$$F_t = \sum F_{t_C} + \sum F_{t_{CG}} \quad (\text{Ec. 6.1})$$

$$F_v = \sum F_{v_C} + \sum F_{v_{CG}} \quad (\text{Ec. 6.2})$$

$$F_l = \sum F_{l_C} + \sum F_{l_{CG}} \quad (\text{Ec. 6.3})$$

Dónde:

Ft: Fuerza transversal total en la estructura

Fv: Fuerza vertical total en la estructura

Fl: Fuerza longitudinal total en la estructura

Fc: Fuerza en el cable conductor

Fcg: Fuerza en el cable de guarda

Este cálculo debe aplicarse para cada una de las hipótesis planteadas, ya que cada hipótesis estudia un comportamiento distinto en la torre. Estas fuerzas se deben analizar también por el momento que generan, este momento se estudia mediante la fuerza por la distancia que las separa a la base, ya sea vertical o transversal. Este momento se puede examinar en la ecuación 6.4.

$$M = \sum Fc \times h_n + \sum Fcg \times h_n + \sum Fc \times dm_n + \sum Fcg \times dm_n \quad (\text{Ec. 6.4})$$

Dónde:

M: es el momento generado por fuerzas del cable conductor y el cable de guarda en las distintas direcciones

Fc: Es la fuerza del cable conductor

Fcg: es la fuerza del cable de guarda

hn: Altura a la que se encuentra cada cable conductor o de guarda.

dmn: Distancia de cada cable conductor o de guarda hasta el eje vertical de la torre

Como es conocido, la dirección de las fuerzas en los cables conductores y en los cables de guarda son generalmente en las 3 direcciones para cada una de las hipótesis tal como se muestra en la Figura 82, por lo que es de suponer que los momentos generados serán también hacia las tres direcciones. Es necesario un análisis exhaustivo en el cálculo para que se pueda definir correctamente la dirección de los momentos, analizando la dirección de la fuerza y el brazo de palanca. En el Apéndice AP-1, se muestra con total detalle el procedimiento a desarrollar para el cálculo de cimientos.

Suponiendo un carácter metodológico y de diseño, se propone que las fuerzas transversales tomen la dirección X, las fuerzas longitudinales, una dirección Y, y las verticales, la dirección Z. Entonces los momentos hallados por estas fuerzas, como son en las 3 direcciones, podemos mencionarlos como Mxx, Myy y Mzz.

Estos momentos, se convierten en fuerzas pares cuando llegan a la cimentación. Por lo que se define la ecuación 6.5

$$F = \frac{M}{2m} \quad (\text{Ec. 6.5})$$

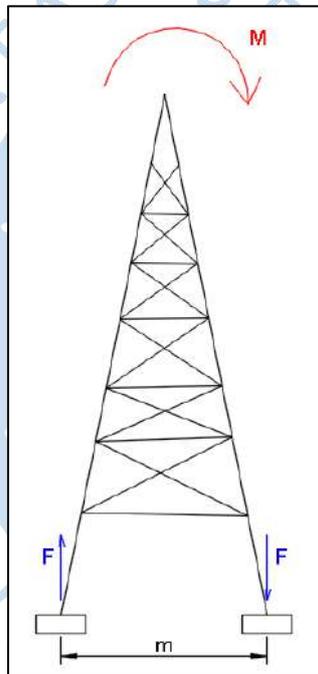
Dónde:

F es la fuerza par que llega a la cimentación

M es el momento generado por las fuerzas actuantes

m es la distancia entre patas

Como se aprecia en la Figura 83, “F” son las fuerzas pares generadas por el momento y “m” es la separación entre patas. Estas fuerzas pares tienen una dirección vertical.



**Figura 83.** Fuerzas pares que llegan a los cimientos

**Fuente:** Elaboración propia

Finalmente se puede deducir que, para cada pata, como se muestra en la Figura 82 se tienen las fuerzas dadas por las ecuaciones 6.6, 6.7 y 6.8.

$$FT_x = \frac{F_t}{4} \pm \sum M^x \quad (\text{Ec. 6.6})$$

$$FT_y = \frac{F_l}{4} \pm \sum M^y \quad (\text{Ec. 6.7})$$

$$FT_z = \frac{G}{4} + \frac{FV}{4} \pm \sum M^z \quad (\text{Ec. 6.8})$$

Dónde:

FT: Fuerzas totales, en la dirección mencionada, que llegan a los cimientos

$M^X$ : Fuerzas pares que son generadas por los momentos. Estas fuerzas pares están en dirección X.

$M^Y$ : Fuerzas pares que son generadas por los momentos. Estas fuerzas pares están en dirección Y.

$M^Z$ : Fuerzas pares que son generadas por los momentos. Estas fuerzas pares están en dirección Z.

G es el peso de la estructura

Como hemos mencionado, las fuerzas transversales tendrán la dirección en el eje x, las fuerzas longitudinales, tendrán dirección del eje y, y las fuerzas verticales tendrán la dirección del eje z.

Los signos ayudarán a definir la dirección de la fuerza en cada una de las 3 direcciones para cada una de las 4 patas. Físicamente se puede definir que aquellas patas que presenten el valor de FTz (fuerza total en el eje z en la pata) positivo, a compresión y si es negativo, a tracción, ya que en el análisis se define como positiva la dirección de la gravedad.

Finalmente, para el diseño de las cimentaciones, se toman los máximos valores de las fuerzas en las 3 direcciones, contando todas las hipótesis de carga. Para la dirección Z se toma el valor máximo de compresión y el valor máximo de tracción. En los valores de corte, se toman los valores máximos en el eje X y en el eje Y (Asmat, 2006).

## **6.2. Efecto sobre las cimentaciones**

Como es de suponerse, para cada diseño de cada tipo de torre en una línea de transmisión, existe un árbol de cargas que engloba todas las combinaciones de carga. Este diseño permitirá calcular una envolvente, integrando todas las hipótesis, que nos proveerá las cargas máximas para cada tipo de torre. En otras palabras, para cada tipo de torre en evaluación (suspensión, ángulo, anclaje, entre otros) se dispondrá de 4 cargas para el diseño de las cimentaciones (Compresión máxima, tracción máxima, corte máximo en el eje X y corte máximo en el eje Y) (Kulhawy y Hirany, 2010).

El diseño geotécnico de cimentaciones busca una solución basada en la verificación dimensional del cimiento frente a las cargas actuantes de compresión o tracción y de corte en las dos direcciones.

Para la verificación de los cimientos, es necesaria la inclusión de datos referente a las propiedades del suelo donde se cimentará la estructura. Estos datos, son encontrados por

medio de ensayos de mecánica de suelos o por correlaciones geotécnicas, como se ha explicado en el tercer capítulo.

La metodología propuesta en la presente tesis, ha tomado en cuenta la posibilidad de la aparición de asentamientos diferenciales, sin embargo, serán mínimos, pues se considera el poco peso propio aproximado de la estructura (1.5 a 2 Tn), en suma, la investigación expuesta propone diferentes sondeos y ensayos para el correcto reconocimiento del suelo propuestos en el capítulo 3, con el fin de evitar que la cimentación de la estructura se pose en terrenos vulnerables; otro factor a resaltar son las sollicitaciones que gobiernan el diseño de la cimentación, esta se traduce a fuerzas laterales y momentos de vuelco, mientras que las fuerzas verticales son relativamente pequeñas.

Es importante mencionar el uso de vigas de cimentación para conectar los cimientos aislados, lo cual representa un mejor comportamiento del elemento ante los posibles asentamientos que pueda sufrir la estructura, sin embargo, esta investigación señala que se hará uso de ellos en situaciones extremas, como por ejemplo, la presencia de suelos blandos inestables o terrenos sometidos a posibles fenómenos de erosión.

En el diseño se involucran:

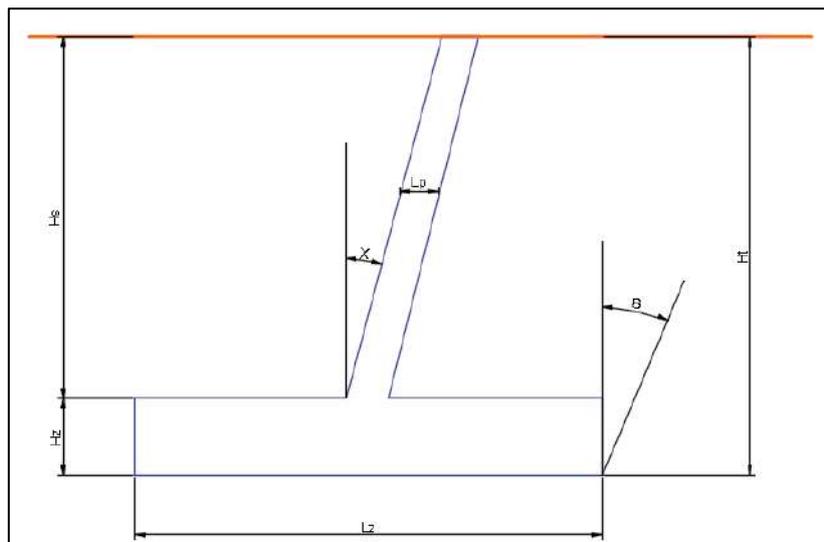
- La capacidad portante del suelo
- Peso específico del suelo
- Ángulo de arrancamiento, o como se explicó, también llamado “ángulo de fricción interna”

Sumado a esto, el procedimiento de diseño se basa en la verificación geotécnica de un pre dimensionamiento supuesto de la cimentación, por lo que la geometría de la cimentación es considerada con anterioridad. Por esto, se tienen dimensiones preliminares de la cimentación.

Ya que el cálculo y diseño de los cimientos en las torres es un proceso iterativo y de constantes verificaciones, se explica mejor mediante un diagrama de flujo de los pasos a seguir.

### **6.2.1. Procedimiento para el diseño geotécnico de los cimientos**

En la Figura 84 se muestra la geometría de una cimentación pre dimensionado, se tomará como ejemplo para la metodología del diseño geotécnico de la cimentación. Por esta metodología se realiza el cálculo y diseño visto en el Apéndice AP-2



**Figura 84.** Pre dimensionamiento de la zapata

**Fuente:** Elaboración propia

El criterio para el pre dimensionamiento está basado en la experiencia de cada diseñador. Este supondrá medidas en base a la mejor geometría que le parezca, siempre teniendo en cuenta el factor económico y constructivo. Algunos criterios que son tomados para el pre dimensionamiento de zapatas en general mencionan que:

- Para el pre dimensionamiento de la base de la zapata se procede con la ecuación 6.9

(Ec. 6.9)

Dónde:

Az: Área de zapata

P: Peso de servicio que llega a la cimentación

Qadm: Presión admisible del suelo

K: Factor de seguridad o de reducción para el Qadm (0.7-0.9)

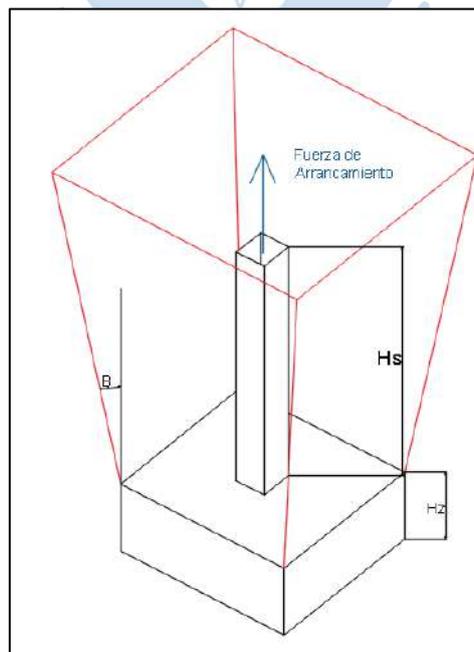
- Para el pre dimensionamiento de la profundidad de la cimentación se menciona que este no debe ser menor que 1 metro.
- Para el pre dimensionamiento del lado del pedestal se puede tomar los valores comprendidos entre 0.3 m a 0.5 m.

Los datos para el diseño de los cimientos se podrán obtener mediante los estudios de mecánica de suelos, pre dimensionamiento, cargas actuantes, entre otros. Los cuales son:

- Compresión máxima 'C' (kg)
- Tracción máxima 'T' (kg)
- Cortante máxima en el eje X 'vx' (kg)

- Cortante máxima en el eje Y 'vy' (kg)
- Inclinación del pedestal 'x' (rad)
- Capacidad portante del suelo ' $\sigma_t$ ' (kg/cm<sup>2</sup>) correspondiente al resultado de EMS.
- Peso específico del concreto ' $\gamma_c$ ' (kg/cm<sup>3</sup>)
- Ángulo de arrancamiento 'B'(rad)
- Peso específico del suelo ' $\gamma_s$ ' (kg/cm<sup>3</sup>)
- Lado del pedestal 'Lp' (m). Suponiendo que la sección transversal del pedestal es cuadrada, el área transversal del pedestal 'Ap' sería ' $L_p^2$ ' (m<sup>2</sup>)
- Profundidad embebida 'Hs' (m)
- Altura de la zapata 'Hz' (m)
- Lado de la zapata 'Lz'. Suponiendo que la sección transversal de la zapata es cuadrada, el área transversal del zapata 'Az' sería ' $L_z^2$ ' (m<sup>2</sup>).

Para empezar el análisis se calcula el prisma de arrancamiento. Este volumen de suelo generará una fuerza contraria que impedirá los efectos de arrancamiento de las patas que trabajen a tracción. Cuando la zapata tiende a arrancarse, el peso del suelo genera una reacción contraria al arranque que impide el desarraigo del cimiento. El volumen forma un prisma de tipo cono trunco, por la presencia de la fricción interna que hay entre las partículas del suelo. En la Figura 85 se muestra gráficamente el prisma de arranque. Es de suponer que para contrarrestar la fuerza de tracción máxima, el peso de este prisma de arranque sumado al peso de la estructura de cimiento debería ser mayor.



**Figura 85.** Prisma de arranque  
**Fuente:** Elaboración propia

Para esto, se debe calcular el volumen de este prisma y luego hallar su peso mediante la densidad del suelo. Como se puede observar, el volumen de este prisma de arrancamiento se asemeja mucho al volumen de un cono trunco y se puede calcular con la siguiente ecuación 6.10.

$$V = \frac{1}{3}h(B1 + B2 + \sqrt{B1 \times B2}) \quad (\text{Ec. 6.10})$$

Dónde:

B1: Área menor del cono trunco

B2: Área mayor del cono trunco

h: altura del cono trunco

Siguiendo con el análisis, se puede concluir que el área menor del prisma de arrancamiento es el área de la zapata. La altura es la profundidad embebida de la zapata 'He'.

Para el cálculo del área mayor, se puede mencionar que el lado del prisma de arrancamiento en su sección mayor se presenta por la ecuación 6.11.

$$Lps = Lz + 2 \times Hs \times \tan B \quad (\text{Ec. 6.11})$$

Como el área forma un cuadrado se puede calcular el área mayor del prisma de arrancamiento mediante la ecuación 6.12.

$$Aps = Lps^2 \quad (\text{Ec. 6.12})$$

Teniendo calculado el prisma de arrancamiento, el análisis prosigue en hallar las fuerzas estabilizantes, las cuales tendrán como fin la oposición a las fuerzas actuantes y dar equilibrio a la cimentación. Estas fuerzas estabilizantes estarán destinadas a oponerse a las acciones de volteo y arrancamiento causadas por las fuerzas actuantes que llegan al cimiento.

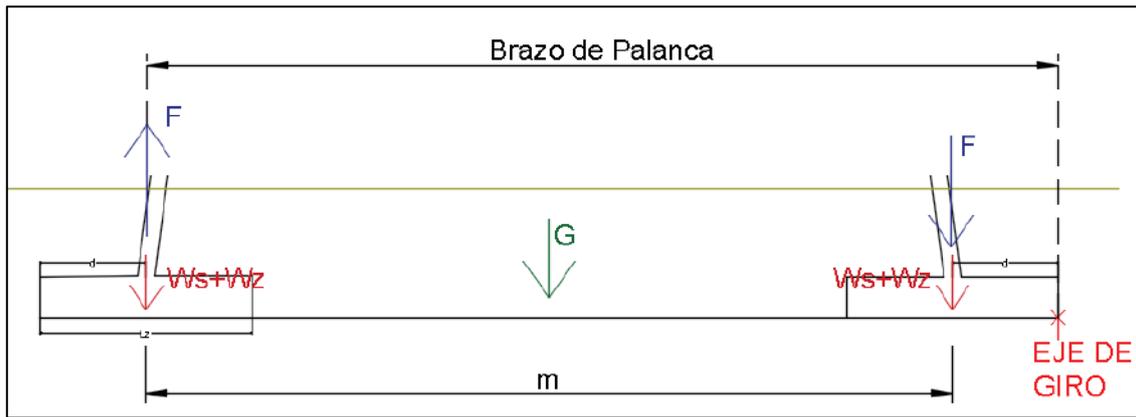
- Se empieza calculando el peso del suelo por encima de la cimentación (Ws) 'kg' gobernada por la ecuación 6.13.

$$Ws = ((Az - Ap) \times Hs) \times ys \quad (\text{Ec. 6.13})$$

- Se prosigue al cálculo del peso de la zapata más el pedestal (Wz) 'kg' con la ecuación 6.14.

$$Wz = ((Az \times Hz) + (Ap \times Hs)) \times yc \quad (\text{Ec. 6.14})$$

En primer lugar se debe realizar un análisis global, donde se involucre la estabilización del volteo de la torre en general. Este volteo viene dado por la fuerza par de arrancamiento 'F' que sale de la cimentación, como se aprecia en la Figura 86.



**Figura 86.** Fuerzas estabilizantes en el volteo global

**Fuente:** Elaboración propia

Por lo que el momento de volteo global 'Mvg' sería dado por la ecuación 6.15.

$$Mvg = 2F \times (m + d) \quad (\text{Ec. 6.15})$$

Se analiza dos veces la fuerza ya que son dos los cimientos que generan esta fuerza de volteo. Por otro lado, los pesos que generarán un momento estabilizante serán: el peso de la torre, el peso de las zapatas, el peso del suelo por encima de las zapatas y las fuerzas pares del otro extremo. Cada una de estas fuerzas generará el momento respectivo al eje de giro dado. Por lo que el momento estabilizante global 'Meg' será definido por la ecuación 6.16.

$$Meg = G \left( \frac{m}{2} + d \right) + 2(Ws + Wz) \times \left( m + d - \frac{Lz}{2} + d \right) + 2(Ws + Wz) \times \frac{Lz}{2} + 2F \times d$$

$$Meg = G \left( \frac{m}{2} + d \right) + 2(Ws + Wz) \times (m + 2d) + 2F \times d \quad (\text{Ec. 6.16})$$

Se diferencia estrictamente la dimensión 'd', que es definida como la distancia entre el eje donde cae la fuerza par y la cara externa de la cimentación. Esto se realiza puesto que no necesariamente el eje donde se presenta la fuerza par puede ser el centro de la cimentación.

Para que el diseño esté encaminado por el lado de la seguridad se debe comparar estos dos momentos generados y que su factor de seguridad de volteo global 'FSvg' sea mayor que 1.5. Esto se muestra en la ecuación 6.17.

$$FSvg = \frac{Meg}{Mvg} \quad (\text{Ec. 6.17})$$

- Se continúa hallando, con la ecuación 6.18, el peso del suelo por el arrancamiento (Wsa) 'kg' utilizando la formula antes mencionada 6.9. Como se ha mencionado, este prisma contiene las cualidades geométricas de un cono trunco.

$$Wsa = \frac{1}{3} Hs (Az + Aps + \sqrt{Az \times Aps}) \times ys \quad (\text{Ec. 6.18})$$

Seguido, es necesario hallar los pesos estabilizantes tanto de volteo y de arrancamiento a partir de los valores calculados anteriormente, descritas en las ecuaciones 6.19 y 6.20 respectivamente. Estas fuerzas se opondrán a las fuerzas actuantes en la cimentación en un análisis local.

- Peso estabilizante de volteo ( $W_{ev}$ ) ‘kg’

$$W_{ev} = C + W_s + W_z \quad (\text{Ec. 6.19})$$

- Peso estabilizante del arrancamiento ( $W_{ea}$ ) ‘kg’

$$W_{ea} = W_{sa} + W_z \quad (\text{Ec. 6.20})$$

Luego de esto, los pesos estabilizantes, como se muestra en la Figura 87 y 88, se tendrán que comparar con las fuerzas ejercidas sobre la cimentación, verificando siempre el factor de seguridad (FS) dados en las ecuaciones 6.21, 6.22 y 6.23. Estos factores de seguridad rigen un análisis local dado en la cimentación y no global dado en la estructura de la torre como lo es el ‘FSvg’.

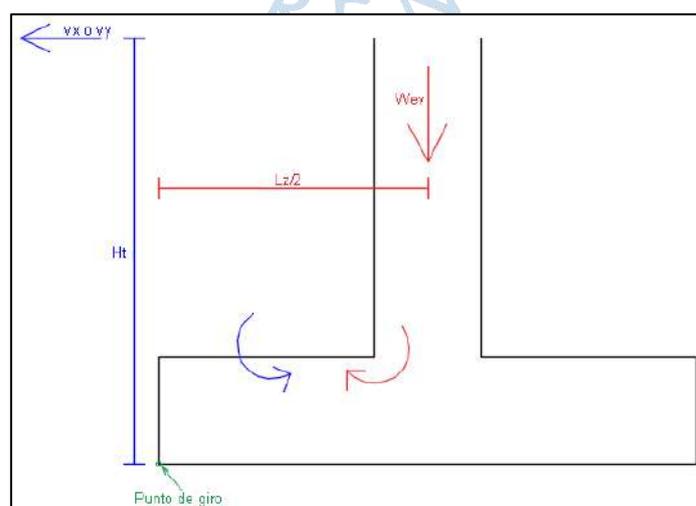
Es probable que hayan otras fuerzas estabilizantes que restrinjan el movimiento como la fricción en paredes, pero son pequeñas comparadas a las antes mencionadas por lo que se le puede obviar.

- Factor de seguridad al volteo en X

$$FS_{vx} = \frac{W_{ev} \times \frac{Lz}{2}}{v_y \times Ht} \quad (\text{Ec. 6.21})$$

- Factor de seguridad al volteo en Y

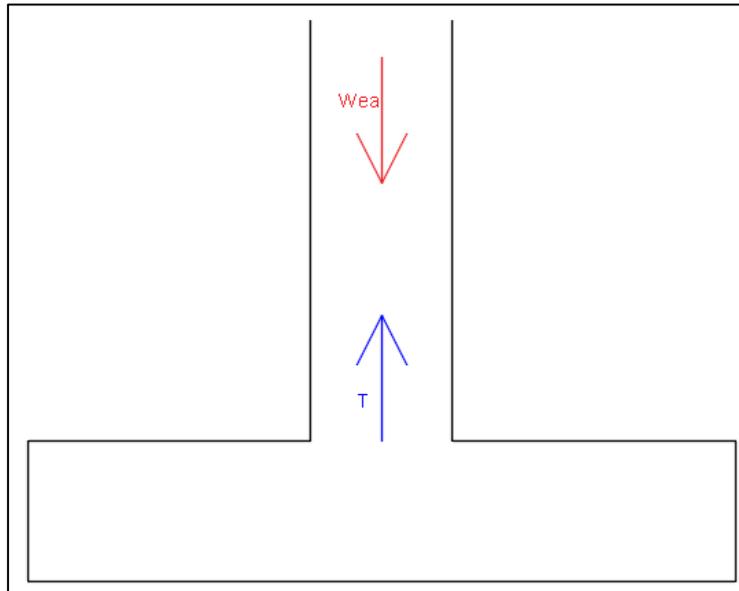
$$FS_{vy} = \frac{W_{ev} \times \frac{Lz}{2}}{v_x \times Ht} \quad (\text{Ec. 6.22})$$



**Figura 87.** Fuerzas estabilizantes en el volteo  
Fuente: Elaboración propia

- Factor de seguridad al arrancamiento

$$FSa = \frac{Wea}{T} \quad (\text{Ec. 6.23})$$



**Figura 88.** Fuerzas estabilizantes en el arrancamiento

**Fuente:** Elaboración propia

Luego de revisar, que los factores de seguridad conforme al dimensionamiento de la cimentación son mayores al valor de 1.5, el análisis sugiere verificar las propiedades geotécnicas del suelo frente a las solicitaciones de carga comprobando que los esfuerzos máximos y mínimos no sobrepasen el esfuerzo admisible del suelo. Es decir, las cargas actuantes que llegan a la cimentación no deben sobrepasar el rango admisible de la presión del suelo, por lo que se plantea la ecuación 6.28.

Se puede detallar la presión admisible del suelo mediante la ecuación 6.24.

$$Q_{adm} = 1.33 \times \sigma_t \quad (\text{Ec. 6.24})$$

Siguiendo con el análisis, se puede mencionar que los momentos generados por las cargas que llegan a la cimentación y que generarán esfuerzos, se definen por las ecuaciones 6.25 y 6.26.

$$M_x = v_y \times (Ht) - C \times (Ht) \times \tan x \quad (\text{Ec. 6.25})$$

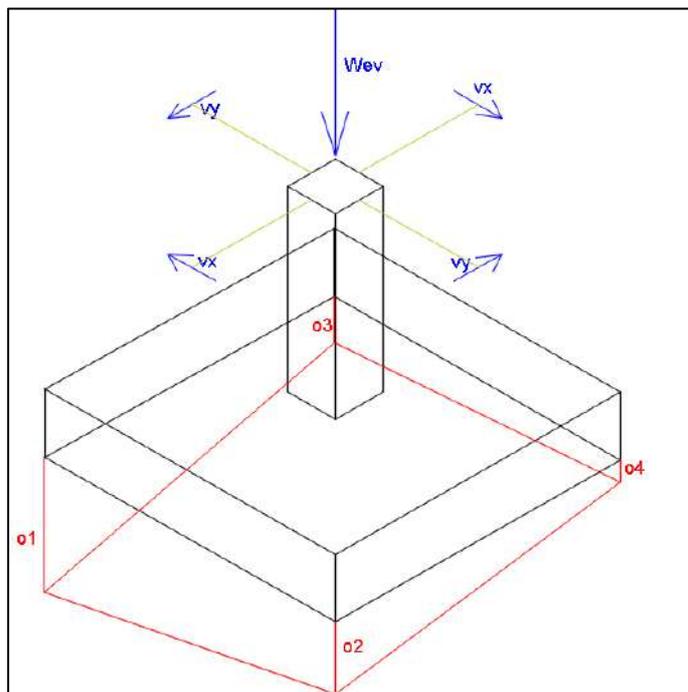
$$M_y = v_x \times (Ht) - C \times (Ht) \times \tan x \quad (\text{Ec. 6.26})$$

Entonces se puede decir que para hallar los esfuerzos actuantes en la cimentación, como se muestra en la Figura 89, se plantea la ecuación 6.27.

$$\sigma_{1,2,3,4} = \frac{W_{ev}}{A_z} \pm \frac{6 \times M_y}{L_z^3} \pm \frac{6 \times M_x}{L_z^3} \quad (\text{Ec. 6.27})$$

Por lo que se debe comprobar que:

(Ec. 6.28)



**Figura 89.** Esfuerzos actuantes en la cimentación  
**Fuente:** Elaboración propia

Para finalizar el análisis debemos constatar que la excentricidad de momentos no salga del tercio central de la zapata para que no generen esfuerzos de tracción. Esto es un requerimiento básico para el diseño geotécnico de una zapata. Con esto nos aseguramos que el cimiento no tenga esfuerzos de tracción, puesto que el suelo no trabaja por este tipo de esfuerzo. El esfuerzo permisible viene dado por la ecuación 6.29.

(Ec. 6.29)

Por lo que las excentricidades por las fuerzas actuantes se pueden calcular mediante la ecuación 6.30.

(Ec. 6.30)

Se puede completar la revisión comprobando los esfuerzos, si hubiese excentricidad en las dos direcciones; esto se realiza mediante las ecuaciones 6.31 y 6.32.

(Ec. 6.31)

(Ec. 6.32)

Dónde:

P es la carga actuante vertical

A es el área de la cimentación

$M_x$  y  $M_y$  son los momentos en las direcciones X y Y

$C_x$  y  $C_y$  son las distancias perpendiculares de los ejes centroidales principales a los bordes de la losa

$I_x$  e  $I_y$  son los momentos de inercia respecto a los ejes X y Y

Estos esfuerzos deben ser menores a la capacidad admisible del suelo; así mismo no deben ser negativos puesto que generarían esfuerzos de tracción en el suelo.



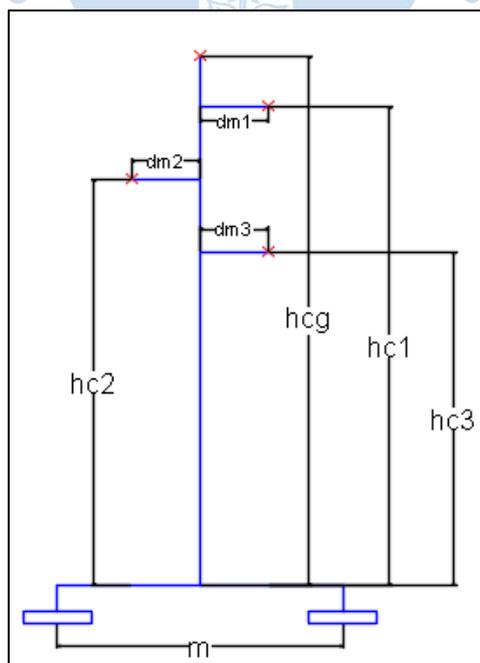
### Análisis de resultados

En esta sección se analizará detalladamente la comparativa entre la utilización de las dos metodologías propuestas para un mismo caso. El cálculo y diseño por los métodos se aplicará a un caso real como lo es el Proyecto ‘Línea de Transmisión 60KV C.H. CHANCA Y – SET HUARAL’, comparando aspectos entre los dos métodos como económico, método constructivo, función estructural, etc. Los datos requeridos para el diseño en ambas metodologías se encuentran en el anexo A.

Los cimientos de la torre que se pretende diseñar y comparar son de una torre en suspensión, ubicada en el vértice CV-19B según en anexo A.

#### R.1. Cálculo de fuerzas entrantes a los cimientos

Proyecto: Línea de transmisión 60 KV CHANCA Y – SET HUARAL. En la Figura 90 se detalla el árbol de cargas de la torre propuesta. Las dimensiones están dadas por el diseño del cuerpo de la torre.



**Figura 90.** Árbol de cargas para la torre S  
**Fuente:** Elaboración propia

El cálculo del árbol de cargas será dado por el ingeniero estructural encargado, por lo que es un dato entrante. En el capítulo 5 se aborda introductoriamente el cálculo pero no es objetivo de la tesis su obtención.

La torre a analizar es del proyecto dicho, debido a su geometría presenta 3 puntos de conductores más 1 punto de cable de guarda. Esto puede variar debido a la geometría de otras torres.

Se supondrá también que el cable de guarda está en el mismo eje central de la torre por lo que no tiene distancia horizontal.

### R.1.1. Datos

#### R.1.1.1. Datos iniciales

Altura de Cable de Guarda	hcg=	25.4	m
Altura de Cable 1	hc1=	23.4	m
Altura de Cable 2	hc2=	21.7	m
Altura de Cable 3	hc3=	20	m
Distancia horizontal de cable 1	dm1=	2.4	m
Distancia Horizontal de cable 2	dm2=	2.4	m
Distancia Horizontal de cable 3	dm3=	2.4	m
Distancia entre patas	m=	3.47	m
Peso de la torre	G=	2300	kg

#### R.1.1.2. Datos del árbol de cargas

Los datos del árbol de carga son anteriormente hallados, los datos que se deben colocar corresponden a las fuerzas en el cable de guarda, como se muestra en la Tabla 24.

**Tabla 24.** Fuerzas en el cable de guarda para todas las hipótesis

CONDICION	Cable de Guarda (kg)		
	Transversales	Longitudinales	Verticales
Hip. 1	231	0	371
Hip. 2	101	0	371
Hip. 3	53	0	315
Hip. 4	116	1310	188
Hip. 5	231	0	371
Hip. 6	231	0	371
Hip. 7	231	0	371
Hip. 8	50	0	469
Hip. 9	-	-	-
Hip. 10	-	-	-

**Fuente:** Elaboración propia basada en datos del proyecto Línea de Transmisión 60 KV CH.CHANCAY – SET HUARAL.

Los datos del árbol de carga son anteriormente hallados, los datos que se deben colocar corresponden a las fuerzas en el cable conductor 1, como se muestra en la Tabla 25.

**Tabla 25.** Fuerzas en el cable conductor 1 para todas las hipótesis

CONDICION	Cable 1 (kg)		
	Transversales	Longitudinales	Verticales
Hip. 1	465	0	723
Hip. 2	193	0	723
Hip. 3	94	0	617
Hip. 4	465	0	723
Hip. 5	233	1198	376
Hip. 6	465	0	723
Hip. 7	465	0	723
Hip. 8	86	0	1111
Hip. 9	-	-	-
Hip. 10	-	-	-

**Fuente:** Elaboración propia en basada en datos del proyecto Línea de Transmisión 60 KV CH.CHANCA Y – SET HUARAL.

Los datos del árbol de carga son anteriormente hallados, los datos que se deben colocar corresponden a las fuerzas en el cable conductor 2, como se muestra en la Tabla 26.

**Tabla 26.** Fuerzas en el cable conductor 2 para todas las hipótesis

CONDICION	Cable 2 (kg)		
	Transversales	Longitudinales	Verticales
Hip. 1	465	0	723
Hip. 2	193	0	723
Hip. 3	94	0	617
Hip. 4	465	0	723
Hip. 5	465	0	723
Hip. 6	233	1198	376
Hip. 7	465	0	723
Hip. 8	86	0	1111
Hip. 9	-	-	-
Hip. 10	-	-	-

**Fuente:** Elaboración propia en basada en datos del proyecto Línea de Transmisión 60 KV CH.CHANCA Y – SET HUARAL.

Los datos del árbol de carga son anteriormente hallados, los datos que se deben colocar corresponden a las fuerzas en el cable conductor 3, como se muestra en la Tabla 27.

**Tabla 27.** Fuerzas en el cable conductor 3 para todas las hipótesis

CONDICION	Cable 3 (kg)		
	Transversales	Longitudinales	Verticales
Hip. 1	465	0	723
Hip. 2	193	0	723
Hip. 3	94	0	617
Hip. 4	465	0	723
Hip. 5	465	0	723
Hip. 6	465	0	723
Hip. 7	233	1198	376
Hip. 8	86	0	1111
Hip. 9	-	-	-
Hip. 10	-	-	-

**Fuente:** Elaboración propia en basada en datos del proyecto Línea de Transmisión 60 KV CH.CHANCAY – SET HUARAL.

### R.1.2. Fuerzas

Para todas las hipótesis se hace una sumatoria de fuerzas en la dirección transversal y vertical de todos los cables de guarda y conductores existentes, como se muestra en la Tabla 28.

$$\begin{aligned}
 F_t &= \Sigma F_{tc} + \Sigma F_{tgc} \\
 F_l &= \Sigma F_{lc} + \Sigma F_{lgc} \\
 F_v &= \Sigma F_{vc} + \Sigma F_{vcg}
 \end{aligned}$$

**Tabla 28.** Fuerzas totales para todas las hipótesis

CONDICION	FUERZAS TOTALES (kg)		
	Transversales (x)	Longitudinales (y)	Verticales (z)
Hip. 1	1626	0	2540
Hip. 2	680	0	2540
Hip. 3	335	0	2166
Hip. 4	1511	1310	2357
Hip. 5	1394	1198	2193
Hip. 6	1394	1198	2193
Hip. 7	1394	1198	2193
Hip. 8	308	0	3802
Hip. 9	-	-	-
Hip. 10	-	-	-

**Fuente:** Elaboración propia en basada en datos del proyecto Línea de Transmisión 60 KV CH.CHANCAY – SET HUARAL

### R.1.3. Momentos

Para el tipo de cálculo que son los momentos a la base resultarán por los brazos de palanca definidos por la altura del cable, sea conductor o cable de guarda, y la distancia de la ménsula, sea conductor o cable de guarda, y la distancia de la ménsula, sea conductor o cable de guarda. Por lo que podemos decir que los momentos generados en la dirección X, serán dados por las fuerzas en dirección Y y Z; los momentos generados en la dirección Y, serán dados por las fuerzas en dirección X y Z y por consiguiente.

$$M_x = \Sigma f_y * h_c + \Sigma f_z * d_m$$

Se aprecia que todos los puntos de carga (conductores, cable de guarda), se encuentran en el eje X de la torre, entonces la distancia de la ménsula al eje X es nula. Por lo que en cálculo solo importará las fuerzas longitudinales. Se resolverá el caso de la hipótesis 4, por lo que recién en esta hipótesis se presenta una carga en el eje Y.

$$\begin{aligned} M_x (\text{Hip 4}) &= f_{lcg} * h_{cg} + f_{lc1} * h_{c1} + f_{lc2} * h_{c2} + f_{lc3} * h_{c3} \\ M_x (\text{Hip 4}) &= 33274 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Para el momento en dirección longitudinal o momento en dirección Y, 'My' se detallaría.

Presentamos el ejemplo para la hipótesis 1.

$$\begin{aligned} M_y &= \Sigma f_x * h_c + \Sigma f_z * d_m \\ M_y (\text{Hip 1}) &= f_{tcg} * h_{cg} + f_{tc1} * h_{c1} + f_{tc2} * h_{c2} + f_{tc3} * h_{c3} - f_{vc1} * d_{m1} + f_{vc2} * d_{m2} \\ &\quad - f_{vc3} * d_{m3} \\ M_y (\text{Hip 1}) &= 34403.7 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Algunos valores son negativos por conveniencia de signos ya que, para este caso, la geometría de la torre dicta que los puntos de carga de conductores son 2 para un lado y 1 para el otro. Se supuso que el momento donde había 2 puntos de carga fuese negativo. Para el momento en la dirección vertical o momento en dirección Z.

'Mz' se detallaría diferente ya que las fuerzas transversales no generan por que pasan por el mismo eje X de la torre. Solo generarían las fuerzas longitudinales.

$$M_z = \Sigma f_y * d_m$$

Puesto que el cable de guarda no genera momento en la dirección Z, dado que pasa por el mismo eje Z, realizaremos el cálculo de la hipótesis 5 ya que la hipótesis que muestra una carga longitudinal que no sea cable de guarda.

$$\begin{aligned} M_z (\text{Hip } 5) &= f_{lc1} * dm1 + f_{lc2} * dm2 + f_{lc3} * dm3 \\ M_z (\text{Hip } 5) &= 2875.2 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Este análisis se realiza para todas la hipótesis de carga mostradas anteriormente. Dando los siguientes resultados, como se muestra en la Tabla 29.

**Tabla 29.** Momentos totales para todas las hipótesis

CONDICION	MOMENTOS TOTALES (kg-m)		
	Mx	My	Mz
Hip. 1	0	34403.7	0
Hip. 2	0	13394.5	0
Hip. 3	0	5984.8	0
Hip. 4	33274	31482.7	0
Hip. 5	28033.2	29807.7	2875.2
Hip. 6	25996.6	28536.5	2875.2
Hip. 7	23960	30596.5	2875.2
Hip. 8	0	4202.2	0
Hip. 9	-	-	-
Hip. 10	-	-	-

**Fuente:** Elaboración propia en basada en datos del proyecto Línea de Transmisión 60 KV CH.CHANCAY – SET HUARAL

#### R.1.4. Fuerzas en la base

Puesto que tenemos los momentos, podemos analizar las fuerzas que llegan a la base, analizando los momentos como fuerzas pares, donde su distancia equivalente seria la separación entre patas.

$$F = M/2m$$

Ya que se consideran 4 patas, la fuerza total se reparte en las 4 patas.

Analizamos las fuerzas en X, para las hipótesis 1.

$$F_x = f(x)/4 \pm \Sigma M_x$$

El  $\Sigma M_x$  son aquellas fuerzas resultantes que se generan en la dirección X de los momentos antes hallados.

Como en la hipótesis 1 no hay momentos que generen fuerzas en la dirección X, ese término es nulo. Esto no quiere decir que en otra hipótesis no hayan momentos que generen fuerzas en la dirección X. Este es el caso de Mz

$$\begin{aligned} F_x (\text{Hip. } 1) &= f(x)/4 \\ F_x (\text{Hip. } 1) &= 406.5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Este resultado es para cada pata.

$$F_y = f(y)/4 \pm \Sigma M^y$$

El  $\Sigma M^y$  son aquellas fuerzas resultantes que se generan en la dirección X de los momentos antes hallados.

Como en la hipótesis 4 no hay momentos que generen fuerzas en la dirección Y, ese término es nulo. Esto no quiere decir que en otra hipótesis no hayan momentos que generen fuerzas en la dirección Y. Este es el caso de  $M_z$ .

$$\begin{aligned} F_y (\text{Hip. 1}) &= f_t(y)/4 \\ F_y (\text{Hip. 1}) &= 327.5 \text{ kg en cada pata} \end{aligned}$$

$$F_z = (G/4) \pm (f(z)/4) \pm \Sigma M^z$$

En la hipótesis 1, se encuentran todas las fuerzas incluidas, por lo que

$$F_z (\text{Hip 1}) = (G/4) \pm (F_v/4) \pm (M_y/2m)$$

En este caso se obtiene 4 resultados diferentes por lo que son 4 patas diferentes, como se muestra en la Tabla 30 y Tabla 31.

$$\begin{aligned} F_z (\text{Hip 1}) &= 6167.3055 \\ &= -3747.305 \\ &= 4897.3055 \\ &= -5017.305 \end{aligned}$$

El resultado positivo se deduce que es Compresión y el resultado negativo, Tracción.

**Tabla 30.** Fuerzas totales que llegan a las bases (1/2)

CONDICION	P1			P2		
	X	Y	Z	X	Y	Z
Hip. 1	406.5	0	6167.31	406.5	0	-3747.3
Hip. 2	170	0	3140.04	170	0	-720.04
Hip. 3	83.75	0	1978.86	83.75	0	254.137
Hip. 4	377.75	327.5	5700.66	377.75	327.5	-3372.2
Hip. 5	762.794	713.794	5418.31	762.794	713.794	-3171.8
Hip. 6	762.794	713.794	5235.14	762.794	713.794	-2988.6
Hip. 7	762.794	713.794	5531.97	762.794	713.794	-3285.5
Hip. 8	77	0	2131	77	0	919.996

**Fuente:** Elaboración propia en basada en datos del proyecto Línea de Transmisión 60 KV CH.CHANCAY – SET HUARAL.

**Tabla 31.** Fuerzas totales que llegan a las bases (2/2)

CONDICION	P3			P4		
	X	Y	Z	X	Y	Z
Hip. 1	406.5	0	4897.31	406.5	0	-5017.3
Hip. 2	170	0	1870.04	170	0	-1990
Hip. 3	83.75	0	895.863	83.75	0	-828.86
Hip. 4	377.75	327.5	4522.16	377.75	327.5	-4550.7
Hip. 5	-65.794	-114.79	4321.81	-65.794	-114.79	-4268.3
Hip. 6	-65.794	-114.79	4138.64	-65.794	-114.79	-4085.1
Hip. 7	-65.794	-114.79	4435.47	-65.794	-114.79	-4382
Hip. 8	77	0	230.004	77	0	-981

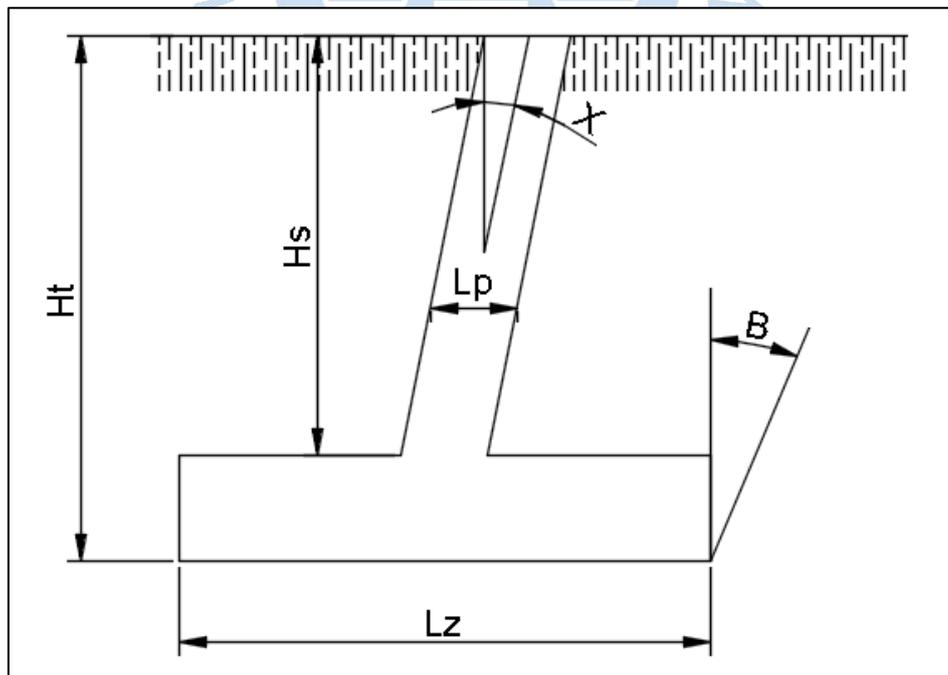
**Fuente:** Elaboración propia en basada en datos del proyecto Línea de Transmisión 60 KV CH.CHANCAY – SET HUARAL.

Se realiza una envolvente de todas las hipótesis y se obtiene el valor crítico de compresión, tracción, cortante en X y cortante en Y.

Compresión = 6167.31 kg  
 Tracción = 5017.31 kg  
 Cortante X = 762.794 kg  
 Cortante Y = 713.794 kg

## R.2. Diseño geotécnico utilizando la metodología de patas aisladas.

La Figura 91 muestra la geometría base de los cimientos utilizando las patas separadas.



**Figura 91.** Cimiento de la torre S

**Fuente:** Elaboración propia

**R.2.1. Datos****CARGAS**

Compresión Máxima	C=	6167.30548 kg
Tracción Máxima	T=	5017.30548 kg
Cortante Transversal en la base	vx=	762.793948 kg
Cortante Longitudinal en la base	vy=	713.793948 kg
inclinación del pedestal	X=	0.06667158 rad

**CARACTERISTICAS DEL SUELO Y DE LOS MATERIALES**

Resistencia del concreto	f'c=	280 kg/cm <sup>2</sup>
Capacidad Portante del suelo	ot=	3.0 kg/cm <sup>2</sup>
Peso Específico del Concreto	yc=	2400 kg/m <sup>3</sup>
Ángulo de arrancamiento	B=	0.42760567 rad
Peso específico del suelo	ys=	1900 kg/m <sup>3</sup>

**PEDESTAL**

Lado del Pedestal	Lp=	0.4 m
Altura embebida en el suelo	Hs=	1.0 m

**ZAPATA**

Peralte de zapata	H <sub>z</sub> =	0.7 m
Lado de zapata	L <sub>z</sub> =	1.45 m
<b>ALTURA TOTAL</b>	H <sub>t</sub> =	1.7 m

Se inicia calculando el área de pedestal 'Ap' y en el área de la zapata 'Az' (Ambos son de superficie Cuadrada).

Ap	=	Lp*Lp
Ap	=	0.16m <sup>2</sup>
Az	=	Lz*Lz
Az	=	2.1025 m <sup>2</sup>

**R.2.2. Prisma de arrancamiento**

Se inicia calculando el lado del prisma de arrancamiento 'Lps'

Lps	=	Lz+2*Hs*tanB
Lps	=	2.36 m

Seguido por el área (Superficie Cuadrada)

Aps	=	Lps*Lps
Aps	=	5.58 m <sup>2</sup>

**R.2.3. Fuerzas estabilizantes**

Se empieza calculando el peso del suelo por encima de la zapata 'Ws'

Ws	=	((Az-Ap)*Hs)*ys
Ws	=	3690.75 kg

Seguido por el peso de la zapata más pedestal 'Wz'

$$Wz = ((Az*Hz)+(Ap*Hs))*yc$$

$$Wz = 3916.2 \text{ kg}$$

También calculamos el peso del prisma de arrancamiento

$$Wsa = (1/3)*Hs*(Az+Aps+ \sqrt{Az * Aps} *ys$$

$$Wsa = 12288.85 \text{ kg}$$

Por lo tanto el peso estabilizantes por volteo 'Wev'

$$Wev = C+Ws+Wz$$

$$Wev = 13774.25 \text{ kg}$$

El peso estabilizante de arrancamiento 'Wea'

$$Wea = Wsa+Wz$$

$$Wea = 16205.0585 \text{ kg}$$

#### R.2.4. Factores de seguridad

Este deberá ser mayor a 1.5 por criterio.

Se calcula el factor de seguridad de volteo global, 'FSvg'

M (Hip 4)	=	45806.74 kg.m	T. 29 – Resul.
F	=	6600.5 kg	
Mvg	=	55378.14 kg.m	
Meg	=	90081.10 kg.m	
FSvg	=	1.63	ACEPTABLE

Se calcula el factor de seguridad de volteo local en X, 'FSvx'

$$FSvx = (Wev*Lz)/(2*vy*Ht)$$

$$FSvx = 8.22 \quad \text{ACEPTABLE}$$

Lo mismo para la otra dirección Y, 'FSvy'

$$FSvy = (Wev*Lz)/(2*vx*Ht)$$

$$FSvy = 7.70 \quad \text{ACEPTABLE}$$

Del mismo modo se calcula el factor de seguridad por arrancamiento para fuerzas de tensión, este valor 'FSa'

$$FSa = Wea/T$$

$$FSa = 3.22 \quad \text{ACEPTABLE}$$

### R.2.5. Comprobación de los esfuerzos máximos

Se debe comprobar que los esfuerzos llegados al suelo mediante las cimentaciones no sobrepasen los esfuerzos máximos admisibles. Por lo que necesita hallar el 'qadm'.

$$\begin{aligned} q_{adm} &= 1.33 \cdot \sigma_t \\ q_{adm} &= 3.99 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Por lo que se hallan los momentos que generarán los esfuerzos para compararlos con el esfuerzo admisible. Estos momentos son 'Mx' y 'My'

$$\begin{aligned} M_x &= v_y \cdot H_t - C \cdot H_t \cdot \tan X \\ M_y &= v_x \cdot H_t - C \cdot H_t \cdot \tan X \\ M_x &= 513.4 \text{ kg-m} \\ M_y &= 596.7 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Se calcula los esfuerzos en los extremos de la zapata.

$$\begin{aligned} q_{1,2,3,4} &= (W_{ev}/A_z) \pm (6 \cdot M_y/L_z^3) \pm (6 \cdot M_x/L_z^3) \\ q_1 &= 0.87 \text{ kg/cm}^2 \text{ ACEPTABLE} \\ q_2 &= 0.67 \text{ kg/cm}^2 \text{ ACEPTABLE} \\ q_3 &= 0.64 \text{ kg/cm}^2 \text{ ACEPTABLE} \\ q_4 &= 0.44 \text{ kg/cm}^2 \text{ ACEPTABLE} \end{aligned}$$

### R.2.6. Excentricidad permisible

Se debe corroborar que la excentricidad no sobrepase la permisible 'eperm'

$$\begin{aligned} e_{perm} &= L_z/6 \\ e_{perm} &= 0.24166667 \text{ m} \end{aligned}$$

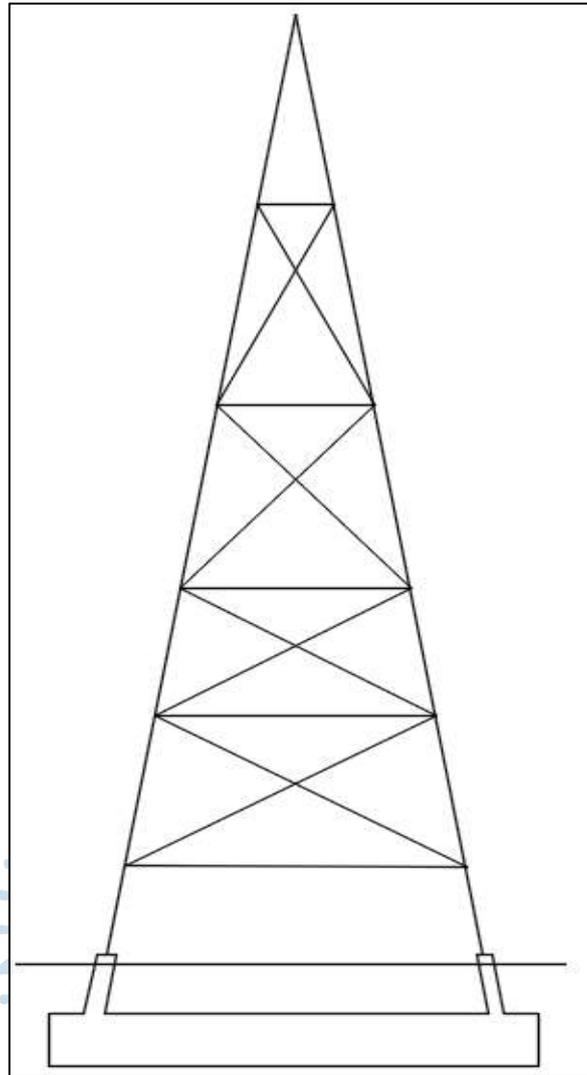
Por lo que la excentricidad en los dos sentidos 'e(x,y)' se hallará mediante

$$\begin{aligned} e(x,y) &= M(x,y)/W_{ev} \\ e(x) &= 0.0372 \text{ ACEPTABLE} \\ e(y) &= 0.0433 \text{ ACEPTABLE} \end{aligned}$$

## R.3. Diseño geotécnico utilizando la metodología de Sulzberger

### R.3.1. Dimensiones de la estructura

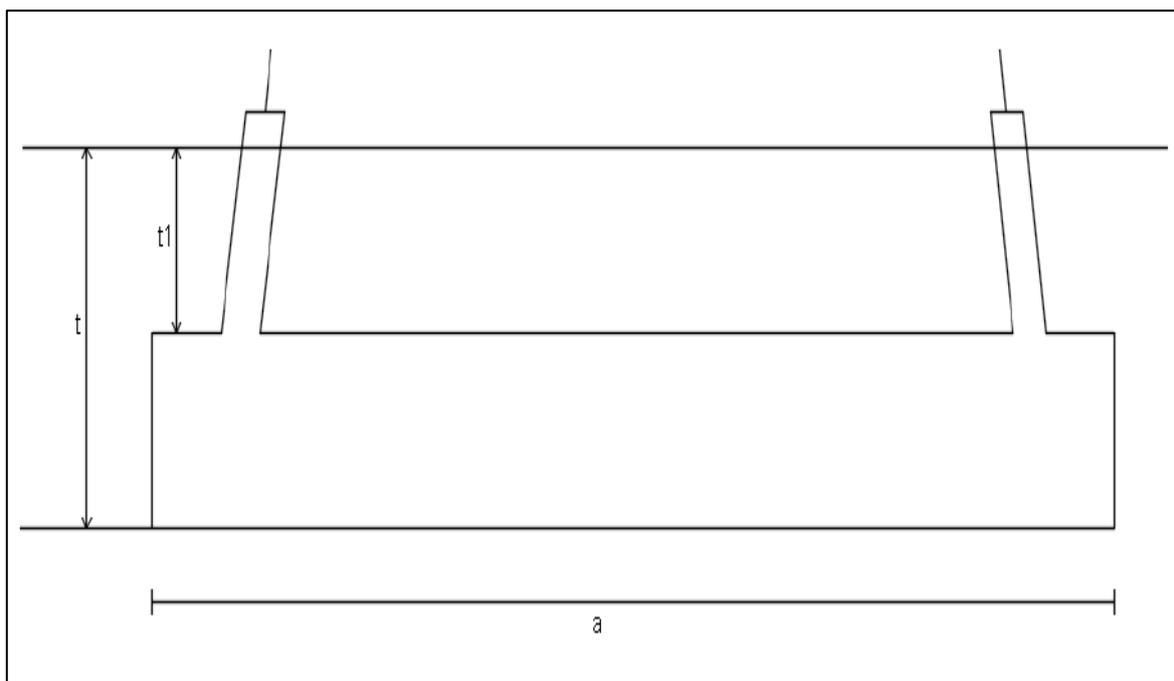
La Figura 92 muestra la geometría, tanto de la torre como de su cimiento si se opta por utilizar una cimentación monobloque y la Figura 93 muestra al detalle esta cimentación.



**Figura 92.** Torre con cimentación monobloque

Fuente: Elaboración propia

Dimensión en planta 'a'	4.5 m
Dimensión en planta 'b'	4.5 m
Dimensión menor en planta 'a1'	1 m
Espesor de arranque o sobresaliente	0.2 m
Dimensión en menor en planta 'b1'	1 m
Profundidad de cimentación 't'	1.7 m
Profundidad de arranque 't1'	1.3 m
Espesor de la losa 't2'	0.4 m
Angulo de tierra gravante ' $\beta$ '	0.13962634 rad
$t/3$	0.56666667 m
$axb$	20.25 m <sup>2</sup>
$a1xb1$	1 m <sup>2</sup>
$a+2t*\text{tg}\beta = x$	4.97783884
$b+2t*\text{tg}\beta = y$	4.97783884
$\text{Raiz}(a*b*x*y)$	22.4002748



**Figura 93.** Cimentación monobloque

Fuente: Elaboración propia

### R.3.2. Características geotécnicas

Ct(2)	Coef. Compres. A 2 metros	6 kg/cm <sup>3</sup>
Cb(2)	Coef. Compres. Horizontal a 2 mts.	6 kg/cm <sup>3</sup>
Ct1(2) = Ct(2)/4		1.5 kg/cm <sup>3</sup>
μ: Coef. De rozamiento estático. Suelo – Horm..		0.5 <b>TABLA</b>
Peso específico del suelo 'Yt'		1800 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del concreto 'Yh'		2300 kg/m <sup>3</sup>
Presión Admisible Suelo		4.25 kg/cm <sup>2</sup>
Ct para t		3 kg/cm <sup>3</sup>
Ct1 para t		0.75 kg/cm <sup>3</sup>

### R.3.3. Cargas

#### Cargas verticales:

Peso del homigón 2300 kg/m <sup>3</sup> :		22080.00 kg
Peso del suelo en un ángulo β:		51857.74 kg
Peso de la torre y ménsulas	Hip 8 (Tabla 28)	6102.00 kg
Carga vertical total (G) EN kg:		80039.74 kg

### R.3.4. Cálculo del ángulo

ε	0.9273
T	0.7644

1- $\tau$	0.2359
f( $\tau$ )	0.9575
1- $\varepsilon$ *f( $\tau$ )	0.1127
X <sub>xx</sub>	0.1572
k	2.1007
f( $\tau$ ) elevada a la X <sub>xx</sub>	0.9934
<b>tg(<math>\alpha</math>) encastramiento</b>	0.0123
<b>tg(<math>\alpha</math>) fondo</b>	0.0005

### R.3.5. Momentos Resistentes

#### MOMENTO DE ENCASTRAMIENTO (Ms)

Si el  $\alpha$  -----< 0.01

Ms 0 kg.m

Si el  $\alpha$  -----> 0.01

Ms 4344.71 kg.m

#### MOMENTO DE FONDO (Mb)

Si el  $\alpha$  -----< 0.01

Mb 151123.35 kg.m

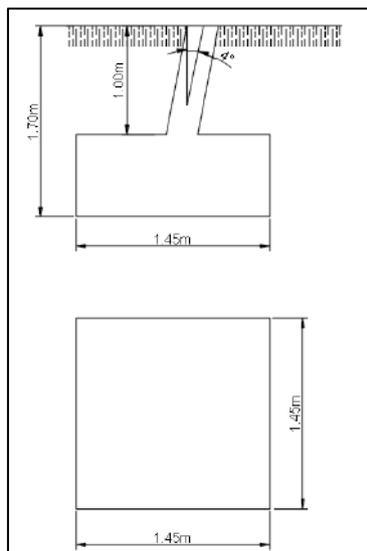
Si el  $\alpha$  -----> 0.01

Mb 0 kg.m

Momento actuante Hip 4 (T. 29) Resultante 45806.94 kg.m

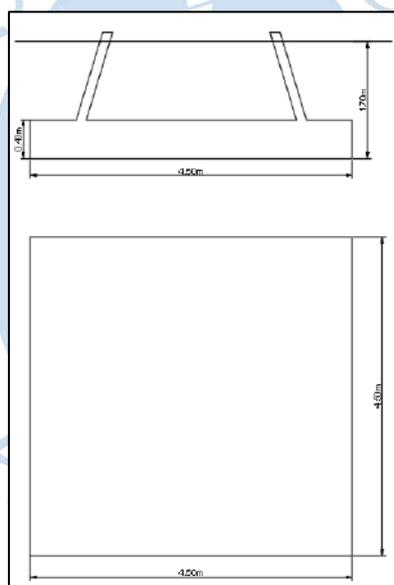
Ms/Mb	0.02874		
s	1.46097		
sM	66923	<	156039 <b>DISEÑO.CORRECTO</b>

La Figura 94 muestra finalmente el detalle en planta y elevación de la cimentación por la metodología por patas separadas, mientras que la Figura 95 detallan el diseño en planta y elevación correspondientes al método en monobloque.



**Figura 94.** Elevación y planta de cimiento diseñado por el método de patas separadas

**Fuente:** Elaboración propia



**Figura 95.** Elevación y planta de cimiento diseñado por el método de Sulzberger

**Fuente:** Elaboración propia

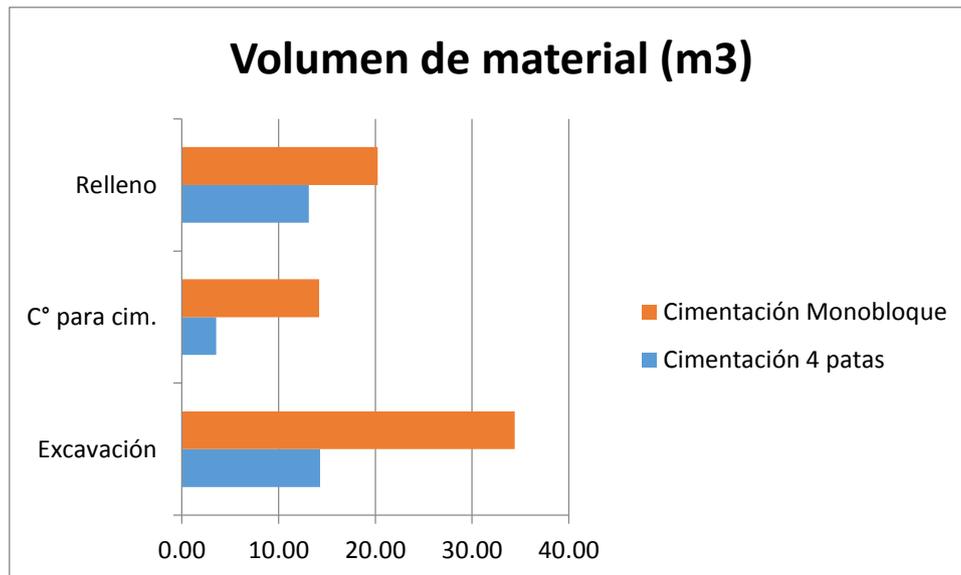
A continuación se presenta la tabla 32 donde se muestra una comparativa entre los volúmenes de material para los dos métodos para el ejemplo propuesto.

**Tabla 32.** Comparativa aproximada entre ambos tipos de cimentación

Volumen (m <sup>3</sup> )	Cimentación 4 patas	Cimentación Monobloque
Excavación	14.30	34.425
C° para cim.	3.55	14.175
Relleno	13.12	20.25

**Fuente:** Elaboración propia

Puesto que hay más factores que deciden el diseño de una cimentación se puede decir que la tabla 32 es una comparativa aproximada. Aun así, se puede resaltar que hay más volumen de trabajo en material en una cimentación monobloque que en una de 4 patas por lo que genera más gastos en obra. Se puede decir que en efectos de costos, resulta más adecuado que las torres tengan cimentación tipo 4 patas. En la figura 96 se presenta un gráfico donde se muestra mejor la comparativa.



**Figura 96.** Comparativa entre ambos tipos de cimentación  
Fuente: Elaboración propia

A primera vista se puede decir que es mucho más conveniente la utilización de los cimientos aislados para el caso de una torre de transmisión eléctrica por el ahorro en costo de metrado de materiales que sugiere, comparándolo con el otro método. En la mayoría de casos se opta por este diseño por el inferior costo que propone.

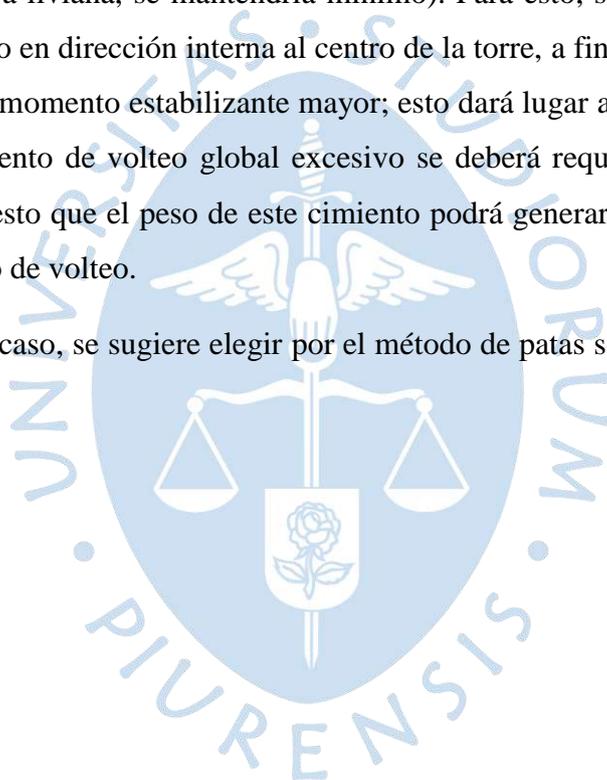
Así mismo, analizando desde el punto de vista constructivo, el diseño por 4 patas no genera demasiados problemas al momento de su construcción; ya que la excavación, vaciado, relleno, etc se podría realizar solo con la mano de obra sin requerir maquinaria adicional; por otro lado, el diseño por monobloque, al ser excavación masiva y por el tema de duración de la obra, podría requerir maquinaria adicional para esta partida por lo que causaría un problema, puesto que generalmente las torres se ubican en lugares de difícil acceso, además el cemento a utilizar sería especial, con características de bajo calor de hidratación ya que el vaciado es relativamente grande.

Finalmente se debe destacar que las cimentaciones en monobloque se suelen utilizar para torres donde su ubicación presente suelos inestables o con baja capacidad portante,

puesto que las cargas se reparten sobre toda la losa de cimentación y esto genera que los esfuerzos que llegan al suelo sean muy pequeños. Muchas veces es difícil elegir la ruta de la línea sin que presente, en algún punto, un suelo inestable, por lo que siempre habrán lugares que el suelo tenga estas características y se opte por la utilización del método de Sulzberger.

Además de esto, se debe tener especial importancia en el aspecto de los factores de seguridad. Al analizar el volteo global de la estructura se percata que el factor de seguridad hallado solo supera por unas décimas al factor de seguridad esperado. Sabemos que el valor de estos factores son de análisis propio del diseñador, por lo que si se quiere aumentar su valor se tendría que aumentar el volumen del cimiento (puesto que el peso del cuerpo de la torre, por ser estructura liviana, se mantendría mínimo). Para esto, se debería incrementar la dimensión del cimiento en dirección interna al centro de la torre, a fin de aumentar el brazo de palanca y así tener un momento estabilizante mayor; esto dará lugar a que en la circunstancia que se tenga un momento de volteo global excesivo se deberá requerir una cimentación de tipo mono bloque, puesto que el peso de este cimiento podrá generar un momento que pueda estabilizar el momento de volteo.

Para el presente caso, se sugiere elegir por el método de patas separadas, por razones ya antes explicadas.



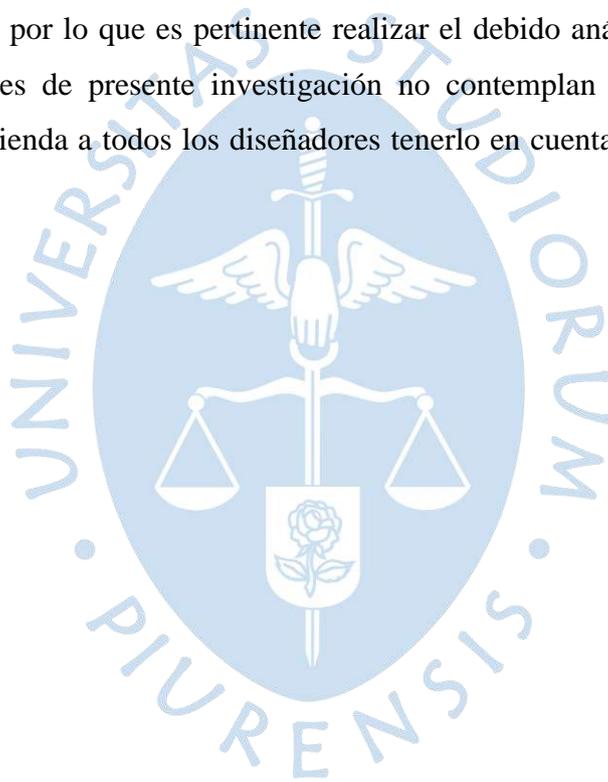


## Conclusiones

- Los conceptos mecánicos desempeñan un rol importante en el diseño de las cimentaciones de líneas de transmisión, conceptos como vanos, conductores, tipos de torres, entre otros, afectan de manera directa en el cálculo de los árboles de carga, los cuales brindan el resumen de fuerzas incidentes en la fundación. A lo largo de presente tesis se contemplaron dichos parámetros mecánicos de manera didáctica para la fácil comprensión del profesional lector.
- El diseño mediante el método de Sulzberger, solo se puede utilizar para estructuras tales que posean una cimentación tipo mono bloque (postes o torres). Para estructuras que dispongan de cimientos aislados, es incorrecto analizarlas mediante el método de Sulzberger, debido a que, bajo esta configuración estructural, los momentos generados por las cargas son traducidos en pares de fuerza, dos cimientos acampanados sometidos a tensión y otros dos sometidos a compresión.
- El coeficiente de compresibilidad es un índice fundamental para el cálculo y diseño por método de Sulzberger. Sin embargo, existe un total desconocimiento de su naturaleza. Este coeficiente es tomado según el rango de valores que dicta el método para cada tipo de suelo. Esto se hace sin ningún ensayo realizado con anterioridad. No obstante, esto radica en que su verdadero nombre en Ingeniería Geotécnica es 'coeficiente de balasto' y no es muy conocido en el medio local.
- La utilización de las losas de cimentación como cimientos será la opción menos económica a comparación de las patas aisladas, sin embargo, existen casos que el estudio de mecánica de suelos determina capacidad portante muy baja, ante esto, será necesaria mayor superficie de cimentación. Por un lado, tal como se ha expuesto en la presente investigación, la metodología propuesta para el diseño de cimentaciones aisladas se basa en contrarrestar los valores de arrancamiento generados, siendo una de las medidas, el peso de las patas acampanadas. Por otro lado, el método Sulzberger realiza el diseño

basándose en el momento de fondo y el momento de encastramiento, de manera que se controle el momento de volteo generado por las fuerzas en la estructura de soporte.

- Al realizar el análisis de la estructura de las torres de línea de transmisión eléctrica es importante considerar que las cargas verticales involucradas, como el peso, son muy reducidas por lo que es muy poco común efectuar el análisis de asentamientos. Sumado a esto, son las cargas laterales las cuales definirán el criterio de diseño, por ser las que generarán los momentos de vuelco.
- Según indica la bibliografía estadounidense, históricamente las cargas sísmicas nunca han superado las cargas accidentales (viento, hielo, u otra carga accidental actuante); esto solo es aplicable en dicha región, puesto que se sabe que Perú se encuentra en una zona altamente sísmica por lo que es pertinente realizar el debido análisis sísmico. Si bien es cierto, los alcances de presente investigación no contemplan la realización de dicho análisis, se recomienda a todos los diseñadores tenerlo en cuenta al momento de realizar su cálculo.



## Referencias bibliográficas

- Altamirano, J. (2013). *Mecanismos para reducir y controlar el efecto Galloping en las líneas de Transmisión* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Asmat M. (2006). *Análisis de Cimentación de Estructuras de Líneas de Transmisión de Energía Eléctrica* (Tesis de pregrado). Universidad de Piura, Piura, Perú.
- ASTM International. (2011). *ASTM D2487-11, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. Pensilvania, Estados Unidos.
- ASTM International. (2018). *ASTM D1586 / D1586M-18, Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*. Pensilvania, Estados Unidos.
- Braja M. Das. (2011). *Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones* (7° ed.). Editorial Cengage Learning, México D. F., México.
- Bustillos, A. & Perez V. (2015). *Introducción a las líneas de transmisión de energía eléctrica* (Tesis de pregrado). Universidad de Carabobo, Carabobo, Venezuela.
- Casagrande, A. (1932). *Research on the Atterberg Limits of Soil*. Public Roads, 13, 121-136.
- Céspedes, A. (2010). *Diseño de mejora de calidad para la puesta en servicio de la línea de transmisión Villa Rica – Puerto Bermúdez en 60kv* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Checa L. (1988). *Líneas de Transporte de Energía* (2° ed.). Editorial Marcombo, Barcelona España.
- Coduto D., Yeung M. & Kitch W. (2000). *Geotechnical Engineering: Principles & Practices* (2° ed.). Editorial Prentice Hall, Nueva Jersey, Estados Unidos.
- Comisión Federal de Electricidad. (2012). *Manual Para Diseño de Líneas de Transmisión Aéreas*. Editorial Continuará, México D. F., México.
- Consejo Internacional de Grandes Redes [CIGRE] (1991). *Encuesta Internacional de Costos de Líneas*. Revista Electra N° 137, 60-79, Chile.

- Dirección General de Electricidad (2011). *Código Nacional de Electricidad (Suministro 2011)*. Ministerio de Energía y Minas, Lima, Perú.
- Flores T. (2015). *Petroperú ahora es operador de línea de transmisión Eléctrica*. Revista Revistel. Recuperado de: <https://revistel.pe/petroperu-obtiene-concesion-para-operar-la-linea-de-transmision-electrica-malacas-talara/>.
- García C. (2010). *Diseño y cálculo de estructuras de cimentación y contención. Fundamentos del Suelo*. Escuela técnica superior de ingeniería civil de la Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.
- Gonzales-Longatt F. (2007). *Líneas de Transmisión Eléctrica* (Tesis de pregrado). Universidad Experimental Politécnica de la Fuerza Armada Nacional, Caracas, Venezuela.
- Hossne A. (2012). *Ángulo de fricción interna de un suelo agrícola franco arenoso de sabana del estado Monagas, Venezuela* (Tesis de pregrado). Universidad de Oriente Núcleo de Monagas, Maturín, Venezuela.
- Institute of Electrical and Electronics Engineers [IEEE] (2001). *Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing*. (IEEE Std 691), vol., no., doi: 10.1109/IEEESTD.2001.93372.
- Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual – INDECOPI. (2014). *Norma Técnica Peruana NTP-IEC 60038:2009 (Revisada el 2014) Tensiones Normalizadas IEC*, Lima, Perú.
- Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual – INDECOPI. (2015). *Norma Técnica Peruana NTP 339.162:2001 (Revisada el 2015) SUELOS. Guía Normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción*. Lima, Perú.
- Kulhawy F. & Hirany A. (2010). *Foundation Engineering for Transmission Line Structures*. American Society of Civil Engineers, Virginia, Estados Unidos.
- LEME Engenharia (2016). *Anteproyecto: Enlace 500Kv La Niña – Piura*. COES SINAC, Piura, Perú.
- Maciejewski T. (1964). *Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con método de Sulzberger*, Revista Electrotécnica, 64(3), 59-69.
- Medina, J. (2002) *Análisis comparativo de la teoría de capacidad portante por corte de cimentaciones superficiales* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú.
- Moreno J. (2004). *Cálculo de Líneas Eléctricas Áreas de Alta Tensión (Con utilización de medios informáticos)* (5 ° ed.). Editorial Málaga, Málaga, España.
- Patrone, J. & Prefumo J. (2005). *La acción de los suelos expansivos sobre las cimentaciones. Métodos de prevención y control*. [PDF]. Recuperado de [https://www.researchgate.net/publication/38290110\\_La\\_accion\\_de\\_los\\_suelos\\_expansivos\\_sobre\\_las\\_cimentaciones\\_metodos\\_de\\_prevenccion\\_y\\_control](https://www.researchgate.net/publication/38290110_La_accion_de_los_suelos_expansivos_sobre_las_cimentaciones_metodos_de_prevenccion_y_control).
- Perez, J. (2018). *Conceptos generales de la mecánica del suelo*. [PDF]. Recuperado de <https://www.udc.es/dep/dtcon/estructuras/ETSAC/Profesores/valcarcel/MaterMRHE-809/1a-Mecanica%20Suelo.pdf>.
- Ruiz, M. (2018) *Soluciones para el diseño y construcción de cimentaciones de torres de transmisión eléctrica de alta tensión* (Tesis de pregrado). Universidad de El Salvador, San Salvador, El Salvador.
- Simón, P. (2009). *Transporte y distribución de energía eléctrica*. [PDF]. Recuperado de [http://www.ieec.uned.es/Web\\_docencia/Archivos/material/Adenda%20Transporte%20y%20distribuci%C3%B3n%202009,%202010.pdf](http://www.ieec.uned.es/Web_docencia/Archivos/material/Adenda%20Transporte%20y%20distribuci%C3%B3n%202009,%202010.pdf)
- Viqueira J. (2010) *Redes Eléctricas I* (2° ed.). Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F., México
- Wong J. & Miller M. (2009). *Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading* (3° ed.). American Society of Civil Engineers, Virginia, United States.
- Yepes V. (2018). *Clasificaciones de las técnicas de mejora y refuerzo del terreno*. Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España.
- Zúñiga, P. (2010). *¿Qué significa la nomenclatura MCM (kcmil) en los conductores eléctricos?*, *Instalaciones Eléctricas Residenciales*, Recuperado de <https://instalacioneselectricasresidenciales.blogspot.com/2013/05/nomenclatura-mcm-kcmil.html>.



**Anexos**





## Anexo A. Resumen de EMS extraído del Proyecto ‘Línea de Transmisión 60KV C.H. CHANCAY - SET HUARAL’

A continuación se presenta imágenes extraídas del cuadro resumen del estudio geológico y geotécnico del Proyecto ‘Línea de Transmisión 60KV C.H. CHANCAY - SET HUARAL’. Ver Figura A-1 al A-7.

TABLA N° 7.1 Cuadro Resumen del Estudio Geológico y Geotécnico						
Vértice	Estratigrafía (SUCS)	Resistividad ( $\Omega$ -m)	Coefficientes de Empuje	Módulo de Elasticidad Secante Es (kg/cm <sup>2</sup> ); Relación de Poisson	Profundidad de Cimentación Df (metros)	Qad * (kg/cm <sup>2</sup> )
V0 (C-V0)	0.00 - 1.00 (ML)	85.6	Ka = 0.36; Kp = 2.76; Ko = 0.53	Es = 540, $\mu$ = 0.30	1.00 sobre GM	3.00
	1.00 - 3.00 (GM)	150.0	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			
V1 (C-V1)	0.00 - 3.00 (Roca Tonalita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Tonalita	10.00
V2 (C-V2)	0.00 - 3.00 (Roca Tonalita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Tonalita	10.00
V3** (C-V3)						
V4 (C-V4)	0.00 - 3.00 (Roca Andesita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Andesita	10.00
V5 (C-V5)	0.00 - 3.00 (Roca Andesita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Andesita	10.00

\*Asentamiento Total, S = 2.50 cm; Bloque Cuadrado, LxL = 0.70 m; Cimiento Corrido, B = 0.50 m. Para otras Dimensiones ir al Anexo (4.0)  
 \*\* No se Realizó por Modificación de Trazo  
 \*\*\* No se Realizaron por Similitud de Estratigrafía

Página 01

**Figura A-1.** Cuadro resumen del Estudio Geológico y Geotécnico (1/7)

**Fuente:** Línea de Transmisión 60KV C.H. CHANCAY - SET HUARAL’

TABLA N° 7.1 Cuadro Resumen del Estudio Geológico y Geotécnico						
Vértice	Estratigrafía (SUCS)	Resistividad ( $\Omega$ -m)	Coefficientes de Empuje	Módulo de Elasticidad Secante Es (kg/cm <sup>2</sup> ); Relación de Poisson	Profundidad de Cimentación Df (metros)	Qad * (kg/cm <sup>2</sup> )
V6 (C-V6)	0.00 - 3.00 (GM - GC)	150.0	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44	Es = 540, $\mu$ = 0.30	1.00 sobre GM-GC	3.00
V7 (C-V7)	0.00 - 3.00 (SW)	410.0	Ka = 0.29; Kp = 3.39; Ko = 0.45	Es = 300, $\mu$ = 0.30	1.00 sobre SW	3.00
V8 (C-V8)	0.00 - 3.00 (Roca Adamelita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Adamelita	10.00
V9 (C-V9)	0.00 - 3.00 (Roca Adamelita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Adamelita	10.00
V10 (C-V10)	0.00 - 3.00 (Roca Adamelita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Adamelita	10.00
V11 (C-V11)	0.00 - 3.00 (Roca Adamelita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Adamelita	10.00

\*Asentamiento Total, S = 2.50 cm; Bloque Cuadrado, LxL = 0.70 m; Cimiento Corrido, B = 0.50 m. Para otras Dimensiones ir al Anexo (4.0)  
 \*\* No se Realizó por Modificación de Trazo  
 \*\*\* No se Realizaron por Similitud de Estratigrafía

Página 02

**Figura A-2.** Cuadro resumen del Estudio Geológico y Geotécnico (2/7)

**Fuente:** Línea de Transmisión 60KV C.H. CHANCAY - SET HUARAL’

TABLA N° 7.1 Cuadro Resumen del Estudio Geológico y Geotécnico						
Vértice	Estratigrafía (SUCS)	Resistividad ( $\Omega$ -m)	Coefficientes de Empuje	Módulo de Elasticidad Secante Es (kg/cm <sup>2</sup> ); Relación de Poisson	Profundidad de Cimentación Df (metros)	Qad * (kg/cm <sup>2</sup> )
V12 (C-V12)	0.00 - 3.00 (Roca Adamelita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Adamelita	10.00
V13 (C-V13)	0.00 - 3.00 (Roca Andesita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Andesita	10.00
V14 (C-V14)	0.00 - 3.00 (Roca Adamelita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Adamelita	10.00
V15 (C-V15)	0.00 - 3.00 (Roca Tonalita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Tonalita	10.00
V16 (C-V16)	0.00 - 3.00 (Roca Tonalita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Tonalita	10.00
V17 (C-V17)	0.00 - 3.00 (Roca Diorita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Diorita	10.00

\*Asentamiento Total, S = 2.50 cm; Bloque Cuadrado, LxL = 0.70 m; Cimiento Corrido, B = 0.50 m. Para otras Dimensiones ir al Anexo (4.0)  
 \*\* No se Realizó por Modificación de Trazo  
 \*\*\* No se Realizaron por Similitud de Estratigrafía

Página 03

**Figura A-3.** Cuadro resumen del Estudio Geológico y Geotécnico (3/7)  
**Fuente:** Línea de Transmisión 60KV C.H. CHANCAY - SET HUARAL'

TABLA N° 7.1 Cuadro Resumen del Estudio Geológico y Geotécnico						
Vértice	Estratigrafía (SUCS)	Resistividad ( $\Omega$ -m)	Coefficientes de Empuje	Módulo de Elasticidad Secante Es (kg/cm <sup>2</sup> ); Relación de Poisson	Profundidad de Cimentación Df (metros)	Qad * (kg/cm <sup>2</sup> )
V18 (C-V18)	0.00 - 3.00 (Roca Diorita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Diorita	10.00
V19 (C-V19)	0.00 - 3.00 (Roca Andesita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Andesita	10.00
V19A (C-V19A)	0.00 - 1.20 (ML)	78.7	Ka = 0.36; Kp = 2.76; Ko = 0.53	Es = 370, $\mu$ = 0.30	1.20 sobre GP-GM	3.00
	1.20 - 3.00 (GP-GM)	468.8	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			
V19B (C-V19B)	0.00 - 1.70 (ML)	99.3	Ka = 0.36; Kp = 2.76; Ko = 0.53	Es = 400, $\mu$ = 0.30	1.70 sobre GM	3.00
	1.70 - 3.00 (GM)	268.5	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			
V20 (C-V20)	0.00 - 3.00 (Roca Andesita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Andesita	10.00
V21 (C-V21)	0.00 - 3.00 (Roca Andesita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, $\mu$ = 0.25	1.00 sobre Roca Andesita	10.00

\*Asentamiento Total, S = 2.50 cm; Bloque Cuadrado, LxL = 0.70 m; Cimiento Corrido, B = 0.50 m. Para otras Dimensiones ir al Anexo (4.0)  
 \*\* No se Realizó por Modificación de Trazo  
 \*\*\* No se Realizaron por Similitud de Estratigrafía

Página 04

**Figura A-4.** Cuadro resumen del Estudio Geológico y Geotécnico (4/7)  
**Fuente:** Línea de Transmisión 60KV C.H. CHANCAY - SET HUARAL'

**TABLA N° 7.1**  
**Cuadro Resumen del Estudio Geológico y Geotécnico**

Vértice	Estratigrafía (SUCS)	Resistividad (Ω-m)	Coefficientes de Empuje	Módulo de Elasticidad Secante Es (kg/cm2); Relación de Poisson	Profundidad de Cimentación Df (metros)	Qad* (kg/cm2)
V22 (C-V22)	0.00 - 3.00 (Roca Meladorita)	> 2400.0	Ka = 0.21; Kp = 4.59; Ko = 0.35	Es = 1000, μ = 0.25	1.00 sobre Roca Meladorita	10.00
V23 (C-V23)	0.00 - 0.70 (GM)	59.3	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44	Es = 550, μ = 0.30	1.00 sobre GM	3.00
	0.70 - 3.00 (GM)	163.0	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			
V24*** (C-V24)	0.50 - 2.90 SM	1571.4	Ka = 0.29; Kp = 3.39; Ko = 0.45	Es = 350, μ = 0.30	2.90 sobre GM	3.00
	2.90 - 3.00 GM	195.7	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			
V25 (C-V25)	0.50 - 2.90 SM	1571.4	Ka = 0.29; Kp = 3.39; Ko = 0.45	Es = 350, μ = 0.30	2.90 sobre GM	3.00
	2.90 - 3.00 GM	195.7	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			
V26*** (C-V26)	0.50 - 2.90 SM	1571.4	Ka = 0.29; Kp = 3.39; Ko = 0.45	Es = 350, μ = 0.30	2.90 sobre GM	3.00
	2.90 - 3.00 GM	195.7	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			
V27*** (C-V27)	0.00 - 1.00 ML	72.9	Ka = 0.36; Kp = 2.76; Ko = 0.53	Es = 500, μ = 0.30	1.00 sobre GM	3.00
	1.00 - 3.00 GM	195.7	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			

\*Asentamiento Total, S = 2.50 cm; Bloque Cuadrado, LxL = 0.70 m; Cimiento Corrido, B = 0.50 m. Para otras Dimensiones ir al Anexo (4.0)  
 \*\* No se Realizó por Modificación de Trazo  
 \*\*\* No se Realizaron por Similitud de Estratigrafía

Página 05

**Figura A-5.** Cuadro resumen del Estudio Geológico y Geotécnico (5/7)  
**Fuente:** Línea de Transmisión 60KV C.H. CHANCAY - SET HUARAL'

**TABLA N° 7.1**  
**Cuadro Resumen del Estudio Geológico y Geotécnico**

Vértice	Estratigrafía (SUCS)	Resistividad (Ω-m)	Coefficientes de Empuje	Módulo de Elasticidad Secante Es (kg/cm2); Relación de Poisson	Profundidad de Cimentación Df (metros)	Qad* (kg/cm2)
V28 (C-V28)	0.00 - 1.00 ML	72.9	Ka = 0.36; Kp = 2.76; Ko = 0.53	Es = 500, μ = 0.30	1.00 sobre GM	3.00
	1.00 - 3.00 GM	195.7	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			
V29 (C-V29)	0.00 - 1.10 ML	48.4	Ka = 0.36; Kp = 2.76; Ko = 0.53	Es = 520, μ = 0.30	1.10 sobre GM	3.00
	1.10 - 3.00 GM	347.2	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			
V30 (C-V30)	0.00 - 1.20 (ML)	123.5	Ka = 0.29; Kp = 3.39; Ko = 0.45	Es = 550, μ = 0.30	1.20 sobre GM	3.00
	1.20 - 3.00 (GM)	773.8	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			
V31*** (C-V31)	0.00 - 0.90 (ML)	60.5	Ka = 0.36; Kp = 2.76; Ko = 0.53	Es = 540, μ = 0.30	1.00 sobre GM	3.00
	0.90 - 3.00 (GM)	576.9	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			
V32*** (C-V32)	0.00 - 0.90 (ML)	60.5	Ka = 0.36; Kp = 2.76; Ko = 0.53	Es = 540, μ = 0.30	1.00 sobre GM	3.00
	0.90 - 3.00 (GM)	576.9	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			
V33 (C-V33)	0.00 - 0.90 (ML)	60.5	Ka = 0.36; Kp = 2.76; Ko = 0.53	Es = 540, μ = 0.30	1.00 sobre GM	3.00
	0.90 - 3.00 (GM)	576.9	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			

\*Asentamiento Total, S = 2.50 cm; Bloque Cuadrado, LxL = 0.70 m; Cimiento Corrido, B = 0.50 m. Para otras Dimensiones ir al Anexo (4.0)  
 \*\* No se Realizó por Modificación de Trazo  
 \*\*\* No se Realizaron por Similitud de Estratigrafía

Página 06

**Figura A-6.** Cuadro resumen del Estudio Geológico y Geotécnico (6/7)  
**Fuente:** Línea de Transmisión 60KV C.H. CHANCAY - SET HUARAL'

TABLA N° 7.1 Cuadro Resumen del Estudio Geológico y Geotécnico						
Vértice	Estratigrafía (SUCS)	Resistividad ( $\Omega$ -m)	Coefficientes de Empuje	Módulo de Elasticidad Secante Es (kg/cm <sup>2</sup> ); Relación de Poisson	Profundidad de Cimentación Df (metros)	Qad * (kg/cm <sup>2</sup> )
V34*** (C-V34)	0.00 - 0.90 (ML)	60.5	Ka = 0.36; Kp = 2.76; Ko = 0.53	Es = 540, $\mu$ = 0.30	1.00 sobre GM	3.00
	0.90 - 3.00 (GM)	576.9	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			
V35*** (C-V35)	0.00 - 0.90 (ML)	60.5	Ka = 0.36; Kp = 2.76; Ko = 0.53	Es = 540, $\mu$ = 0.30	1.00 sobre GM	3.00
	0.90 - 3.00 (GM)	576.9	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			
V36 (C-V36)	0.00 - 1.80 (ML)	37.9	Ka = 0.36; Kp = 2.76; Ko = 0.53	Es = 440, $\mu$ = 0.30	1.80 sobre GM	3.00
	1.80 - 3.00 (GM)	362.1	Ka = 0.28; Kp = 3.53; Ko = 0.44			

\*Asentamiento Total, S = 2.50 cm; Bloque Cuadrado, LxL = 0.70 m; Cimiento Corrido, B = 0.50 m. Para otras Dimensiones ir al Anexo (4.0)  
 \*\* No se Realizó por Modificación de Trazo  
 \*\*\* No se Realizaron por Similitud de Estratigrafía

Página 07

**Figura A-7.** Cuadro resumen del Estudio Geológico y Geotécnico (7/7)  
**Fuente:** Línea de Transmisión 60KV C.H. CHANCAY - SET HUARAL'

