

Capítulo I: Generalidades

1.1. Planteamiento del problema

Al día de hoy, los tipos más usados de fundaciones para torres de telecomunicación auto soportadas son las zapatas aisladas para cada una de las patas que posee ésta; también el uso de losas de fundación o pilotes dependiendo de la altura de la torre, las solicitaciones que esta produce con todas sus cargas, del tamaño de terreno que se tiene y el tipo de suelo sobre el cuál se desea construir. El cálculo de las dimensiones de las fundaciones, debido a las cargas que soporta la torre tanto de equipos como cargas laterales del viento, muchas veces da resultados los cuales no se adecuan al terreno donde se desea construir por ser muy grandes y ocasiona que tengan que cambiar el lugar de emplazamiento, perjudicando así a las empresas de telecomunicación y por ende a los lugares donde se necesita la señal de estas torres. En cuanto a tiempos al momento de la construcción de las fundaciones, desde el replanteo hasta el vaciado del hormigón, tanto para las zapatas aisladas como para una losa de fundación o pilotes, generalmente está alrededor de un mes a mes y medio, debido a los procesos que conllevan estas actividades y las que involucran. La excavación del terrero, dependiendo el tipo de suelo, es realizada con maquinaria pesada en caso de suelos blandos y semiduros; cuando el suelo es rocoso se recurren a métodos como explosiones controladas y taladros para romper poco a poco la porción de suelo que se desea extraer.

Al tratarse de una zapata para cada pata de la torre de telecomunicación o algunas veces de una losa de fundación, el armado de la ferralla conlleva una buena cantidad de tiempo debido al proceso que lleva cortar, doblar y juntar los fierros de ésta.

El hormigonado para las fundaciones es realizado, la mayoría de las veces, de la manera tradicional, pese a los grandes volúmenes que se deben realizar de hormigón, para esto se utilizan mezcladoras y carretillas para su transporte hasta el punto de vaciado. Se continúa con el método tradicional debido a que los camiones hormigoneros (mixers) no quieren ingresar al lugar por los caminos angostos y difícil acceso que hay para llegar al lugar de emplazamiento de la torre, y al mismo tiempo,

por las largas distancias que hay entre la planta dosificadora y el lugar donde se planea construir dicha torre.

1.2. Propuesta de solución

A raíz del problema planteado anteriormente surgen las siguientes interrogantes:

¿Cuál es la mejor alternativa de fundación para una torre de telecomunicación estándar de 54 metros de altura? ¿Existe algún tipo de fundación la cual conlleve una menor cantidad de tiempo de instalación y pueda soportar todas las cargas solicitadas por la torre, al igual que unas zapatas aisladas o un grupo de pilotes de hormigón armado?

Como respuesta a la primera interrogante, en el presente proyecto se realizará una comparación entre 3 distintos tipos de fundaciones, tanto desde el punto de vista técnico como desde el punto de vista económico.

Se planteará un sistema de pilotes helicoidales de acero para la segunda interrogante, el cual será comparado con zapatas aisladas y pilotes de hormigón armado para cada una de las patas de la torre; fundaciones que son construidas generalmente para este tipo de torres.

Estos son pilotes prefabricados que se introducen en el terreno como si fuera un tornillo, debido a la forma en hélice del elemento, mediante equipos de perforación hidráulicos o eléctricos que se manejan manualmente o se montan sobre maquinaria.

Se trata de un eje central de acero galvanizado hueco o macizo al que se le sueldan unas chapas de acero circulares que forman pequeñas hélices. El pilote queda incluido en el suelo, compactándolo durante la instalación. Una de las ventajas es que no es necesario extraer el material. Otras ventajas son la rapidez de ejecución, la mínima perturbación del terreno circundante, el impacto reducido en el medio ambiente y la gran durabilidad en ambientes corrosivos al usar acero galvanizado. (Yepes, 2016)

1.3. Objetivos

1.3.1. General

Realizar una comparación técnico-económica entre un sistema de pilotes helicoidales, zapatas aisladas de hormigón armado y pilotes de hormigón armado hormigonados in situ para una torre de telecomunicación auto soportada estándar de 54 metros de altura y de esta manera poder decidir cuál será la mejor opción de construcción. Todas estas fundaciones serán diseñadas para el mismo tipo de torre y las comparaciones serán realizadas bajo las mismas condiciones de cargas y de terreno.

1.3.2. Específicos

- Averiguar información acerca de los pilotes helicoidales, la forma de diseño de los mismos y los respectivos cuidados que se debe considerar para su uso.
- Realizar el dimensionamiento del sistema de pilotes helicoidales, tanto en el ancho de hélices y fuste, como en la longitud que estos deben tener para cumplir con las solicitaciones a soportar para una torre de telecomunicación estándar de 54 metros de altura.
- Realizar el dimensionamiento más óptimo de las fundaciones de hormigón armado como ser zapatas aisladas y pilotes de hormigón armado in situ indicadas anteriormente para poder ser comparadas con los pilotes helicoidales.
- Comparar técnicamente los diseños de las tres fundaciones propuestas para poder saber las ventajas y desventajas de cada una de ellas en cuanto a su funcionalidad, proceso constructivo y su tiempo de construcción por las actividades involucradas para su elaboración.
- Calcular el precio aproximado para las fundaciones diseñadas para la torre de telecomunicación y de esta manera, con ayuda de la comparación técnica

realizada anteriormente, poder determinar cuál sería la mejor opción de construcción para cada uno de los casos.

1.4. Justificación

1.4.1. Académica

El propósito de este trabajo es el de implementar los conocimientos aprendidos en las materias cursadas tanto como en resistencia de materias, hormigón armado y en la materia de fundaciones para realizar el cálculo y dimensionamiento de fundaciones (zapatas aisladas, pilotes de hormigón armado) de la torre y el cálculo de las dimensiones que tendrán los pilotes helicoidales que llegarían a sustituir las alternativas anteriores.

1.4.2. Técnica

Con el presente trabajo, se pretende comparar las alternativas mencionadas para que de esta manera se pueda saber cuál de éstas es la mejor opción de construcción, tanto técnicamente al analizar los métodos constructivos y las dimensiones calculadas; y económicamente al analizar los costos de los materiales para construir las fundaciones y el costo que tendrá la mano de obra necesaria en todo el tiempo que dura la construcción.

1.4.3. Social

A raíz de la comparación que se quiere realizar, se pretende dar una ayuda al momento de la planificación de la construcción, no sólo de una torre de telecomunicación sino también de torres de electricidad, las cuales son muy similares. Con la implementación de los pilotes helicoidales como nueva alternativa de fundación se pretende dar paso a este tipo de fundación que ya es usada en otros países no sólo en fundaciones de torres, sino también sustituyendo las fundaciones de estructuras, como viviendas unifamiliares no muy grandes o de anclajes para ayudar a sostener muros de contención.

Capítulo II: Marco referencial

2.1. Marco teórico

2.1.1. Torres de telecomunicación

Estas torres se construyen sobre terrenos, en áreas urbanas o rurales, y deberán de contar con una fundación adecuada para poder resistir las fuerzas a las que están sometidas. La geometría de estas torres depende de la altura, la ubicación y del fabricante de la torre.

Las torres reticulares sirven para la transmisión de energía eléctrica, así como la transmisión de ondas, como en el caso de los teléfonos celulares. Existen diversos elementos que estas estructuras deben soportar, como antenas de transmisión y equipos para telecomunicaciones, entre otros. La mayoría de estas estructuras son ligeras a comparación con una estructura de hormigón con las mismas dimensiones, por lo que en su diseño influye mucho los esfuerzos que genera el viento, y debido a su poco peso el sismo es un elemento que no afecta mucho a estas estructuras. (Ivan Forcada, 2016)

La gran mayoría de las antenas o torres de telecomunicación a nivel mundial, al igual que sus fundaciones, son diseñadas bajo la norma americana TIA Standard (Structural Stándar for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures), mejor conocida como TIA/EIA-222-F.

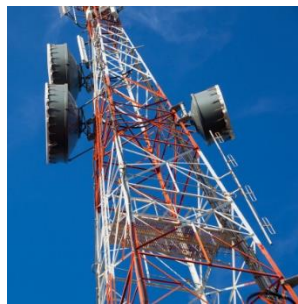


Figura 2.1: Torre de telecomunicación reticulada auto soportada
Fuente: ENABOLCO

2.1.1.1. Cargas de la torre de telecomunicación

A continuación, se muestran las cargas que se consideran para el diseño de una torre para telecomunicaciones:

- Carga Muerta: Antenas celulares, parábolas, feeders, cama guía de onda, escalera, plataforma Triangular y/o descanso (si corresponde). La carga muerta correspondiente a el peso de las antenas se tomará directamente de la información proporcionada por el fabricante.
- Carga Viva: El personal para su instalación. Se considera generalmente 3 personas de 140 kg cada una, haciendo un total de 420 kg. (Ivan Forcada, 2016)
- Carga de hielo: Espesor radial de hielo aplicado uniformemente alrededor de las superficies expuestas de la estructura, riendas y accesorios. La densidad del hielo macizo se debe considerar como 8,8 kN/m³ y la densidad de la cencellada como 4,7 kN/m³.
- Carga de viento: La carga total de viento de diseño debe incluir la sumatoria de las fuerzas horizontales aplicadas a la estructura en la dirección del viento y la carga de viento de diseño sobre riendas y accesorios puntuales. (TIA/EIA-222-F, 2005)

La norma estructural para torres y estructuras de acero para antenas TIA/EIA-222-F indica que la presión de viento causada por la velocidad sobre una de las caras de la torre es igual:

$$q_z = 0,613K_zV^2 \quad (2.1)$$

$$K_z = \left(\frac{z}{10}\right)^{\frac{2}{7}} \quad (2.2)$$

Donde:

q_z = Presión de velocidad de viento [Pa]

K_z = Coeficiente de exposición

V = Velocidad del viento [m/s]

z = Altura del nivel del terreno hasta el punto medio [m]

Para el cálculo se consideran vientos de supervivencia de 160 km/h, que tiene un periodo de retorno de 50 años y una duración de 5 segundos. La fuerza horizontal aplicada a cada sección de la estructura se calcula utilizando la ecuación que se expone a continuación.

$$F = q_z G_H \left[C_F A_E + \sum C_A A_A \right] \quad (2.3)$$

El resultado de esta ecuación no debe ser mayor a:

$$F = 2q_z G_H A_G \quad (2.4)$$

Donde:

- F = Fuerza horizontal [N]
- q_z = Presión de velocidad de viento [Pa]
- G_H = Factor de ráfaga para velocidad máxima
- A_G = Área bruta de una cara de la torre medio [m²]
- C_F = Coeficiente de fuerza de la estructura
- A_E = Área proy. efectiva de los componentes estructurales en una cara [m²]
- C_A = Coeficiente de fuerza para accesorio lineal
- A_A = Área proyectada de un accesorio lineal [m²]

2.1.1.2. Fundaciones para una torre de telecomunicación

La norma TIA/EIA-222-F clasifica a las fundaciones para una torre en dos tipos:

- Fundaciones y anclajes estándares. – Son estructuras diseñadas para soportar las cargas especificadas en la sección anterior para condiciones de suelo normal.

Se considera como suelo normal al suelo cohesivo que tiene una capacidad portante vertical admisible neta 192 kN/m³ y una presión horizontal admisible neta 63 kN/m³ por metro lineal de profundidad hasta un máximo de 192 kN/m³. La roca, suelos no cohesivos, suelos saturados no son considerados según esta norma como suelo normal.

- Fundaciones y anclajes no estándares. – Son estructuras diseñadas para soportar las cargas especificadas en la sección anterior de acuerdo con las

condiciones específicas del suelo del sitio de emplazamientos. Los pilotes son considerados fundaciones no estándares.

Esta misma norma indica que se pueden usar las fundaciones y anclajes estándares siempre y cuando los parámetros del suelo in situ sean iguales o superiores a las que se mencionaron para un suelo normal, estos parámetros deben ser respaldadas por un ingeniero a cargo mediante un estudio geotécnico. También nos indica que, si para la construcción se usarán fundaciones estándares, para el diseño se deben usar los parámetros correspondientes a suelo normal.

Las fundaciones y anclajes, tanto estándares como no estándares deben resistir las fuerzas de levantamiento o subpresión mediante sus pesos propios, más el peso del suelo encerrado en un cono o pirámide invertida cuyos lados forman un ángulo de 30° con la vertical y cuya base será la parte superior de la base de la fundación. Se asumirá 16 kN/m³ para el peso del suelo y 24 kN/m³ para el peso del hormigón.

Los pilotes que trabajan a fricción deben tener una fricción superficial última de 32 kN/m³ por metro lineal de profundidad hasta un máximo de 48 kN/m³ para la resistencia al levantamiento o hundimiento. (TIA/EIA-222-F, 2005)

Tanto las fundaciones, anclajes y pilotes, deben ser diseñados según la norma mediante las siguientes ecuaciones. Donde la ecuación 2.6 corresponde sólo para losas de fundación.

$$\boxed{\frac{W_R}{2} + \frac{W_C}{1,25} \geq F_{T \max}} \quad (2.5)$$

$$\boxed{\frac{W_R + W_C}{1,5} \geq F_{T \max}} \quad (2.6)$$

Donde:

W_R = Resistencia del suelo [kN]

W_C = Peso del hormigón [kN]

$F_{T \max}$ = Fuerza de tracción de la torre [kN]

Para las fundaciones excavadas que son sometida a cargas laterales o de vuelco, la misma norma nos indica que la profundidad de la fundación excavada debajo

del nivel del suelo debe ser calculada mediante la ecuación mostrada a continuación.

$$L_D \geq 0,61 + \frac{V_{max}}{143B} + 2 \left[\frac{V_{max}^2}{41333B^2} + \frac{V_{max}}{96} + \frac{M}{143B} \right]^{0.5} \quad (2.7)$$

Donde:

L_D = Profundidad de la fundación debajo del nivel de suelo [m]

B = Base de la fundación [m]

V_{max} = Reacción de corte a nivel del terreno [kN]

M = Momento de vuelco a nivel del terreno [kN m]

2.1.2. Mecánica de suelos

Según el libro fundamentos de ingeniería geotécnica de Braja M. Das, la mecánica de suelos se define como la aplicación de la ciencia física que se ocupa del estudio de las propiedades físicas del suelo y su comportamiento cuando son sometidas a distintos tipos de fuerzas.

El suelo se define, para propósitos de ingeniería, como un material no cementado, compuesto por granos minerales y materia orgánica descompuesta, con aire y líquidos en los espacios entre sus partículas.

Debido a que el suelo es resultado del procedimiento de la descomposición por fuerzas físicas, químicas y biológicas ocasionadas por la intemperización de rocas más grandes, pueden dividirse en dos grupos generales, suelos residuales y los denominados suelos transportados, (Pérez Alamá, 2007).

- Suelos residuales: Son los depósitos de suelo más antiguos de todos y son el resultado de la acumulación de partículas en el mismo lugar donde se produce la descomposición de la roca madre, generalmente son suelos firmes, estables y seguros en climas templados, y no conllevan a presentar muchas complicaciones al cimentar sobre ellos, en cambio en climas húmedos y calientes, su estabilidad reduce por la presencia de materiales compresibles, generando algunos problemas cuando se desea construir sobre ellos.

- Suelos transportados: Cuando las partículas del suelo no se encuentran en el lugar de la descomposición de la roca son denominados suelos transportados, estos son suelos generalmente blandos y sueltos, los cuales pueden generar muchos problemas al momento de la construcción. Estos son transportados mediante gravedad, agua, viento y en la antigüedad por glaciares.

2.1.2.1. Relación peso – volumen

Como se mencionó anteriormente, el suelo está compuesto por una parte sólida, ocupada por las partículas de suelo, una parte líquida que generalmente es agua y por último una parte de vacíos donde se encuentra el aire. Esto se explica de mejor manera en la siguiente figura.

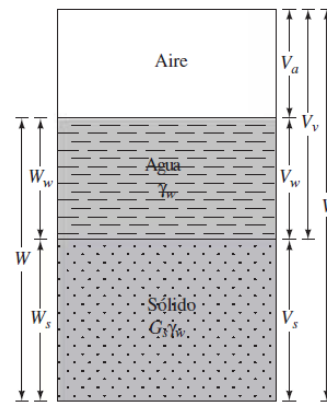


Figura 2.2: Relación peso – volumen del suelo
Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica

De la misma figura se puede encontrar las siguientes relaciones

$$W = W_s + W_w \quad (2.8)$$

$$V = V_s + V_w + V_a \quad (2.9)$$

Donde:

- W = Peso total del suelo
- W_s = Peso sólido
- W_w = Peso líquido
- V = Volumen total del suelo
- V_s = Volumen sólido
- V_w = Volumen líquido
- V_a = Volumen aire

- **Relaciones volumétricas**

- Relación de vacíos (e)

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1 - n} \quad (2.10)$$

- Porosidad (n)

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1 + e} \quad (2.11)$$

- Grado de saturación (S)

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (2.12)$$

- **Relaciones volumétricas**

- Contenido de humedad (w)

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad (2.13)$$

- Peso unitario (γ)

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s(1 + w)}{V} \quad (2.14)$$

2.1.2.2. Análisis granulométrico

Según el libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja m. Dass, el análisis granulométrico es la determinación de los tamaños de las partículas presentes en un suelo, para este análisis existen dos métodos que dependen del tamaño de las partículas, el primero, el análisis por tamiz para partículas superiores a 0.075 mm, y el segundo, el análisis del hidrómetro para las que son inferiores a 0.075 mm.

2.1.2.2.1. Análisis por tamiz

Consiste en agitar la muestra de suelo dentro de un conjunto de tamices expuestos en la tabla 2.1, ordenados de mayor a menor; este proceso se puede realizar de manera manual, pero lo conveniente es utilizar un agitador automático como el que se muestra en la figura 2.3.



Figura 2.3: Tamizador automático
Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

Tabla 2.1: TAMAÑOS DE TAMIZ	
N° de tamiz	Abertura (mm)
4	4,750
6	3,350
8	2,360
10	2,000
16	1,180
20	0,850
30	0,600
40	0,425
50	0,300
60	0,250
80	0,180
100	0,150
140	0,106
170	0,088
200	0,075

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

Una vez realizado el tamizado, se procede a determinar el peso del suelo retenido en cada uno de los tamices y la base, posteriormente se determina el peso total de la muestra ensayada; mediante cálculos matemáticos se obtiene el peso de suelo acumulada sobre cada tamiz y con esto el peso del suelo que pasa cada tamiz expresado en porcentaje con relación al peso total de la muestra.

Una vez obtenidos los porcentajes de cada tamiz, se expresan los resultados en un gráfico semilogarítmico, donde en las ordenadas se coloca el porcentaje del suelo y en las abscisas, en escala logarítmica, se colocan las aberturas de los tamices.

2.1.2.2.2. Análisis de hidrómetro

Este análisis se basa en la sedimentación de los granos del suelo dentro del agua, las partículas que se encuentran dentro de este entorno, suelen depositarse a diferentes velocidades dependiendo de su tamaño, peso y forma.

El diámetro de estas partículas es determinado mediante la siguiente ecuación:

$$D = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_e - 1)\rho_w} \sqrt{\frac{L}{t}}} \quad (2.15)$$

Donde:

- D = Diámetro de la partícula
- η = Viscosidad del fluido
- G_e = Gravedad específica (depende de la temperatura)
- ρ_w = Densidad del agua
- L = Profundidad del hidrómetro
- t = Tiempo desde el comienzo del ensayo

Esta prueba se realiza en un cilindro de sedimentación con 50 gramos de muestra secada al horno, una vez dispersas las partículas en el agua se procede a medir distintas profundidades (L) del hidrómetro en distintos tiempos (t) a lo largo del ensayo. El hidrómetro está diseñado para dar la cantidad de suelo, en gramos, que están en suspensión. Debido a los pesos de las partículas, las más grandes o de mayor diámetro se asentarán más rápido que las pequeñas. La representación de este ensayo se observa en la siguiente imagen:

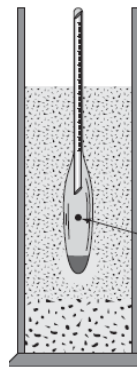


Figura 2.4: Ensayo del hidrómetro
Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

2.1.2.3. Plasticidad

La mecánica de suelos define a la plasticidad como la propiedad que tienen algunos materiales, que le da la capacidad de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse o agrietarse. (Juárez Badillo, 2005)

En los suelos, el material que presenta esta propiedad de manera más significativa es la arcilla, a pesar de esto, Atterberg demostró que la plasticidad en este material no es permanente, sino que depende de su contenido de humedad; una arcilla muy seca posee una plasticidad nula, en cambio, una arcilla con elevado contenido de agua posee esta propiedad.

Según el contenido de agua, Atterberg menciona que existen 5 estados del suelo: Líquido, semilíquido, plástico, semisólido y sólido.

Para determinar las fronteras entre estos estados, se establecieron los límites de consistencia también denominados límites de plasticidad; el primero, el límite líquido que es la frontera entre el estado semi líquido y plástico; y el segundo, el límite plástico, frontera entre el estado plástico el estado semisólido. (Juárez Badillo, 2005)

2.1.2.3.1. Limite líquido (LL)

La determinación del límite líquido se realiza con la ayuda del aparato de Casagrande (figura 2.5), este consiste en un recipiente de bronce o latón en forma de copa, en el cual se coloca la muestra de suelo donde con ayuda de un ranurador se procede a hacer una abertura trapezoidal en la muestra del suelo, con ayuda de un eje fijo la copa sube y baja, golpeado de esta manera la base y haciendo que la ranura cierre poco a poco.

El límite líquido se obtiene realizando este ensayo de 3 a 4 veces con distintos contenidos de humedad y contando sus respectivos números de golpes en los que tarda en cerrar la ranura, posteriormente se los lleva a un gráfico de contenido

de humedad vs número de golpes, donde se traza una línea de tendencia entre los puntos obtenidos, el límite líquido será el contenido de humedad necesario para cerrar la ranura a los 25 golpes y se obtiene con ayuda del gráfico.



Figura 2.5: Aparato de Casagrande
Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

2.1.2.3.2. Límite plástico (LP)

Para la determinación de este límite no se necesita ningún tipo de aparato, consiste básicamente en hacer cilindros de suelo con 3 mm de diámetro aproximadamente sobre un vidrio o un papel, una vez realizado el ensayo, si el suelo no presenta grietas a los 3 mm se repite el ensayo hasta que justo a ese diámetro comience a agrietarse, se extraen las partes agrietadas y se determina su contenido de humedad, este último es el correspondiente al límite plástico.

2.1.2.3.3. Índice de plasticidad (IP)

Es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico y se obtiene de la siguiente fórmula:

$$IP = LL - LP \quad (2.16)$$

2.1.2.4. Clasificación del suelo

Los suelos que poseen propiedades similares pueden clasificarse en grupos y subgrupos en función de las características mecánicas y su comportamiento para la ingeniería. (Braja M. Das, 2015)

En la actualidad, existen dos sistemas de clasificación del suelo que utilizan tanto la granulometría del mismo como su plasticidad para determinar a qué grupo pertenece cada uno de los suelos estudiados. Estos dos sistemas son el American Association of State Highway Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

2.1.2.4.1. Sistema de clasificación AASHTO

Este sistema fue desarrollado en el año 1929 por la administración de carreteras de Estados Unidos. Según esta clasificación, los suelos se dividen principalmente en 7 grupos, los primeros 3 corresponden a suelos granulares donde el 35% de sus partículas o menos no pasan el tamiz 200. Los otros 4 grupos corresponden a suelos compuestos principalmente por limos y arcillas donde más del 35% pasa el tamiz 200.

Este sistema está basado en los siguientes criterios para la clasificación:

- Tamaño del grano o granulometría:
 - Grava: Pasa tamiz de 75 mm y se retiene en tamiz 10
 - Arena: Pasa tamiz 10 y se retiene en tamiz 200
 - Limos y arcillas: Pasan tamiz 200
- Plasticidad:
 - Limoso: Cuando las fracciones finas tienen IP de 10 o menos
 - Arcilloso: Cuando las fracciones finas tiene IP de 11 o mas

La tabla de clasificación del sistema AASHTO se encuentra en el anexo A – 1.

2.1.2.4.2. Sistema de Clasificación SUCS

Este sistema fue desarrollado por Casagrande en el año 1948 en colaboración con U.S. Bureau of Reclamation durante la segunda guerra mundial para la construcción de un aeródromo. Este sistema clasifica al suelo en dos grandes categorías:

- Suelos de grano grueso: Compuestos por gravas y arenas, donde menos del 50% pasa el tamiz 200.

- G: Grava
- S: Arena
- Suelos de grano fino: Donde más del 50% de la muestra del suelo pasa el tamiz 200.
 - M: Limo inorgánico
 - C: Arcilla inorgánica
 - O: Limos orgánicos y arcillas
 - Pt: Suelos altamente orgánicos

Otras simbologías utilizadas en esta clasificación son:

- W: Bien graduado
- P: Mal graduado
- L: Baja plasticidad
- H: Alta plasticidad

La tabla de clasificación del sistema AASHTO se encuentra en el anexo A-2.

2.1.2.5. Resistencia al cortante del suelo

La resistencia al corte del suelo es la resistencia interna por unidad de área de este mismo a la falla y desplazamiento a lo largo de cualquier plano en su interior. Esta resistencia está en función de cuatro parámetros, la cohesión entre sus partículas, la resistencia a la fricción de las mismas, su contenido de humedad y la presión intersticial del agua en la masa del suelo. (Braja M. Das, 2015)

En 1900, Mohr determinó que un material falla debido a la combinación de un esfuerzo normal y un esfuerzo de corte y no de un esfuerzo **sólo**. Esta relación entre los dos esfuerzos es una curva. En 1776, Coulomb estableció que en la mecánica de suelos en un plano de falla es suficiente aproximarse al esfuerzo cortante como una función lineal al esfuerzo normal. Esta relación se denomina criterio de falla Mohr-Coulomb y se muestra en la gráfica (figura 2.6) y se representa con la siguiente ecuación:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.17)$$

Donde:

τ_f = Esfuerzo de corte

σ = Esfuerzo normal

c' = Cohesión efectiva del suelo

ϕ' = Angulo de fricción efectivo

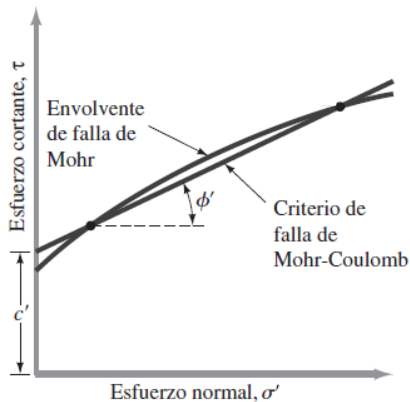


Figura 2.6: Criterio de rotura de Mohr-Coulomb
Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

Para la determinación en laboratorio de los parámetros del suelo, se realizan dos tipos de prueba; la primera, una prueba de corte directo; y la segunda, una prueba triaxial.

2.1.2.5.1. Prueba de corte directo

El libro fundamentos de la ingeniería geotécnica de Braja M. Das indica en su capítulo diez que ésta es la forma más simple de una prueba de corte. El equipo de prueba consiste en una caja de corte de metal en la que se coloca la muestra de suelo, la cual se divide horizontalmente en dos mitades.

La fuerza normal sobre la muestra se aplica desde la parte superior de la caja de corte y puede llegar hasta los 1000 kN/m^2 , la fuerza cortante se aplica moviendo una mitad de la caja con respecto a la otra para provocar una falla en la muestra de suelo.

Las muestras de suelo utilizadas en esta prueba pueden ser cuadradas o circulares, generalmente poseen una sección transversal de 20 a 25 cm^2 aproximadamente y una altura de 25 a 30 milímetros.

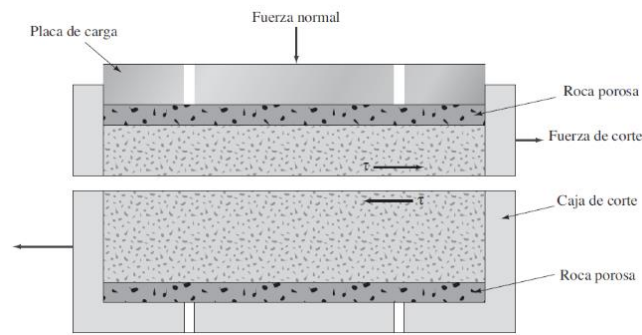


Figura 2.7: Prueba de corte directo

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

Dependiendo del equipo, la prueba de corte puede ser de esfuerzo controlado o deformación controlada

- En las pruebas de esfuerzo controlado, la fuerza de corte es aplicada en incrementos iguales hasta que la muestra falla y ésta ocurre a lo largo del plano de división de la caja de corte. Después de la aplicación de cada carga incremental, el desplazamiento cortante de la mitad superior de la caja se mide con un indicador horizontal. El cambio en la altura de la muestra durante la prueba se puede obtener a partir de las lecturas de un indicador que mide el movimiento vertical de la placa superior de carga.
- En las pruebas de deformación controlada, por medio de un motor que actúa a través de engranajes se aplica una velocidad constante de desplazamiento de cizalladura a una mitad de la caja. La constante de velocidad de desplazamiento de corte se mide mediante un indicador de cuadrante horizontal. La fuerza de resistencia cortante del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento de cizalladura se puede medir por un anillo de prueba horizontal o celda de carga. El cambio de volumen de la muestra durante la prueba se obtiene de una manera similar a las pruebas de esfuerzo controlado.

2.1.2.5.2. Prueba triaxial

El ensayo triaxial, uno de los métodos más confiables para la determinación de los parámetros de resistencia cortante; esta prueba es considerada confiable

debido a que:

- Proporciona información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo que la prueba de corte directo no.
- Proporciona condiciones de esfuerzo más uniformes que la prueba de corte directo al hacer su concentración de esfuerzos a lo largo del plano de falla.
- Proporciona más flexibilidad en términos de la trayectoria de carga.

Para este ensayo se utiliza un equipo especial (figura 2.8) y una muestra de suelo de 38 mm de diámetro y 76 mm de largo, la cual está encerrada por una membrana delgada de hule y se coloca dentro de una cámara cilíndrica de plástico que es llenada con agua o glicerina.

La muestra es sometida a una presión de confinamiento por la compresión del fluido dentro de la cámara. (Braja M. Das, 2015)

Para causar la falla cortante en la muestra se aplica esfuerzo axial a través de un pistón de carga. Este esfuerzo puede ser aplicado de dos maneras:

- Aplicación de pesos muertos o presión hidráulica en incrementos iguales hasta que la muestra falla. La deformación axial de la muestra resultante de la carga aplicada a través del pistón se mide mediante un indicador de cuadrante.
- Aplicación de la deformación axial a una velocidad constante por una prensa hidráulica de carga. Ésta es una prueba de deformación controlada. La carga axial aplicada por el pistón de carga correspondiente a una deformación axial dada se mide por un anillo de prueba o célula de carga unida al pistón.

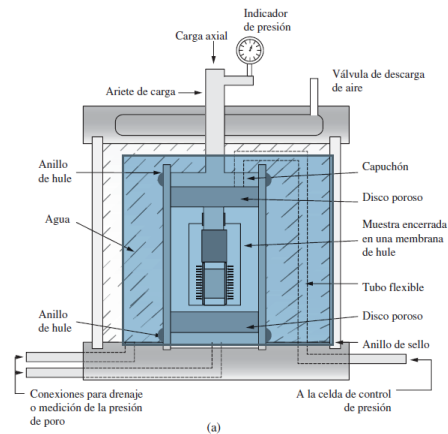


Figura 2.8: Prueba de corte directo
Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

2.1.2.6. Ensayo de penetración estándar (SPT)

Es un ensayo idealizado por Terzaghi y tiene como objetivo conocer la resistencia o capacidad de carga del suelo in situ en sus condiciones naturales de humedad y densidad. Consiste en establecer el número de golpes requeridos para que un sacamuestras o cuchara de dimensiones preestablecidas penetre el suelo a estudiar 30 centímetros, bajo la acción de una pesa de 63.5 kg que cae desde una altura de 75 cm (figura 2.9).

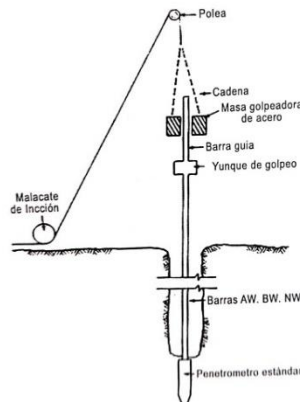


Figura 2.9: Ensayo de penetración estándar SPT
Fuente: Geología y Geotecnia Aplicadas a la Ingeniería

Después de realizado el ensayo de penetración se sacan a la superficie las barras en cuyo extremo inferior está acoplada una cuchara de terzaghi (figura 2.10) para extraer de la muestra de suelo. El número de golpes registrado se designa con la letra N. (Mendieta Pacheco & Ponce Villagomez , 2009)

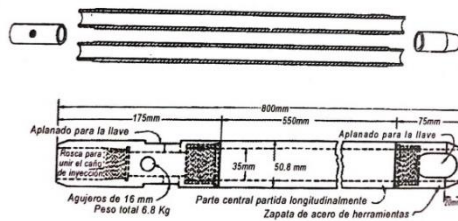


Figura 2.10: Cuchara de Terzaghi
Fuente: Geología y Geotecnia Aplicadas a la Ingeniería

Los mismos autores nos indican que este valor N tiene múltiples aplicaciones en la mecánica de suelos ya que, por medio de investigaciones tanto de campo como de laboratorio en distintos suelos, se pueden obtener varios parámetros geotécnicos de los mismos:

- En arenas. – Angulo de fricción interna ϕ y compacidad relativa como se muestra en la figura 2.11 y su complemento la figura 2.12, mediante la cual se obtienen porcentajes de compacidad relativa de acuerdo a la presión vertical que actúa sobre la arena, la que es función de la profundidad a la cual se realiza el ensayo SPT.

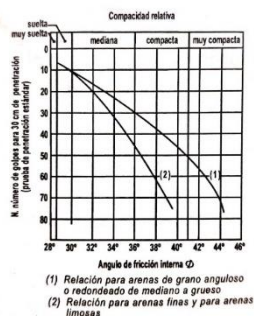


Figura 2.11: Relación entre el número de golpes para 30 cm y ángulo de fricción interna en arenas

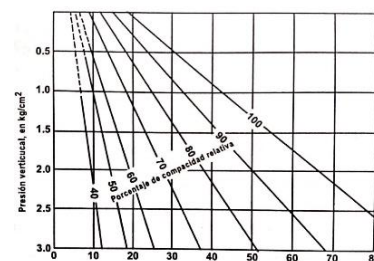


Figura 2.12: Relación entre la penetración estándar, presión vertical y compacidad relativa en arenas

Fuente: Geología y Geotecnia Aplicadas a la Ingeniería

- En arcillas. – Consistencia y estimación de la resistencia a la compresión simple según la tabla dada por Terzaghi y Peck.

Tabla 2.2: RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE EN ARCILLAS q_u		
Consistencia	No de golpes [N]	Resistencia a la compresión simple q_u [kg/cm²]
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 – 4	0.25 – 0.50
Media	4 – 8	0.50 – 1
Firme	8 – 15	1 – 2
Muy firme	15 – 30	2 – 4
Dura	> 30	> 4

Fuente: Geología y Geotecnia Aplicadas a la Ingeniería

El procedimiento para realizar este ensayo se describe a continuación:

- Se excava hasta la profundidad a la cual se desea realizar el ensayo, que generalmente es el nivel de la base de las fundaciones.
- Luego se procede a limpiar la zona para que no existan elementos que puedan perjudicar el ensayo.
- Se inserta en el suelo la cuchara de muestreo del SPT una distancia de 15 cm para su estabilización y por si existen restos de otro material de relleno en ese tramo. Esta cuchara se encuentra conectada por tubos de acero al martillo de 63.5 Kg.
- Se realizan sucesivos golpes con el martillo desde una distancia de 75 cm, el martillo puede ser elevado manualmente a través de una cuerda unida a un sistema de poleas o con un mecanismo automático.
- Se repite este proceso hasta que la cuchara penetre 30 cm y se anota el número de golpes necesarios para esa distancia de perforación de la cuchara.
- Retirar la cuchara de muestreo para luego remover el suelo para los respectivos ensayos a realizar.
- Continuar la perforación hasta la profundidad del siguiente ensayo y repetir el proceso.

El Dr. Braja M. Das en su libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica indica que en un ensayo de penetración estándar existen varios factores que influyen en la variación de la cantidad de penetración estándar N a una determinada profundidad. Por lo tanto, se debe corregir el número de golpes para condiciones de campo.

Estos factores son la eficiencia del martillo, el diámetro de perforación, el método de muestreo y el factor de longitud de la varilla.

La ecuación brindada por el DR. Braja M. Das para esta corrección de número de golpes y los valores de los factores correspondientes se muestran a continuación.

$$N_{60} = \frac{N\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R}{60} \quad (2.18)$$

Donde:

N_{60} = Número de penetración estándar corregido para condiciones de campo.

N = Número de penetración medio.

η_H = Eficiencia del martillo. [%]

η_B = Corrección para el diámetro de perforación.

η_S = Corrección de muestreo.

η_R = Corrección para la longitud de la varilla.

Tabla 2.3: EFICIENCIA DEL MARTILLO η_H			
País	Tipo de martillo	Lanzamiento del martillo	η_H (%)
Japón	Anillos	Caída libre	78
	Anillos	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	Seguridad	Cuerda y polea	60
	Anillos	Cuerda y polea	45
Argentina	Anillos	Cuerda y polea	45
Chile	Anillos	Cuerda y polea	60
	Anillos	Cuerda y polea	50

Tabla 2.4: CORRECCION PARA DIAETRO DE PERFORACION η_B	
Diámetro (mm)	η_B
60 – 120	1
150	1.05
200	1.15

Tabla 2.5: CORRECCION DE MUESTREO η_s	
Variable	η_s
Muestreo estándar	1
Con revestimiento para arena densa y arcilla	1.05
Con revestimiento para arena suelta	1.15

Tabla 2.6: CORRECCION PARA LONGITUD DE VARILLA η_R	
Longitud de la varilla (mm)	η_R
> 10	1
6 – 10	0.95
4 – 6	0.85
0 – 4	0.75

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

2.1.3. Fundaciones

El principal objetivo de una fundación es proporcionar el medio para que las cargas de la estructura, concentradas en columnas o en muros, se transmitan al terreno produciendo en éste un sistema de esfuerzos que puedan resistirse con seguridad sin producir asentamientos. (Villalaz, 2004).

El libro Elementos de Construcción de los ingenieros Luis García y Jesús Antonio López Perales de la universidad de Castilla – La Mancha de España, señala los requisitos que deben cumplir una buena fundación, estos son:

- El nivel de la fundación deberá estar a una profundidad en la cual esté libre de heladas, cambios de volumen, nivel freático y excavaciones que se puedan realizar posteriormente.
- Tendrán que tener dimensiones tales que no superen la estabilidad ni la capacidad portante del suelo donde se apoyarán.
- No deberá producir asentamientos en el terreno que no puedan ser absorbibles por la estructura para no dañar esta misma.

Cuando el terreno firme se encuentra cerca de la superficie, el método más usado para la transmisión de cargas concentradas de muros o pilares de un edificio es mediante el uso de zapatas, éstas son denominadas fundaciones

superficiales o directas y están hechas de hormigón armado en casi toda su totalidad. Cuando el terreno firme no se encuentra cerca de la superficie, un sistema habitual para la transmisión de cargas al terreno es mediante elementos verticales llamados pilotes, cajones o pilas, éstas transmiten las cargas a través del suelo blando hasta una base firme para que así el edificio no tenga que descansar sobre el suelo blando. (Lambe - Whitman, 2005)

El factor más importante en una fundación es la capacidad de carga que se define como la capacidad máxima que tiene el suelo de resistir un esfuerzo, es también llamado capacidad última. Los factores de los que depende la capacidad de carga de una fundación son:

- Características geotécnicas del terreno, principalmente el ángulo de fricción interno y la cohesión del terreno.
- Estratificación de las capas que conforman el suelo y la profundidad del nivel freático.
- Del nivel de las fundaciones.
- Dimensiones de la fundación
- Tipo de carga (dirección, excentricidad, periodicidad, etc.)

2.1.3.1. Pilotes helicoidales

Un pilote helicoidal es básicamente un sistema de cimientos profundos utilizado para soportar o resistir cualquier carga o aplicación, son pilotes prefabricados de acero que se introducen en el terreno por medio de rotación como si fueran un tornillo, debido a la forma en hélice de sus elementos, mediante equipos de perforación hidráulicos o eléctricos que se manejan manualmente o se montan sobre maquinaria, como por ejemplo una excavadora.

Se trata de un eje central de acero galvanizado al que se le sueldan unas chapas de acero circulares que forman pequeñas hélices (figura 2.13). El pilote queda incluido en el suelo, compactándolo durante la instalación. Una de las ventajas es que no es necesario extraer el material. Otras ventajas son la rapidez de ejecución, la economía en su rango de uso de cargas, la mínima perturbación del terreno circundante, el impacto reducido en el medio ambiente y la gran durabilidad en ambientes corrosivos al usar acero galvanizado. (Yepes, 2016)

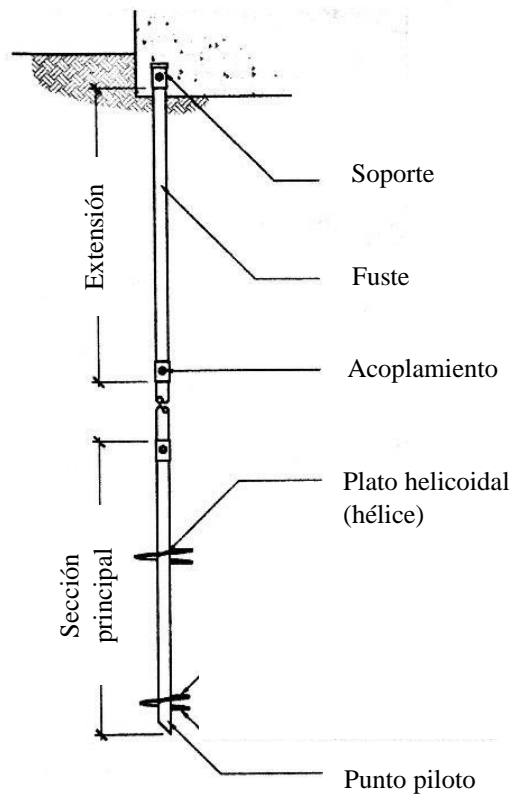


Figura 2.13: Esquema pilote helicoidal
Fuente: Manual de diseño técnico de AB Chance

2.1.3.1.1. Breve reseña histórica

Los pilotes helicoidales fueron utilizados por primera vez por Alexander Mitchell en la década de 1830 para instalar los faros en las arenas movedizas de Inglaterra. El primer faro en pilotes helicoidales fue el Maplin Sands en el Támesis, éste contaba con la implantación de 9 pilotes de 6 metros de longitud, distribuidos octagonalmente con uno al centro. Los pilotes de la época estaban hechos de hierro fundido y tenían un diámetro de 5 pulgadas con una hélice de 1,2 metros de diámetro.

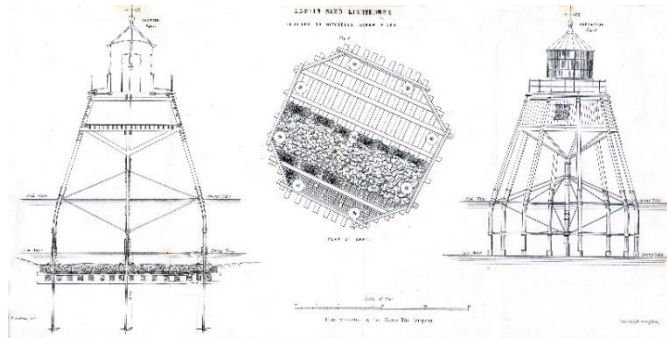


Figura 2.14: Faro con pilotes helicoidales

Fuente: Manual de diseño técnico de AB Chance

2.1.3.1.2. Elementos esenciales de un pilote helicoidal

El manual de diseño técnico de AB Chance en su cuarta edición señala 3 partes esenciales en un pilote helicoidal, éstas son:

- Placa de rodamiento (hélice)

Estas placas (figura 2.19) poseen una verdadera forma helicoidal, al ser debidamente construidas, minimizan la perturbación del suelo durante la instalación, llegando así a conservar sus propiedades in situ.

Las placas helicoidales transfieren la carga al estrato de suelo según la profundidad a la que se encuentren respecto a la superficie del suelo.

- Eje central o fuste

Durante la instalación, el eje central (figura 2.15) de acero transmite el torque a las placas helicoidales. Este eje transfiere la carga axial a la o las placas helicoidales y al estrato del suelo. Teóricamente, el eje debe ser más resistente que los esfuerzos que se generan sobre éste. Debe ser lo suficientemente fuerte como para resistir el torque requerido para la instalación y lo suficientemente grande en la sección para que el suelo resista el pandeo, si se usa en una aplicación de compresión.



Figura 2.15: Hélice y fuste de pilote helicoidal
Fuente: Manual de diseño técnico de AB Chance

- Terminación

La terminación conecta la estructura a la parte superior del pilote helicoidal transfiriendo la carga por el eje a las placas helicoidales y estas últimas al suelo. Para distribuir uniformemente la carga de la estructura a los pilotes helicoidales, la terminación puede ser un soporte fabricado (figura 2.16) o un accesorio producido en el sitio (figura 2.17) según lo diseñado por el ingeniero estructural. Dichos aspectos dictan la configuración de la terminación en función de su aplicación y pueden variar desde una simple barra roscada hasta una soldadura compleja o un bloque de hormigón, según sea apropiado para interactuar con la estructura.



Figura 2.16: Terminación prefabricada



Figura 2.17: Terminación fabricada in situ

Fuente: Manual de diseño técnico de AB Chance

2.1.3.1.3. Aplicación

El propósito principal de un ancla helicoidal es transferir cargas estructurales al suelo. Hoy en día, los anclajes helicoidales se utilizan para una variedad de aplicaciones en tensión, compresión y cargas laterales. Las aplicaciones de tensión típicas de los anclajes helicoidales incluyen anclajes de sujeción para postes y torres (figura 2.18), amarres para muros de contención temporales o permanentes y amarres de cimientos (figura 2.19). También se pueden usar para apuntalar para levantar cimientos hundidos, elementos de cimientos profundos para soportar pasarelas, y abrazaderas de pared inclinables. Además, los anclajes helicoidales se han convertido en una base de elección para aplicaciones de carga lateral que incluyen estabilización de taludes, postes, torres y cercas.

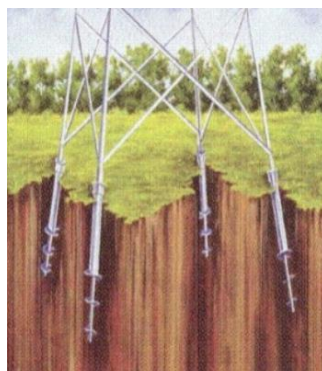


Figura 2.18: Aplicación en torres

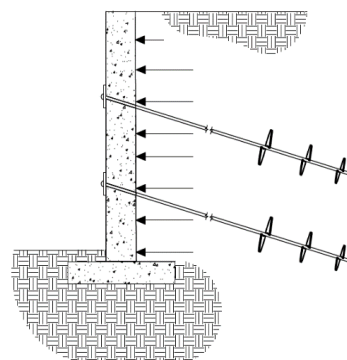


Figura 2.19: Aplicación en muros de contención

Fuente: Manual de diseño técnico de AB Chance

2.1.3.1.4. Ventajas de uso

Los pilotes helicoidales no eran populares porque se requería la fuerza de muchos hombres para producir el torque necesario. A través de los años se mejoraron y aumentaron su uso, especialmente cuando los motores de torque estuvieron disponibles. Estos se han vuelto ideales para muchas aplicaciones y su popularidad ha llegado al punto en que cualquier contratista capacitado puede instalarlos de una manera rápida y fácil. Los pilotes helicoidales, también conocidas como anclajes helicoidales, son convenientes para un fácil acceso en sitios de construcción que son inaccesibles para equipos más grandes. (Helical Anchors Inc, 2014)

Helical Anchors Inc nos proporciona una serie de ventajas al momento de usar este tipo de fundación:

- Producen vibraciones pequeñas o nulas durante la instalación, disminuyendo el posible daño a las estructuras por el movimiento del suelo.
- Se pueden instalar en cualquier condición climática y se pueden cargar inmediatamente después de la instalación; No hay tiempo de curado como con cimientos de hormigón.
- Instalación fácil; no hay necesidad de excavación y pueden instalarse en áreas de acceso limitado.
- Se instalan rápidamente y no se necesitan equipos grandes en comparación con otros tipos de construcción de cimientos profundos.
- Se pueden instalar en condiciones de superficie blanda y nivel freático alto.
- La predicción de la capacidad se encuentra después de la instalación de la relación de par a capacidad, útil para verificar la capacidad teórica.

2.1.3.1.5. Instalación

Un ancla helicoidal es similar a un tornillo para madera, una diferencia obvia es que el ancla helicoidal tiene hilos discontinuos ampliamente espaciados. Los anclajes helicoidales se atornillan al suelo asegurándose de que penetren a una

velocidad de aproximadamente una longitud de paso (3 pulgadas) por revolución. Hay dos formas de instalar anclajes helicoidales; uno de ellos utiliza equipos montados en máquina (figura 2.120) y el otro de manera manual. (figura 2.21)

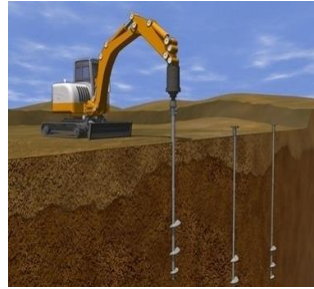


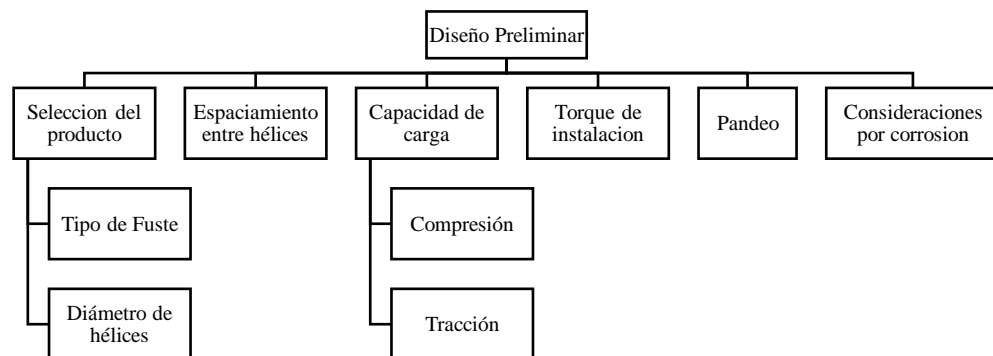
Figura 2.20: Instalación con maquinaria

Figura 2.21: Instalación manual

Fuente: El blog de Víctor Yepes

2.1.3.1.6. Diseño

Según el manual de diseño técnico de la AB Chance, el diseño de un pilote de tipo helicoidal está compuesto por una serie de pasos que van desde la selección del tipo de fuste a usar hasta las consideraciones de corrosión que se deben tomar. A continuación, se presenta un esquema resumido del diseño preliminar de un pilote helicoidal.



Esquema 2.1: Diseño preliminar de pilote helicoidal

Fuente: Elaboración propia

2.1.3.1.6.1. Selección del producto

Una condición que debe evaluarse es la capacidad de la pila helicoidal de penetrar el suelo hasta el nivel requerido de profundidad.

La siguiente tabla muestra los tipos de fustes o ejes para pilotes que hay, junto a sus características tanto geométricas como funcionales.

Los valores N enumerados en esta tabla están destinados a servir como guía en la selección preliminar de la serie de ejes basada en el uso de configuraciones de hélice múltiple. (AB Chance, 2018).

Tabla 2.7: TIPOS DE FUSTES					
Tipo de eje	Tamaño In (mm)	Longitud (m)	Torque ultimo ft-lb (N-m)	Max. Valor N° arcilla	Max. Valor N° arena
SS125	1-1/4 (32)	3,05	4.000 (5400)	25	20
SS5	1-1/2 (38)	3,05	5.700 (7730)	40	30
SS150	1-1/2 (38)	3,05	7.000 (9500)	60	50
SS175	1-3/4 (44)	3,05	10.500 (14240)	65	65
SS200	2 (51)	3,05	16.000 (21700)	<80	<80
SS225	2-1/4 (57)	3,05	21.000 (28475)	<80	<80
RS2875.203	2-7/8 (73)	2,13-3.05	5.500 (7500)	25	20
RS2875.276	2-7/8 (73)	2,13-3.05	8.000 (10847)	25	20
RS3500.300	3-1/2 (89)	2,13-3.05	13.000 (17600)	25	20
RS4500.337	4-1/2 (114)	2,13-3.05	23.000 (31200)	30	25
LDPP				30	30

Valor N° o número de golpes del Ensayo de Penetración Estándar por ASTM D 1586

Fuente: Manual de Diseño Técnico de AB Chance

Una vez seleccionado el tipo de eje a usar, se procede a la selección del diámetro de hélices a usar en el pilote, debido a que éstas son las encargadas de transmitir las cargas aplicadas tanto en compresión como en tracción, el área afecta directamente a la capacidad de carga de dicha hélice. A continuación, se muestran los distintos diámetros de hélices junto a sus respectivas áreas.

Tabla 2.8: SECCIONES DE HÉLICES	
Diámetro in (cm)	Área proy. Ft ² (m ²)
6 (15)	0,185 (0.0172)
8 (20)	0,336 (0.0312)
10 (25)	0,531 (0.0493)
12 (30)	0,771 (0.0716)
14 (35)	1,049 (0.0974)
16 (40)	1,385 (0.1286)

Fuente: Manual de Diseño Técnico de AB Chance

2.1.3.1.6.2. Espaciamiento entre hélices y profundidad mínima

Una vez definido el eje del pilote y las cantidades de hélices con sus respectivos diámetros, se procede a calcular el espacio entre hélices de dichos pilotes.

Las cargas aplicadas a los pilotes generan bulbos de presión en cada una de las hélices, los cuales representan el espacio del suelo que sentirá dicho efecto de las cargas; esto quiere decir que una partícula que se encuentra dentro del bulbo de presión sentirá un porcentaje de la carga, mientras que uno que esté afuera no sentirá ningún efecto producido por dichas cargas aplicadas.

Debido a que estos bulbos dependen directamente del área de contacto de la fundación con el suelo, siendo más grandes cuando el área de contacto es más pequeña y viceversa, las hélices van colocadas en orden de tamaño, estando las más pequeñas a mayor profundidad y las más grandes a menor profundidad, respecto a la superficie.

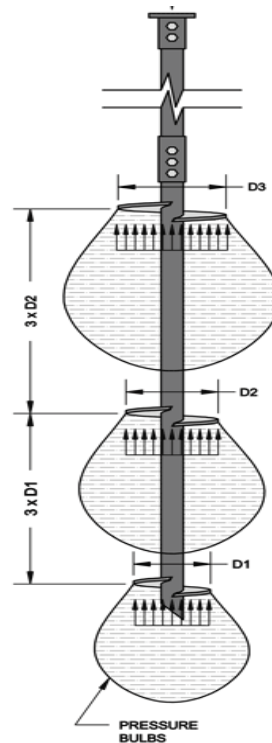


Figura 2.22: Representación de bulbos de presión
Fuente: Manual de Diseño Técnico de AB Chance

El manual de diseño técnico de la AB Chance recomienda que el espaciamiento entre hélices sea equivalente a tres veces el diámetro inferior, esto para que los bulbos de presión no se sobrepongan unos con otros y así las hélices trabajen de manera individual como fundaciones superficiales. (Figura 2.22)

El mismo manual también recomienda profundidades mínimas de 5 veces el diámetro de la hélice más cercana a la superficie, desde esta hélice hasta el fondo de fundación para asegurar el comportamiento de fundación profunda. En casos donde existe presencia de nieve, debe considerarse una profundidad del tamaño de esta capa más 3 veces el diámetro de la hélice superior.

2.1.3.1.6.3. Capacidad de carga

La capacidad de carga máxima de un pilote helicoidal de múltiples hélices con un espacio entre ellas mayor o igual a 3 veces el diámetro inferior es igual a la suma de las capacidades de cada una de las hélices individuales. (AB Chance, 2018)

$$Q = \sum Q_H \quad (2.19)$$

Donde:

Q = Capacidad de carga máxima de un pilote

Q_H = Capacidad de carga última de una hélice

La capacidad de carga última a compresión de una sola hélice se calcula de la misma manera que la de una fundación superficial, multiplicándola por el área de la hélice respectiva, por lo tanto, la ecuación general de capacidad de carga para una fundación circular proporcionada por Terzaghi se muestra a continuación. (Braja M. Das, 2012)

$$Q_H = A_H(1,3c'N_C + qN_q + 0,3\gamma BN_\gamma) \quad (2.20)$$

Donde:

- Q_H = Capacidad de carga última de una hélice
- A_H = Área de la hélice
- c' = Cohesión efectiva del suelo
- q = Presión efectiva de sobrecarga
- γ = Peso específico del suelo
- B = Ancho del pie del pilote
- $N_c = N_q = N_\gamma$ = Factores de capacidad de carga

La fricción a lo largo del eje generalmente se ignora cuando se trata de ejes sólidos debido a que la pequeña área de contacto creará una fuerza de resistencia insignificante para afectar la capacidad total. (Helical Anchors Inc, 2014)

Debido a que el ancho del pilote es muy pequeño, el manual de diseño técnico de la AB Chance recomienda considerarlo nulo; por lo tanto, la ecuación de capacidad última de una hélice finalmente queda como:

$$Q_H = A_H(1,3c'N_C + qN_q) \quad (2.21)$$

El libro Fundamentos de Ingeniería de Fundaciones de Braja M. Das nos proporciona una tabla donde podemos encontrar los distintos factores de capacidad de carga en función al ángulo de fricción (ϕ) del suelo.

Tabla 2.9: FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA							
ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36

11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Fundaciones

De acuerdo con la AB Chance la capacidad a tracción de un pilote helicoidal viene dada de la misma manera que la capacidad a compresión, sumando las capacidades de cada una de las hélices que conforman este pilote.

En cuanto a la capacidad de cada hélice se calcula usando la misma ecuación de capacidad de carga, con las diferencias que el factor de capacidad de carga N_c es remplazado por un factor de ruptura F_c y se utiliza el estrato de suelo superior, ya que al estar en tracción la hélice se apoya directamente en ésta.

Este factor de ruptura F_c está en función a la profundidad a la cual se encuentra la hélice (h) y el diámetro de la misma (D), a continuación, se muestra un gráfico para la obtención del factor de ruptura F_c

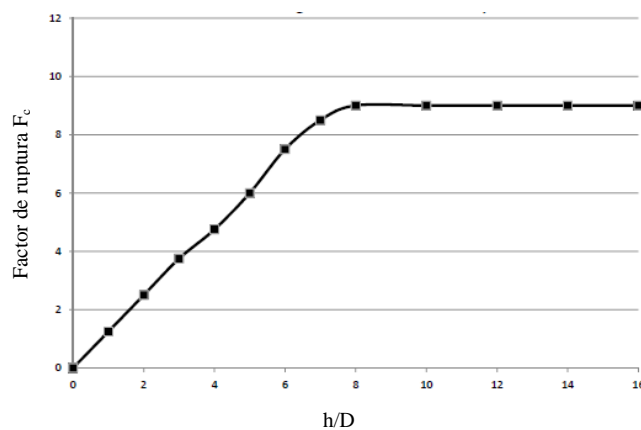


Figura 2.23: Relación entre factor de ruptura F_c y h/D

Fuente: Manual de Diseño Técnico de AB Chance

2.1.3.1.6.4. Torque de instalación

Antes de la instalación, un pilote helicoidal es simplemente un tornillo con una rosca discontinua. Cuando se instala en el suelo, funciona como un conjunto de fundaciones superficiales a distintas profundidades para resistir las cargas solicitadas.

Las hélices tienen un doble propósito; el primero, es proporcionar los medios para instalar el pilote helicoidal; y el segundo propósito, es proporcionar los medios del elemento de apoyo para la transferencia de carga al suelo.

El principio de toque de instalación es que a medida que se instala un pilote helicoidal en un suelo cada vez más duro, la resistencia a la instalación aumentará. Del mismo modo, cuanto mayor es el torque de instalación, mayor es la capacidad axial del pilote instalado. Hoyt y Clemence (1989) propusieron una fórmula que relaciona la capacidad de carga de un pilote helicoidal con su torque de instalación (AB Chance, 2018)

$$Q_c = K_t T \quad (2.22)$$

Donde:

Q = Capacidad de carga a compresión de un pilote

T = Torque de instalación

K_t = Factor de torque

El valor de K_t no es una constante; puede variar de 10 a 66 m^{-1} , dependiendo de las condiciones del suelo, el tamaño y la forma del eje, el grosor de la hélice y la aplicación

Para los pilotes helicoidales de eje cuadrado tipo SS (sólidos), K_t generalmente varía de 33 a 43 m^{-1} , la AB Chance recomienda usar el valor de 33 m^{-1} en pilotes de este tipo. Para pilotes helicoidales con eje RS (huecos) el valor K_t generalmente varía de 10 a 33 m^{-1} ; de la misma manera recomienda 30 m^{-1} para tipo RS2875, 23 m^{-1} para el tipo RS3500.300 y 20 m^{-1} para el tipo RS4500.337.

2.1.3.1.6.5. Pandeo

El pandeo de elementos de base delgada es una preocupación común entre diseñadores e ingenieros estructurales.

Los resultados de varias investigaciones a lo largo de los años hechas a pilotes respaldan la conclusión de que es probable que el pandeo ocurra sólo en suelos con propiedades de resistencia muy pobres, como turba, arenas muy sueltas y arcilla blanda; sin embargo, no se puede deducir que el pandeo de un pilote helicoidal nunca ocurrirá.

El pandeo de este tipo de pilotes en el suelo es un problema complejo que implica parámetros como la sección del eje y las propiedades elásticas, la resistencia y rigidez del acoplamiento, la resistencia y rigidez del suelo y la excentricidad de la carga aplicada, es por esto, que se recomienda el uso de métodos numéricos en computadora para su diseño. (AB Chance, 2018)

El manual de diseño indica que el pandeo de pilotes helicoidales bajo cargas de compresión, especialmente pilotes helicoidales de eje cuadrado, puede ser importante en tres situaciones:

- Cuando el pilote posee una longitud mayor a 6 metros y éste es instalado en un estrato de suelo duro que subyace bajo un estrato débil o blando.
- Cuando se instala el pilote en arena suelta, saturada y limpia que se licua durante un evento sísmico.
- Cuando el pilote está bajo una carga excesivamente excéntrica y no posee el acoplamiento necesario.

El pandeo de una columna se refiere a la carga de compresión permitida para una longitud dada. El matemático Leonhard Euler definió la ecuación para saber la carga a compresión crítica que puede soportar una columna antes de pandearse, la cual se expone a continuación:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{(k L_u)^2} \quad (2.23)$$

Donde:

P_{cr} = Carga a compresión crítica

T = Modulo de elasticidad del material de la columna

K = Parámetro dependiente de la condición del extremo de la columna.

L_u = Longitud libre

La mayoría de los pilotes helicoidales tienen ejes delgados que pueden conducir a relaciones de esbeltez muy altas. Esto sería una preocupación si los pilotes helicoidales estuvieran en aire o agua y estuvieran sometidas a una carga de compresión. Siendo éste el caso, se podría estimar la carga crítica de pandeo utilizando la ecuación de Euler expuesta arriba.

Sin embargo, los pilotes helicoidales están soportados por el suelo que los rodea y no así de aire o agua. Por esta razón estos pilotes pueden soportar cargas de pandeo mucho más altas que las que nos da como resultado la ecuación de Euler. Una serie de estudios e investigaciones encontraron que el suelo con número de golpes de SPT mayores a 4 a lo largo de todo el estrato de suelo donde se encuentra el pilote helicoidal, proporciona un soporte adecuado para resistir el pandeo, siempre y cuando no existan cargas de corte o momentos flectores aplicados a la parte superior de la base.

Cuando la condición del número de golpes no se cumple, la AB Chance recomienda el uso del método de Davisson para el cálculo del pandeo, este método es expuesto a continuación.

$$P_{cr} = \frac{U_{cr} E_p I_p}{R^2} \quad (2.24)$$

$$U_{cr} = \frac{P_{cr} R^2}{E_p I_p} \quad (2.25)$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{K_h d}}$$

(2.26)

$$I_{max} = \frac{L}{R}$$

(2.27)

Donde:

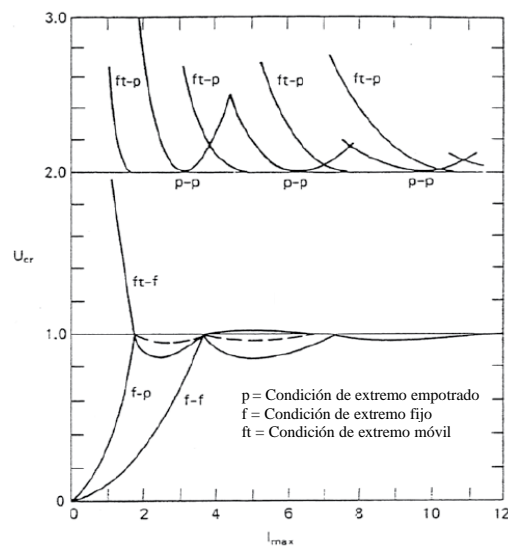
U_{cr} = Relación adimensionalP_{cr} = Carga a compresión crítica (kips)E_p = Modulo de elasticidad del fuste del pilote (psi)I_p = Momento de inercia del fuste del pilote (in⁴)K_h = Coeficiente de balasto (pci)

d = Diámetro del fuste del pilote (in)

L = Longitud del eje de fundación sobre el cual kh se toma como constante (in)

Asumiendo el coeficiente de balasto constante en todo el perfil del suelo donde se encuentra el pilote se puede determinar el valor de R, los valores típicos de K_h son mostrados a continuación en la tabla 2.10

Tabla 2.10: VALORES TIPOS DEL COEFICIENTE DE BALASTO K _h	
TIPO DE SUELO	COEFICIENTE DE BALASTO (pci)
Arcilla muy blanda	15 – 20
Arcilla blanda	30 – 75
Arcilla suelta	20

Figura 2.24: Relación adimensional U_{cr}

Fuente: Manual de Diseño Técnico de AB Chance

La relación adimensional U_{cr} se puede obtener usando la imagen mostrada anteriormente.

2.1.3.1.6.6. Consideraciones por corrosión

La corrosión se define como la degradación de un material o sus propiedades debido a una reacción con el medio ambiente. Es un proceso natural en el que la superficie de una estructura metálica se oxida o reduce producto de la migración de iones fuera de la superficie, provocando la pérdida de material con el tiempo que resulta en una reducción significativa del área, lo que a su vez conduce a una reducción en la capacidad estructural de un elemento metálico y finalmente produciendo su falla. (AB Chance, 2018)

Dependiendo de los factores que afectan a la reacción electroquímica, la corrosión puede afectar al metal de distintas maneras:

Tabla 2.11: TIPOS DE CORROSIÓN	
TIPO	CARACTERÍSTICAS
Uniforme o casi uniforme	La corrosión toma lugar en toda el área del metal al mismo ritmo o similar
Localizada	Algunas áreas del metal se corroen a velocidades diferentes que otras debido a las heterogeneidades en el metal o el medio ambiente. Este tipo de ataque puede acercarse a las picaduras.
Picadura	Ataque localizado en áreas específicas que resultan en pequeños hoyos que pueden penetrar hasta la perforación.

Fuente: Manual de Diseño Técnico de AB Chance

La naturaleza del suelo y la cantidad de sales solubles, junto con el contenido de humedad de éste, determinan en gran medida la capacidad del suelo para conducir una corriente eléctrica. Por lo tanto, se considera que los suelos de grano fino, como las arcillas y algunos limos, tienen un mayor potencial de corrosión porque generalmente tienen una conductividad hidráulica más baja que resulta en la acumulación de materiales formadores de ácido y base. De la misma manera, se considera que los suelos granulares, como las arenas y las gravas, tienen un potencial de corrosión reducido porque típicamente

tienen una conductividad hidráulica aumentada, lo que resulta en la lixiviación de las sales acumuladas.

Uno de los factores importantes a considerar, según el libro *Helical Piles: A Practical Guide to Design and Installation*, es la resistividad del suelo donde se emplazarán los pilotes, esta resistividad está relacionada directamente con la vida útil esperada del pilote. (Howard A. Perko, 2009)

Tabla 2.12: TIEMPO DE VIDA ESPERADA DEL PILOTE	
RESISTIVIDAD (Ω/m)	TIEMPO DE VIDA (años)
0 – 20	30
20 – 100	55
100 - 300	75
>300	325

Fuente: Manual de Diseño Técnico de AB Chance

En el siguiente gráfico se puede observar la variación de la resistividad del suelo en función a su contenido de humedad.

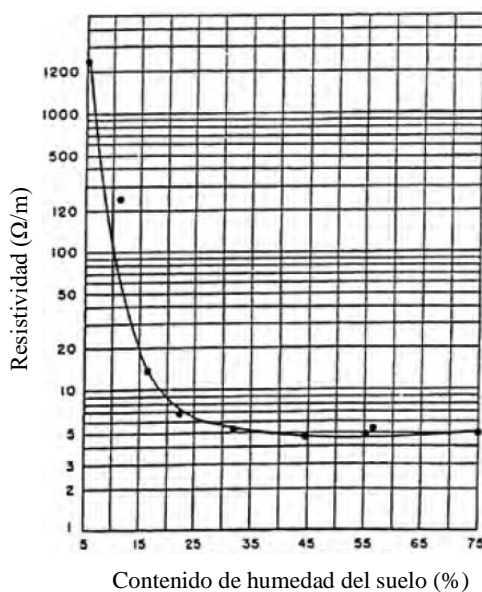


Figura 2.25: Resistividad en función a la humedad
Fuente: Manual de Diseño Técnico de AB Chance

El pH del suelo se puede usar como un indicador del potencial de pérdida de corrosión de los metales en el suelo. La mayoría de los suelos se encuentran dentro de un rango de pH que es fuertemente ácido a ligeramente alcalino.

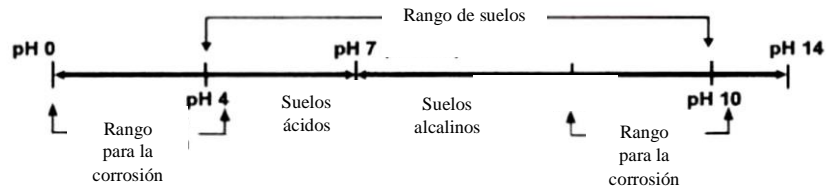


Figura 2.26: Rangos de pH de los suelos

Fuente: Manual de Diseño Técnico de AB Chance

Los suelos extremadamente ácidos ($\text{pH} < 4.5$) y muy fuertemente alcalinos ($\text{pH} > 9.1$) tienen tasas de pérdida de corrosión significativamente altas en comparación con otros suelos. El pH del suelo se puede medir en campo utilizando un medidor de pH y siguiendo los métodos definidos en ASTM G 51-77. (AB Chance, 2018)

Hay varias alternativas disponibles para proteger las fundaciones de acero contra la corrosión y la AB Chance los clasifica según el costo; esta clasificación está en función al potencial de corrosión que tiene el suelo contra el acero del pilote y se divide en:

- Control pasivo: Este tipo de protección es económica y es usada en suelos clasificados con una corrosión leve a moderada. Por lo general, consiste en un margen de pérdida de metal de 1/8" en el eje del pilote y recubrimientos galvanizados o epóxidos.
- Control activo: Este control es relativamente costoso y se usa en aplicaciones permanentes, es usado en suelos clasificados con un potencial de corrosión moderada a severa. Por lo general, consiste en protección catódica del acero del pilote mediante el uso de ánodos de sacrificio de otro metal menos noble como el zinc o el magnesio. En este proceso el ánodo menos noble se corroe o sacrifica, mientras que el cátodo más noble se mantiene protegido.

2.1.3.2. Zapatas aisladas de H°A°

Las fundaciones directas o superficiales, son aquellas que reparten las cargas de las estructuras en su plano horizontal de apoyo. Para ser consideradas como superficiales, la base de estas fundaciones se debe situar a una profundidad igual o menor a 5 veces el lado más corto de sus dimensiones en planta. (Gonzalez de Vallejo, 2005)

Las zapatas se pueden clasificar en distintos grupos, aisladas o individuales para una sola columna, combinadas o corridas que tiene la capacidad de soportar varias columnas alineadas o un muro en todo su largo. A continuación, se muestra una imagen con distintos tipos de zapatas.

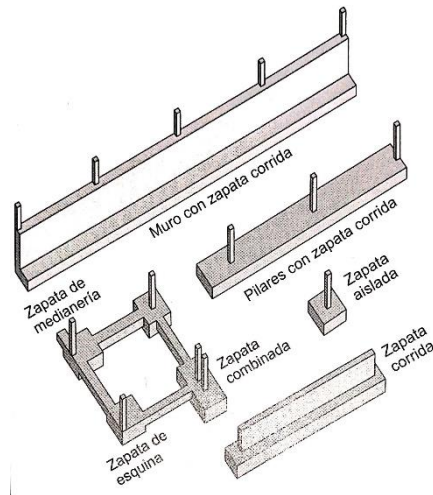


Figura 2.27: Tipos de zapatas
Fuente: Ingeniería geológica – González de Vallejo

2.1.3.2.1. Capacidad de carga

La capacidad de carga de una zapata está en función a la resistencia al cortante del terreno, las dimensiones de las fundaciones, la profundidad a la que esta está situada, el peso específico del suelo y, por último, la situación del nivel freático. Esta capacidad de carga, al igual que en los pilotes helicoidales se calcula con la ecuación propuesto por Terzaghi.

$$Q_z = \left(c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \right) \quad (2.28)$$

Donde:

Q_z = Capacidad de carga última por m^2
 c = Cohesión efectiva del suelo
 q = Presión efectiva de sobrecarga
 γ = Peso específico del suelo
 B = Ancho de la base de la zapata
 $N_c = N_q = N_\gamma$ = Factores de capacidad de carga

Debido a que las fundaciones están debajo del nivel del suelo, existe la posibilidad que se encuentre nivel freático cerca de la superficie, lo que ocasiona alteraciones en las propiedades del suelo, especialmente en su peso específico. En este caso, para el cálculo de la capacidad de carga, es necesario determinar un nuevo peso específico para el suelo dado por la siguiente ecuación:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (2.29)$$

Donde:

γ' = Peso específico del suelo nuevo
 γ_{sat} = Peso específico del suelo saturado
 γ_w = Peso específico del agua

Los factores de capacidad de carga, están en función al ángulo de fricción (ϕ) del suelo y se determinan mediante la tabla 2.9 del presente capítulo. El libro ingeniería geotécnica también nos presenta tres ecuaciones con las cuales se puede calcular estos factores de capacidad de carga.

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \tan \phi} \quad (2.30)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.31)$$

$$N_c = 1,5(N_q - 1) \tan \phi \quad (2.32)$$

2.1.3.2.1.1. Factores de corrección

- **Influencia de la profundidad**

Cuando se produce el hundimiento de una fundación, las fuerzas que generan éstas tienden a levantar el terreno que se encuentra alrededor de la misma como se muestra en la figura 2.28; el terreno que se encuentra sobre la base de estas fundaciones posee una resistencia al corte, no considerada por Terzaghi, la cual debe ser atravesada para producir un hundimiento, este factor de corrección fue propuesto por Sceptom y está en función a la profundidad y ancho de la fundación (figura 2.29).

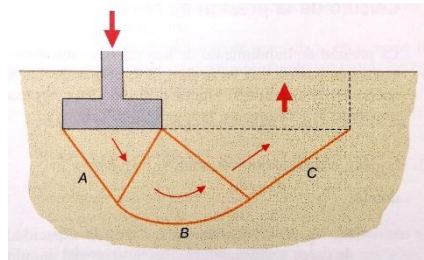


Figura 2.28: Efecto de fundación en el suelo

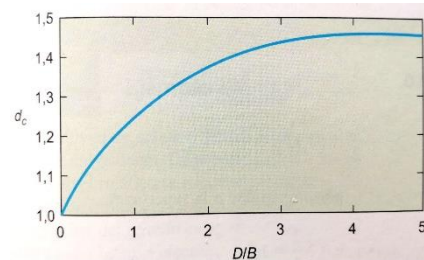


Figura 2.29: Factor de corrección por profundidad

Fuente: Ingeniería geológica – González de Vallejo

- **Influencia de la forma de la fundación**

El efecto que produce la presión de fundación en el terreno no es el mismo cuando su sección transversal es cuadrada, rectangular o circular, debido a esto, se emplea un factor de corrección de forma (s) que afecta a cada uno de los términos de la ecuación de capacidad de carga usando las ecuaciones presentadas por Gonzales de Vallejo en su libro Ingeniería Geotécnica.

- Para N_c :

$$S_c = 1,30 \text{ (zapata circular)} \quad (2.33)$$

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \text{ (zapata cuadrada)} \quad (2.34)$$

- Para N_q :

$$S_q = 1 + 1,5 \tan \phi \frac{B}{L} \quad (2.35)$$

- Para N_y :

$$S_y = 1 - 0,1 \frac{B}{L} \quad (2.36)$$

Donde:

B = Base de la zapata

L = Largo de zapata

2.1.3.2.2. Tensiones en la base de la zapata

Para determinar el dimensionamiento de una fundación es necesario conocer las fuerzas que actúan sobre la misma, tanto las que ejercen la estructura, que son conocidas desde un principio, como las tensiones que genera el terreno en la base de la misma fundación.

Existen métodos complejos que permiten determinar de manera muy aproximada la distribución de estas tensiones, no obstante, en la práctica suele suponerse dos distribuciones lineales distintas, las cuales están en función a las cargas que se aplican a la fundación y a la excentricidad que éstas generan sobre la zapata. (Gonzalez de Vallejo, 2005)

2.1.3.2.2.1. Trapezoidal

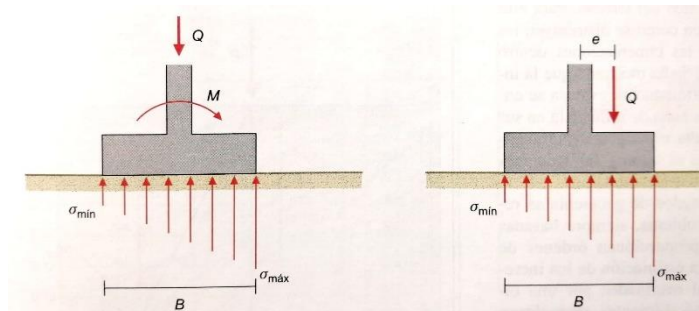


Figura 2.30: Distribución de tensiones trapezoidal

Fuente: Ingeniería geológica – González de Vallejo

Cuando la excentricidad es menor que la sexta parte del ancho de la zapata las tensiones mínimas se calculan con la siguiente expresión:

$$\sigma_{max,min} = \frac{Q}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (2.37)$$

2.1.3.2.2. Triangular

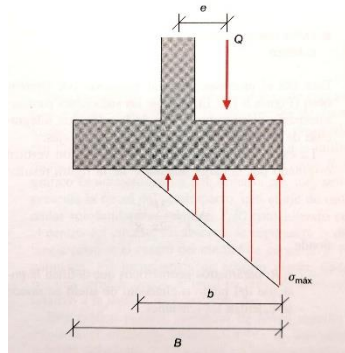


Figura 2.31: Distribución de tensiones triangular
Fuente: Ingeniería geológica – González de Vallejo

Cuando la excentricidad es mayor que la sexta parte del ancho de la zapata las tensiones están dadas por:

$$\sigma_{max} = \frac{4}{3} \frac{Q}{B - 2e} \quad (2.38)$$

Donde:

Q = Carga vertical centrada

M = Momento

e = Excentricidad

2.1.3.2.3. Diseño estructural

Según el libro del Cálculo de Estructuras de Cimentación de J. Calavera el diseño estructural de una zapata aislada, independiente de la norma que se esté utilizando, está dado por tres puntos fundamentales, un cálculo a esfuerzo cortante, un cálculo a flexión, y por último, un cálculo de las condiciones del acero de refuerzo.

Para los cálculos de cortante y flexión es necesario calcular previamente el momento flector último y el cortante último de diseño generados por las tensiones en la base de la zapata. El mismo autor nos presenta las áreas críticas donde se generan estas fuerzas. Donde d representa el canto útil de la sección medida desde el centro de la armadura principal a la cara superior de la zapata aislada.

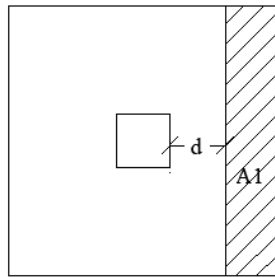


Figura 2.32: Cortante en una dirección

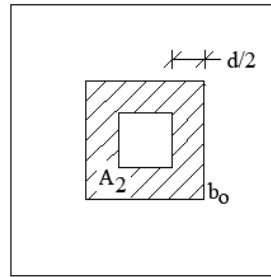


Figura 2.33: Cortante en dos direcciones

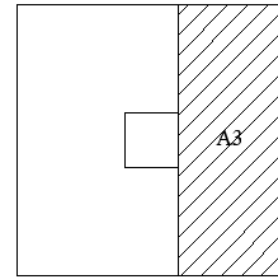


Figura 2.34: Momento flector

Fuente: Elaboración propia

La primera imagen (figura 2.32) corresponde al cortante en una dirección producido a una distancia d de la cara de la columna, la segunda imagen (figura 2.33) es el área donde se produce el cortante en dos direcciones generada por un perímetro b_o al contorno de la columna, y por último, la tercera imagen (figura 2.34) correspondiente al momento flector que se mide desde la cara de la columna al extremo de la zapata.

2.1.3.2.3.1. Cálculo del esfuerzo cortante

Para que se cumpla la condición general de esfuerzo cortante, tanto en una como en dos direcciones, es necesario que el cortante último de diseño (V_u) sea menor o igual que el cortante nominal (V_n) afectado por un factor de reducción de resistencia.

En las fundaciones, el cortante nominal está dado sólo por la resistencia al corte del hormigón (V_c) debido a que no existe armadura transversal.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.39)$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia (Sección 5.5.4.2 AASHTO LRFD 2017)

Según la norma AASHTO LRFD 2017, en la sección 5.7.3.3, la resistencia nominal al cortante del hormigón (V_n) en una dirección está dada por la sumatoria de las resistencias al corte del hormigón (V_c), del acero de refuerzo (V_s) y del acero de pretensado (V_p). Debido a que en zapatas no es viable

colocar armadura de refuerzo para corte, ni pretensado, la resistencia nominal es igual a la resistencia a corte del hormigón.

- **En una dirección**

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (2.40)$$

Donde:

β = Factor de transmisión de tracción (sección 5.7.3.4 AASHTO LRFD 2017)

f'_c = Resistencia característica del hormigón (Mpa)

b_v = Base de la zapata (mm)

d_v = Canto útil de la zapata (mm)

- **En dos direcciones**

En el caso del cortante en dos direcciones, la AASHTO, en la sección 5.12.8.6.3, la resistencia al cortante del hormigón (V_c) es igual a

$$V_c = \left(0,17 + \frac{0,33}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d_v \leq 0,33 \sqrt{f'_c} b_o d_v \quad (2.41)$$

Donde:

β_c = Relación lado largo/lado corto

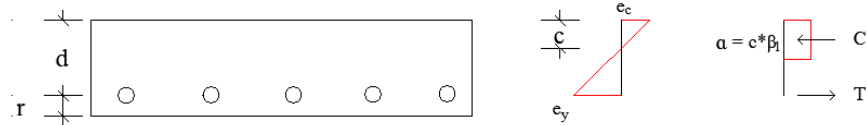
b_o = Perímetro de sección crítica (Sección 22.6.5.3 ACI 318-14)

En este caso, el valor de del cortante último de diseño (V_u) es remplazado por una fuerza de punzonamiento (P) equivalente a la fuerza de compresión menos la presión promedio ejercida por el terreno.

2.1.3.2.3.2. Cálculo de flexión

En el cálculo por flexión, se debe cumplir que el momento ultimo de diseño (M_u) sea menor o igual que el momento nominal (M_n) afectado por un factor de reducción de resistencia, que en el caso de la norma AASHTO LRFD 2017 se encuentra en la sección 5.5.4.2 de la misma.

Se debe calcular el área de acero (A_s) para que la sección de hormigón pueda resistir el momento último de diseño. Para esto se utiliza la ayuda del bloque de compresiones del hormigón. Donde e_c es igual a 0.003 y e_y a 0.005.



$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_p - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_p - \frac{a}{2} \right) + 0,85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (2.42)$$

La zapata no posee armadura de pre tensado ni tampoco armadura para la compresión, por lo que los términos de la ecuación referidos a estos se eliminan, la norma indica que para secciones rectangulares el termino b_w se remplace por b y así reduciendo el ultimo termino a 0. Con todas estas recomendaciones la ecuación queda de la siguiente manera.

$$M_n = A_s f_y \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (2.43)$$

Donde:

$\beta_1 = 0,85$ según AASHTO LRFD 2017

f_y = Resistencia característica del acero

d_p = distancia entre fibra superior comprimida y centro de armadura

La misma norma, en su sección 5.6.3.3, indica que la armadura debe cumplir un límite mínimo que está determinado por un momento mínimo (M_{min}) que debe ser igual al menor valor entre:

$$M_{min 1} = 1,33 M_u \quad (2.44)$$

$$M_{min 2} = \gamma_1 \gamma_3 M_{cr} \quad (2.45)$$

Donde:

M_{cr} = Momento de fisuración

$\gamma_1 = 1,6$ para hormigón estructural

$\gamma_3 = 0,67$ para aceros de grado 60

$$M_{cr} = 0,63 \sqrt{f'_c} \frac{b h^2}{6} \quad (2.46)$$

una vez obtenido el momento mínimo (M_{min}) se lo compara con el momento ultimo de diseño (M_u) y se escoge el mayor para el cálculo del refuerzo.

2.1.3.2.3.3. Condiciones del acero de refuerzo

La norma AASHTO LRFD 2017 nos presenta consideraciones mínimas a cumplir para el acero de refuerzo tanto en recubrimientos, espaciamiento entre barras y longitudes de los ganchos de anclaje.

- **Recubrimiento de las barras de acero**

La misma normativa, en su sección 5.10.1, indica que el recubrimiento de las barras de estructuras de hormigón en contacto permanente con el suelo es de 75 mm.

- **Espaciamiento entre barras**

En este caso la norma indica que, en elementos de hormigón armado los cuales son hormigonados in situ, la distancia libre entre barras paralelas no debe ser menor a las tres distancias indicadas a continuación:

- 1,5 veces el diámetro nominal de la barra.
- 1,5 veces el tamaño máximo del agregado grueso.
- 38 mm.

También indica que la distancia máxima de separación debe ser menor a :

- 1,5 veces el espesor del elemento.
- 450 mm.

- **Ganchos normales**

Para los ganchos de la armadura longitudinal, la norma nos proporciona la siguiente información.

- En ganchos con un ángulo doblado de 180° la prolongación es de 4 veces el diámetro nominal de la barra.
- En ganchos con ángulo de doblado de 90° la prolongación es de 12 veces el diámetro nominal de la misma.

2.1.3.2.4. Proceso constructivo

El proceso constructivo de una zapata no es un proceso muy complejo como el de otras fundaciones; para su construcción se deben seguir una serie de pasos los cuales se mencionan a continuación:

Como en toda obra el primer paso para comenzar la construcción de las fundaciones, es la delimitación del terreno, que consiste básicamente en marcar la ubicación de cada una de las zapatas para su excavado. Esta delimitación se realiza vertiendo yeso molido sobre el terreno

El segundo paso viene a ser el excavado del terreno, éste según las condiciones del terreno sobre el cual se funda pueden ser de dos maneras distintas, excavación manual, cuando el terreno es blando y permite que con ayuda de picos y palas se pueda extraer el volumen de suelo necesario. El segundo método de excavación es mediante maquinaria; ésta se usa generalmente cuando el terreno es más duro y se necesita que el trabajo sea realizado lo más rápido posible.

Una vez realizado el proceso anterior se procede a nivelar la base de la excavación y al vaciado de una carpeta pequeña de hormigón pobre para mejorar esta nivelación.

Con la ayuda de estacas, hilos y plomadas, se marca sobre la carpeta de hormigón pobre la ubicación exacta de las columnas, una vez marcadas, se procede al colocado de la armadura de la zapata, compuesta por las parrillas de fierros dispuestas según el cálculo estructural en ambas direcciones de la zapata. Sobre éstas se coloca la armadura de la columna asegurada lo más posible para que no se mueva durante el vaciado.

Este vaciado se realiza en dos pasos, primeramente, con ayuda de tablonos de madera se encofra la losa de la zapata y se procede al vaciado del hormigón, ya sea de la manera tradicional usando mezcladoras pequeñas y carretillas o mediante camiones hormigoneros cuando los volúmenes de hormigón son mayores. Al día siguiente, ya teniendo una plataforma limpia y recta, se procede al encofrado de la columna y su respectivo apuntalado para que no se mueva y conserve la verticalidad al momento del hormigonado.

Una vez endurecido el hormigón, se retiran los encofrados del mismo y se procede a rellenado del hueco con terreno compactado.

2.1.3.3. Pilotes de H°A°

Estos tipos de fundaciones pertenecen a las denominadas fundaciones profundas y son usados generalmente cuando el terreno sobre el cual se desea fundar una estructura, presenta resistencias muy bajas o son muy compresibles. Los pilotes se encargan de transmitir las cargas a niveles más profundos y al mismo tiempo más resistentes.

Los pilotes son básicamente elementos de fundación en los que la dimensión predominante es la longitud, la cual para ser considerada profunda debe ser igual o superior a ocho veces la dimensión mínima del mismo. (Gonzalez de Vallejo, 2005)

Existen dos tipos de pilotes de hormigón armado, los primeros son los prefabricados, los cuales son insertados en el terreno por medio de vibración o percusión hasta la profundidad necesaria, los segundos, son los pilotes excavados y hormigonados in situ; para la fabricación de estos elementos se comienza por excavar el terreno en diámetro y longitud necesarios, posteriormente se inserta una armadura de acero y se rellena el hueco con hormigón.

2.1.3.3.1. Capacidad de carga

La capacidad de carga de un pilote de hormigón armado está dado básicamente por dos tipos de capacidad de carga, una dada por la interacción de la punta del pilote con el terreno sobre el cual se apoya, denominado capacidad de carga por punta, y la segunda, dada por la fuerza de rozamiento y fricción que generan la superficie del pilote en todo su largo con el mismo terreno que lo rodea, ésta es llamada capacidad de carga por fuste.

Estos elementos tienen la peculiaridad de poder ser diseñados para trabajar con ambas capacidades de carga simultáneamente, de la misma manera se los puede diseñar para que la carga se distribuya sólo por punta (pilote columna) cuando se encuentra terreno firme no muy profundo o sólo por fuste (pilote flotante) cuando no se tiene un terreno firme donde se pueda apoyar .

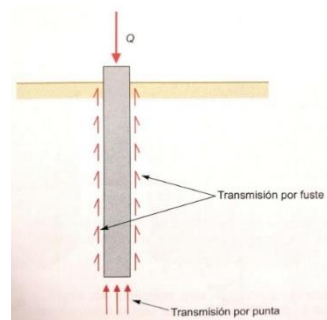


Figura 2.35: Formas de transmisión de capacidad de carga
Fuente: Ingeniería geológica – González de Vallejo

2.1.3.3.1.1. Capacidad de carga por punta

La capacidad de carga por punta de un pilote de hormigón armado es igual a la presión unitaria efectiva en la base del pilote multiplicada por su área transversal

$$Q_p = A q_p \quad (2.47)$$

Según la normativa AASHTO, la capacidad de carga por punta de un pilote en un suelo no cohesivo puede ser calculado usando el número de golpes corregido

de un ensayo SPT, siempre y cuando el valor del número de golpes sea inferior a 50 (Brown, 2010)

$$q_p = 0,58 N_{60} \quad (2.48)$$

El valor de q_p debe estar limitado a 29.29 kg/cm² y todo valor superior debe ser justificado con ensayos de carga.

En el caso de los suelos cohesivos, el mismo autor indica que la capacidad de carga por punta de un pilote perforado se calcula mediante las siguientes expresiones.

$$q_p = N_c \tau \quad (2.49)$$

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{Z}{D} \right) \right] \leq 9 \quad (2.50)$$

Donde:

q_p = Resistencia unitaria por punta
 τ = Resistencia al corte
 Z = Profundidad de la punta
 D = Diámetro del pilote

En el caso de los suelos cohesivos, el valor de q_p no debe exceder los 39.06 kg/cm².

Estos métodos igual tienen un factor de reducción de resistencia geotécnica igual a 0.50 cuando trabaja a punta.

2.1.3.3.1.2. Capacidad de carga por fuste

Esta capacidad de carga a fricción de un pilote perforado está ocasionada por la presión horizontal tangencial que genera el terreno sobre toda el área de contacto del pilote y varia conforme aumenta la profundidad del mismo.

La norma AASHTO LRFD en su octava edición indica en el capítulo 10 que la capacidad de carga por fricción en suelos no cohesivos es igual a:

$$Q_f = \pi D L q_s \quad (2.51)$$

$$q_s = \sigma'_v * \beta \quad (2.52)$$

Donde:

q_s = Resistencia unitaria por fricción
 σ'_v = Presión efectiva horizontal
 β = Coeficiente de transferencia de carga
 D = Diámetro del pilote
 L = Longitud total del pilote

Este método está basado en pruebas de carga axial en pilotes perforados y fue presentado por Chen & Kulhawy en 2002 y actualizado por ellos mismos en 2007. Este método relaciona los valores de número de golpes obtenidos en un ensayo SPT y la tensión efectiva que actúa sobre el eje del pilote.

El coeficiente de transferencia de carga β es igual a:

$$\beta = (1 - \sin \varphi'_f) \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)^{\sin \varphi'_f} \tan \varphi'_f \quad (2.53)$$

En caso de no contar con el ángulo de fricción interna del suelo en el estudio geotécnico, la norma indica que se puede usar la siguiente ecuación en función al número de golpes del SPT.

$$\varphi'_f = 27,5 + 9.2 \log(N_{60}) \quad (2.54)$$

Donde:

φ'_f = Ángulo de fricción de suelo no cohesivo
 σ'_p = Presión efectiva vertical de pre consolidación
 N_{60} = Número de golpes corregido de ensayo SPT

El valor de la presión efectiva vertical de pre consolidación según la AASHTO puede ser calculado con aproximación usando el número de golpes (N_{60}) y el valor de la presión atmosférica (P_a) mediante la siguiente expresión para arenas:

$$\frac{\sigma'_p}{P_a} = 0.47(N_{60})^m \quad (2.55)$$

Donde:

$m = 0,6$ para arenas limpias
 $m = 0,8$ para arenas limosas o limos arenosos

Para el caso de los suelos cohesivos, la misma norma presenta las siguientes ecuaciones:

$$q_s = \alpha \tau \quad (2.56)$$

$$\alpha = 0,55 \quad \text{si} \quad \frac{\tau}{P_a} \leq 1,5 \quad (2.57)$$

$$\alpha = 0,55 - 0,1 \left(\frac{\tau}{P_a} - 1,5 \right) \quad \text{si} \quad 1,5 \leq \frac{\tau}{P_a} \leq 2,5 \quad (2.58)$$

Varios estudios de campo, determinaron que el comportamiento de la capacidad de carga por fricción de un pilote se vuelve contante luego de una longitud L' hasta llegar a la longitud total L de pilote. Según Braja M. Dass está longitud L' es igual a 15 veces el diámetro del pilote.

El valor de la capacidad de carga por fuste también debe ser afectado por un factor de resistencia geotécnico (ϕ_{stat}) igual a 0.55, según la AASHTO LRFD.

2.1.3.3.2. Grupo de pilotes

Está comprobado que la capacidad de carga de un grupo de pilotes no está dada sólo por la multiplicación directa del número de pilotes de un grupo por la capacidad de carga de admisible de un pilote individual, sino que está

multiplicación está afectada por un factor de reducción por grupo. (Gonzalez de Vallejo, 2005)

La norma AASHTO indica que estos factores de reducción están basados en consideraciones teóricas y en resultados de ensayos de carga realizados. Los valores de η se muestran a continuación.

Tabla 2.13: GRUPO DE PILOTES PILOTES	
ESPACIAMIENTO ENTRE EJES (m)	FACTOR DE REDUCCIÓN (η)
2,5 D	0,65
6 D	1

Fuente: AASHTO LRFD 8th ed. 2017

Para espacios intermedios, la norma indica que este valor puede interpolarse linealmente.

2.1.3.3.3. Rozamiento negativo

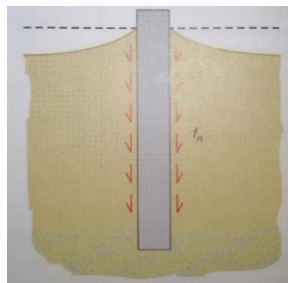


Figura 2.36: Rozamiento negativo

Fuente: Ingeniería geológica – González de Vallejo

El rozamiento negativo sobre un pilote se produce cuando se genera un asentamiento considerable del suelo que lo rodea y éste está apoyado sobre un estrato firme. Este asentamiento puede producirse cuando sobre la superficie del terreno se coloca una sobrecarga de magnitud o cuando el nivel freático disminuya, generando de esta manera la disminución de las presiones intersticiales dando lugar al aumento de presiones verticales efectivas, ocasionando el asentamiento.

Este asentamiento genera que el terreno que esté alrededor del pilote tienda a jalar hacia abajo al mismo, dando de esta manera un aumento de la carga del pilote. Este rozamiento negativo se puede expresar de la siguiente manera:

$$f_n = \sigma'_v K_s \tan \delta \quad (2.59)$$

Tabla 2.14: ROZAMIENTO NEGATIVO	
Tipo del terreno	$K_s \tan \delta'$
Arcilla limosa	0,25
Arcilla poco plástica	0,20
Arcilla plástica	0,15
Arcilla muy plástica	0,10

Fuente: Ingeniería geológica – González de Vallejo

2.1.3.3.4. Diseño estructural

El cálculo estructural de un pilote de hormigón armado es igual al de una columna a compresión, esto debido a que se encuentra confinado por el terreno que lo rodea que impide generalmente los casos de pandeo. (Calavera, 1982).

A continuación, se describe el procedimiento de diseño de una columna, válida tanto para una sección circular para el caso de los pilotes y también para secciones cuadradas para el caso de las columnas donde se encontrarán los pernos de las torres.

2.1.3.3.4.1. Diseño a tracción

$$P_{ut} = \phi P_{nt} \quad (2.60)$$

La norma AASHTO LRFD 2017 indica que la resistencia nominal axial a tracción (P_{nt}) en elementos no pre esforzados se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$P_{nt} = f_y A_{st} \quad (2.61)$$

De esta ecuación se obtiene el acero necesario para soportar la carga a tracción que se genera sobre la columna. La misma norma en su sección 5.6.4.2 indica que el acero longitudinal de una columna no debe ser mayor ni menor a las siguientes expresiones:

$$A_{st} \leq 0,08 A_g \quad (2.62)$$

$$\frac{A_{st}}{A_g} \geq 0,135 \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.63)$$

Donde:

A_g = Área bruta del hormigón

En el caso de pilotes perforados, la misma norma indica que la armadura mínima de acero debe ser de 0,8% del área trasversal de pilote.

2.1.3.3.4.2. Diseño a compresión máxima

$$P_{uc} = \phi P_{nc} \quad (2.64)$$

En esta sección se realiza prácticamente la verificación a compresión de la columna con el acero de refuerzo calculado.

La resistencia axial de elementos comprimidos de hormigón armado simétricos con respecto a ambos ejes y reforzados con estribos se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = 0,80 [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (2.65)$$

2.1.3.3.4.3. Diseño a cortante

La norma AASHTO LRFD 2017 indica en su sección 5.7.2.3 que, exceptuando losas y zapatas, los elementos de hormigón deberán tener armadura transversal si:

$$V_u > 0,50 \phi (V_c + V_p) \quad (2.66)$$

Esta armadura transversal debe cumplir una condición de área de armadura mínima, dispuesta por la siguiente ecuación:

$$A_v = 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b s}{f_y} \quad (2.67)$$

Donde:

A_v = Área del refuerzo de corte en s
 s = Espaciamiento del refuerzo de corte

La separación entre estribos (s), según la sección 5.7.2.6 de la misma norma, indica que esta no debe exceder una separación máxima según las siguientes condiciones:

- Si $v_u < 0,125 f'_c$ → $s_{max} = 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm}$
- Si $v_u > 0,125 f'_c$ → $s_{max} = 0,4 d_v \leq 300 \text{ mm}$

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (2.68)$$

Donde:

v_u = Tensión de corte en el hormigón

En una sección circular, la distancia d_v se calcula con ayuda de la figura mostrada a continuación.

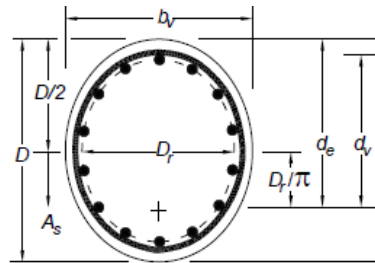


Figura 2.37: Distancia d_v en sección circular
Fuente: AASHTO LRFD 2017

La ecuación para el cálculo de la resistencia proporcionada por el hormigón V_c se calcula con la ecuación presentada anteriormente. Con la diferencia de que el factor de transmisión de tracción (β) se calcula con las ecuaciones expuestas en su sección 5.7.3.4.2 y mostradas a continuación.

$$\beta = \frac{4,8}{1 + 750 \varepsilon_s} \quad (2.69)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0,5 N_u + |V_u - V_p| - A_{sp} f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (2.70)$$

En vista que no se posee armadura pre tensada, la ecuación queda reducida a:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0,5 N_u + |V_u| \right)}{E_s A_s} \quad (2.71)$$

Donde:

A_s = Área del acero en flexión

E_s = Módulo de elasticidad del acero

N_u = Fuerza axial, positiva si es trac. y negativa si comp.

Una vez verificada la condición, si se necesita armadura transversal, el área de la misma se procede a calcular con la siguiente ecuación

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (2.72)$$

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s \quad (2.73)$$

Donde:

A_v = Área del acero de corte
 f_y = Resistencia característica del acero
 α = Angulo de inclinación de armadura transversal
 θ = Angulo de inclinación de tensiones de comp.

2.1.3.3.4.4. Encepados

El canto mínimo de un encepado no debe ser menor a 40 cm, ni al diámetro de los pilotes; de la misma manera, la distancia entre el borde del encepado y el pilote no debe ser menor al radio del mismo pilote o a 25 cm. (Calavera, 1982)

La armadura de un encepado está compuesta por dos tipos de armaduras, la primera es la principal, encargada de soportar los momentos ejercidos por los pilotes; la otra armadura, es la armadura secundaria, que según el libro cálculo de estructuras de cimentación de J. Calavera es usada para soportar los esfuerzos imprevistos generados por excentricidades, que pueden o no producirse en la práctica.

Según el libro Hormigón Armado de Jiménez Montoya, cuando el encepado es de 3 o más pilotes, y “este no cumple con la condición de rigidez, en encepado de los pilotes se calcula como una zapata flexible, como se muestra en el apartado 2.1.3.2.3 de presente documento. Caso contrario, cuando el encepado cumple con la condición de rigidez, la armadura principal del mismo se calcula con el método de bielas y tirantes, esta armadura debe resistir la tracción de cálculo T_d dada por la siguiente ecuación.

$$T_d = \frac{P'_{nc} (v + 0,25 a_0)}{0.85 d} = A_s f_y \quad (2.74)$$

Donde:

P'_{nc} = Fuerza a compresión del pilote más cargado igual $P_{nc}/2$
 T_d = Tensión del tirante
 a = Ancho de la columna
 v = Distancia pilote-columna

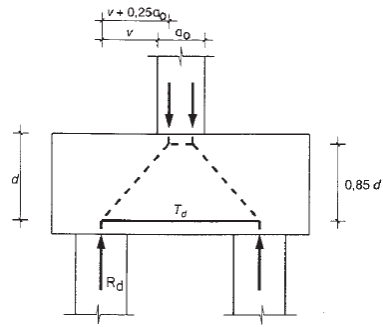


Figura 2.38: Distribución de fuerzas en el encepado
Fuente: Hormigón Armado – Jiménez Montoya

Despejando A_s , se obtiene la ecuación para el cálculo de área de armadura necesaria para cada banda.

$$A_s = \frac{\frac{P'_{uc}}{\phi} (v - 0,25 a_0)}{f_y 0,85 d} \quad (2.75)$$

La armadura secundaria del encepado de los pilotes según el mismo autor debe colocarse de dos maneras:

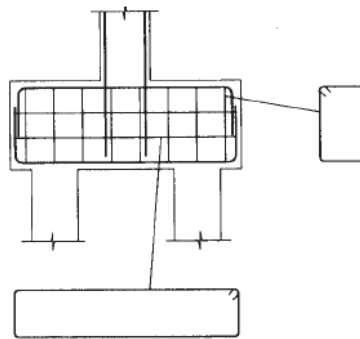


Figura 2.39: Armaduras secundarias del encepado
Fuente: Hormigón Armado – Jiménez Montoya

- Armadura longitudinal en todo el largo de la cara superior del encepado cuya capacidad mecánica debe ser igual o superior al 10% de la armadura principal.

Una armadura horizontal y vertical en forma de retícula en las caras laterales del encepado, la vertical en forma de cercos cerrados que aten las armaduras principales y secundarias longitudinales, y la armadura horizontal que ate las armaduras verticales. La cuantía geométrica del acero de las armaduras debe ser igual o superior al 0,40% del área de hormigón perpendicular a su dirección con la condición de que si el ancho supera la mitad del canto, el ancho se tomará igual a esa mitad.

2.1.3.3.5. Métodos constructivos

Según el libro de fundamentos de cimentaciones de Braja M. Dass, existen tres métodos principales de construcción de pilotes.

2.1.3.3.5.1. Construcción seca

Este método es el más usado cuando el suelo está sobre nivel freático y no se desplomará cuando cuando se realice la perforación necesaria .

Se comienza el excavado del terreno usando herramientas de perforación, si se desea se realiza un acampanado al fondo de la misma perforación.

Con ayuda de mangueras se vierte un poco de hormigón dentro de la perforación, controlando que la altura de caída del mismo no sea demasiada para evitar que el mismo se segregue.

Una vez vertido un poco de éste, se procede al colocado de la armadura de refuerzo, para posteriormente terminar el hormigonado hasta el nivel deseado.

2.1.3.3.5.2. Construcción con ademe

A diferencia de la construcción seca, el método con construcción con ademe es usado en suelo que luego de ser excavado, es susceptible a derrumbarse o deformarse. El proceso de construcción es el siguiente:

La excavación del terreno se inicia de igual manera que en el caso anterior, una vez atravesado el estrato estable de suelo y haber encontrado un estrato propenso a desmoronarse se introduce dentro de la excavación lodo bentonita el cual ayuda al terreno a sostenerse sin deformarse, la excavación continúa hasta atravesar dicho estrato de suelo.

Una vez que se vuelve a encontrar terreno firme se introduce un ademe de perforación y se extrae el lodo con ayuda de una bomba sumergible.

Se introduce dentro de la perforación un taladro de diámetro menor que el ademe para continuar excavando hasta la profundidad necesaria.

El acero de refuerzo se introduce en la perforación en toda la longitud de la misma y posteriormente se introduce el hormigón y se saca el ademe de manera gradual.

2.1.3.3.5.3. Construcción en húmedo

Este método es también denominado como método de lodo de desplazamiento, este lodo se utiliza para mantener las paredes de la excavación firmes mediante la presión que este mismo ejerce sobre ellas.

En este caso, la excavación se realiza desde un inicio con el lodo bentonita hasta el final de la misma.

Posteriormente se introduce la armadura de refuerzo necesaria dentro de la lechada de lodo bentonita. Una vez la armadura dentro de la perforación se introduce el hormigón al fondo de la misma que desplazará la lechada de lodo.

Capítulo III: Ingeniería del proyecto

En este capítulo se procederá a realizar todos los cálculos respectivos para el dimensionamiento de las fundaciones de una torre de telecomunicación auto soportada estándar de una altura total de 54 metros, con el fin de poderlas comparar entre sí, técnica y económicamente, y de esta manera, saber cuál es la mejor opción de construcción. Las 3 alternativas a analizar serán un grupo de pilotes helicoidales, zapatas aisladas y un grupo de pilotes de hormigón armado hormigonado in situ.

3.1. Nivel de diseño del proyecto

Este documento contiene el dimensionamiento los 3 tipos distintos de fundaciones para la torre de telecomunicación y sus comparaciones tanto técnicas como económicas. El cálculo de la torre y sus solicitaciones no se encuentran presentes en este documento porque están fuera del alcance del mismo.

Los dimensionamientos de fundaciones serán realizados para un suelo limo arcilloso consolidado que no presenta nivel freático, ubicado en el chaco tarijeño en la comunidad de San Antonio, donde en el año 2020 la empresa de telecomunicación ENTEL construyó una torre de telecomunicación para dicha comunidad.

El análisis técnico comparará las fundaciones calculadas para que de esta manera se pueda conocer cuál de estas será la más resistente, cuál producirá menor alteración del suelo al momento de su construcción, cuál será más fácil de construir y, por último, cuál utilizará menos mano de obra y tendrá menos tiempo de elaboración. Este cálculo se realizará bajo las mismas condiciones de carga, tomando en cuenta las cargas de la torre y no así las cargas laterales producidas por el terreno o caso de situaciones accidentales. La comparación económica será realizada a las fundaciones y a todo el proceso que conlleva su construcción, desde la excavación del terreno si es necesaria hasta los bloques de hormigón armado que soportarán la torre y servirán de conexión entre dicha estructura y las fundaciones. Esta comparación será realizada contemplando la mano de obra necesaria, el alquiler de la maquinaria y todos los

materiales que se usaran en su construcción. Para una mejor comparación económica se usarán los precios actualizados tanto de materiales como de mano de obra.

3.2. Descripción del diseño técnico y metodológico

3.2.1. Normas de diseño

En este trabajo de investigación se usarán principalmente dos normas, la primera es la norma TIA/EIA-222-F, que es una norma americana para antenas y estructuras de soporte de antenas, de donde se obtendrán recomendaciones para las fundaciones de las antenas auto soportadas

La segunda norma a utilizar será la norma AASHTO LRFD 2017, esta norma será la base del diseño de las fundaciones de hormigón armado para los distintos tipos de suelo que se presenten en el presente proyecto.

3.2.2. Análisis de cargas

Para el cálculo de las dimensiones de las fundaciones se usará una torre de telecomunicación estándar como se muestran en la figura 3.1.



Figura 3.1: Torre de telecomunicación 54 m
Fuente: ENABOLCO

Esta torre posee 48 metros de altura en la parte inclinada y 6 metros de altura en la parte recta, haciendo un total de 54 metros de altura y una base triangular de 6.81 metros de lado. La información de las cargas de la torre fue proporcionada por la empresa ENTEL y realizada por la empresa ENABOLCO mediante el programa BENTLEY, esta empresa es la encargada de la construcción de dichas torres en Bolivia. El análisis para las cargas de solicitación está en función del tamaño de la torre que se analiza, por lo que contempla el peso propio de la torre y la capacidad máxima de equipos de telecomunicación que puede soportar; de igual manera está en función de las cargas externas o ajenas que se generan sobre la misma, de la cual la más importante es la sobrecarga por viento que se realiza de acuerdo al lugar donde será colocada, una sobre carga de nieve o hielo que se puede producir sobre la torre y por último la sobrecarga de instalación y mantenimiento. Los cálculos de las solicitaciones para las fundaciones de las torres son realizados con distintas combinaciones de carga para así poder obtener los resultados más críticos, por este motivo no se usarán factores de mayoración de carga en el cálculo de las fundaciones para poder evitar los sobredimensionamientos. Los resultados de los análisis de carga y los documentos proporcionados de dichos análisis se pueden observar en el anexo B.

3.2.3. Dimensionamiento de las fundaciones

3.2.3.1. Torre de telecomunicación San Antonio

Para la comparación del presente proyecto, se usará un estudio de penetración estándar (SPT) proporcionado por la Empresa Nacional de Telecomunicaciones (ENTEL) y realizado en la comunidad de San Antonio en el municipio de Villamontes por RIBER LAB.

El análisis de los datos obtenidos en el ensayo de penetración estándar da como resultado un suelo compuesto por limo y arcilla, los cuales están muy consolidados, según la clasificación AASTHO, éste entra dentro de los suelos A-4 y según la clasificación SUCS es considerado como un suelo ML-CL (limos y

arcillas de baja plasticidad). De la misma manera no se encontró presencia de nivel freático en todo el ensayo. El perfil litológico y parte del estudio del suelo se muestra en el anexo C

Se hará la comparación técnico económica entre los pilotes helicoidales, zapatas aisladas de hormigón armado y pilotes de hormigón armado que trabajen a punta y fuste para obtener el diseño más óptimo de estos.

El análisis de carga se encuentra en el anexo B, el mismo contempla varios estados de carga para poder determinar las fuerzas y momentos, tanto en el eje x, y, z que se generan en la parte más baja de la torre de telecomunicación, es decir, en la unión torre-fundación. La primera observación de este análisis es que los momentos en los tres ejes de todos los estados de carga son cero; esto debido a que la torre es completamente reticulada y estos no se llegan a generar. Otra observación importante al momento de revisar la tabla es que cuando se genera la máxima fuerza de compresión en una de las patas, en las otras dos se generan fuerzas de dirección contraria igual a aproximadamente la mitad de la tracción máxima, lo mismo pasa cuando se genera la tracción máxima en una de las patas. El cortante máximo según este análisis, se presenta con las fuerzas de tracción y compresión máximas.

Para el cálculo de las respectivas fundaciones se usarán dichas fuerzas máximas, ya que éstas pueden llegar a producirse en cualquiera de las patas de la torre, dependiendo especialmente de la dirección a la cual sopla el viento.

La tabla resumen de resultados del análisis de carga para este lugar se muestra a continuación:

Tabla 3.1: CARGAS A NIVEL DE LA FUNDACION MAYORADOS			
TORRE	V_{máx} (kN)	F_{máx comp} (kN)	F_{máx trac} (kN)
54 metros	72,497	606,236	530,051

3.2.3.1.1. Pilotes helicoidales

3.2.3.1.1.1. Selección del producto

El ensayo SPT realizado en la zona da como resultado que el mayor número de golpes es de 40 y se encuentra por debajo de los 4 metros de profundidad, por lo tanto, de la tabla 2.7 se selecciona el eje más adecuado según el número de golpes obtenido.

TIPO DE EJE	TAMAÑO in (mm)	LONGITUD (m)	TORQUE ULTIMO Ft-lb (N-m)	MAX. VALOR N Arcilla	MAX VALOR N* Arena
SS5	1-1/2 (38)	3,05	5.700 (7730)	40	30

Debido a que las solicitaciones de una torre de telecomunicación estándar de 54 metros de altura son elevadas, se usarán 3 hélices por cada pilote para resistir dichas solicitaciones, estas hélices tendrán diámetros de 40, 35 y 30 cm y estarán ubicadas en la parte inferior del pilote, estando las más pequeñas a mayor profundidad.

3.2.3.1.1.2. Dimensiones del pilote helicoidal

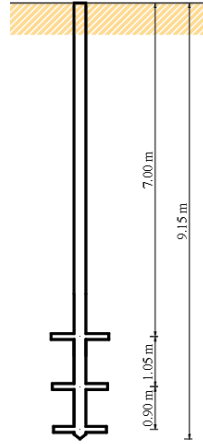
Como se mencionó en el apartado 2.1.3.1.6.2, las distancias entre cada una de las hélices deben ser igual a 3 veces el diámetro inferior debido a las interferencias de los bulbos de presiones; por lo tanto, la parte inferior del pilote quedaría de la siguiente manera.

$$S_1 = 3 * D_2 = 3 * 0,35 \text{ cm} = \mathbf{1,05 \text{ m}}$$

$$S_2 = 3 * D_3 = 3 * 0,30 \text{ cm} = \mathbf{0,90 \text{ m}}$$

A partir de los 4 metros de profundidad, el suelo comienza a tener una consistencia uniforme; por lo tanto, la sección principal del pilote deberá estar por debajo de este nivel para un mejor diseño. Debido a que la capacidad de carga aumenta con la profundidad a la que se encuentra cada una de las hélices del pilote, se usaran 2 extensiones de 3,05 metros; de esta manera tendrá una

longitud total de 9,15 metros y las hélices estarán dispuestas como se muestran en la figura.

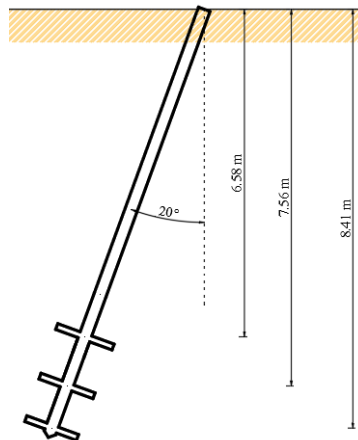


El manual de la AB Chance recomienda la instalación inclinada de los pilotes para que de esta manera, estos puedan resistir tanto la carga axial como parte de la carga lateral del elemento; debido a esto, se tomó la decisión de inclinar el pilote 20° respecto a la vertical; por lo tanto, las nuevas profundidades de las hélices se obtienen multiplicando la profundidad inicial por el seno de 70°.

$$H_1 = 7 * \sin 70 = \mathbf{6,58\ m}$$

$$H_2 = (7 + 1,05) * \sin 70 = \mathbf{7,56\ m}$$

$$H_3 = (7 + 1,05 + 0,90) * \sin 70 = \mathbf{8,41\ m}$$



3.2.3.1.1.3. Capacidad de carga

○ **Compresión**

Como se muestra en la sección 2.1.3.1.6.3, la capacidad de carga total de un pilote helicoidal viene dada por la suma de las capacidades de carga de cada una de las hélices, la cuales son obtenidas usando la ecuación general de capacidad de carga para una fundación circular proporcionada por Terzaghi. El cálculo de las capacidades de carga individuales se muestra a continuación.

a) **Hélice 1**

- Diámetro = $D = 16'' = 0,40 \text{ m}$
- Área = $A_H = 0,1286 \text{ m}^2$
- Cohesión = $c' = 60,80 \text{ kN/m}^2$
- Peso específico suelo = $\gamma_s = 16,92 \text{ kN/m}^3$
- Profundidad = $h = 6,58 \text{ m}$
- $N_c = 13,68$
- $N_q = 4,92$

$$Q_{H1} = A_{H1}(1,3c'N_c + qN_q)$$

$$Q_{H1} = 0,1286 \text{ m}^2 * \left[1,3 * 60,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 13,68 + \left(6,58 \text{ m} * 16,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) * 4,92 \right]$$

$$Q_{H1} = 209,493 \text{ kN}$$

b) **Hélice 2**

- Diámetro = $D = 14'' = 0,35 \text{ m}$
- Área = $A_H = 0,0974 \text{ m}^2$
- Cohesión = $c' = 61,2 \text{ kN/m}^2$
- Peso específico suelo = $\gamma_s = 16,94 \text{ kN/m}^3$
- Profundidad = $h = 7,56 \text{ m}$
- $N_c = 13,68$
- $N_q = 4,92$

$$Q_{H2} = A_{H2}(1,3c'N_c + qN_q)$$

$$Q_{H2} = 0,0974 \text{ m}^2 * \left[1,3 * 61,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 13,68 + \left(7,56 \text{ m} * 16,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) * 4,92 \right]$$

$$Q_{H2} = 167,379 \text{ kN}$$

c) Hélice 3

- Diámetro = $D = 12'' = 0,30 \text{ m}$
- Área = $A_H = 0,0716 \text{ m}^2$
- Cohesión = $c' = 61,2 \text{ kN/m}^2$
- Peso específico suelo = $\gamma_s = 16,94 \text{ kN/m}^3$
- Profundidad = $h = 8,41 \text{ m}$
- $N_c = 13,68$
- $N_q = 4,92$

$$Q_{H3} = A_{H3} (1,3c'N_c + qN_q)$$

$$Q_{H3} = 0,0716 \text{ cm}^2 * \left[1,3 * 61,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 13,68 + \left(8,41 \text{ m} * 16,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) * 4,92 \right]$$

$$Q_{H3} = 128,115 \text{ kN}$$

La capacidad de carga total del pilote helicoidal a compresión es:

$$Q = \sum Q_H$$

$$Q = 209,493 \text{ kN} + 167,379 \text{ kN} + 128,114 \text{ kN}$$

$$Q = 504,986 \text{ kN}$$

El mismo manual utilizado para el cálculo de los pilotes helicoidales recomienda el uso de un coeficiente de seguridad igual a 2; por lo tanto, la capacidad última del pilote helicoidal es:

$$Q_u = \frac{Q}{F.S.} = \frac{504,986 \text{ kN}}{2}$$

$$Q_u = 252,493 \text{ kN}$$

Usando 3 pilotes por cada una de las patas de la torre, la capacidad final del sistema de pilotes es igual a:

$$Q_T = 3 Q_u = 3 * 252,493 \text{ kN}$$

$$Q_T = 757,480 \text{ kN}$$

Debido a que el pilote se encuentra con una inclinación de 20° , las cargas ocasionadas por la torre, tanto verticales como horizontales deben ser descompuestas para ser comparadas con la capacidad final.

$$Q_{comp} = 606,236 \text{ kN} * \sin 70 + 72,497 \text{ kg} * \cos 70$$

$$Q_{comp} = 594,471 \text{ kN}$$

Como se puede observar, la capacidad total del sistema de pilotes helicoidales sobrepasa la sollicitación a compresión de la torre, lo que evidencia que el diseño está realizado de manera correcta.

○ **Tracción**

Como se mencionó en el marco teórico, la capacidad portante a tracción de cada una de las hélices del pilote se calcula con los estratos de suelo que están sobre dicha hélice. Al estar ubicado el pilote en un terreno compuesto por varios estratos de suelo, se utilizará el estrato de suelo más débil para un mejor diseño y de esta manera estar del lado de la seguridad.

a) Hélice 1

- Diámetro = $D = 16'' = 0,40 \text{ m}$
- Área = $A_H = 0,1286 \text{ m}^2$
- Cohesión = $c' = 59,8 \text{ kN/m}^2$
- Peso específico suelo = $\gamma_s = 16,88 \text{ kN/m}^3$
- Profundidad = $h = 6,58 \text{ m}$
- $N_q = 4,45$

$$\frac{h}{D} = \frac{6,58}{0,40} = 16,45$$

La figura 2.19 nos indica que cuando la relación h/D es mayor a 7,5 el valor asumido para el factor de ruptura es igual a 9

$$F_c = 9$$

$$Q_{H1} = A_{H1}(1,3c'F_c + qN_q)$$

$$Q_{H1} = 0,1286 \text{ cm}^2 * \left[1,3 * 59,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 9 + \left(6,58 \text{ m} * 16,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) * 4,45 \right]$$

$$Q_{H1} = 152,785 \text{ kN}$$

b) Hélice 2

- Diámetro = $D = 14'' = 0,35 \text{ m}$
- Área = $A_H = 0,0974 \text{ m}^2$
- Cohesión = $c' = 59,8 \text{ kN/m}^2$
- Peso específico suelo = $\gamma_s = 16,88 \text{ kN/m}^3$
- Profundidad = $h = 7,56 \text{ m}$
- $N_q = 4,45$

$$\frac{h}{D} = \frac{7,56}{0,35} = 21,60$$

$$F_c = 9$$

$$Q_{H2} = A_{H2} (1,3c'F_c + qN_q)$$

$$Q_{H2} = 0,0974 \text{ m}^2 * \left[1,3 * 59,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 9 + \left(7,56 \text{ m} * 16,68 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) * 4,45 \right]$$

$$Q_{H2} = 122,803 \text{ kN}$$

c) Hélice 3

- Diámetro = $D = 12'' = 0,30 \text{ m}$
- Área = $A_H = 0,0716 \text{ m}^2$
- Cohesión = $c' = 59,8 \text{ kN/m}^2$
- Peso específico suelo = $\gamma_s = 17,21 \text{ kN/m}^3$
- Profundidad = $h = 8,41 \text{ m}$
- $N_q = 4,45$

$$\frac{h}{D} = \frac{8,03}{0,30} = 26,77$$

$$F_c = 9$$

$$Q_{H3} = A_{H3} (1,3c'F_c + qN_q)$$

$$Q_{H3} = 0,0716 \text{ m}^2 * \left[1,3 * 59,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 9 + \left(8,41 \text{ m} * 17,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) * 4,45 \right]$$

$$Q_{H3} = 94,791 \text{ kN}$$

La capacidad de carga total del pilote helicoidal a tracción es:

$$Q = \sum Q_H$$

$$Q = 152,785 \text{ kN} + 122,803 \text{ kN} + 94,791 \text{ kN}$$

$$Q = 370,379 \text{ kN}$$

El mismo manual utilizado para el cálculo de los pilotes helicoidales recomienda el uso de un coeficiente de seguridad igual a 2, por lo tanto, la capacidad última del pilote helicoidal es:

$$Q_u = \frac{Q}{F.S.} = \frac{370,379 \text{ kN}}{2}$$

$$Q_u = 185,190 \text{ kN}$$

Usando 3 pilotes por cada una de las patas de la torre, la capacidad final del sistema de pilotes es igual a:

$$Q_T = 3 Q_u = 3 * 185,190 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Q_T = 550,569 \text{ kN}}$$

De igual manera se deben descomponer las solicitaciones de la torre según el ángulo de inclinación de los pilotes.

$$Q_{comp} = 530,051 \text{ kN} * \sin 70 + 72,497 \text{ kN} * \cos 70$$

$$Q_{comp} = 522,880 \text{ kN}$$

Como se puede observar, la capacidad total del sistema de pilotes helicoidales sobrepasa la sollicitación a tracción de la torre, lo que evidencia que el diseño está realizado de manera correcta.

3.2.3.1.1.4. Torque de instalación

Usando la ecuación 2.11 de la sección 2.1.3.1.6.4 y despejando la variable T, se calcula el torque de instalación necesario para que se puedan instalar los pilotes en el terreno.

$$Q = K_T * T$$

$$T = \frac{Q}{K_T} = \frac{504,986 \text{ kN}}{33}$$

$$T = 15,303 \text{ kN} * m = \mathbf{15.303 \text{ N} * m} > 7.730 \text{ N} * m$$

Torque último del eje escogido

Como el torque último del eje escogido SS5 es menor al necesario para la instalación, se debe cambiar el eje del pilote. El nuevo eje del pilote es el SS200 el cual posee un torque último igual a 21.700 N*m, que es mayor al necesario.

Este eje es necesario sólo en la sección principal del pilote helicoidal, ya que es la sección que soportará las cargas, por lo tanto, se usará un pilote compuesto conformado por el eje sólido SS200 para la sección principal y dos ejes huecos RS 3500.300 de 3,05 metros para la extensión del pilote.

El manual de la AB Chance recomienda los ejes huecos para las extensiones, debido a que no son tan resistentes para ser usados en la sección principal, pero son más baratos que los ejes sólidos y pueden ser rellenados con hormigón pobre o suelo para mejorar la resistencia a las cargas laterales.

3.2.3.1.1.5. Pandeo

Como se expone en el capítulo 2.1.3.1.6.5 la AB Chance en su manual técnico indica que un pilote helicoidal generalmente no tiende a pasarse debido a que éste se encuentra confinado por el suelo que lo rodea; sin embargo, también nos indica que la verificación a pandeo de un pilote helicoidal sólo se realiza cuando los resultados de número de golpes de un ensayo de SPT son menores a 4.

Para este caso, la verificación a pandeo de los pilotes no corresponde debido a que el menor número de golpes que se presentaron en el ensayo de SPT fue de 32, estos números de golpes se pueden verificar en ensayo realizado expuesto en el anexo C-1.

3.2.3.1.2. Zapatas aisladas de hormigón armado

Las zapatas aisladas para cada una de las patas de la torre serán diseñadas tomando como base lo aprendido en la materia de fundaciones y las recomendaciones de la normativa AASHTO LRFD en su octava edición del año 2017 y la norma TIA/EIA-222-F.

Esta última norma indica que las fundaciones para torres de telecomunicación deben ser capaces de soportar esfuerzos principalmente de compresión, levantamiento, deslizamiento y volcamiento.

3.2.3.1.2.1. Estimación de la base para la zapata

La zapata estará ubicada a una profundidad de 2 metros donde se encuentra un estrato de suelo con una tensión admisible de 400 kN/m², según el estudio de suelos proporcionado.

$$\sigma = \frac{P}{B^2} \pm \frac{6 * M_x}{B^3} \pm \frac{6 * M_y}{B^3}$$

Debido a que la torre es una estructura reticulada compuesta por celosías, esta no presenta momentos en su base; por lo tanto, la ecuación queda reducida a la siguiente expresión

$$\sigma = \frac{F_c}{B^2}$$

$$400 \frac{kN}{m^2} = \frac{606,236 kN}{B^2}$$

$$B = 1,23 m \approx 1,5 m$$

Al momento de verificar el levantamiento propuesto por la norma TIA/EIA 222-F se pudo comprobar que esta dimensión preliminar no cumple con lo especificado, por lo tanto, se aumentó la dimensión de la base a 3 metros a una profundidad de 3,20 metros.

Base de la fundación = 3 metros

3.2.3.1.2.2. Profundidad de la fundación

Según la norma TIA/EIA-222-F, las fundaciones sometidas a cargas laterales o volcamiento deben cumplir la siguiente condición de profundidad.

- $F_c = 72,497 \text{ KN}$
- $B = 3 \text{ m}$

$$L_D \geq 0,61 + \frac{F_c}{143d} + 2 \left[\frac{F_c^2}{41.333d^2} + \frac{F_c}{96} + \frac{M}{143B} \right]^{0.5}$$

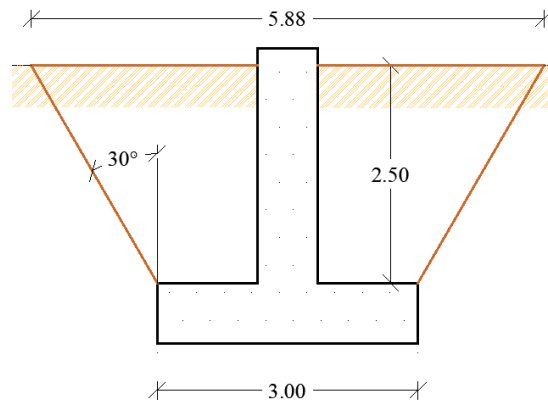
$$L_D \geq 0,61 + \frac{72,497}{143 * 3} + 2 \left[\frac{72,497^2}{41.333 * 3^2} + \frac{72,497}{96} \right]^{0.5}$$

$$L_D \geq 2,728 m$$

$$3,20 m \geq 2,728 m$$

¡Cumple!

3.2.3.1.2.3. Verificación de levantamiento



La verificación del levantamiento de la zapata se realizará con lo indicado por la norma TIA/EIA 222-F, como se muestra en el apartado 2.1.1.2 del presente documento.

- Base pequeña = $B_1 = 3$ m
- Base grande = $B_2 = 5,88$ m
- Altura cono = $h = 2,50$ m

$$V_{cono} = \frac{h}{3} * \left[(B_1^2 - b_c^2) + (B_2^2 - b_c^2) + \sqrt{(B_1^2 - b_c^2) * (B_2^2 - b_c^2)} \right]$$

$$V_{cono} = \frac{2.5 \text{ m}}{3} * \left[(3^2 - 0,6^2) + (5,88^2 - 0,6^2) + \sqrt{(3^2 - 0,6^2) * (5,88^2 - 0,6^2)} \right]$$

$$V_{cono} = 50,04 \text{ m}^3$$

$$W_{cono} = V_{cono} * \gamma = 50,04 \text{ m}^3 * 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$W_{cono} = 800,640 \text{ kN}$$

La norma TIA/EIA 222-F indica que se debe usar un factor de seguridad de 2 para el peso del suelo y de 1.25 para el peso del hormigón.

$$\frac{W_{cono}}{2} + \frac{W_C}{1.25} \geq U_P$$

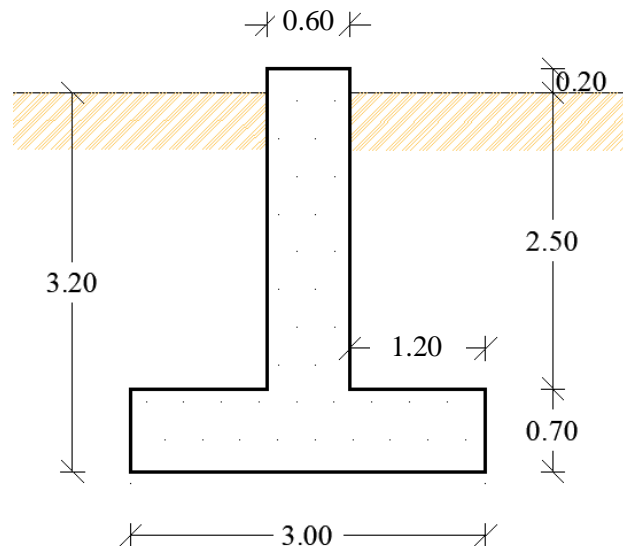
$$\frac{800,64 \text{ kN}}{2} + \frac{151,20 \text{ kN} + 23,328 \text{ kN}}{1,25} \geq 530,051 \text{ kN}$$

$$539,942 \text{ kN} \geq F_T = 530,051 \text{ kN}$$

¡Cumple!

3.2.3.1.2.4. Tensiones en la base de la zapata

Para el cálculo de las tensiones producidas en la base de la zapata se asumirá que ésta tendrá una altura de 0,70 metros y una columna cuadrada de 0,60 metros de lado; medida mínima que se utiliza para apoyar la base de la torre que es cuadrada de 0,50 metros de lado.



Cálculo del peso de la zapata, columna y el suelo sobre esta:

$$W_z = 3 \text{ m} * 3 \text{ m} * 0,70 \text{ m} * 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 151,20 \text{ kN}$$

$$W_c = 0,60 \text{ m} * 0,60 \text{ m} * 2,70 \text{ m} * 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 23,328 \text{ kN}$$

$$W_s = [(3 \text{ m})^2 - (0,60 \text{ m})^2] * 2,50 \text{ m} * 16,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 365,472 \text{ kN}$$

Fuerzas en la base de la zapata

$$P = F_c + W_z + W_c + W_s$$

$$P = 606,236 \text{ kN} + 151,20 \text{ kN} + 23,328 \text{ kN} + 365,472 \text{ kg}$$

$$P = 1.146,236 \text{ kN}$$

$$M = V_{max} * (h_{col} + h)$$

$$M = 72,497 \text{ kN} * (2,70 \text{ m} + 0,70 \text{ m})$$

$$M = 246,490 \text{ kN m}$$

Verificación del tercio central

$$e_{max} \geq e$$

$$e_{max} = \frac{B}{6} = \frac{3 \text{ m}}{6}$$

$$e_{max} = 0,5 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{246,490 \text{ kN m}}{1.146,236 \text{ kN}}$$

$$e = 0,22 \text{ m}$$

$$0,5 \text{ m} \geq 0,22 \text{ m}$$

¡Cumple!

Tensiones en los extremos de las zapatas

○ $\sigma_{adm} = 327 \text{ kN/m}^2$

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}, \sigma_{min}$$

$$\sigma_{max} = \frac{P}{B^2} + \frac{6 * M}{B^3}$$

$$\sigma_{min} = \frac{P}{B^2} - \frac{6 * M}{B^3}$$

$$\sigma_{max} = \frac{1.146,236 \text{ kN}}{(3 \text{ m})^2} + \frac{6 * 246,490 \text{ kN m}}{(3 \text{ m})^3}$$

$$\sigma_{min} = \frac{1.146,236 \text{ kN}}{(3 \text{ m})^2} - \frac{6 * 246,490 \text{ kN m}}{(3 \text{ m})^3}$$

$$\sigma_{max} = 182,135 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \geq \sigma_{adm} = 327 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{min} = 72,584 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \geq \sigma_{adm} = 327 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

3.2.3.1.2.5. Capacidad de carga del suelo

$$Q = A_H(\gamma H N_q + 0,4\gamma B N_\gamma)$$

- Base = B = 3 m
- Peso específico suelo = $\gamma = 16,88 \text{ kN/m}^3$
- Profundidad = H = 3,20 m
- Número de golpes a nivel de la fundación = N = 32
- $N_q = 28,52$
- $N_\gamma = 26,87$

$$Q = 9 \text{ m}^2 * \left[16,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 3,20 \text{ m} * 28,52 + 0,4 * 16,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 3 \text{ m} * 26,87 \right]$$

$$Q = 15.497,663 \text{ kN}$$

La norma TIA/EIA 222-F recomienda que las capacidades de carga sean reducidas por un factor de seguridad entre 2 y 3, por razones de seguridad, se tomará el factor más alto, quedando la capacidad de carga de la siguiente manera.

$$Q_u = \frac{Q}{F.S.} = \frac{15.497,663 \text{ kN}}{3}$$

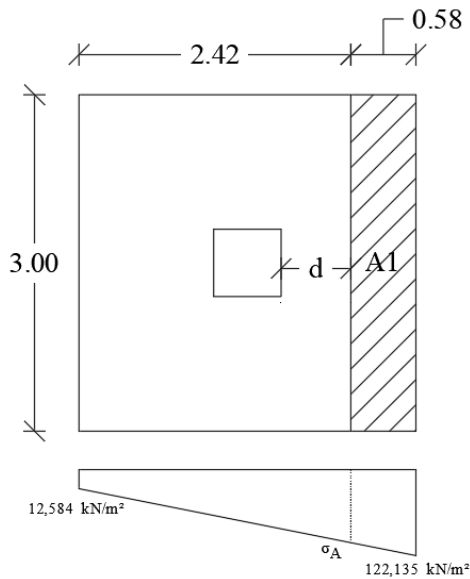
$$Q_u = 5.165,888 \text{ kN} \geq P = 1.146,236 \text{ kN}$$

¡Cumple!

3.2.3.1.2.6. Diseño a corte

Para el diseño tanto de corte como de flexión, sólo se tomará en cuenta las cargas externas ocasionadas por la torre, debido a que el resto está a favor de la estructura.

- Fuerza de compresión torre = $F_c = 606,236 \text{ kN}$
- Momento base zapata = $M = 246,490 \text{ kN m}$
- Factor de modificación = $\beta = 2$
- Factor de reducción para cortante = $\Phi = 0,90$
- Recubrimiento = $r = 0.075 \text{ m}$



$$\sigma = \frac{P}{B^2} \pm \frac{6 * M}{B^3} = \frac{606,236 \text{ kN}}{(3 \text{ m})^2} \pm \frac{6 * 246,490 \text{ kN m}}{(3 \text{ m})^3}$$

$$\sigma_{max} = 122,135 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{min} = 12,584 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$d = 70 \text{ cm} - r - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 70 \text{ cm} - 7.50 \text{ cm} - \frac{1,6 \text{ cm}}{2}$$

$$d = 61,7 \text{ cm} = 0,617 \text{ m}$$

$$A_1 = B * 0,58 \text{ m} = 3 \text{ m} * 0,58 \text{ m}$$

$$A_1 = 1,74 \text{ m}^2$$

$$\sigma_A = \sigma_{min} + \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) * 2,42 \text{ m}}{B}$$

$$\sigma_A = 12,584 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \frac{(122,135 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 12,584 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) * 2,42 \text{ m}}{3 \text{ m}}$$

$$\sigma_A = 100,955 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$V_u = \sigma_A * A_1 + (\sigma_{max} - \sigma_A) * \frac{A_1}{2}$$

$$V_u = 100,955 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,74 \text{ m}^2 + (122,135 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 100,955 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) * \frac{1,74 \text{ m}^2}{2}$$

$$V_u = 194,088 \text{ kN}$$

Como se muestra en la sección 2.1.3.2.3.1 del presente documento, la norma AASHTO LRFD 2017 indica que la resistencia al cortante en elementos no presforzados se calcula con:

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_c = 0.083 * 2 * \sqrt{21 \text{ MPa}} * 3000 \text{ mm} * 617 \text{ mm}$$

$$V_c = 1'408.069,70 \text{ N} = 1.408,07 \text{ kN}$$

La resistencia nominal del cortante es igual a la resistencia al cortante del hormigón calculada debido a que en zapatas no es recomendable usar armadura transversal, por lo tanto:

$$V_r = \Phi V_n$$

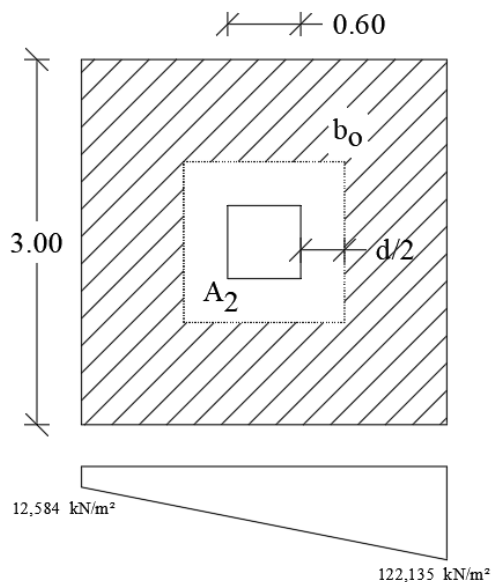
$$V_r = 0,90 * 1.408,07 \text{ kN}$$

$$V_r = 1.267,26 \text{ kN} \geq V_u = 194,088 \text{ kN}$$

¡Cumple!

Punzonamiento

Para la verificación del punzonamiento se realiza la verificación al cortante en dos direcciones.



$$b_o = 4 * (b_c + d) = 4 * (0,6 \text{ m} + 0,617 \text{ m})$$

$$b_o = 4,87 \text{ m}$$

$$A_2 = (b_c + d)^2 = (0,60 + 0,617 \text{ m})^2$$

$$A_2 = 1,48 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{prom} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = \frac{122,135 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 12,584 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{2}$$

$$\sigma_{prom} = 67,360 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P = F_c - \sigma_{prom} * A_2$$

$$P = 606,236 \text{ kN} - 67,360 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,48 \text{ m}^2$$

$$P = 506,544 \text{ kN}$$

Mediante la ecuación 2.41 del presente documento, se procede a calcular la resistencia al cortante del hormigón en dos direcciones

○ $\beta_c = \text{Lado largo/lado corto} = 3/3 = 1$

$$V_c = \left(0,17 + \frac{0,33}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d_v$$

$$V_c = \left(0,17 + \frac{0,33}{1}\right) * \sqrt{21 \text{ MPa}} * 4870 \text{ mm} * 617 \text{ mm}$$

$$V_c = 6'884.838,84 \text{ N} = 6.884,84 \text{ kN}$$

El cortante V_r es igual al cortante nominal por el factor de reducción de carga y debe ser menor a la fuerza P calculada.

$$V_r = \Phi V_n$$

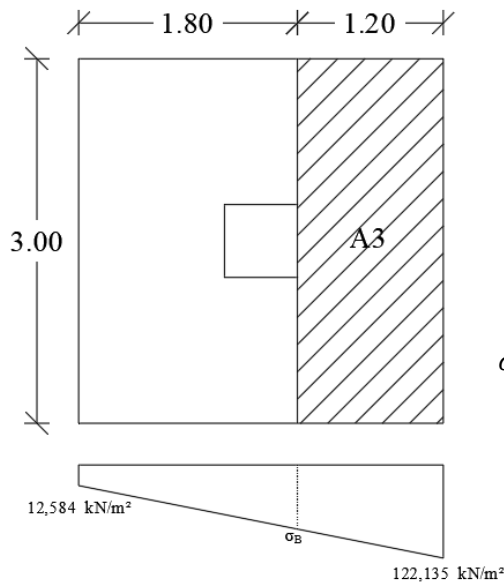
$$V_r = 0,90 * 6.884,84 \text{ kg}$$

$$V_r = 6.196,35 \text{ kN} \geq P = 506,544 \text{ kN}$$

¡Cumple!

3.2.3.1.2.7. Diseño a flexión

- Base = $B = 3 \text{ m}$
- Factor de reducción para momento = $\Phi = 0,90$
- Recubrimiento = $r = 0,075 \text{ m}$
- Canto útil de la sección = $d = 0,617 \text{ cm}$
- Resistencia a fluencia del acero = $f_y = 420 \text{ MPa}$
- Resistencia a la compresión de concreto = $f'_c = 21 \text{ Mpa}$
- Acero = $\emptyset = 16 \text{ mm}$



$$A_3 = B * 1,20 \text{ m} = 3 \text{ m} * 1,20 \text{ m}$$

$$A_3 = 3,60 \text{ m}^2$$

$$\sigma_B = \sigma_{min} + \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) * 1,80 \text{ m}}{B}$$

$$\sigma_B = 12,584 + \frac{(122,135 - 12,584) * 1,80 \text{ m}}{3 \text{ m}}$$

$$\sigma_B = 93,415 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_u = \sigma_B * A_3 * \frac{1,20 \text{ m}}{2} + (\sigma_{max} - \sigma_B) * \frac{A_3}{2} * \left(\frac{2}{3} * 1,20 \text{ m}\right)$$

$$M_u = 93,415 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 3,6 \text{ m}^2 * \frac{1,2 \text{ m}}{2} + \left(122,135 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 93,415 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) * \frac{3,6 \text{ m}^2}{2} * \left(\frac{2}{3} * 1,2 \text{ m}\right)$$

$$M_u = 350,66 \text{ kN m}$$

Calculando momentos mínimos

$$M_{\min 1} = 1,33 M_u = 1,33 * 350,66 \text{ kN m}$$

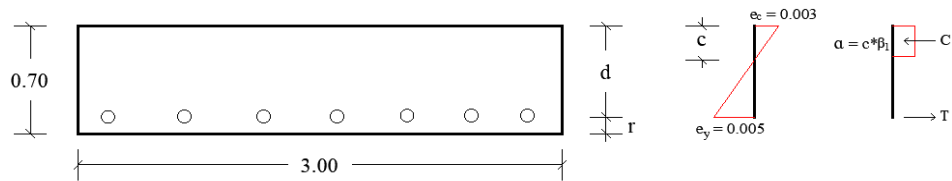
$$M_{\min 1} = 466,38 \text{ kN m}$$

$$M_{\min 2} = \gamma_1 \gamma_3 0,63 \sqrt{f'_c} \frac{b h^2}{6} = 1,6 * 0,67 * 0,63 * \sqrt{21 \text{ MPa}} * \frac{3000 * 700^2}{6}$$

$$M_{\min 2} = 758,24 \text{ kN m}$$

Analizando los momentos mínimos y el momento ultimo calculado y con las recomendaciones de la AASHTO, el momento a usar será de 466,38 kN m.

Con ayuda del bloque de compresiones del hormigón y usando regla de tres simple se halla el valor de la parte comprimida c , para luego hallar el valor de la profundidad del bloque de esfuerzos a



$$\frac{c}{0,003} = \frac{d}{0,003 + 0,005}$$

$$a = c * \beta_1$$

$$c = \frac{0,003 * 0,617 \text{ m}}{0,003 + 0,005}$$

$$a = 0,231 \text{ m} * 0,85$$

$$a = 0,197 \text{ m}$$

$$c = 0,231 \text{ m}$$

De la ecuación del momento nominal se despeja la variable A_s , referente al área de acero necesaria para resistir el momento ultimo.

$$A_s = \frac{\frac{M_u}{\phi}}{f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{\frac{466,38 \text{ kN m}}{0,90}}{420 \text{ MPa} \left(617 \text{ mm} - \frac{197 \text{ mm}}{2} \right)}$$

$$A_s = 0.002379 \text{ m}^2 = 2379 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras } \emptyset 16 = \frac{A_s}{A_{\emptyset 16}} = \frac{2379 \text{ mm}^2}{\frac{\pi}{4} * (16 \text{ mm})^2}$$

$$N^{\circ} \text{barras } \emptyset 16 = 11,83 \approx 12 \text{ barras}$$

Separación entre barras:

$$S = \frac{B - 2r - \emptyset}{N^{\circ} \text{barras} - 1} = \frac{3 - 2 * 0,0750 \text{ m} - 0,016 \text{ m}}{12 - 1}$$

$$S = 0,258 \text{ m}$$

$$12 \text{ } \emptyset 16^c / 0,25 \text{ m}$$

Área real de acero:

$$A_s = 12 * A_{\emptyset 16} = 12 * \frac{\pi}{4} * (16)^2$$

$$A_s = 2413 \text{ mm}^2$$

Una vez calculada el área de hacer real se procede a re calcular la profundidad del bloque de esfuerzos igualando las dos ecuaciones de momento nominal y despejando la variable α , para finalmente volver a calcular el momento nominal.

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = a * 0,85 * f'_c * B * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) = a * 0,85 * f'_c * B * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Despejando la variable α

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * B} = \frac{2413 \text{ mm}^2 * 420 \text{ Mpa}}{0,85 * 21 \text{ MPa} * 3000 \text{ m}}$$

$$a = 18,90 \text{ mm}$$

Recalculando el momento nominal

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 2413 \text{ mm}^2 * 420 \text{ MPa} * \left(617 \text{ mm} - \frac{18,90 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$M_n = 615'623 \text{ N mm} \approx 615,73 \text{ kN m}$$

$$\Phi M_n = 0,90 * 615,73 \text{ kN m}$$

$$M_r = 554,15 \text{ kN m} \geq M_u = 350,66 \text{ kN m}$$

¡Cumple!

Verificación de la deformación

$$e_t \geq 0,005$$

$$a = c * \beta_1$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0,189 \text{ m}}{0,85}$$

$$c = 0,222 \text{ cm}$$

$$\frac{e_t}{d - c} = \frac{e_c}{c}$$

$$e_t = \frac{e_c * (d - c)}{c} = \frac{0,003 * (6,17 \text{ m} - 0,222 \text{ m})}{0,222 \text{ cm}}$$

$$e_t = 0,08 \geq 0,005$$

¡Cumple!

3.2.3.1.2.8. Diseño de la columna

Diseño a tracción

- Fuerza a tracción de la torre = $P_{ut} = 530,051 \text{ kN}$
- Factor de reducción para fuerza axial = $\Phi = 0,90$

$$\Phi P_{nt} \geq P_{ut}$$

$$P_{nt} = \frac{P_{tu}}{\Phi} = \frac{530,051 \text{ kN}}{0,90}$$

$$P_{nt} = 588,946 \text{ kN}$$

La norma AASHTO LRFD 2017 indica que la resistencia nominal axial a tracción es igual a:

$$P_{nt} = F_y A_{st}$$

Despejando A_{st} se puede obtener el área de acero longitudinal necesaria para resistir la carga de tracción de la torre.

$$P_{nt} = F_y A_{st}$$

$$A_{st} = \frac{P_{nt}}{F_y} = \frac{588946 \text{ N}}{420 \text{ MPa}}$$

$$A_{st} = 1402 \text{ mm}^2$$

comparando con el área mínima de 15% el área transversal de la columna:

$$A_{s,min} = 0,135 \frac{f'_c}{f_y} A_g = 0,135 * \frac{21 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} * 60 \text{ cm} * 60 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = 2430 \text{ mm}^2$$

Como se puede observar, el acero mínimo indicado por la norma es mayor al acero requerido; por lo tanto, se asume éste como nueva área de acero para la columna.

$$N^{\circ} \text{barras } \emptyset 16 = \frac{A_s}{A_{\emptyset 16}} = \frac{2430 \text{ mm}^2}{\frac{\pi}{4} * (16 \text{ mm})^2}$$

$$N^{\circ} \text{barras } \emptyset 16 = 12,08 \approx 12 \text{ barras}$$

Área real de acero:

$$A_s = 12 * A_{\emptyset 16} = 12 * \frac{\pi}{4} * (16)^2$$

$$A_s = 2413 \text{ mm}^2$$

Con el acero longitudinal real de la columna, se procede a recalculer la resistencia nominal a tracción máxima.

$$P_{nt} = F_y A_{st}$$

$$\phi P_{nt} = 0.9 * 420 \text{ MPa} * 2413 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_{nt} = 912,11 \text{ kN} \geq P_{ut} = 530,051 \text{ kN}$$

¡Cumple!

Comprobación a compresión

- Fuerza a compresión de la torre = $P_{uc} = 606,236 \text{ kN}$
- Factor de reducción para fuerza axial = $\Phi = 0,75$

$$\Phi P_{nc} \geq P_{uc}$$

$$P_{nc} = \frac{P_{uc}}{\Phi} = \frac{606,236 \text{ kN}}{0,75}$$

$$P_{nc} = 808,315 \text{ kN}$$

$$P_{nc} = 0,80[0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$P_{nc} = 0,80[0,85 * 21 \text{ MPa} * (360000 \text{ mm}^2 - 2413 \text{ mm}^2) + 420 \text{ MPa} * 2413 \text{ mm}^2]$$

$$P_{nc} = 5'917.110,36 = 5.917,110 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nc} = 0,75 * 5.917,11 \text{ kN}$$

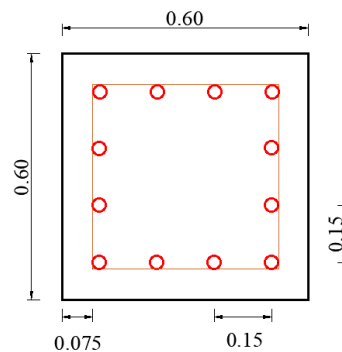
$$\phi P_{nc} = 4.437,83 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nc} = 4.437,73 \text{ kN} \geq P_{uc} = 606,236 \text{ kN}$$

¡Cumple!

Disposición de armaduras longitudinales

Debido a que la sección transversal de la columna es grande, se optó por la siguiente disposición de las barras longitudinales, cumpliendo con la norma AASHTO que indica que no puede hacer más de 45 cm o 1,5 veces el lado de la columna de separación entre cada una de las barras.



Comprobación a corte

$$V_u > 0,50 \phi (V_c + V_p)$$

Se procede al cálculo de V_c como se indica en la teoría, para determinar si la columna necesita armadura transversal.

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0,5 N_u + V_u\right)}{E_s A_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{97.875 \text{ kN mm}}{517 \text{ mm}} + 0,5 * 530,051 \text{ kN} + 72,497 \text{ kN}\right)}{23,168 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 2413 \text{ mm}^2}$$

$$\varepsilon_s = 0,0094$$

$$\beta = \frac{4,8}{1 + 750 \varepsilon_s}$$

$$\beta = \frac{4,8}{1 + 750 * 0,0094}$$

$$\beta = 0,596$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_c = 0.083 * 0,596 * \sqrt{21 \text{ MPa}} * 600 \text{ mm} * 517 \text{ mm}$$

$$V_c = 70.319,503 \text{ N} = 70,319 \text{ kN}$$

$$V_u > 0,50 \phi V_c$$

$$V_u > 0,50 * 0,90 * 70,319 \text{ kN}$$

$$V_u = 72,497 \text{ kN} > 31,643 \text{ kN}$$

¡No cumple!

Debido a que se cumple la condición establecida por la AASHTO, la columna debe tener armadura de refuerzo transversal.

$$V_u = \phi (V_c + V_s)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{72,497 \text{ kN}}{0,90} - 70,319 \text{ kN}$$

$$V_s = 10,233 \text{ kN}$$

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s$$

$$\theta = 29 + 3500 * 0,0094$$

$$\theta = 61,90^\circ$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$A_v = \frac{V_s s}{f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}$$

$$A_v = \frac{10.233 \text{ N} * 25 \text{ mm}}{21 \text{ MPa} * 517 \text{ mm} (\cot 63,60 + \cot 90) \sin 90}$$

$$A_v = 0,1565 \text{ mm}^2$$

Como se puede observar, el área de armadura transversal que se requiere es demasiado pequeña, por lo que se pondrá armadura mínima indicada por la norma debido a que es necesaria tanto para soportar el restante de V_u y para evitar la deformación de la armadura longitudinal.

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} \qquad 0,125 f'_c$$

$$v_u = \frac{72.497 \text{ N}}{0,90 * 600 \text{ mm} * 517 \text{ mm}} \qquad 0,125 * 21$$

$$v_u = 0.26 \text{ MPa} \qquad < \qquad 2,62 \text{ MPa}$$

$$s_{max} = 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 0,8 d_v$$

$$s_{max} = 0,8 * 517 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 413,6 \text{ mm} = 0,414 \text{ m}$$

0,414 m es una separación muy grande entre estribos, por lo que se decidió que la separación entre estos sea de 25 cm para que la armadura longitudinal no se deforme con la compresión ejercida por la torre.

$$A_{v \min} = 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b s}{f_y}$$

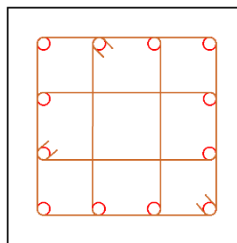
$$A_{v \min} = 0,083 * \sqrt{21 \text{ MPa}} * \frac{600 \text{ mm} * 250 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}}$$

$$A_{v \min} = 135,841 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{estribos } \emptyset 10 = \frac{A_s}{A_{\emptyset 10}} = \frac{135,841 \text{ cm}^2}{\frac{\pi}{4} * (9,5 \text{ mm})^2}$$

$$N^{\circ} \text{estribos } \emptyset 10 = 1,91 \approx 2 \text{ estribos}$$

Debido al gran número de barras longitudinales de la columna, se usarán 3 estribos de 10 mm, uno que envuelva todas las barras longitudinales, y dos que envuelvan los 4 estribos interiores a cada dirección de la columna. Dispuestos a la siguiente manera.



3.2.3.1.3. Pilote de hormigón armado

Los pilotes de hormigón armado serán diseñados tanto a punta como a fricción, según indica la norma AASHTO LRFD 2017. Al igual que en la zapata, se diseñará un grupo de pilotes para cada pata de la antena donde cada uno de los grupos contará con un encepado o cabezal, el cual recogerá los esfuerzos y los transmitirá de manera equilibrada a los pilotes, también servirá para introducir los respectivos pernos de las torres. Dicho cabezal tendrá una altura de 50 cm y del cual saldrá una columna cuadra de 60 cm de lado, con una altura de 70 cm.

3.2.3.1.3.1. Capacidad de carga

- **Capacidad de carga por punta**

Se usarán dos pilotes de 40 cm de diámetro a una profundidad de 4,50 metros cada uno, que sumando a la altura del encepado con la columna, la punta del mismo quedará a una profundidad de 5,50 metros. Este pilote tendrá un acampanado para aumentar la punta del pilote en un 50%; y así incrementar la capacidad de carga.

Usando las ecuaciones 2,49 y 2,50 se calcula la resistencia a punta.

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{Z}{D} \right) \right] \leq 9$$

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{5,5}{0,40} \right) \right]$$

$$N_c = 22,50 \leq 9$$

$$N_c = 9$$

$$\tau = c' + \sigma \tan \theta$$

$$\tau = 60,8 \frac{kN}{m^2} + 369,60 \frac{kN}{m^2} * \tan 16$$

$$\tau = 166,78 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_p = N_c \tau.$$

$$q_p = 9 * 166,78 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_p = 1501,03 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_p = \frac{\pi}{4} * (0,6 \text{ m})^2 * 1501,03 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_p = 424,40 \text{ kN}$$

Como indica la teoría, este valor de capacidad de carga por punta del pilote debe ser afectado por un factor de reducción igual a 0,5.

$$Q_{up} = Q_p \varphi_{stat} = 424,40 \text{ kN} * 0.5$$

$$Q_{up} = 212,20 \text{ kN}$$

La capacidad de carga última a punta considerando los dos pilotes es:

$$Q_{upt} = 2 * Q_{up} = 2 * 212,20 \text{ kN}$$

$$Q_{upt} = 424,40 \text{ kN}$$

- **Capacidad de carga por fuste**

Para el cálculo de la capacidad de carga por fuste o fricción, se usará el método indicado por la AASHTO LRFD en su versión 2017 para un suelo cohesivo. Este método se encuentra está presentado en la sección 21.3.3.1.2 del presente documento. Los parámetros del estudio de suelo se exponen en el anexo B.

La tabla del cálculo de la capacidad de carga por fricción se muestra siguiente página.

Profundidad H (m)	Longitud pilote L (m)	Diferencia d (m)	Cohesión efectiva c' (kN/m ²)	Presión efectiva σ (kN/m ²)	Angulo de fricción θ	Resistencia al cortante τ (kN/m ²)	Presión atmosferica Pa (kN/m ²)	τ/Pa	α	Capacidad de carga	
										qs (kN/m ²)	Qf (kN)
ENCEPADO											
1,00	1,00	1,00	60,80	31,10	16,00	69,72	100,00	0,70	0,55	38,34	48,19
2,00	2,00	1,00	59,80	199,60	15,00	113,28	100,00	1,13	0,55	62,31	78,30
3,00	3,00	1,00	59,80	199,60	15,00	113,28	100,00	1,13	0,55	62,31	78,30
4,00	4,00	1,00	59,80	199,60	15,00	113,28	100,00	1,13	0,55	62,31	78,30
5,50	4,50	0,50	60,80	369,60	16,00	166,78	100,00	1,67	0,53	88,93	55,88
Capacidad de carga total										338,95	

Tabla 3.3: Capacidad de carga a fuste de pilote de hormigón San Antonio
Fuente: Elaboración propia

Al igual que la capacidad de carga por punta, ésta debe ser afectada por un factor de reducción, en este caso el correspondiente para la capacidad de carga por fuste es 0,55.

$$Q_{uf} = Q_f \varphi_{stat} = 338,94 \text{ kN} * 0,55$$

$$Q_{uf} = 186,42 \text{ kN}$$

Por lo tanto la capacidad de carga última a fuste considerando los dos pilotes es:

$$Q_{uf} = 2 * Q_{uf} = 2 * 186,42 \text{ kN}$$

$$Q_{ut} = 372,84 \text{ kN}$$

Se considera como grupo de pilotes cuando dos o más de estos trabajan en conjunto para soportar la carga; por lo tanto debe ser afectados por un factor de grupo o reducción (η). Al estar separados por una distancia igual a tres veces el diámetro la interpolación entre los valores que da la tabla, nos da como resultado un factor de 0,72

$$Q_{uf} = Q_{uf} * \eta = 372,84 \text{ kN} * 0,72$$

$$Q_{uf} = 268,44 \text{ kN}$$

La capacidad de carga de todo el grupo de pilotes debe ser la suficiente, como para poder soportar tanto las solicitaciones que se generan como el peso propio de la misma fundación.

$$W = (N A_p L + A_{cab} h_{cab} + A_{col} h_{col}) * \gamma_H$$

$$W = \left[2 * \frac{\pi}{4} * (0,4 \text{ m})^2 * 4,10 \text{ m} + 2 * \frac{\pi}{4} * (0,6 \text{ m})^2 * 0,5 \text{ m} + 2,88 \text{ m}^2 * 0,5 \text{ m} + (0,6 \text{ m})^2 * 0,7 \text{ m} \right] * 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$W = 72,12 \text{ kN}$$

$$Q_{uT} = 424,40 \text{ kN} + 268,44 \text{ kN} > 606,24 \text{ kN} + 72,12 \text{ kN}$$

$$Q_{uT} = 692,84 \text{ kN} > 678,36 \text{ kN}$$

¡Cumple!

3.2.3.1.3.2. Diseño del pilote

Diseño a tracción

- Fuerza a tracción para cada pilote = $P_{ut} = 265,026 \text{ kN}$
- Factor de reducción para fuerza axial = $\Phi = 0,90$

$$\Phi P_{nt} \geq P_{ut}$$

$$P_{nt} = \frac{P_{tu}}{\Phi} = \frac{265,026 \text{ kN}}{0,90}$$

$$P_{nt} = 294,473 \text{ kN}$$

$$P_{nt} = F_y A_{st}$$

$$A_{st} = \frac{P_{nt}}{F_y} = \frac{294473 \text{ N}}{420 \text{ MPa}}$$

$$A_{st} = 701,126 \text{ mm}^2$$

La norma AASHTO indica que el acero mínimo para el pilote es de 0,80% del area bruta del pilote.

$$A_{s,min} = 0,008 A_g = 0,008 * \frac{\pi}{4} * (400 \text{ mm})^2$$

$$A_{s,min} = 1.005,31 \text{ mm}^2$$

Como se puede apreciar, el acero mínimo indicado por la norma es superior al acero requerido por el pilote, por lo tanto se usará el mínimo.

$$N^{\circ} \text{ barras } \emptyset 16 = \frac{A_s}{A_{\emptyset 16}} = \frac{1.005,31 \text{ mm}^2}{\frac{\pi}{4} * (16 \text{ mm})^2}$$

$$N^{\circ} \text{ barras } \emptyset 16 = 5 \text{ barras}$$

Comprobación a compresión

- Fuerza a compresión = 303,118 kN
- Factor de reducción para fuerza axial = $\Phi = 0,75$

$$\phi P_{nc} \geq P_{uc}$$

$$P_{nc} = \frac{P_{uc}}{\phi} = \frac{303,118 \text{ kN}}{0,75}$$

$$P_{nc} = 404,157 \text{ kN}$$

Usando las ecuaciones de la sección 2.1.3.4.2 se calcula:

$$P_{nc} = 0,80[0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$P_{nc} = 0,8[0,85 * 21 \text{ MPa} * (125.663,7 \text{ mm}^2 - 1.005,31 \text{ mm}^2) + 420 \text{ MPa} * 1.005,31 \text{ mm}^2]$$

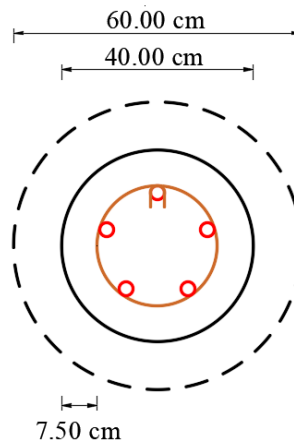
$$P_{nc} = 2'906,057 \text{ N} = 2.117,906 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nc} = 0,75 * 2.117,906 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nc} = 1.588,429 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nc} = 1.588,429 \text{ kN} \geq P_{uc} = 303,118 \text{ kN}$$

Disposición de armaduras longitudinales



Comprobación a corte

- Fuerza de corte de la torre = $V_u = 72,497 \text{ kN}$
- Factor de reducción por corte = $\Phi = 0,90$
- Distancia $d_v = 0,2046 \text{ m}$

Cada uno de los pilotes debe resistir la mitad de la fuerza de corte.

$$V_u > 0,50 \phi (V_c + V_p)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0,5 N_u + V_u\right)}{E_s A_s}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{81.559,125 \text{ kN mm}}{204,6 \text{ mm}} + 0,5 * \frac{530,051 \text{ kN}}{2} + \frac{72,497 \text{ kN}}{2}\right)}{23,168 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} * 1.005,310 \text{ mm}^2}$$

$$\varepsilon_s = 0,024$$

$$\beta = \frac{4,8}{1 + 750 \varepsilon_s}$$

$$\beta = \frac{4,8}{1 + 750 * 0.024}$$

$$\beta = 0,25$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_c = 0.083 * 0,25 * \sqrt{21 \text{ MPa}} * 400 \text{ mm} * 204,60 \text{ mm}$$

$$V_c = 7.782,038 \text{ N} = 7,782 \text{ kN}$$

$$V_u > 0,50 \phi V_c$$

$$\frac{V_u}{2} > 0,50 * 0,90 * 7,782 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{2} = 36,249 \text{ kN} > 2,683 \text{ kN}$$

Debido a que se cumple la condición establecida por la AASHTO, la columna debe tener armadura de refuerzo trasversal.

$$V_u = \phi (V_c + V_s)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{72,497 \text{ kN}}{0,90} - 7,782 \text{ kN}$$

$$V_s = 32,494 \text{ kN}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v}$$

$$v_u = \frac{\frac{72497 \text{ N}}{2}}{0,90 * 400 \text{ mm} * 204,6 \text{ mm}} \quad 0,125 f'_c$$

$$v_u = 0,492 \text{ MPa} < 2,62 \text{ MPa}$$

$$s_{max} = 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 0,8 d_v$$

$$s_{max} = 0,8 * 204,6 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 163,7 \text{ mm} = 0,164 \text{ m}$$

Por facilidad constructiva se usará una separación entre estribos (s) de 15 cm.

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$A_v = \frac{V_s s}{f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}$$

$$A_v = \frac{32.494 \text{ N} * 150 \text{ mm}}{420 \text{ Mpa} * 204,60 \text{ mm} * \cot 90 \sin 90}$$

$$A_v = 40,678 \text{ mm}^2$$

Comparando con el acero mínimo dispuesto por la norma:

$$A_{v \min} = 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b s}{f_y}$$

$$A_{v \min} = 0,083 * \sqrt{21 \text{ MPa}} * \frac{400 \text{ mm} * 150 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}}$$

$$A_v = 54,336 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{estribos } \emptyset 10 = \frac{A_s}{A_{\emptyset 10}} = \frac{54,336 \text{ mm}^2}{\frac{\pi}{4} * (9,5 \text{ mm})^2}$$

$$N^{\circ} \text{estribos } \emptyset 10 = 0,766 \approx 1 \text{ estribos}$$

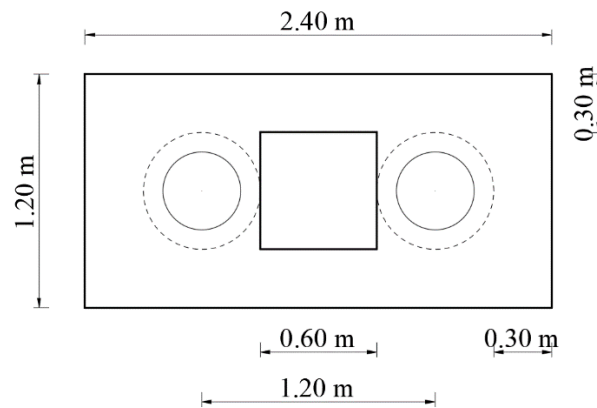
Se usarán estribos cada 15 cm en los 4,50 metros de longitud de cada uno de los pilotes.

3.2.3.1.3.3. Diseño de la columna

Al ser prácticamente igual en sección transversal a la columna de la zapata , pero con distinta longitud, se usará la misma disposición de refuerzos, pero en menor cantidad en cuanto a largo de barras longitudinales y cantidad de estribos para la misma, los estribos estarán separados a una distancia de 20 cm

3.2.3.1.3.4. Diseño de encepado

Dimensiones del encepado



Armadura principal

Usando la ecuación 2.75 del presente documento se procede a calcular el encepado de los pilotes.

- Fuerza de compresión de la torre = 606,236 kN
- Resistencia característica del acero = 420 MPa
- Factor de reducción para fuerza axial = $\Phi = 0,75$
- Altura $d = 0,417$ m

$$A_s = \frac{\frac{P'_{uc}}{2} (l - 0,25 a_0)}{f_y 0,85 d}$$

$$A_s = \frac{\frac{303118 N}{0,75}}{2} * (1200 mm - 0,25 * 600 mm) \\ 420 MPa * 0,85 * 417 mm$$

$$A_s = 1425,30 mm^2$$

$$N^{\circ} \text{barras } \emptyset 16 = \frac{A_s}{A_{\emptyset 16}} = \frac{1425,30 mm^2}{\frac{\pi}{4} * (16 mm)^2}$$

$$N^{\circ} \text{barras } \emptyset 16 = 7,09 \approx 8 \text{ barras}$$

Se dispondrán 8 barras de $\emptyset 16$ para la armadura principal, estos estarán dispuestos de manera longitudinal en los 1, 20 m de ancho y separados a 15 cm cada uno.

Armadura secundaria

Para esta armadura se usarán 8 barras de $\emptyset 8$ para empalmarlas con la armadura principal.

$$A_{s2} = 8 * \frac{\pi}{4} * (8 mm)^2$$

$$A_{s2} = 402,12 mm^2$$

$$A_{s10\%} = 0,10 * 8 * \frac{\pi}{4} * (16 mm)^2$$

$$A_{s10\%} = 160,85 mm^2 < A_{s2} = 402,12 mm^2$$

¡Cumple!

El segundo tipo de armadura secundaria son armaduras verticales y horizontales:

$$A_{s3,vert \text{ y } horiz} = 0,004 * 500 \text{ mm} * 250 \text{ mm}$$

$$A_{s3} = 400 \text{ mm}^2$$

$$N^{\circ} \text{barras vert } \phi 6 = \frac{A_{s3}}{A_{\phi 6}} = \frac{400 \text{ mm}^2}{\frac{\pi}{4} * (6 \text{ mm})^2}$$

$$N^{\circ} \text{barras vert } \phi 6 = 14,14 \approx 15 \text{ barras}$$

Debido a las dimensiones del encepado, las barras verticales de la armadura secundaria generan un espacio de 1,05 metros entre ellas, la norma AASHTO indica que la distancia máxima entre barras paralelas debe ser de 40 cm; por lo tanto, se usaran 8 grupos conformado por dos cercos verticales; uno que envuelva el total de barras longitudinales; y otro que envuelva sólo las 8 barras internas, Estos grupos espaciados entre sí cada 30 cm.

$$N^{\circ} \text{barras horiz } \phi 12 = \frac{A_{s3}}{A_{\phi 8}} = \frac{400 \text{ mm}^2}{\frac{\pi}{4} * (12 \text{ mm})^2}$$

$$N^{\circ} \text{barras horiz } \phi 12 = 3,54 \approx 4 \text{ barras } c/12 \text{ cm}$$

Capítulo IV: Comparación Técnico - Económica

4.1. Comparación técnica

En este apartado se pondrá en comparación a nivel técnico las fundaciones que generalmente son hechas en el territorio boliviano para este tipo de antenas, como ser zapatas o pilotes de hormigón armado frente a la fundación realizada con pilotes helicoidales de acero.

Se expondrán, tanto las ventajas como desventajas de ambos tipos de fundaciones para poder realizar esta comparación de la mejor manera posible.

4.1.1. Ventajas y desventajas

4.1.1.1. Pilotes helicoidales

- **Ventajas**
 - Producen vibraciones pequeñas o nulas durante la instalación, disminuyendo el posible daño a las estructuras cercanas por el movimiento del suelo.
 - Se pueden instalar en cualquier condición climática y se pueden cargar inmediatamente después de la instalación.
 - No hay tiempo de curado como con fundaciones construidas con hormigón.
 - No hay necesidad de excavación y pueden instalarse en áreas de acceso limitado.
 - Se instalan rápidamente y no se necesitan equipos grandes en comparación con otros tipos de construcción de fundaciones profundas (pilotes de hormigón).
 - Se pueden instalar en condiciones nivel freático alto.
 - Se pueden desmontar para su respectivo transporte al lugar de instalación.
- **Desventajas**
 - Al ser introducidos en el terreno como un tornillo en madera, sólo pueden ser usados en suelos blandos, debido a que un terreno duro puede dañarlos.

- Son elementos metálicos que al entrar en contacto con el agua pueden llegar a corroerse si no se protegen de la manera adecuada.
- Se necesitan operadores de maquinaria experimentados para su instalación.
- Al no ser elementos muy conocidos en nuestro medio, son difíciles de conseguir.

4.1.1.2. Fundaciones de hormigón armado

- **Ventajas**

- Al ser elementos de hormigón, estos poseen una mayor resistencia tanto mecánica como química ante cualquier agente externo.
- Debido a la consistencia del hormigón fresco las fundaciones pueden hacerse de distintas formas, desde zapatas circulares o cuadradas hasta acampanados en el fondo de pilotes para una mejor capacidad de carga a punta.
- Las fundaciones de hormigón pueden ser usadas en cualquier tipo de terreno que se presente, escogiendo de manera previa la más adecuada para cada caso.
- El acero en elementos de hormigón armado está protegido por el mismo hormigón para evitar que agentes externos puedan dañarlo.
- No es necesario personal altamente calificado para su elaboración.

- **Desventajas**

- Se debe esperar a que el hormigón endurezca para poder apoyar las estructuras sobre estos.
- Control riguroso al momento del hormigonado para adquirir las resistencias necesarias y mayor cantidad de mano de obra.
- El proceso constructivo de estos conlleva mucho más tiempo por las actividades que deben realizarse.
- Grandes cantidades de cemento, agua y áridos para su construcción.
- Difíciles de construir en condiciones meteorológicas desfavorables.

4.1.2. Proceso constructivo

El proceso de la construcción de las fundaciones de la torre, es donde probablemente se encuentre la comparación más grande entre los dos grupos de fundación que se estudiaron en este proyecto.

4.1.2.1. Pilotes helicoidales

La construcción de una fundación realizada con pilotes helicoidales es un proceso delicado, pero al mismo tiempo sencillo cuando los que lo realizan son personas calificadas en el manejo de la maquinaria necesaria para la instalación.

La descripción del instalado de los pilotes que se encuentra a continuación, es válida para ambos casos presentados de las torres de telecomunicación.

Estos elementos estructurales de acero prefabricado suelen tener longitudes grandes, en algunos casos mayores a los 10 metros, lo cual podría ser perjudicial al momento del transporte si es que consistieran de una sola pieza, cuando el medio de transporte o el lugar de emplazamiento de la torre no permite que los pilotes no puedan llegar enteros, estos pueden ser divididos en segmentos para una mayor facilidad de transporte, una vez en el lugar, son unidos mediante segmentos de transición (en el caso de secciones diferentes) o segmentos de unión (en el caso de secciones iguales) y ajustados, usando pernos proporcionados por la misma empresa que los realiza capaces de resistir las fuerzas cortantes a los que serán sometidos. En la siguiente imagen se puede ver la unión entre una sección sólida y una sección hueca de un mismo pilote helicoidal.

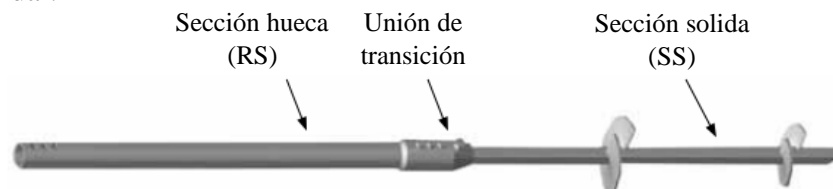


Figura 4.1: Transición de secciones en pilotes helicoidales
Fuente: Manual de diseño técnico de AB Chance

Cuando estos ya están armados, lo único que queda por realizar es su respectiva instalación en el terreno.

Para la instalación de estos elementos es necesario el uso de una excavadora equipada con un accesorio especial que permita la rotación del pilote, este accesorio es un motor gerotor, también denominado sinfín (figura 4.2); este accesorio va instalado en la punta del brazo de la excavadora remplazando la cuchara. Este permite que se vaya introduciendo el pilote en el terreno como si fuera un tornillo hasta alcanzar su profundidad final.



Figura 4.2: Motor gerotor
Fuente: CAT

El proceso de instalación debe ser controlado de manera minuciosa y continúa, debido a que generalmente estos pilotes deben ser ingresados al suelo con un ángulo de inclinación con el que fueron diseñados.



Figura 4.3: Instalación de pilotes helicoidales verticales para torre eléctrica en Brasil



Figura 4.4: Instalación de pilotes helicoidales inclinados para torre eléctrica en Brasil

Fuente: Chance - Hubble

Una vez que estos están instalados de manera correcta, lo único que queda por hacer es su anclaje a las patas de la torre.

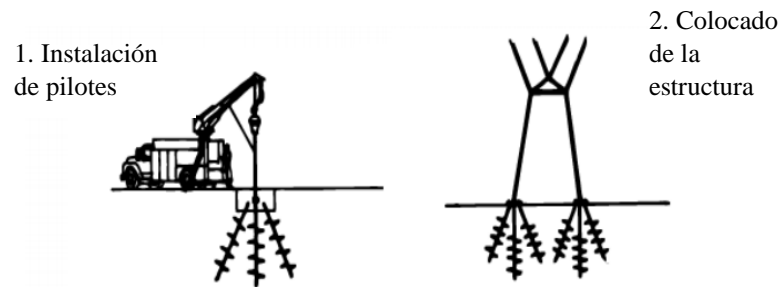


Figura 4.5: Instalación de pilotes helicoidales
Fuente: Manual de diseño técnico de AB Chance

Una ventaja de este tipo de elementos en torres de telecomunicación u otro tipo de torres reticuladas es que pueden ser fabricados con una terminación, la cual se une directamente a la torre; si se desea, también se puede recurrir al uso de encepados de hormigón en los cuales van embebidos los pernos para la torre.

4.1.2.2. Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas serán construidas para la torre de telecomunicación de San Antonio en un terreno limo arcilloso de baja plasticidad y consolidado, que no presentó nivel freático en toda la profundidad del estudio de suelos.

Al igual que en toda fundación, su construcción comienza con el replanteo para determinar la ubicación exacta de las mismas. Debido a los grandes volúmenes de tierra que se necesita extraer para llegar a los 3,20 metros de profundidad de cada una de las tres zapatas, la excavación se realizará con ayuda de una excavadora para una mayor eficiencia y menor tiempo.



Figura 4.6: Excavado de zapatas con maquinaria
Fuente: Arqhy's Decoración

Una vez excavado el terreno se vacía una capa de hormigón pobre para la nivelación de la base de la zapata con una altura de 10 cm. Cuando esta capa de hormigón haya endurecido se introduce la armadura calculada que consta de 17 barras de 16 mm separadas a una distancia de 15 cm en ambas direcciones, tanto para la parte inferior como la parte superior de la losa por las elevadas fuerzas de tracción, de la misma manera se introduce la armadura que corresponde a la columna compuesta por 18 barras longitudinales de 16 mm y estribos de 10 mm separados a 20 cm entre ellos.

Después de colocar la armadura se procede al encofrado de la misma usando galletas de cemento de 7,50 cm de altura para generar el recubrimiento necesario para la armadura.

Debido a que el lugar de emplazamiento de la torre se encuentra en el área rural y su acceso dificultaría el ingreso de un camión hormigonero, el proceso de hormigonado de las zapatas será realizado de la manera manual (figura 4.7), usando hormigoneras pequeñas, palas y carretillas para su transporte.



Figura 4.7: Hormigonado manual
Fuente: Portal Ondac Construcción

Se comienza con el hormigonado de la losa hasta una altura de 0,70 m para posteriormente dejarlo secar. Una vez endurecido se procederá al encofrado de la columna de 0,60 x 0,60 m de sección transversal y 2,70 m de alto, usando la misma distancia de recubrimiento, posteriormente se hormigona de la misma manera que la losa. Con el hormigón aún fresco se introduce a la columna los pernos que conectarán la fundación con la torre.

Una vez seco se desencofra y se procede al relleno con el mismo terreno que se extrajo anteriormente.

Este proceso es realizado para cada una de las zapatas de las patas de la torre de telecomunicación.

4.1.2.3. Pilotes de hormigón armado

La construcción de estos pilotes es un poco más complicada, principalmente por el hecho de que la torre debe ser colocada en el área rural. El problema en este caso es el transporte de la maquinaria necesaria para la excavación de los mismos pilotes, las torres son colocadas en lugares estratégicos y para esto se realizan caminos provisionales, lo suficiente para que ingrese un camión pequeño o maquinaria no muy grande como una retroexcavadora. En el caso que se pueda llegar con la perforadora hasta el lugar, el procedimiento se describe a continuación:

El proceso de construcción de estos pilotes será realizado con el método de construcción seca debido a que el terreno, por la cohesión entre sus partículas, no tiende a desmoronarse.

Se comienza con el replanteo del terreno para determinar la ubicación exacta de donde estarán los grupos de pilotes con el encepado. Una vez realizado esto, se procede al excavado manual hasta la base del encepado ubicado a un metro de profundidad, para posteriormente ubicar los ejes de los 2 pilotes que componen el grupo los cuales serán perforados con ayuda de una perforadora mecánica.

Un poco antes de llegar a la cota deseada se procede al realizado del acampanado del pilote por medio de un mecanismo que permite ensanchar la punta de la perforadora.

Una vez que se llega a la cota de excavación deseada se procede a extraer la perforadora. Paralelamente a este proceso se realiza a un costado el armado del refuerzo de acero del pilote, que en este caso, posee cinco barras longitudinales de 16 mm y estribos circulares de 10 mm, espaciados cada 25 cm. Con el fondo

de la excavación limpia y la armadura lista, se procede a introducir la misma dentro de la excavación con ayuda de una grúa.



Figura 4.8: Tubo tremie
Fuente: El blog de Víctor Yepes

El proceso de hormigonado se realiza con tuberías tremie (figura 4.8) las cuales llegan hasta el fondo de la excavación y realizan el hormigonado desde el fondo de la misma. Una vez colocada la tubería, se vierte el hormigón por la parte cónica superior para que éste descienda hasta su posición.

Este proceso es realizado de manera individual para cada uno de los dos pilotes del grupo.

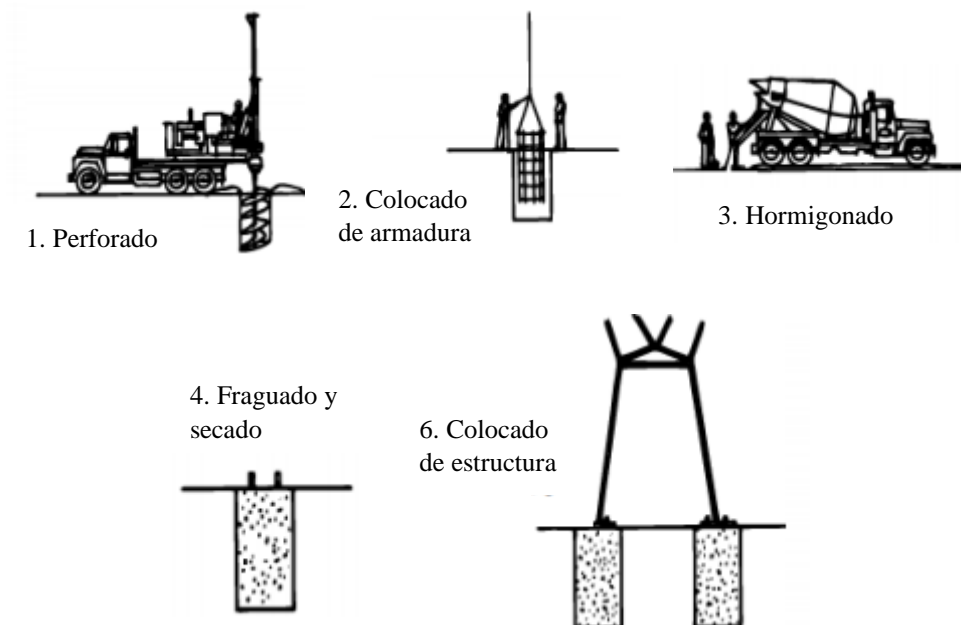


Figura 4.9: Construcción tradicional de pilotes de hormigón armado
Fuente: Manual de diseño técnico de AB Chance

Cuando todo el grupo de pilotes haya fraguado y endurecido lo suficiente, se procede a la construcción del encepado que unirá los mismos para que trabajen en conjunto. Este proceso de construcción de encepado es prácticamente el mismo que el de una zapata, con la diferencia de que se apoya en los pilotes, y no así en el terreno.

4.1.3. Tiempo de construcción

Otra gran diferencia entre estas fundaciones, que depende directamente también del proceso constructivo, es el tiempo el cual tardará la construcción hasta el momento de poder armar la torre de telecomunicación.

El primer factor del tiempo es el transporte del material, en el caso de los pilotes helicoidales el único material viene a ser los mismos pilotes; en cambio cuando se realizan fundaciones de hormigón armado existen distintos tipos de materiales que deben ser llevados al sitio de emplazamiento de la torre de varios lugares, unos más alejados que otros; entre estos están el cemento, fierros y los áridos que son transportados en camiones y volquetas respectivamente, muchas veces el agua para construcción viene a ser un gran problema, ya que algunos camiones cisternas no pueden llegar hasta el lugar por lo que se recurre al traslado de dicha agua utilizando movilidades más pequeñas como camionetas, las cuales deben hacer varios viajes trasladando el agua en cantidades más pequeñas.

El segundo factor es el mismo proceso de instalación o construcción de las fundaciones, el manual de la AB Chance indica que el tiempo entre el inicio de la instalación de los pilotes y el inicio del armado de la torre puede llegar a ser aproximadamente un día o dos.

El proceso de construcción de una fundación tradicional varía con el tipo de fundación que se esté realizando, siendo el tiempo de los pilotes de hormigón armado mucho mayor que el de una zapata aislada, esto debido a que un proceso de perforado con lodo bentonita es lento y cada pilote debe ser realizado de manera individual si se tiene una sola perforadora. En las mejores condiciones de trabajo se

estima un aproximado de un mes entre el inicio de la construcción y el armado de la torre.

4.2. Comparación económica

Como se mencionó en los objetivos específicos, en esta sección del capítulo se calculará el precio aproximado para los tipos de alternativas de fundación para cada torre; esta comparación económica sólo abarcará la colocación o construcción de las fundaciones en estudio y no así otras actividades, como la apertura de caminos al sitio de emplazamiento de la torre o su armado.

Con el resultado de este análisis comparativo y lo visto en la sección anterior, se intentará determinar cuál es la mejor opción de construcción entre los pilotes helicoidales o las fundaciones de hormigón armado diseñadas .

Estos precios unitarios serán realizados con ayuda del programa Excel.

Los resultados de los análisis de precios unitarios para cada uno de los casos se exponen de manera detallada en el anexo D del presente documento.

Los precios de cada uno de los ítems en el análisis de los precios unitarios fueron extraídos principalmente de la revista Presupuesto y Construcción, en su edición de noviembre del 2020, de los precios de importadoras locales y averiguaciones de internet.

El precio de los pilotes helicoidales fue proporcionado por la empresa americana HUBBLE a través de la importadora FEMCO, la cual es la importadora autorizada de dicha empresa en el territorio boliviano.

4.2.1. Cómputos métricos

Pilotes helicoidales

Ítem	Descripción	Unid.	Contrato		
			Cant.	P.Unit. (Bs)	Total (Bs)
1	Limpieza y desmonte	m ²	225,00	6,44	1.449,77
2	Replanteo y trazado lineal	m	20,43	3,29	67,29
3	Provisión de pilote helicoidal	pza	9,00	12.089,55	108.805,91
4	Instalación de pilote helicoidal	pza	9,00	44,94	404,44
			TOTAL		110.727,41

Zapatas aisladas de H°A°

Ítem	Descripción	Unid.	Contrato		
			Cant.	P.Unit. (Bs)	Total (Bs)
1	Limpieza y desmonte	m ²	225,00	6,44	1.449,77
2	Replanteo y trazado lineal	m	56,43	3,29	185,87
3	Excavación con retroexcavadora	m ³	117,60	37,98	4.466,92
4	Hormigón simple para base de zapata	m ³	2,70	1.278,37	3.451,59
5	Acero para zapatas y columnas de H°A°	kg	670,60	16,81	11.272,76
6	Hormigón para zapatas y columnas de H°A°	m ³	21,82	2.724,97	59.458,95
7	Relleno y compactado con maquinaria	m ³	64,80	96,51	6.253,90
			TOTAL		86.539,77

Pilotes de H°A°

Ítem	Descripción	Unid.	Contrato		
			Cant.	P.Unit. (Bs)	Total (Bs)
1	Limpieza y desmonte	m ²	225,00	6,44	1.449,77
2	Replanteo y trazado lineal	m	49,57	3,29	163,27
3	Excavación manual 1m	m ³	8,64	116,27	1.004,56
4	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo de Perforación	km	79,00	396,45	31.319,60
5	Perforación con barrena sin entubación	m	27,00	271,96	7.342,92
6	Acero para pilote de H°A°	kg	342,74	16,81	5.761,45
7	Hormigón para pilote de H°A°	m ³	3,94	2.724,97	10.736,40
8	Hormigón simple para base de zapata	m ³	0,86	1.278,37	1.099,40
9	Acero para encepados y columnas de H°A°	kg	338,59	16,81	5.691,68
10	Hormigón para encepado y columnas de H°A°	m ³	5,08	2.396,04	12.171,90
11	Relleno y compactado con maquinaria	m ³	3,78	96,51	364,81
			TOTAL		77.105,76

Capítulo V: Conclusiones y recomendaciones

Luego de haber realizado todas las investigaciones pertinentes, el trabajo de cálculo de las dimensiones de las fundaciones y haber hecho las comparaciones técnicas y económicas, se pudo llegar a las siguientes conclusiones del presente proyecto de grado:

- No se tiene conocimiento del uso de pilotes helicoidales en el territorio boliviano debido a que son un tipo de fundaciones poco comunes en el ámbito de la construcción, pero que pueden ser empezadas a considerar, ya que presentan varias ventajas frente a otras fundaciones que se realizan como ser el tiempo corto de instalación y el menor uso de materiales.
- En la investigación sobre estos elementos de acero prefabricados se pudo evidenciar que su cálculo es muy similar al de un pilote normal que trabaje a punta, con la diferencia de que al estar compuestos por una serie de hélices o platillos helicoidales el cálculo de las capacidades de carga axial se realiza como si el pilote tuviera varias puntas.

Debido a las condiciones del suelo en las que fueron diseñados estos pilotes, sólo en uno de ellos se pudo hacer la verificación a pandeo y se pudo comprobar que para que uno de estos pilotes llegue a pandear se necesitan de condiciones del terreno demasiado desfavorables; también se pudo evidenciar que esta verificación no es en realidad como la verificación de pandeo de columnas u otro elemento longitudinal al aire libre, sino que se utiliza el método de Davisson para pandeo debido a las dimensiones del pilote y a su confinamiento producido por el suelo que lo rodea.

En cuanto a las consideraciones por corrosión del pilote, se pudo averiguar dos métodos de protección; el primero, utilizando pinturas anticorrosivas o galvanizados en frío o caliente en el caso de que el riesgo a la corrosión sea leve, que es la protección realizada por Hubble en fábrica y la utilización de un material hecho de un metal más noble para que éste se oxide y genere una protección catódica del acero del pilote cuando el riesgo es moderado o alto.

- El dimensionamiento de las tres fundaciones propuestas anteriormente, se pudo realizar de manera satisfactoria, obteniendo de esta manera uno grupo de 3 pilotes helicoidales para cada una de las patas de la torre, con una longitud total de 9,15 metros cada uno y tres hélices de 40,35 y 30 cm de diámetro.

El diseño de las zapatas aisladas dio como resultado una zapata para cada pata de la torre, éstas poseen una sección transversal cuadrada de 3 metros de base y 0,70 metros de alto, ubicada a 3,20 metros de profundidad del nivel del terreno. De la misma manera posee una columna cuadrada de 0,60 metros de lado y 2,70 metros de alto.

Por último, se diseñaron los pilotes de hormigón armado, dando como resultado un par de pilotes circulares de 0,40 m de diámetro para cada pata de la torre, agrupados con un encepado rectangular de 1,20 x 2,40 y 0.50 metros de alto del cual sale una columna hacia la superficie de 0,70 cm de alto. Cada uno de los pilotes posee una longitud total de 4,60 metros con un acampanado al final de 0.60 metros. Esta última fundación, según el libro Hormigón Armado de Jiménez Montoya no es recomendable realizarla, ya que los pilotes son muy cortos y es preferible una fundación superficial debido a que su proceso constructivo es más fácil.

- De la comparación técnica entre los pilotes helicoidales y las fundaciones de hormigón diseñadas se pudo ver varias diferencias entre ellos; la más notable en el proceso constructivo que conlleva cada uno de ellos, siendo el de los pilotes helicoidales un proceso más rápido de construcción, ya que lo único que se debe hacer es el replanteo para ver su ubicación, y posteriormente, el colocado de los pilotes en el suelo para inmediatamente después armar la torre sobre ellos, frente al proceso tradicional que conlleva varios pasos como el excavado, armado de ferralla, vaciado del hormigón y secado entre otros antes del armado de la torre. En cuanto al personal de trabajo, en el primero sólo es necesario un experto en el manejo de la maquinaria para el colocado de los pilotes y un pequeño grupo de ayudantes que se ocupen de acomodar y mantener el pilote en la posición que debe

ser colocado; en cambio en las zapatas aisladas y pilotes de hormigón armado es necesario todo un grupo de trabajo, en especial al momento del vaciado del hormigón debido a las grandes cantidades de éste, en muchos casos. Una de las ventajas de estas fundaciones es que este grupo de trabajo no debe ser un grupo netamente especializado en esto, debido a que cualquier grupo de personas en el ámbito de la construcción pueden hacerlo.

- Una vez realizado los análisis de precios unitarios y los cálculos métricos de las fundaciones, se pudo ver que los pilotes helicoidales son una alternativa más costosa que las zapatas aisladas y los pilotes de hormigón armado; esto debido a que el acero es un material más caro y son productos importados desde Estados Unidos.

Estos pilotes helicoidales son 21,84% más caros que las zapatas aisladas, lo que corresponde a 24.187,64 Bs. de diferencia. En cuanto a pilotes de hormigón armado, la diferencia aumenta a 30,36% correspondientes a 33.621,65 Bs.

Estos porcentajes podrían variar dependiendo del proveedor de los pilotes, se tiene conocimiento de que existen empresas en Brasil dedicadas a la fabricación certificada de estos elementos, datos a los que no se pudo tener acceso, por lo que se recurrió a averiguar el precio de los elaborados por la empresa americana Hubbell. El precio utilizado para el análisis de los precios unitarios es en territorio boliviano por medio de la importadora FEMCO, la cual fue la intermediaria entre Hubbell y mi persona, debido a que ésta última sólo brinda información de sus productos a sus distribuidores autorizados.

- Debido a que el precio unitario del envío de cualquier producto disminuye cuando mayor es la cantidad de productos que se importa o exporta; estos pilotes pueden ser una gran alternativa cuando pretenden ser utilizado para la fundación de un gran número de estructuras, como es el caso de Brasil; aquí se está construyendo una de las mayores líneas de energía de mundo y un gran número de torres la misma, son construidas sobre pilotes helicoidales usando tanto los fabricados en su territorio como importados de Estados Unidos por la cantidad de pilotes que

necesitan. Gracias a estos, el gobierno de Brasil pudo ahorrar tanto tiempo como dinero en la construcción de la red de energía.

- En lo que se refiere a la comparación entre las zapatas aisladas y los pilotes de hormigón armado, se puede evidenciar que la primera es una alternativa más cara, superando por casi 11% el precio de los pilotes de hormigón armado. Sin embargo, desde el punto de vista constructivo las zapatas son una alternativa más viable, esto debido a que el traslado de una perforadora, dependiendo del lugar donde sea emplazada la torre, podría o no poder realizarse por el tamaño del lowboy que debe trasportarla, ya que los accesos generalmente son lo suficientemente anchos para que ingrese un camión pequeño.
- Para este caso de una torre ubicada en el departamento de Tarija en la comunidad de San Antonio, desde mi punto de vista, la mejor alternativa de construcción son las zapatas aisladas de hormigón armado. Esta decisión es tomada bajo dos criterios; económicamente, esta fundación es más cara que los pilotes de hormigón armado, pero al mismo tiempo más económica que los pilotes helicoidales, lo que la coloca en la segunda opción desde el punto de vista económico, descartando de esta manera los pilotes helicoidales por ser los más caros; el segundo criterio, considerado es el tema constructivo de las fundaciones en donde los pilotes helicoidales tienen el proceso constructivo más sencillo y corto, seguido de las zapatas aisladas, y por último, los pilotes de hormigón armado por el tema del traslado de la maquinaria para la perforación, la misma perforación del terreno más acampanado y el hormigonado de los mismos de manera manual.
- Los pilotes helicoidales resultan ser una alternativa con muchas ventajas en el aspecto técnico frente a las zapatas aisladas y pilotes de hormigón armado; sin embargo, estos resultan ser fundaciones más caras por el material y su respectiva importación al territorio boliviano.

Una buena situación para la utilización de estos elementos de acero podría ser cuando se desee construir un conjunto de antenas, ya sea de telecomunicación, eléctricas o de iluminación; esto debido a que la importación de una gran cantidad de estos resulta ser más económica lo que disminuiría su precio unitario, y el

tiempo de construcción total de todo el conjunto de antenas reduciría considerablemente. Aquí es donde entra el criterio de la entidad que use las torre para elegir la alternativa que más les beneficie. Alternativas más baratas con tiempos de construcción más largos o alternativas de mayor costo pero que se realiza mucho más rápido y puede brindarle a dicha empresa la oportunidad de ofrecer su servicio antes y de ahí obtener más beneficio económico.

- Se recomienda estudios de suelos con mayor profundidad debido a que estos elementos tienden a ser mayores a los 7 u 8 metros de longitud. Una distancia adecuada para un estudio de suelos, si se desea utilizar este tipo de elementos, serian estudios de unos 10 a 12 metros de profundidad para torres de 54 metros de altura y de esta manera poder saber las características del terreno por debajo de la última hélice.
- Para la utilización de este tipo de pilotes, el estudio de suelos principal que debe realizarse es el ensayo SPT, ya que el fuste de los mismos es elegido mediante el número de golpes de este ensayo. Por lo tanto, se recomienda que este estudio y otros sean los más completos posibles para poder trabajar con los datos más reales y no tener que estar recurriendo a diferentes bibliografías para adquirir dichos datos con valores aproximados.