



Fundada en 1946

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

“DISEÑO Y ANÁLISIS DE PILOTES EN EL PROYECTO SUB-  
LÍNEA DE DISTRIBUCION QUEVEDO-MOCACHE”

AUTORES

NICOLÁS JOSÉ GRANDA ROSALES

ANDRÉS LEONARDO VALLEJO MOSCOSO

DIRECTOR: ING. WILSON OSWALDO CANDO TIPAN

QUITO, 2016

## **DEDICATORIA**

Este trabajo de investigación está dedicado a mi Familia, especialmente a mis Padres José Eduardo y Susy por el esfuerzo y dedicación que me han dado.

**Nico**

A Dios y a mis padres Rosario Moscoso y Norberto Vallejo, por su esfuerzo al haberme permitirme estudiar y formarme como Ingeniero Civil en esta prestigiosa universidad

**Andrés Vallejo**

## AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a mis padres José Eduardo y Susy por el empeño y la dedicación que pusieron en Mí para que pueda obtener un Título Universitario.

A mi hermano Felipe por ser un ejemplo durante toda la carrera universitaria.

A mi hermano Mateo por ser la alegría del hogar.

A mi compañero de tesis Andrés Vallejo por su apoyo y su esfuerzo.

Un especial reconocimiento al Ingeniero Wilson Cando, director de este trabajo por sabernos guiar durante el proceso de investigación.

A los revisores de mi trabajo de disertación, el Ing. Jorge Bucheli y el Ing. Oscar Jaramillo por su tiempo prestado y por sus consejos durante la realización de esta investigación.

A todos los compañeros y amigos que formaron parte de la vida estudiantil universitaria.

A mis profesores de Facultad, quienes nos transmitieron sus enseñanzas y experiencias y con ello nos permiten ser excelentes profesionales al servicio de la sociedad.

**Nico**

## **AGRADECIMIENTO**

A mi padre Norberto y mi madre Rosario, por su guía y apoyo incondicional para permitirme cumplir esta meta tan importante en mi vida.

A mi hermana mayor Sheila, por todo el apoyo y consejos brindados a lo largo de toda mi carrera.

A mi compañero de tesis Nicolás Granda por su apoyo y su esfuerzo.

Al Ing. Wilson Cando, director de esta disertación, un agradecimiento especial por su tiempo y atención prestada, motivo por el cual los objetivos de la investigación se cumplieron con éxito.

A los revisores de mi trabajo de disertación, el Ing. Jorge Bucheli y el Ing. Oscar Jaramillo por su tiempo prestado y por sus consejos durante la realización de esta investigación.

Un agradecimiento especial a todos los profesores de la Facultad de Ingeniería, por compartir sus conocimientos y consejos durante las horas de clase.

A mis amigos y compañeros de clase, por tantas experiencias vividas dentro y fuera de las aulas.

**Andrés Vallejo**

# ÍNDICE DE CONTENIDOS

ÍNDICE DE CONTENIDOS .....	iv
ÍNDICE DE GRÁFICOS .....	viii
ÍNDICE DE TABLAS .....	xi
ÍNDICE DE ECUACIONES .....	xii
RESUMEN .....	xiv
CAPITULO I .....	1
1 GENERALIDADES .....	1
1.1 Introducción .....	1
1.2 Justificación .....	2
1.3 Objetivos .....	3
1.3.1 Objetivo General .....	3
1.3.2 Objetivos Específicos .....	3
1.4 Antecedentes .....	4
1.4.1 Descripción General del Proyecto .....	4
1.4.2 Características Generales del Proyecto .....	5
1.4.3 Geografía y Climatología de Sector .....	8
1.4.3.1 Geomorfología .....	8
1.4.3.2 Geología .....	8
1.4.3.3 Climatología .....	9
1.5 Marco Conceptual .....	10
1.5.1 Definición de Pilotes .....	10
1.5.2 Función y Aplicación de los Pilotes .....	11
1.5.3 Partes constituyentes de un Pilote .....	12
1.5.3.1 Cabeza .....	12
1.5.3.2 Fuste .....	12
1.5.3.3 Punta .....	12
1.5.4 Clasificación y tipos de pilotes .....	13
1.5.4.1 Según el material .....	13
1.5.4.1.1 Pilotes de madera .....	13
1.5.4.2 Según su funcionamiento .....	19
1.5.4.3 Según el proceso constructivo .....	22
1.6 Ecuaciones para estimar la capacidad de un Pilote .....	24
1.6.1 Capacidad de carga de la Punta $Q_p$ .....	25

1.6.1.1	Capacidad de carga de la punta $Q_p$ según Terzaghi.....	25
1.6.1.2	Capacidad de carga de la punta $Q_p$ según Meyerhof.....	26
1.6.1.3	Capacidad de carga de la punta $Q_p$ según Janbu .....	28
1.6.2	Capacidad de carga por fricción, $Q_s$ (Arenas).....	29
1.6.3	Capacidad de carga por fricción, $Q_s$ (Arcillas) .....	30
1.7	Grupo de pilotes .....	31
CAPITULO II.....		34
2	ENSAYOS.....	34
2.1	Ensayos de campo .....	34
2.1.1	Ensayo de Penetración Estándar (SPT) .....	35
2.1.1.1	Alcance.....	35
2.1.1.2	Definición.....	36
2.1.1.3	Equipo necesario .....	36
2.1.1.4	Procedimiento.....	36
2.1.1.5	Metodología de Cálculo .....	39
2.1.2	Perforaciones en campo.....	41
2.1.2.1	Ubicación de Perforaciones.....	41
2.1.2.2	Coordenadas UTM de las perforaciones .....	43
2.2	Ensayos de laboratorio.....	44
2.2.1	Contenido de Humedad Natural ( $w$ ).....	44
2.2.1.1	Alcance.....	44
2.2.1.2	Definición.....	45
2.2.1.3	Equipo necesario .....	45
2.2.1.4	Procedimiento.....	45
2.2.1.5	Cálculos.....	46
2.2.2	Análisis Granulométrico por tamizado.....	46
2.2.2.1	Alcance.....	46
2.2.2.2	Definición.....	47
2.2.2.3	Equipo necesario .....	47
2.2.2.4	Procedimiento.....	47
2.2.2.5	Cálculos.....	48
2.2.3	Límite Líquido.....	49
2.2.3.1	Alcance.....	49
2.2.3.2	Definición.....	49
2.2.3.3	Equipo necesario .....	49
2.2.3.4	Procedimiento.....	49

2.2.3.5	Cálculos.....	50
2.2.4	Límite Plástico.....	50
2.2.4.1	Alcance.....	51
2.2.4.2	Definición.....	51
2.2.4.3	Equipo necesario .....	51
2.2.4.4	Procedimiento.....	51
2.2.4.5	Cálculos.....	51
2.2.5	Clasificación de suelos .....	52
2.2.5.1	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) .....	52
2.2.6	Ensayo triaxial no consolidado-no drenado (UU).....	55
2.2.6.1	Alcance.....	55
2.2.6.2	Definición.....	55
2.2.6.3	Equipo necesario .....	55
2.2.6.4	Preparación de la muestra .....	56
2.2.6.5	Procedimiento.....	56
2.2.6.6	Cálculos.....	57
2.3	Resumen de resultados obtenidos de campo .....	58
2.3.1	Caracterización de suelos encontrados .....	58
CAPÍTULO III .....		68
3	DISEÑO DEL PILOTE A CARGA AXIAL.....	68
3.1	Estimación de $Q_p$ .....	68
3.2	Estimación de $Q_s$ .....	71
3.3	Determinación del $Q_{adm}$ .....	72
3.4	Desarrollo del Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel.....	72
3.4.1	Ingreso de datos .....	73
CAPÍTULO IV .....		79
4	ANÁLISIS DEL PILOTE .....	79
4.1	ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.....	79
4.2	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS .....	79
4.2.1	Asentamiento de pilotes .....	80
4.2.2	Asentamiento en grupo de pilotes .....	82
4.2.2.1	Asentamiento inmediato o elástico .....	82
4.2.2.2	Asentamiento por consolidación .....	83
4.3	RESISTENCIA CONTRA EL LEVANTAMIENTO DE PILOTES .....	85
4.3.1	Resistencia contra el levantamiento en pilotes individuales .....	85
4.3.2	Resistencia contra el levantamiento de un grupo de pilotes.....	86

4.4	ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTO LATERAL .....	88
4.4.1	Análisis por el Método de Winkler.....	91
4.4.1.1	Determinación del Coeficiente de Balasto a diferentes profundidades..	91
4.4.2	Análisis por el Método de las curvas $p$ - $y$ .....	94
4.4.2.1	Arcillas blandas bajo el nivel freático (Matlock 1970) .....	95
4.4.2.2	Arcillas duras bajo el nivel freático (Reese 1975) .....	97
4.4.2.3	Arcillas duras sobre el nivel freático (Welch y Reese 1972) .....	101
4.4.2.4	Arenas bajo y sobre el nivel freático (Reese, Cox y Koop 1974) .....	102
4.5	ANÁLISIS DEL DISEÑO DEL PILOTE MEDIANTE UN PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS .....	104
4.5.1	Obtención de curvas $p$ - $y$ mediante el programa computacional LPiles. ....	105
4.5.2	Ingreso de la curva $p$ - $y$ al programa de elementos finitos Robot .....	110
4.5.3	Modelación de la cimentación de las torres de sub-transmisión del proyecto “ <i>SUBLINEA DE DISTRIBUCION QUEVEDO-MOCACHE</i> ” .....	116
CAPITULO V .....		131
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....		131
Bibliografía.....		133

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1-1 PROVINCIA DE LOS RIOS.....	4
Gráfico 1-2 UBICACIÓN DEL TERRENO A CONSTRUIR (ZOOM OUT).....	6
Gráfico 1-3 MAPA DE LA LINEA DE SUBTRANSMISION (RUTA 1) .....	7
Gráfico 1-4 IDENTIFICACIÓN GEOLÓGICA DEL PROYECTO .....	8
Gráfico 1-5 CLIMOGRAMA DEL CANTON MOCACHE .....	9
Gráfico 1-6 DIAGRAMA DE TEMPERATURA DEL CANTON MOCACHE .....	10
Gráfico 1-7 PALAFITOS HISTÓRICOS .....	11
Gráfico 1-8 PARTES DE UN PILOTE.....	13
Gráfico 1-9 PILOTES DE MADERA .....	14
Gráfico 1-10 PILOTES DE ACERO.....	15
Gráfico 1-11 PILOTES DE HORMIGÓN .....	16
Gráfico 1-12 PILOTES PREFABRICADOS .....	17
Gráfico 1-13 PILOTES COLADOS IN SITU.....	18
Gráfico 1-14 PILOTES COMPUESTOS .....	19
Gráfico 1-15 PILOTES DE PUNTA .....	20
Gráfico 1-16 PILOTES DE FRICCION.....	21
Gráfico 1-17 PILOTES A PUNTA Y FRICCION.....	22
Gráfico 1-18 JUNTAS PILOTES PREFABRICADOS .....	23
Gráfico 1-19 PILOTES FABRICADOS IN SITU .....	24
Gráfico 1-20 CAPACIDAD ÚLTIMA DEL PILOTE .....	25
Gráfico 1-21 VARIACIÓN DE (Lb/D).....	26
Gráfico 1-22 VARIACIÓN DE LOS VALORES MÁXIMOS $Nq$ * .....	27
Gráfico 1-23 SUPERPOSICIÓN DE BULBO DE PRESIONES .....	32
Gráfico 1-24 VISTA EN PLANTA GRUPO DE PILOTES .....	33
Gráfico 2-1 MUESTREADOR CUCHARA DIVIDIDA.....	35
Gráfico 2-2 TUBO TIPO SHELBY .....	35
Gráfico 2-3 ENSAYO SPT .....	38
Gráfico 2-4 CUCHARA PARTIDA.....	38
Gráfico 2-5 UBICACIÓN DE LAS PERFORACIONES P1 a P18.....	42
Gráfico 2-6 UBICACIÓN DE LAS PERFORACIONES P19 y P20.....	43

Gráfico 2-7 UBICACIÓN DE LAS PERFORACIONES P21 a P25.....	43
Gráfico 2-8 HOJA DE DATOS CONTENIDO DE HUMEDAD.....	46
Gráfico 2-9 HOJA DE DATOS ANALISIS GRANULOMETRICO.....	48
Gráfico 2-10 HOJA DE DATOS LIMITE LIQUIDO.....	50
Gráfico 2-11 CARTA DE PLASTICIDAD .....	54
Gráfico 3-1 FACTORES DE CAPACIDAD DE APOYO .....	69
Gráfico 3-2 LOG DE PERFORACIÓN .....	73
Gráfico 3-3 CORRECCIÓN N60.....	74
Gráfico 3-4 CORRECCIÓN N90.....	74
Gráfico 3-5 N60 Y N90 PERF. ....	75
Gráfico 3-6 ANGULO $\eta'$ .....	75
Gráfico 3-7 $Q_p$ TESIS .....	76
Gráfico 3-8 INTERPOLACION $\alpha$ .....	77
Gráfico 3-9 $Q_s$ TESIS .....	77
Gráfico 3-10 RESUMEN $Q_p$ $Q_s$ TESIS .....	78
Gráfico 4-1 ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN DE GRUPO DE PILOTES ...	85
Gráfico 4-2 BLOQUE DE SUELO LEVANTADO EN SUELOS ARENOSOS.....	87
Gráfico 4-3 BLOQUE DE SUELO LEVANTADO EN SUELOS COHESIVOS.....	87
Gráfico 4-4 CURVA P-Y TÍPICA .....	95
Gráfico 4-5 CURVA P-Y PARA ARCILLAS CARGA ESTÁTICA.....	96
Gráfico 4-6 CURVA P-Y PARA ARCILLAS CARGA CÍCLICA .....	97
Gráfico 4-7 CURVA P-Y PARA ARCILLAS DURAS BAJO EL NIVEL FREATICO CARGA ESTATICA.....	98
Gráfico 4-8 CURVA P-Y PARA ARCILLAS DURAS BAJO NIVEL FREATICO CARGA CÍCLICA .....	99
Gráfico 4-9 VALORES PARA $A_s$ y $A_c$ (Reese & Van Impe, 2011) .....	100
Gráfico 4-10 CURVA P-Y PARA ARCILLAS DURAS SIN NIVEL FREATICO CARGA ESTATICA.....	101
Gráfico 4-11 CURVA P-Y PARA ARCILLAS DURAS SIN NIVEL FREATICO CARGA CICLICA .....	102
Gráfico 4-12 CURVA P-Y PARA ARENAS CON O SIN NIVEL FREATICO .....	103
Gráfico 4-13 COEFICIENTES DE RESISTENCIA DE SUELO .....	104
Gráfico 4-14 PROPIEDADES DEL PILOTE.....	106

Gráfico 4-15 ESTRATO DE SUELO .....	106
Gráfico 4-16 PROPIEDADES DEL ESTRATO DE SUELO .....	107
Gráfico 4-17 TIPO DE CARGA .....	107
Gráfico 4-18 TIPO DE CARGA APLICADA AL PILOTE .....	108
Gráfico 4-19 IMPRESIÓN DE CURVAS P-Y .....	108
Gráfico 4-20 CURVAS P-Y .....	109
Gráfico 4-21 VALORES DE LA TABLA CURVA P-Y .....	109
Gráfico 4-22 APOYOS.....	111
Gráfico 4-23 PROPIEDADES DE LOS APOYOS.....	111
Gráfico 4-24 DEFINICION DE MODELO NO LINEAL .....	112
Gráfico 4-25 DEFINICION DE MODELO NO LINEAL 2 .....	113
Gráfico 4-26 DEFINICION DE MODELO NO LINEAL 3 .....	114
Gráfico 4-27 DEFINICION DE MODELO NO LINEAL 4 .....	115
Gráfico 4-28 DEFINICION DE MODELO NO LINEAL 5 .....	116
Gráfico 4-29 LOG DE PERFORACIÓN .....	118
Gráfico 4-30 PROPIEDADES DEL SUELO .....	119
Gráfico 4-31 RESUMEN Q <sub>p</sub> Q <sub>s</sub> TESIS .....	119
Gráfico 4-32 COEFICIENTE DE BALASTO .....	120
Gráfico 4-33 CURVAS P-Y .....	121
Gráfico 4-34 A1 DOBLE RETENCION 24 m TIPO S.....	122
Gráfico 4-35 CASO 5 DESBALANCEAMIENTO LONGITUDINAL.....	123
Gráfico 4-36 PARAMETROS GENERALES .....	124
Gráfico 4-37 ACERO DUMMY .....	125
Gráfico 4-38 APOYO EN LA PUNTA DEL PILOTE .....	125
Gráfico 4-39 CARGAS APLICADAS .....	126
Gráfico 4-40 ASIGNACION DE COEFICIENTE DE BALASTO .....	126
Gráfico 4-41 ASIGNACION DE CURVA P-Y .....	127
Gráfico 4-42 DIAGRAMAS DE DEFORMACIONES .....	128
Gráfico 4-43 DIAGRAMAS DE MOMENTOS .....	129
Gráfico 4-44 DIAGRAMAS DE CORTE.....	130

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1. Ecuaciones de K para diferentes tipos de pilotes .....	30
Tabla 1-2. Variación de $a$ .....	31
Tabla 2-1. Variación de $\eta_H$ .....	39
Tabla 2-2 Variación de $\eta_B$ .....	40
Tabla 2-3 Variación de $\eta_s$ .....	40
Tabla 2-4 Variación de $\eta_R$ .....	40
Tabla 2-5 Coordenadas UTM.....	43
Tabla 2-6 Prefijos usados por el SUCS para identificar un suelo. ....	52
Tabla 2-7 Sufijos usados por el SUCS para identificar un suelo. ....	53
Tabla 2-8 Clasificación de suelos SUCS P1 a P4 y consistencia según N SPT .....	64
Tabla 2-9 Clasificación de suelos SUCS P6 a P8 y consistencia según N SPT.....	65
Tabla 2-10 Clasificación de suelos SUCS P9 a P1 y consistencia según N SPT 2.....	65
Tabla 2-11 Clasificación de suelos SUCS P12 a P16 y consistencia según N SPT.....	66
Tabla 2-12 Clasificación de suelos SUCS P17 a P2 y consistencia según N SPT 0.....	66
Tabla 2-13 Clasificación de suelos SUCS P21 a P24 y consistencia según N SPT.....	67
Tabla 2-14 Clasificación de suelos SUCS P25 y consistencia según N SPT.....	67
Tabla 3-1 Ecuaciones de K para diferentes tipos de pilotes .....	71
Tabla 3-2 Variación de $a$ .....	71
Tabla 4-1 Valores comunes de $C_p$ .....	81
Tabla 4-2 Valores de $\varphi_u$ para pilotes individuales. ....	86
Tabla 4-3 Valores de $n_h$ según el tipo de arena .....	93
Tabla 4-4 Valores referenciales coeficiente de balasto (K).....	93
Tabla 4-5. Deformación característica ( $\epsilon_{50}$ ) .....	97
Tabla 4-6 Valores de $k_s$ y $k_c$ .....	100
Tabla 4-7 Deformación característica ( $\epsilon_{50}$ ) .....	101
Tabla 4-8 Valores recomendados de $k_{py}$ para arena bajo el nivel freático.....	103
Tabla 4-9 Valores recomendados de $k_{py}$ para arena sobre el nivel freático .....	104
Tabla 4-10 Parámetros requeridos para el diseño de curvas p-y .....	110

## ÍNDICE DE ECUACIONES

Ec. 1-1.....	24
Ec. 1-2.....	25
Ec. 1-3.....	27
Ec. 1-4.....	28
Ec. 1-5.....	28
Ec. 1-6.....	28
Ec. 1-7.....	28
Ec. 1-8.....	29
Ec. 1-9.....	29
Ec. 1-10.....	29
Ec. 1-11.....	30
Ec. 1-12.....	30
Ec. 1-13.....	32
Ec. 2-1.....	39
Ec. 2-2.....	46
Ec. 2-3.....	46
Ec. 2-4.....	48
Ec. 2-5.....	48
Ec. 2-6.....	51
Ec. 2-7.....	54
Ec. 2-8.....	54
Ec. 2-9.....	54
Ec. 2-10.....	54
Ec. 2-11.....	55
Ec. 2-12.....	57
Ec. 2-13.....	57
Ec. 2-14.....	57
Ec. 2-15.....	58
Ec. 3-1.....	68
Ec. 3-2.....	68

Ec. 3-3.....	68
Ec. 3-4 Peck, Hanson y Thornburn (1974).....	70
Ec. 3-5.....	70
Ec. 3-6 Leoni 2005 .....	70
Ec. 3-7.....	71
Ec. 3-8.....	71
Ec. 3-9.....	71
Ec. 3-10.....	72
Ec. 3-11.....	74
Ec. 4-1.....	79
Ec. 4-2.....	80
Ec. 4-3.....	80
Ec. 4-4.....	81
Ec. 4-5.....	81
Ec. 4-6.....	81
Ec. 4-7.....	82
Ec. 4-8.....	82
Ec. 4-9.....	83
Ec. 4-10.....	84
Ec. 4-11.....	84
Ec. 4-12.....	85
Ec. 4-13.....	86
Ec. 4-14.....	87
Ec. 4-15.....	92
Ec. 4-16.....	92
Ec. 4-17.....	93
Ec. 4-18.....	93
Ec. 4-19.....	95
Ec. 4-20.....	101
Ec. 4-21.....	102

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación consiste en comparar la interacción suelo – estructura en un grupo de pilotes que se encuentran sometidos a carga lateral considerando un modelo tradicional de Winkler y el modelo de curvas  $p-y$ .

El grupo de pilotes que se diseñó fue para el proyecto “CONSTRUCCIÓN LÍNEA DE SUB-TRANSMISIÓN 69kV S/E LA ERCILLA - S/E MOCACHE – S/E QUEVEDO SUR” usando el Log de perforación N° 19 el cual presenta las condiciones más desfavorables de los 25 sitios donde se van a construir las torres de transmisión.

Para este fin se desarrolló una hoja cálculo para el diseño a carga axial del pilote, determinación del coeficiente de balasto tanto horizontal como vertical y se usó el programa L-piles conjuntamente con los datos geotécnicos del sitio para la obtención de las curvas  $p-y$ .

El análisis comparativo de los dos modelos se realizó mediante el programa de elementos finitos Robot Autodesk, en el cual se modeló el grupo de pilotes y al suelo mediante resortes lineales (Coeficiente de balasto) y no lineales (Curvas  $p-y$ ). Con los resultados obtenidos en la modelación (diagramas de corte, momento y deflexiones), se realizó dicha comparación.

# CAPITULO I

## 1 GENERALIDADES

### 1.1 Introducción

Para poder comprender el comportamiento y profundizar en el uso de los pilotes es indispensable conocer la función de las cimentaciones en las estructuras por lo cual vamos a comenzar dando una pequeña introducción sobre las cimentaciones, su definición, función y clasificación.

En primer lugar podemos definir a una estructura como el conjunto de elementos estructurales (losas, vigas secundarias, vigas principales, columnas y cimentaciones) encargados de soportar los diferentes tipos de carga, entre estas cargas existen cargas vivas y cargas muertas, para los cuales fueron diseñados. La estructura está conformada por dos subsistemas estructurales que son la sub-estructura y la super-estructura.

La super-estructura es el conjunto de elementos (vigas, columnas y losas) que se encargan de transmitir las cargas a la sub-estructura; la cual básicamente es la cimentación de la estructura que está en contacto con el suelo y se encarga de transmitir las cargas de la super-estructura al suelo de tal manera que los esfuerzos transmitidos sean menores a los esfuerzos admisibles del mismo.

Entonces, para poder diseñar una buena cimentación es necesario un conocimiento previo del terreno en el que se va a edificar la estructura, debido a que la resistencia y rigidez del suelo es generalmente menor que los elementos que soportará por ende el área de contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados.

Está claro que, para que una estructura brinde una seguridad y comportamiento adecuado ha de contar con una cimentación prudente. La cimentación es algo que no llama la atención y pasa inadvertida por los usuarios de la estructura, no obstante la organización de sus elementos básicos y el estudio de cada una de sus partes suele exigir un criterio por parte del Ingeniero Civil mucho más especializado del que se necesita normalmente para

realizar el proyecto. La construcción de una cimentación es, a veces, el trabajo más difícil que de todos los que se presentan al edificar una estructura.

El tipo de cimentación que se va a realizar está relacionado directamente con las cargas de la estructura y la capacidad portante del suelo, si mejores características geo mecánicas se presentan en el suelo, la cimentación va a ser de menores dimensiones pudiendo ser estas superficiales, las cuales Terzaghi las considera como aquellas en que la profundidad es menor que el ancho de la misma, como: zapatas o plintos , vigas de cimentación y losa de cimentación; o profundas, aquellas que se utilizan cuando la capa superficial de suelo no presta las condiciones adecuadas para cimentar y existe un estrato resistente a cierta profundidad, como son los pilotes, caissons y cajones de cimentación, también llamadas cimentaciones indirectas debido a que las solicitaciones se transmiten por medio de elementos rígidos a estratos más profundos.

## 1.2 Justificación

Actualmente el Ecuador está sufriendo el cambio de matriz energética, por lo que el Gobierno Nacional desarrolló varios proyectos que permitirán generar energía renovable de la manera más eficiente y sustentable, aprovechando la diversificación de las fuentes de energía, la aplicación de tecnología limpia, la reducción de contaminación. Entre los proyectos más destacados están 9 hidroeléctricas que son: Minas San Francisco, Delsitanisagua, Manduriacu, Mazar Dudas, Toachi Pilatón, Quijos, Sopladora, Villonaco y la más representativa Coca Codo Sinclair la cual producirá 1500 megavatios abasteciendo con más del 40 por ciento de la energía que requiere el país.

Para que el cambio de matriz energética tenga éxito, los sistemas eléctricos de potencia deben de sufrir cambios de tal manera que puedan satisfacer todas las necesidades de los consumidores, los sistemas eléctricos de potencia se componen de plantas generadoras de energía, como las mencionadas anteriormente, de líneas de transmisión y distribución y de consumidores finales. Para ello es indispensable la construcción de una nueva línea de transmisión de energía de 500 kilovatios (kV) la cual sustituirá a la existente de solo 230 kV. Una línea de transmisión se define como el conjunto de componentes para transportar o guiar la energía eléctrica desde una fuente de generación hacia los centros de consumo, y pueden ser clasificadas de varias maneras pero solo se va a tomar la clasificación realizada

por la norma del ex INECEL y ahora adoptada por la entidad reguladora CNEL EP y lo hace de la siguiente forma en función de la transmisión del voltaje:

- Sistema de Transmisión: 138 kV, 230 kV, 500 kV.
- Sistema de Sub-Transmisión: 34.5 kV, 46 kV y trifásicos 69 kV.
- Sistema de Distribución: menor a 34.5 kV

Esta nueva línea de transmisión contará con aproximadamente 900 km de longitud, atravesará a 3 regiones, 12 provincias y tendrá una inversión de 700 millones de dólares.

El proyecto “CONSTRUCCIÓN LÍNEA DE SUB-TRANSMISIÓN 69kV S/E LA ERCILLA - S/E MOCACHE – S/E QUEVEDO SUR” es un proyecto el cual permite que el cambio de matriz eléctrica tenga éxito en la provincia de los Ríos y contará con 24 torres de transmisión de 69 kV, el suelo encontrado en la zona donde se va a ejecutar el proyecto tiene baja capacidad de carga admisible por lo que es indispensable el uso de pilotes para la cimentación de las torres de transmisión.

### 1.3 Objetivos

#### 1.3.1 Objetivo General

Realizar y presentar: un estudio del diseño de un pilote “tipo”, y un análisis de éste para capacidad de carga, asentamientos y desplazamientos laterales, para la cimentación de las torres de transmisión del proyecto “CONSTRUCCIÓN LÍNEA DE SUB-TRANSMISIÓN 69kV S/E LA ERCILLA - S/E MOCACHE – S/E QUEVEDO SUR”.

#### 1.3.2 Objetivos Específicos

- Elaborar un marco teórico sobre cimentaciones profundas en este caso sobre pilotes, definición, función y aplicaciones, partes y su clasificación.
- Analizar la teoría proporcionada por los autores Terzaghi (1943), Meyerhof (1976) y Jambu (1976) sobre pilotes y sus fórmulas que determinan la capacidad admisible de estos.
- Realizar los respectivos ensayos de laboratorio para obtener las propiedades mecánicas del suelo en el que se va a construir el proyecto.

- Junto con la teoría estudiada realizar un programa en una hoja de cálculo de Excel el cual se aplicará para el diseño del pilote “tipo”.
- Una vez que el pilote tipo sea diseñado, se procederá a analizar para diferentes solicitaciones como es carga de pilote, asentamientos, y en el caso específico de la disertación se lo analizara para los posibles desplazamientos laterales que va a tener, debido a que los pilotes de la presente disertación serán sometidos mayormente a cargas laterales al ser torres de transmisión eléctrica la cuales están sometidas a cargas de viento y tensión

## 1.4 Antecedentes

### 1.4.1 Descripción General del Proyecto

**Nombre del Proyecto:** CONSTRUCCIÓN LÍNEA DE SUB-TRANSMISIÓN 69kV S/E LA ERCILLA - S/E MOCACHE - S/E QUEVEDO SUR.

**Provincia:** Los Ríos

**Cantones:** Quinsaloma – Mocache – Quevedo

**Coordenadas UTM:** 675016/9859700 17M (Quinsaloma) - 665267/9869935 17M (Mocache) - 668670/9884656 17 M (Quevedo)



Gráfico 1-1 PROVINCIA DE LOS RÍOS  
Fuente: (cempecuador.com, 2016)

<b>Contratista:</b>	Oferta en Licitación
<b>Invitación:</b>	AFD-RSND-CNELLS-LPIO-001-002
<b>Monto del Contrato:</b>	USD 3 779 925,43
<b>Fecha de Inicio:</b>	Proceso de Licitación
<b>Plazo Construcción:</b>	330 días

#### **1.4.2 Características Generales del Proyecto**

El Cantón Mocache perteneciente a la provincia de Los Ríos, actualmente dispone de servicio de energía eléctrica mediante un alimentador trifásico a 13.8 kV, mismo que parte desde la Subestación Quevedo Sur, situada en el cantón Quevedo. El alimentador a Mocache tiene un recorrido aproximado de 20 km y en su trayecto da servicio a varios sectores de la vía Quevedo – El Empalme, hasta llegar a la ciudad de Mocache, teniendo los inconvenientes como:

- En los puntos extremos del alimentador deben tener elevados niveles de caída de tensión.
- Debido a las cargas intermedias y por la longitud que tiene este alimentador, se reduce en forma significativa la confiabilidad del suministro de energía.
- Por el supuesto nivel de voltaje y la carga, las pérdidas de energía en este alimentador deben ser elevadas

La Empresa Pública Estratégica Corporación Nacional de Electricidad (CNEL EP), el Gobierno de la República del Ecuador y la Agencia de Desarrollo Francesa (AFD) han suscrito un convenio, para fortalecer el Sistema Nacional de Distribución (SND), apoyando el cambio de la matriz energética con un sistema eléctrico con adecuados índices de confiabilidad, continuidad y calidad, para facilitar la implantación del programa de cocción eficiente (PEC), mediante este convenio y con el fin de satisfacer las necesidades de suministro de energía del cantón Mocache y para dar solución a los problemas antes mencionados, se ha planificado la construcción de una línea de Sub-Transmisión a 69 kV, que partirá desde la Subestación Quevedo Sur y llegará hasta el cantón Mocache en donde se construirá una nueva Subestación de Distribución y en lo que respecta al cierre del anillo con la Subestación La Ercilla, se construirá esta línea de Sub-Transmisión por confiabilidad que tiene que darse a las subestaciones de: La Ercilla – Ventanas y

Pueblviejo; ya que existe un cuello de botella en el tramo de las Subestaciones de: Pueblviejo y Ventanas.

Esta línea (La Ercilla – Mocache – Quevedo Sur) tendrá una longitud aproximada de 37 km; será conformada con un circuito simple trifásico con conductores de aleación de aluminio, que será montados a través de cadenas de aisladores a estructuras en postes de hormigón armado, en postes metálicos y en estructuras metálicas reticuladas (torres de transmisión).

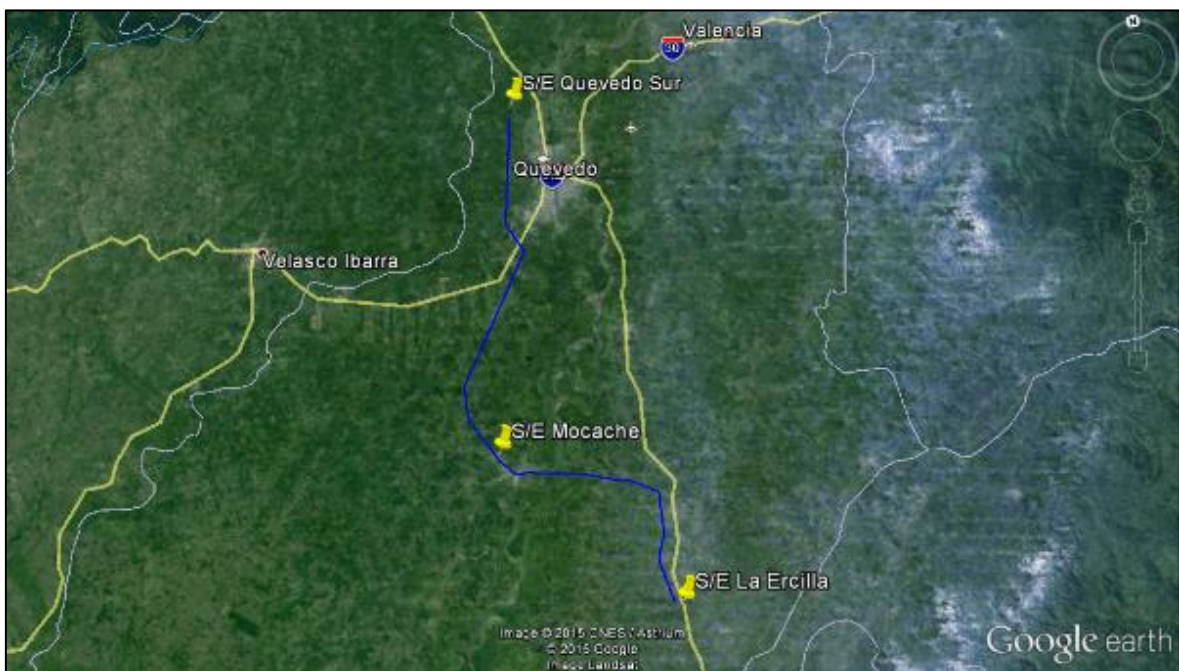


Gráfico 1-2 UBICACIÓN DEL TERRENO A CONSTRUIR (ZOOM OUT)  
Fuente: Google Earth de Google Inc. Versión 7.1.2.2041

Para el análisis preliminar de las zonas de las posibles rutas o alternativas para la construcción de la LÍNEA DE SUB-TRANSMISIÓN 69kV S/E LA ERCILLA - S/E MOCACHE - S/E QUEVEDO SUR se consideraron criterios basados en el nivel de afectación de las variables técnicas, económicas, ambientales, riesgo a la construcción y sociopolíticos, de las cuales se planteó tres rutas o alternativas basadas en la cartografía del sector y la topografía realizada en campo. Según los análisis técnicos y económicos realizados a las tres posibles rutas para la construcción de la línea de Sub-Transmisión (LST), se seleccionó la Ruta 1, como la ruta técnica y económicamente viable, ya que presenta menores restricciones para su ejecución, debido a la ubicación cercana a las vías principales y con accesos por caminos secundarios.

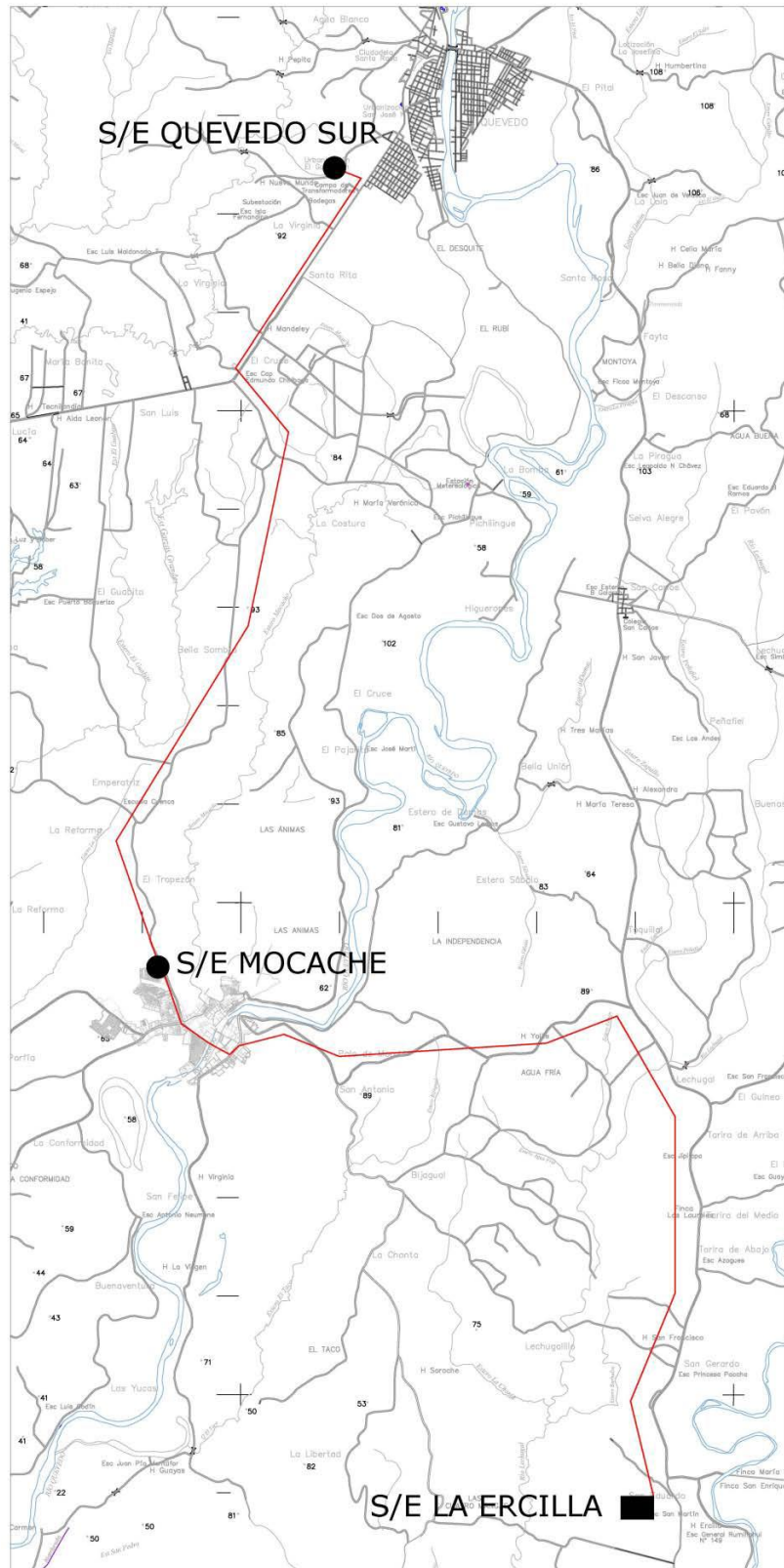


Gráfico 1-3 MAPA DE LA LINEA DE SUBTRANSMISION (RUTA 1)  
 Fuente: Memoria Técnica La Ercilla-Mocache-Quevedo Sur, Ruta 1, Vasco Construcciones

### 1.4.3 Geografía y Climatología de Sector

Se debe indicar que este subcapítulo, es de manera de información general del sector donde se implantarán las obras a construirse y mas no son a detalle del sitio mismo de implante de las mismas.

#### 1.4.3.1 Geomorfología

La geomorfología es una ciencia en la cual se estudian las formas del relieve de la superficie terrestre, la cual va transformándose debido a procesos naturales o antrópicos continuos.

El terreno del proyecto presenta una forma topográfica de relieve heterogéneo. La altitud varía aproximadamente desde los 27 m a los 90 m. y se extiende sobre una pendiente variable de acuerdo a la topografía del eje de las líneas de transmisión, siendo en promedio menores a 12% lo que corresponde a terrenos ondulados y en su mayoría terrenos planos con pendientes menores a 3%. (Estudio de Mecánica de Suelos Para Diseño de Cimentación de Torres del Proyecto Sublínea De Distribución Quevedo-Mocache)

#### 1.4.3.2 Geología

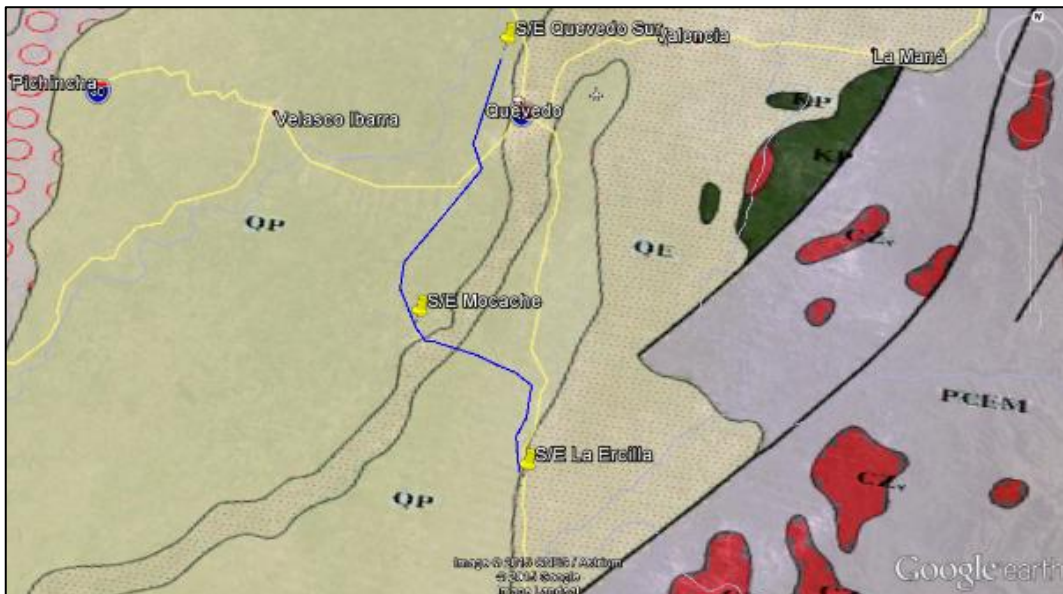


Gráfico 1-4 IDENTIFICACIÓN GEOLÓGICA DEL PROYECTO  
Fuente: Mapa Geológico de la República del Ecuador, escala 1:1'000.000, año 1993

Las formaciones geológicas aflorantes en el sector del proyecto son correspondientes a la era Cenozoico, del periodo cuaternario, de la época del Holoceno, con una antigüedad aproximada de 0.0117 millones de años atrás.

Según el Mapa geológico de la República del Ecuador del año 1993, la superficie del proyecto yace en su mayoría sobre la formación Pichilingue caracterizada por la presencia de terrazas y sedimentos fluviales. También se encuentran depósitos de arcillas marinas de estuario pero en menor porcentaje. (Estudio de Mecánica de Suelos Para Diseño de Cimentación de Torres del Proyecto Sublínea De Distribución Quevedo-Mocache)

### 1.4.3.3 Climatología

Quinsaloma, Mocache y Quevedo tienen un clima tropical. Se tomó como referencia el cantón Mocache para la determinación de todos los parámetros climatológicos ya que se encuentra en entre los cantones de Quinsaloma y Quevedo. De acuerdo con Köppen y Geiger, el clima se clasifica como Aw. (Clima de sabana tropical). La temperatura media anual se encuentra a 25.3 °C. La precipitación es de 2100 mm al año. El mes más seco es julio, con 6 mm. Mientras que la caída media con 424 mm. En febrero es el mes en el que tiene las mayores precipitaciones del año. Como se puede observar en el siguiente climograma. (CLIMATE-DATA, 2015)

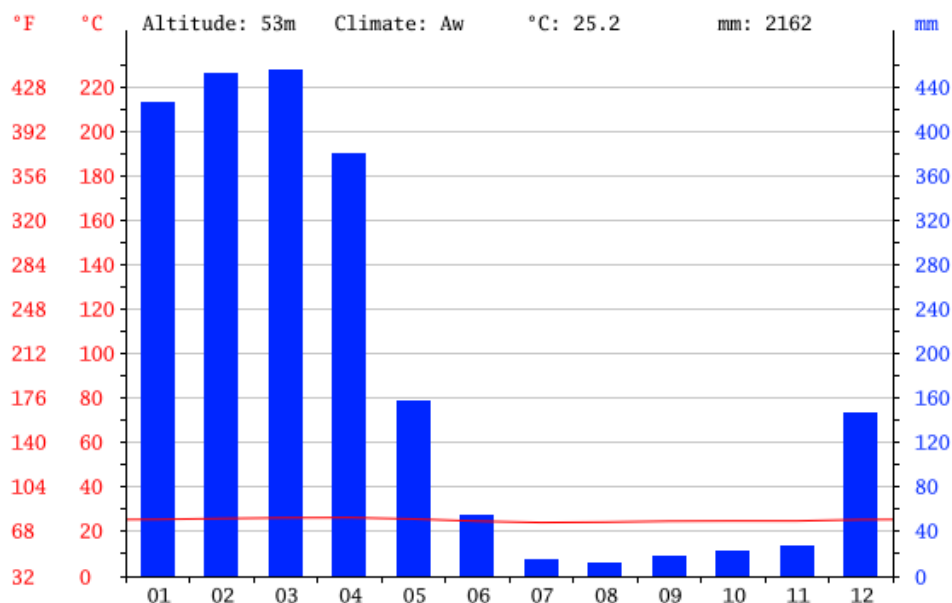


Gráfico 1-5 CLIMOGRAMA DEL CANTON MOCACHE  
Fuente: CLIMATE-DATA, 2015

El mes más caluroso del año con un promedio de 26.3 °C de abril. El mes más frío del año es de 24.1 °C en el medio de julio, como se lo muestra en el siguiente diagrama de temperatura. (CLIMATE-DATA, 2015)

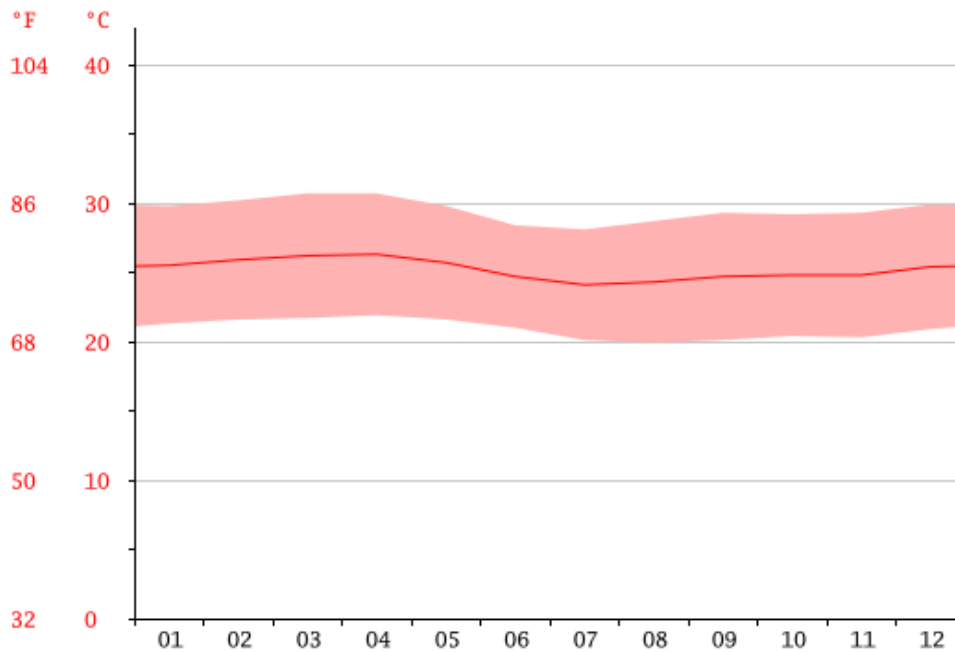


Gráfico 1-6 DIAGRAMA DE TEMPERATURA DEL CANTON MOCACHE  
Fuente: CLIMATE-DATA, 2015

## 1.5 Marco Conceptual

### 1.5.1 Definición de Pilotes

Cuando las condiciones de suelo hagan inviable, técnica o económicamente, el uso de una cimentación superficial más convencional mediante zapatas, vigas y losas, debido a la baja capacidad portante del estrato de suelo, es indispensable el uso de una cimentación profunda como son los pilotes.

Se denomina pilotes a los elementos estructurales esbeltos, cilíndricos o prismáticos, que son empleados para transmitir las cargas de la superestructura y peso propio a través de estratos de suelo de baja capacidad portante hasta un estrato de suelo profundo con capacidad portante más elevada, o a estratos de rocas que posean una resistencia requerida, también las cargas transmitidas pueden ser soportadas por los estratos de suelo de baja capacidad portante, llamando así pilotes flotantes que se explicará más adelante en la disertación.

## 1.5.2 Función y Aplicación de los Pilotes

Desde tiempos prehistóricos los pilotajes han sido utilizados en sus diversas formas; las viviendas lacustres y palafitos son una prueba del empleo de los pilotes de madera para la construcción en la más remota antigüedad, y aun hoy en día se realizan construcciones de este tipo.



Gráfico 1-7 PALAFITOS HISTÓRICOS  
Fuente: (Orts, 2016)

Los palafitos prehistóricos que se encuentran alrededor de los Alpes son vestigios de viviendas prehistóricas que se encuentra alrededor de los lagos y pantanos de los Alpes y a los accesos del arco alpino.

Se pueden encontrar este tipo de construcciones en 6 países: Suiza, Alemania, Francia, Italia, Eslovenia y Austria de los cuales la UNESCO el 27 de junio del 2011, los catalogó a 111 de estos sitios como patrimonio mundial, entre ellos 56 en Suiza.

Actualmente podemos identificar una serie de condiciones que requieren de pilotes como solución a problemas ingenieriles de una estructura:

1. Transmitir las cargas de una estructura hasta un estrato de suelo resistente que garantice el apoyo adecuado.
2. Evitar la erosión, socavaciones u otros efectos nocivos a las que pueden estar sometidos las cimentaciones superficiales.

3. Cuando existen niveles freáticos que pongan en riesgo la estabilidad de la estructura.
4. Resistir las fuerzas laterales que se ejercen generalmente en puentes, en estructuras que retienen tierra y en las construcciones de gran altura que están sometidas a grandes fuerzas del viento o sísmicas.
5. Cuando se encuentran suelos colapsables o expansivos los cuales pueden aumentar o disminuir la presión de expansión considerablemente ocasionando daños significativos en caso de usar cimentaciones superficiales.

### **1.5.3 Partes constituyentes de un Pilote**

El pilote consta básicamente de tres partes que son la cabeza, el fuste y la punta; independientemente de los materiales empleados, de su geometría o de su forma de funcionamiento.

#### *1.5.3.1 Cabeza*

Es la extremidad superior del pilote; recibe los golpes sucesivos del martillo, tiene tendencia a aplastarse, agrietarse o astillarse dependiendo del material del cual fue fabricado el pilote.

#### *1.5.3.2 Fuste*

Está comprendido entre la cabeza y la punta del pilote, es básicamente el cuerpo longitudinal vertical del pilote. Las cargas son transmitidas al terreno a través de las paredes del fuste por efecto de rozamiento (fricción) con el terreno el cual está atravesando el pilote.

#### *1.5.3.3 Punta*

Extremo inferior del pilote, está en contacto permanente con el suelo y transmite las cargas por apoyo al estrato resistente, tendría tendencia a disgregarse si no estuviera protegido con un casco.

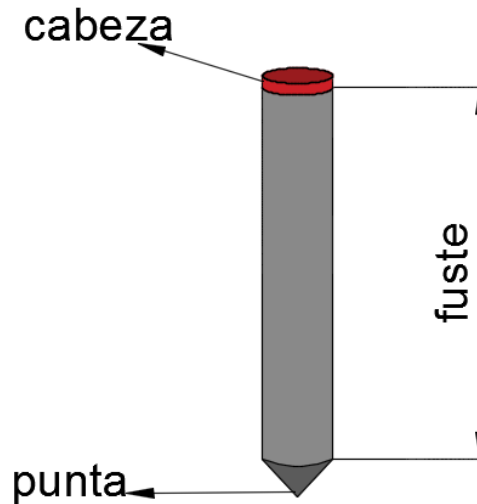


Gráfico 1-8 PARTES DE UN PILOTE

Fuente: Elaborado por Nicolás Granda, Andrés Vallejo

#### 1.5.4 Clasificación y tipos de pilotes

Los pilotes se pueden clasificar de muchas maneras, pero por motivos didácticos se optó por clasificarlos en cuatro grandes grupos:

- Según el material
- Según su funcionamiento
- Según el proceso constructivo

##### 1.5.4.1 Según el material

En los trabajos de construcción se usan diferentes tipos de pilotes, dependiendo del tipo de carga por soportarse, de las condiciones del subsuelo y de la localización del nivel freático, los pilotes pueden ser: de madera, de acero, de hormigón y compuestos.

##### 1.5.4.1.1 Pilotes de madera

Son troncos de árboles cuyas ramas y corteza fueron cuidadosamente recortadas. La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de entre 10 y 20 m. Para calificar como pilote, la madera debe ser recta, sana y sin defectos. El *Manual of Practice*, No. 17 de la American Society of Civil Engineers (ASCE), los divide en tres clases:

1. Pilotes clase A que soportan cargas pesadas. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 14 pulgs (356 mm).

2. Pilotes clase B que se usan para tomar cargas medias. El diámetro mínimo del fuste debe ser de entre 12 y 13 pulgs (305-300 mm).
3. Pilotes clase C que se usa en trabajos provisionales de construcción. Estos se usan en estructuras cuando todo el pilote está debajo del nivel freático. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 12 pulgs (305 mm).

En todo caso, la punta del pilote no debe tener un diámetro menor que 6 pulgs (105 mm).

Los pilotes de madera no resisten altos esfuerzos de hincado; por lo tanto, su capacidad se limita aproximadamente de 25 a 30 toneladas (220-270 kN). Se debe usar zapatas de acero para evitar daños en la punta del pilote, la parte superior de los pilotes de madera también podrían dañarse al ser hincados, para evitarlo se usa una banda metálica o un capuchón o encepado. Este tipo de pilotes podría permanecer indefinidamente sin daño si no están rodeados por suelo saturado. Sin embargo, en un ambiente marino, están sometidos al ataque de varios organismos y pueden ser dañados considerablemente en pocos meses. Cuando se localiza arriba del nivel freático, los pilotes son atacados por insectos, su vida útil se incrementará tratándolos con preservadores como la creosota. (Das Braja, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 2001)



Gráfico 1-9 PILOTES DE MADERA  
Fuente: (Allbiz, 2016)

- **Pilotes de acero**

Son generalmente a base de tubos o perfiles H laminados que son los más utilizados en la construcción. Los pilotes tipo tubo se hincan en el terreno con sus extremos

abiertos o cerrados. Las vigas de acero de patín ancho y de sección I también se usan. Sin embargo, se prefieren los perfiles H porque los espesores de sus almas y patines son iguales; penetran el terreno más fácilmente que otros, debido a que desalojan relativamente poco material, usados frecuentemente para alcanzar estratos profundos cuando se necesita una buena capacidad de carga.

Cuando se esperan condiciones difíciles de hincado, como atravesar grava densa, lutitas y roca blanda, estos pilotes son adaptados con puntas o zapatas de hincado para penetrar estas superficies.

Los pilotes de acero pueden llegar a estar sometidos a procesos de corrosión, dependiendo de las condiciones climáticas y tipos de suelo como: suelos pantanosos, turbas y suelos orgánicos. Los suelos con un pH mayor que 7 no son muy corrosivos, para controlar el efecto de corrosión, se recomienda considerar un espesor adicional de acero o recubrimientos epóxicos aplicados en el proceso de fabricación los mismos que no son dañados fácilmente por el hincado del pilote. El recubrimiento con concreto también los protege contra la corrosión en la mayoría de las zonas expuestas (Das Braja, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 2001).



Gráfico 1-10 PILOTES DE ACERO  
Fuente: (Perusa Piling, 2016)

- **Pilotes de hormigón**

Los pilotes de hormigón se dividen en dos categorías: a) pilotes prefabricados y b) colados in situ. Los pilotes prefabricados son cuadrados u octagonales en su sección transversal y se los prepara usando un refuerzo ordinario, este refuerzo está provisto para que el pilote resista el momento flexionante desarrollado durante su manipulación y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por carga lateral, se los fabrica de acuerdo a las longitudes deseadas y son curados antes de transportarlos a los sitios de trabajo.



Gráfico 1-11 PILOTES DE HORMIGÓN  
Fuente: (SKI Construcciones, 2016)

Los pilotes prefabricados también son presforzados usando cables de preesfuerzo de acero de alta resistencia. La resistencia última de esos cables es de aproximadamente 260 ksi ( $180\text{MN/m}^2$ ). Durante el colado de los pilotes, los cables se pretensan entre 130-190 ksi ( $900\text{-}1300\text{MN/m}^2$ ) y se vierte hormigón alrededor de ellos. Después del curado, los cables se recortan produciéndose así una fuerza de compresión en la sección del pilote (Das Braja, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 2001).

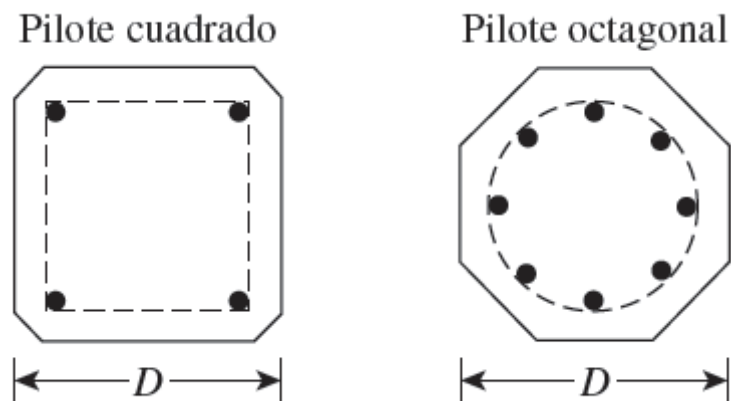


Gráfico 1-12 PILOTES PREFABRICADOS

Fuente: (Das Braja, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 2001, pág. 541)

Los pilotes colados in situ se construyen en el lugar. La denominación se aplica cuando el método constructivo consiste en realizar la perforación que ocupará el pilote, la cual se mantiene rellena con una mezcla de agua y bentonita como forma de evitar el desmoronamiento de las paredes.

Una vez que la perforación alcanza la profundidad especificada, la cual puede ser del orden de decenas de metros, se introduce la armadura de acero y se vacía el hormigón con un caño que llega hasta el fondo y va desplazando la bentonita por hormigón. Los pilotes de hormigón colados in situ se dividen en dos amplias categorías: a) ademados y b) no ademados.

Los pilotes ademados se construyen hincando un tubo de acero en el terreno con ayuda de un cilindro colocado dentro del tubo. Cuando el pilote alcanza la profundidad apropiada, se retira el cilindro y el tubo se llena con concreto.

Los pilotes no ademados se construyen hincando primero el tubo a la profundidad deseada y llenándolos con hormigón fresco. El tubo se retira gradualmente (Das Braja, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 2001).

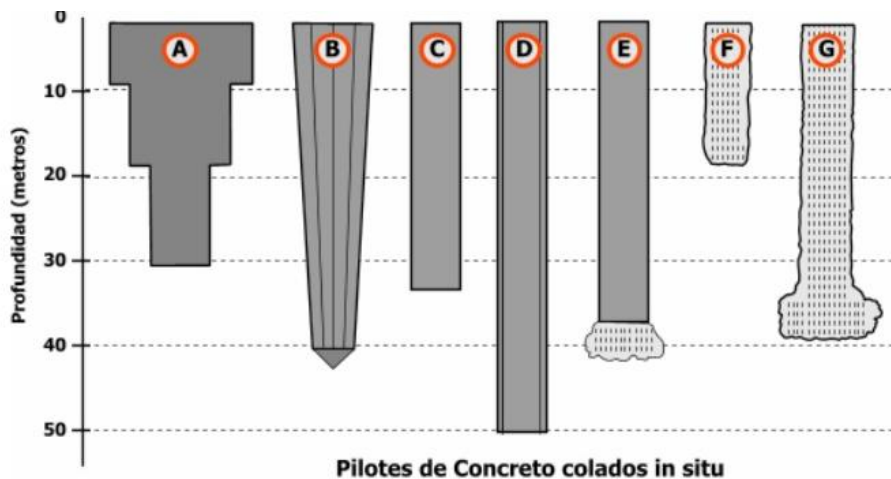


Gráfico 1-13 PILOTES COLADOS IN SITU  
Fuente: (Castañeda, 2016)

- Pilotes compuestos

Los pilotes compuestos son de una combinación de un pilote de acero o madera en el tramo inferior y un pilote de hormigón, fabricado "in situ", en el tramo superior. De esta manera es posible combinar la economía del pilote de madera colocado bajo el nivel del agua subterránea, con la durabilidad del hormigón sobre el agua o combinar el bajo costo del pilote de hormigón fabricado "in situ" con la gran longitud o relativamente mayor resistencia en la hincada del pilote de tubo o de perfil H.

El proyecto y construcción de la unión entre ambos tramos es la clave del éxito en los pilotes compuestos. La cabeza del tramo inferior debe protegerse durante la hincada; la junta entre ambos tramos debe hacerse hermética para que no penetre el suelo o el agua; debe mantenerse una buena alineación entre los dos tramos para evitar que se formen ángulos y la unión o empalme debe ser tan fuerte como la más débil de las partes que une.

Se usan dos métodos para la fabricación de estos pilotes. En uno se hincan totalmente el tramo inferior; el tubo de metal con su núcleo se une al tramo inferior y ambas partes, así unidas se hincan hasta la penetración final. Se extrae el núcleo y se coloca el hormigón en el tubo. Un segundo método consiste en hincar primero el tubo de acero; se registra el núcleo y el tramo inferior se coloca dentro del tubo como un proyectil en un cañón. El tramo inferior se hincan hasta más allá del tubo utilizando el núcleo. El tubo de entibación de acero para el pilote fabricado "in situ"

se coloca dentro del primer tubo y se une al tramo inferior, después de lo cual el primer tubo es extraído y colado al pilote.

Se han usado pilotes compuestos de madera y hormigón de 43 m y de tubos de acero y hormigón de 55m con cargas de 30 a 60 toneladas respectivamente. (Sowers, G. B., *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones*, México, Ed Limusa-Wiley, S. A. 1ª Ed. 1972)



Gráfico 1-14 PILOTES COMPUESTOS  
Fuente: (BUNKA, 2016)

#### 1.5.4.2 Según su funcionamiento

- **Pilotes de carga de punta**

Este tipo de pilotes son usados básicamente cuando se realiza la exploración, sondeo del suelo y se cuenta con los registros de perforación los cuales indican la presencia de roca a una profundidad razonable por lo cual la capacidad última de los pilotes depende por completo de la capacidad de carga del material subyacente. En la mayoría de los casos, la longitud del pilote debe ser establecido lo más preciso posible.

También son usados cuando en vez de encontrar un lecho rocoso tenemos un suelo muy compacto y duro a una profundidad razonable, en este caso los pilotes pueden penetrarse una cierta longitud en el estrato de apoyo (Das Braja, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 2001).

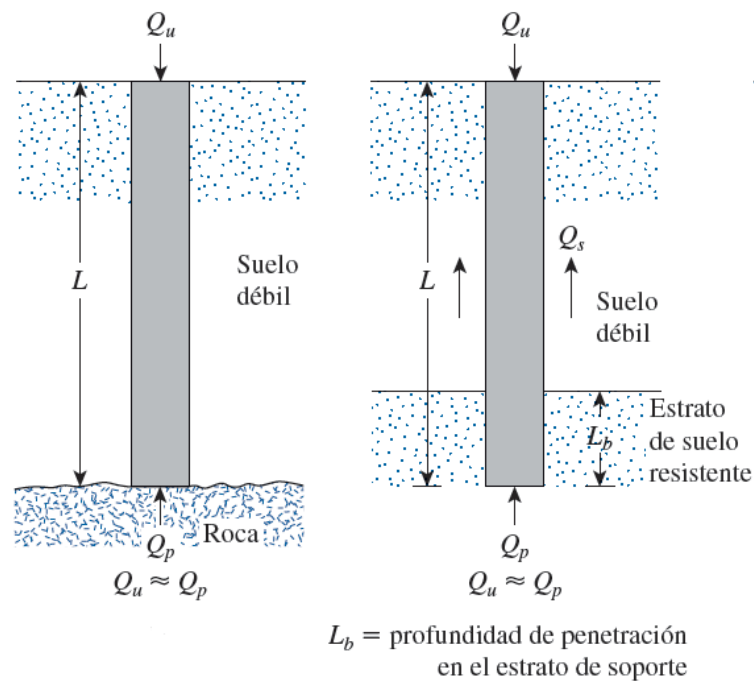


Gráfico 1-15 PILOTES DE PUNTA

Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012, pág. 547)

- **Pilotes de fricción**

Cuando no se tiene una capa de roca o material duro a una profundidad razonable, los pilotes de carga de punta resultan muy largos y antieconómicos. Para este tipo de condición en el subsuelo, los pilotes se hincan en el material más blando a profundidades específicas.

Son denominados pilotes de fricción porque la mayor parte de la resistencia se deriva de la fricción superficial. Sin embargo, el término pilote de fricción no es muy apropiado, aunque se usa con frecuencia en la literatura técnica; en suelos arcillosos, la resistencia a la carga aplicada es también generada por adhesión.

La longitud de estos pilotes depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote (Das Braja, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 2001).

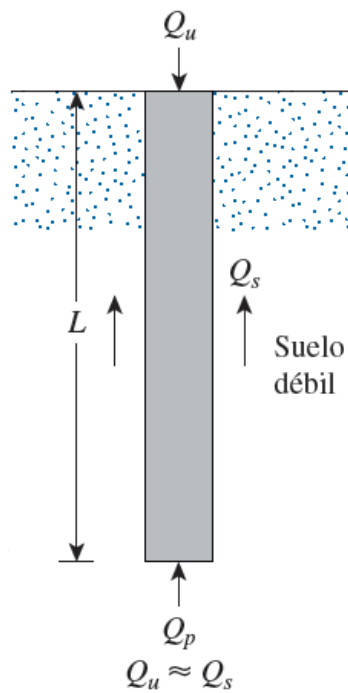


Gráfico 1-16 PILOTES DE FRICCION

Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012, pág. 547)

- **Pilotes de punta y fricción**

Cuando el pilote se encuentra con un estrato resistente pero de poco espesor y otros inferiores menos firmes.

En este caso se debe profundizar hasta encontrar terreno firme de mayor espesor. El pilote transmite su carga al terreno por punta, pero también descarga gran parte de los esfuerzos de las capas de terreno que ha atravesado por rozamiento lateral. Como en los de primer orden, las fuerzas de sustentación actúan sobre la planta del pilote y por rozamiento con las caras laterales del mismo.

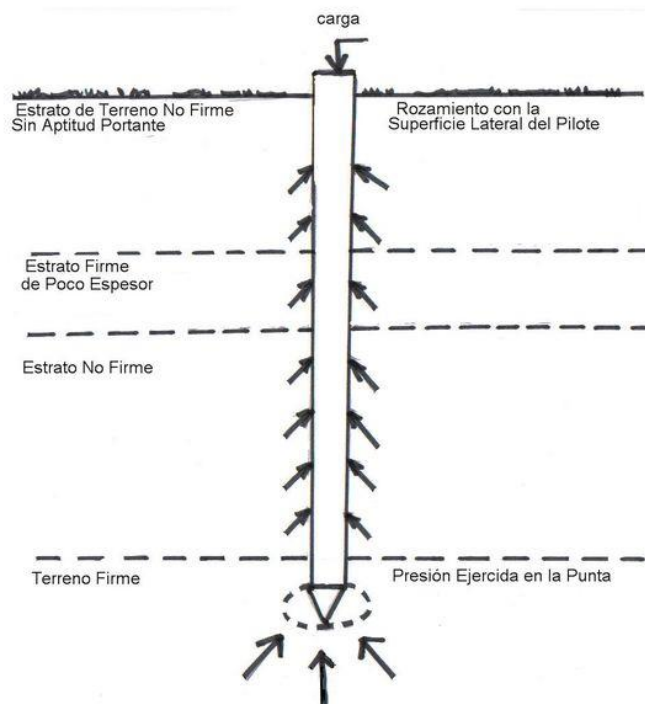


Gráfico 1-17 PILOTES A PUNTA Y FRICCION  
Fuente: (Construmatica, 2016)

#### 1.5.4.3 Según el proceso constructivo

Según el proceso constructivo los pilotes pueden ser: Prefabricados o Fabricados in situ.

- **Pilotes prefabricados**

Son también conocidos como pilotes pre moldeados, generalmente son elaborados de hormigón ya sean estos armados o pretensados dependiendo básicamente de las solicitaciones que va a tener en obra.

Estos pilotes son hincados en el terreno por medio de un martinete, pala metálica equipada o con un martillo neumático, los cuales se encargan de introducirlo hasta alcanzar el estrato resistente y se produzca el rechazo del pilote (Teoría de rechazo), o hasta alcanzar la profundidad calculada (Pilote a fricción).

Los pilotes prefabricados tienen una sección y armadura semejante a una columna de hormigón la cual debe garantizar los siguientes estados de carga:

- Transporte en posición horizontal
- Izado y disposición del pilote
- Golpes de hincado
- Cargas de servicio

Una gran ventaja que nos permite el uso de pilotes pre-moldeados es el alcanzar grandes profundidades por medio de empalmes según su sección ya sea cuadrada o hexagonal, los cuales se los realizan mediante un sistema de collarines metálicos que aseguran el comportamiento como un pilote continuo.

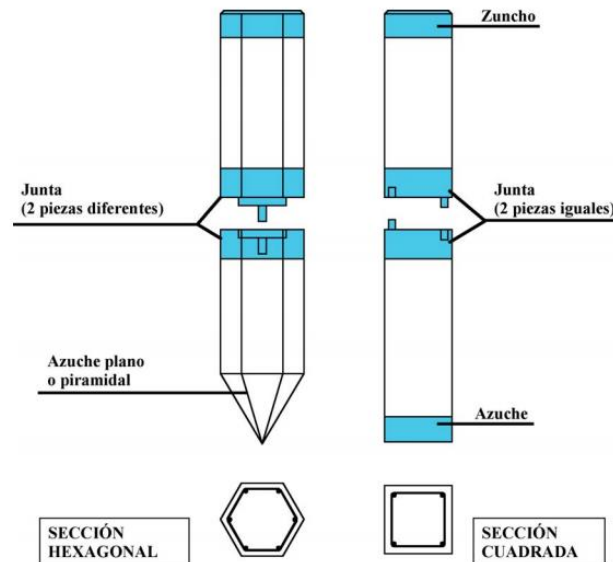


Gráfico 1-18 JUNTAS PILOTES PREFABRICADOS  
Fuente: (ConcretOnline, 2016)

- **Pilotes fabricados in situ**

Como ya fueron mencionados anteriormente los pilotes fabricados in situ en los pilotes de hormigón, únicamente se va a hacer mención de esta subclasificación y a dar una pequeña definición.

Los pilotes fabricados in situ que se ejecutan como lo indica su nombre en obra, perforando previamente el terreno, colocando la armadura de refuerzo para posteriormente vaciar el hormigón.



Gráfico 1-19 PILOTES FABRICADOS IN SITU  
Fuente: (JACANO, 2016)

## 1.6 Ecuaciones para estimar la capacidad de un Pilote

La determinación de la capacidad última de carga de un pilote axialmente es complejo, sin embargo se da por una simple ecuación como la suma de la carga tomada en la punta del pilote en compresión, más la resistencia total por fricción lateral generada en la interfaz suelo-pilote, es decir por esfuerzo cortante a lo largo de una superficie lateral.

### Ec. 1-1

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Dónde:

$Q_u$ : Capacidad última del pilote

$Q_p$ : Capacidad de carga de la punta del pilote

$Q_s$ : Resistencia por fricción

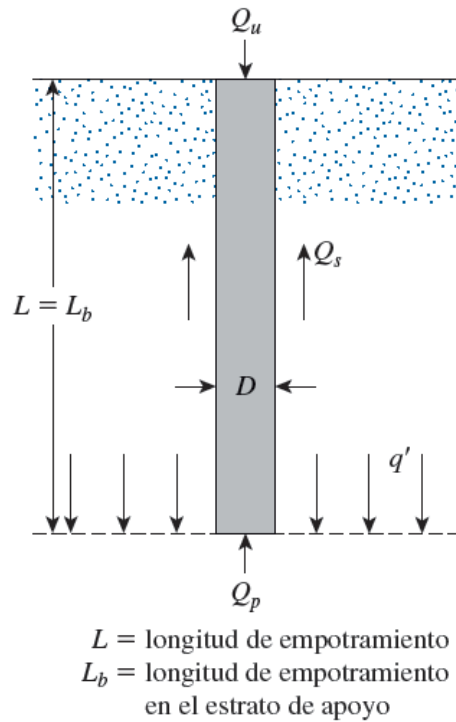


Gráfico 1-20 CAPACIDAD ÚLTIMA DEL PILOTE

Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012, pág. 555)

### 1.6.1 Capacidad de carga de la Punta $Q_p$

#### 1.6.1.1 Capacidad de carga de la punta $Q_p$ según Terzaghi

La ecuación para determinar la carga de la punta descrita por Terzaghi derivaba de su estudio de cimentaciones cuadradas y circulares superficiales que fueron desarrolladas en 1943 está dada por:

#### Ec. 1-2

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + q' N_q^*)$$

Dónde:

$A_p$ : Área de la punta del pilote

$c$ : Cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

$q_p$ : Resistencia unitaria de punta

$q'$ : Esfuerzo vertical efectivo a nivel de la punta del pilote

$N_c^*, N_q^*$ : Factores de capacidad de carga

### 1.6.1.2 Capacidad de carga de la punta $Q_p$ según Meyerhof

Meyerhof en 1976 propuso ecuaciones diferentes para la estimación de la capacidad de carga de la punta dependiendo básicamente de la cohesión del suelo y lo divide en dos grupos, arenas ( $c = 0$ ) y en arcillas ( $c > 0$ ), partiendo de la fórmula general de Terzaghi y en base a observaciones de campo presentó ábacos sobre la relación de empotramiento crítico  $((L_b/D)_{cr})$ , y la variación de los valores máximos  $N_c^*$ ,  $N_q^*$ , ambos, en función del ángulo de fricción del suelo ( $\phi$ ).

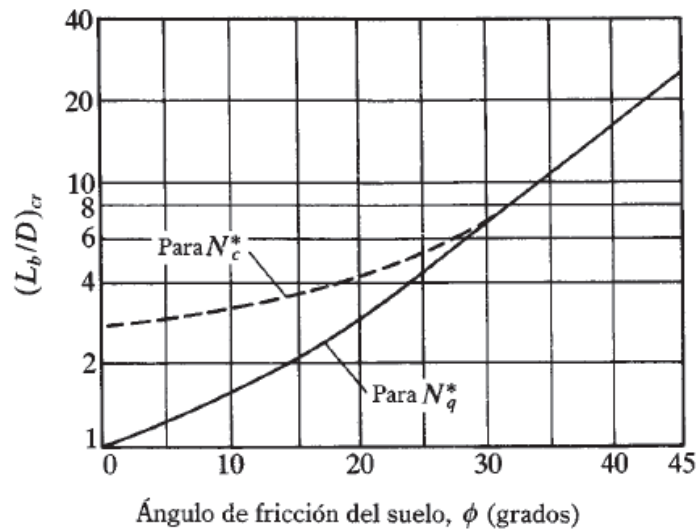


Gráfico 1-21 VARIACIÓN DE  $(L_b/D)$

Fuente: (Das Braja, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 2001, pág. 585)

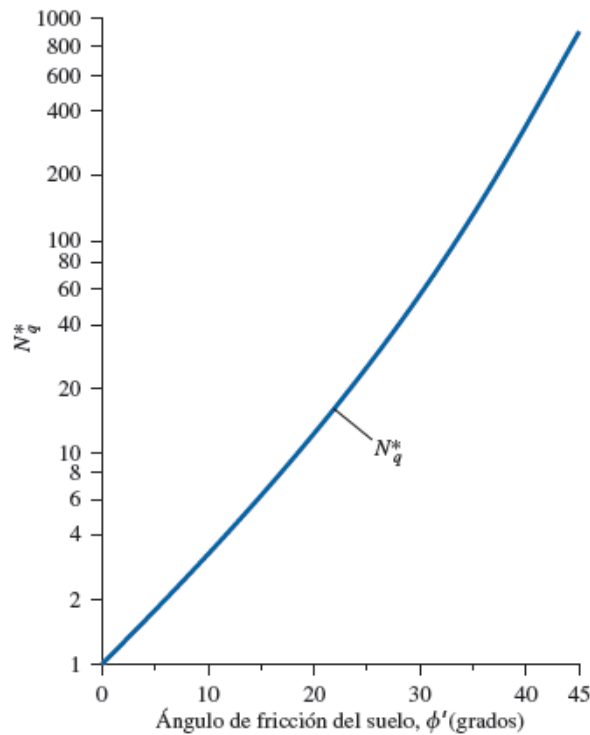


Gráfico 1-22 VARIACIÓN DE LOS VALORES MÁXIMOS  $N_q^*$   
Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012, pág. 557)

### Ecuación para Arenas (condición $c = 0$ )

#### Ec. 1-3

$$Q_p = A_p q_p = A_p (q' N_q^*) \leq A_p q_l$$

$$q_l (\text{kN/m}^2) = 50 N_q^* \tan \phi$$

Dónde:

$q_l$ : Resistencia de punta límite

$\phi$ : Ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo

De igual forma Meyerhof sugirió también obtener la resistencia unitaria de la punta mediante el número de golpes corregidos del ensayo de penetración estándar, siempre y cuando la longitud del pilote  $L$  sea igual a la longitud de empotramiento  $L_b$ .

**Ec. 1-4**

$$q_p = 40 N_{cor} L/D \leq 400 N_{cor}$$

Dónde:

$N_{cor}$  : Número de penetración estándar corregido promedio cerca de la punta del pilote (aproximadamente  $10D$  arriba y  $4D$  debajo de la punta)

$D$ : Diámetro del pilote

$L$ : Longitud del pilote

**Ecuación para Arcillas (condición  $\phi = 0$ )**

Para pilotes en arcillas saturadas.

**Ec. 1-5**

$$Q_p = A_p q_p = A_p N_c^* c_u = 9 c_u A_p$$

Dónde:

$c_u$ : Cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote

1.6.1.3 *Capacidad de carga de la punta  $Q_p$  según Janbu*

Janbu en 1976 planteó el cálculo de la resistencia unitaria de punta ( $q_p$ ) definiendo una superficie de falla en el suelo en la punta del pilote para los factores de capacidad de carga  $N_c^*$ ,  $N_q^*$ .

**Ec. 1-6**

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + \sigma'_{ac} N_q^*)$$

Dónde:

**Ec. 1-7**

$$N_q^* = \left[ \tan \phi + \sqrt{1 + (\tan \phi)^2} \right]^2 (e^{2\eta' \tan \phi})$$

**Ec. 1-8**

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi$$

### **1.6.2 Capacidad de carga por fricción, $Q_s$ (Arenas)**

La expresión general para el cálculo de la resistencia por fricción está dada por la siguiente expresión

**Ec. 1-9**

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

Dónde:

$p$ : Perímetro de la sección del pilote

$\Delta L$ : Longitud incremental del pilote sobre la cual  $p$  y  $f$  se consideran constantes

$f$ : Resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad  $z$

Existen varios métodos los cuales estiman la resistencia unitaria por fricción ( $f$ ), dependiendo del tipo de suelo (arenas o arcillas) y del tipo de pilote ya sea este hincado de desplazamiento pequeño, hincados de gran desplazamiento o fabricados in situ.

Para los fines correspondientes a este trabajo únicamente se va a mencionar las fórmulas que corresponden a los pilotes fabricados in situ, las cuales considerando una longitud crítica ( $L'$ ) que esta entre 15 a 20 veces el diámetro del pilote, se debe usar la fórmula que corresponda dependiendo el rango específico en que se encuentre.

Para  $z = 0$  a  $L'$

**Ec. 1-10**

$$f = K \sigma'_v \tan \delta$$

Para  $z = L'$  a  $L$

**Ec. 1-11**

$$f = f_z = L'$$

Dónde:

$K$ : Coeficiente efectivo de la tierra que depende del tipo de pilote

$\sigma'_v$ : Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad en consideración

$\delta$ : Angulo de fricción entre suelo y pilote

Tabla 1-1.  
Ecuaciones de  $K$  para diferentes tipos de pilotes

Tipo de Pilote	$K \approx K_0$
Perforado (fabricado in situ)	$1 - \text{sen } \phi$
Hincado, de bajo desplazamiento	$1 - \text{sen } \phi$ a $1.4K_0 = 1.4(1 - \text{sen } \phi)$
Hincado, de alto desplazamiento	$1 - \text{sen } \phi$ a $1.8K_0 = 1.8(1 - \text{sen } \phi)$

Nota: Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012)

### 1.6.3 Capacidad de carga por fricción, $Q_s$ (Arcillas)

Para determinar el  $Q_s$  en arcilla vamos a optar por el método  $\alpha$ , el cual partiendo de la ecuación general define la fricción unitaria en suelos arcillosos como:

**Ec. 1-12**

$$f = \alpha * C_u$$

donde  $\alpha$  es un factor empírico de adhesión el cual lo vamos a determinar mediante la relación de la cohesión  $C_u$  y la presión atmosférica  $P_{at}$  mediante la tabla que se propone a continuación.

Tabla 1-2.  
Variación de  $\alpha$

<b>Cu / Pa</b>	<b><math>\alpha</math></b>
0,1	1
0,2	0,92
0,3	0,82
0,4	0,74
0,6	0,62
0,8	0,54
1	0,48
1,2	0,42
1,4	0,4
1,6	0,38
1,8	0,36
2	0,35
2,4	0,34
2,8	0,34

Nota: Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012)

## 1.7 Grupo de pilotes

En algunas ocasiones el uso de un solo pilote para la cimentación de una estructura es algo poco factible, por lo que es indispensable el uso de un grupo de pilotes en la mayoría de los casos.

La determinación de la capacidad de carga del grupo de pilotes se torna un tanto complicado, puesto que va a depender básicamente de la separación que exista en los pilotes para que mantengan su capacidad individual de carga, para lograr este objetivo el espaciamiento de centro a centro debe estar en el rango desde 2.5D a 3.5D dependiendo del caso en particular que se presente. Cuando no se cumplen estas recomendaciones los esfuerzos que se transmiten al suelo se superponen y por lo tanto reducen su capacidad de soporte de carga de cada pilote.

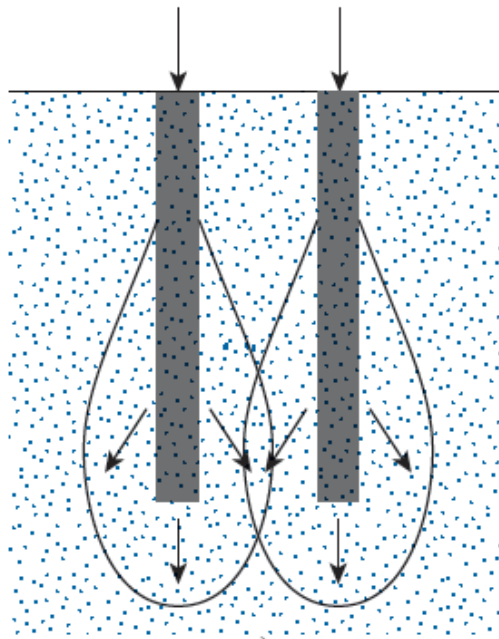


Gráfico 1-23 SUPERPOSICIÓN DE BULBO DE PRESIONES  
Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012, pág. 618)

Para definir la eficiencia de nuestro grupo de pilotes se la realizará mediante la siguiente fórmula propuesta por Los Ángeles Group Action

**Ec. 1-13**

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi d n_1 n_2} [n_1(n_2 - 1) + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1)]$$

**Dónde:**

$\eta$ : Eficiencia de nuestro grupo de pilotes

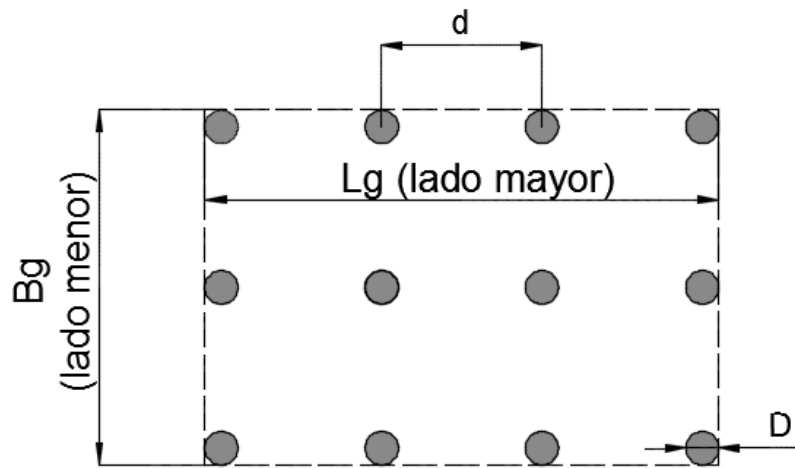
$D$ : Diámetro de un pilote

$n_1$ : Número de pilotes en cada fila

$n_2$ : Número de pilotes en cada columna

$d$ : Distancia centro a centro de pilotes

Para poder comprender de mejor manera estos parámetros se presenta el siguiente gráfico.



$n_1 = 4$  (numero de pilotes en cada fila)

$n_2 = 3$  (numero de pilotes en cada columna)

Gráfico 1-24 VISTA EN PLANTA GRUPO DE PILOTES

Fuente: Elaborado por Nicolás Granda, Andrés Vallejo

## CAPITULO II

### 2 ENSAYOS

#### 2.1 Ensayos de campo

Para poder obtener las características físicas y mecánicas de los suelos es necesario explorar el subsuelo y sus capas de depósitos, es decir realizar ensayos de campo, esta información ayudará al ingeniero civil en geotecnia a realizar, la selección del tipo y la profundidad de una cimentación para una estructura dada, la evaluación de la capacidad de carga de dicha cimentación, el análisis de los asentamientos probables de dicha estructura, la identificación de los problemas potenciales de la cimentación, la ubicación del nivel freático, la predicción de la presión lateral de tierra sobre estructuras tales como pilotes y presentar un estudio de los métodos de construcción para las condiciones cambiantes del subsuelo.

En la exploración del subsuelo existen varios métodos para la recolección de muestras de suelo, en los cuales se pueden obtener dos tipos de muestras de suelo: alteradas y no alteradas, el procedimiento común de recolección de muestras alteradas es a través de muestreadores de cuchara dividida y el procedimiento para la recolección de muestras no alteradas se lo puede hacer mediante el uso de tubos de pared delgada. Las muestras alteradas son representativas y se pueden utilizar para poder realizar los ensayos pertinentes como: análisis granulométrico, límites de consistencia, humedad natural, clasificación de suelo, peso específico de sólidos de suelo y determinación del contenido orgánico.

Mientras que las muestras no alteradas sirven para dar resultados y parámetros del suelo mucho más específicos como: la resistencia del suelo, la cohesión, el ángulo de fricción y el módulo de compresibilidad entre otros, los ensayos que se realizan a las muestras no alteradas son corte directo, corte triaxial y consolidación.

Para el realizar el diseño y el análisis del pilote “tipo” es necesario realizar exploración del subsuelo con muestreadores de tubo de pared delgada tipo Shelby, y con muestreadores de cuchara dividida mediante el ensayo de penetración estándar (SPT), este ensayo sirve para

darnos parámetros del suelo como, el número de penetración estándar (N) y tomar las muestras alteradas de suelo para los respectivos ensayos ya mencionados anteriormente.

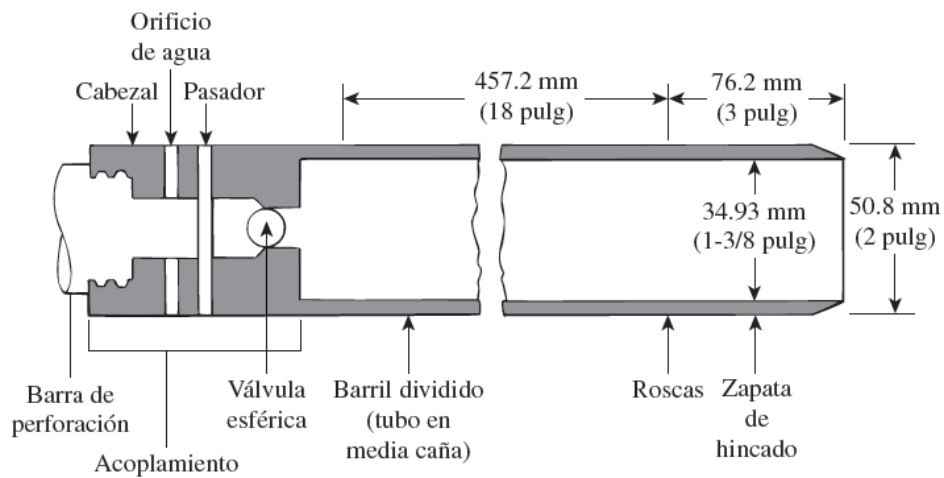


Gráfico 2-1 MUESTREADOR CUCHARA DIVIDIDA

Fuente: FIGURA 2.15 Muestreador de cucharas divididas. Das Braja M. Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, México D.F., Cengage Learning Ed. 7a Ed, 2012 pg. 81

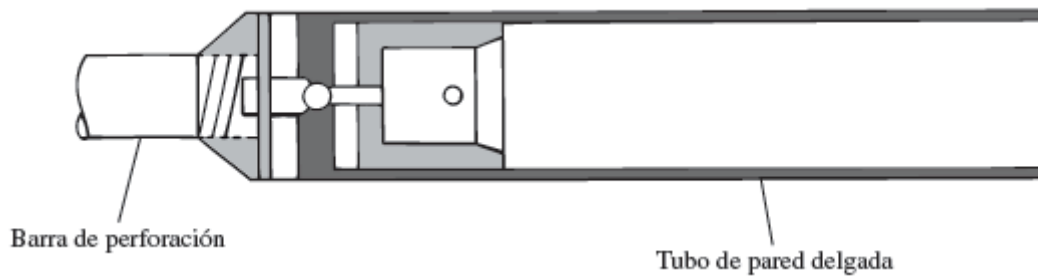


Gráfico 2-2 TUBO TIPO SHELBY

Fuente: FIGURA 2.15 Tubo de pared delgada. Das Braja M. Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, México D.F., Cengage Learning Ed. 7a Ed, 2012 pg. 90

### 2.1.1 Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

REFERENCIAS: INEN: 689; AASHTO: T-206; ASTM: D-1586

#### 2.1.1.1 Alcance

Determinar, en forma aproximada, el grado de compacidad o la consistencia del suelo in situ. Recuperar la muestra de suelo, que se inserta en el muestreador, proporciona material necesario para la caracterización en el campo y verificar sus propiedades físico-mecánicas en el laboratorio.

#### 2.1.1.2 *Definición*

Ensayo de campo que permite determinar indirectamente el grado de resistencia a la penetración con un muestreador en un suelo no cohesivo, contando el número de golpes necesarios para hincar el muestreador una longitud determinada, generalmente 45 cm, mediante un peso determinado que desciende a una altura establecida.

#### 2.1.1.3 *Equipo necesario*

1. Equipo de perforación, penetrómetro de tubo partido
2. Muestreador de cuchara dividida
3. Muestreador de pared delgada Tipo Shelby
4. Martinete de 63,5 kg
5. Barra rígida de acero
6. Vástago ensanchado o cabeza de golpe
7. Dispositivo para accionar martinete
8. Barras de conexión

#### 2.1.1.4 *Procedimiento*

1. Se ejecuta un sondeo hasta la cota en la que se desea realizar el ensayo, es decir se perfora un pozo hasta donde se quiere realizar el ensayo.
2. Se monta el equipo de perforación y se coloca el muestreador en el fondo del pozo.
3. Para cada metro de profundidad se realiza una perforación empezando desde la cota deseada.
4. Luego de situar el muestreador, se procede a hincarlo mediante golpes del martinete, lanzado en caída libre desde una altura de 76 cm sobre la cabeza de golpe.
5. Se debe de cuidar de que la barra rígida de acero que sirve de guía en la caída del martinete esta vertical, de tal forma que la energía de los golpes no se vea afectada por la fricción.
6. En primer lugar el martinete debe penetrar 15 cm para evitar la zona de alteración que se produce por la energía de perforación, se considera como un proceso necesario de preparación y ajuste para el ensayo, por lo que, el número de golpes

efectuados para este primer tramo tiene únicamente un valor relativo de orientación.

7. Luego de penetrar los primeros 15 cm, el ensayo inicia, se cuenta el número de golpes (N) necesarios para hacer penetrar el muestreador los 30 cm restantes, lo cual se determina la resistencia a la penetración de dicho suelo.
8. Una vez que el hincado se haya realizado, antes de extraer el muestreador a la superficie debe de girarse por lo menos dos revoluciones, al fin de poder cortar la muestra por el fondo.
9. Se extrae el muestreador a la superficie, se lo abre y se determina la longitud de la muestra recuperada y se retira la muestra de suelo, desechando la parte superior que se considera no representativa.
10. Las muestras representativas se las coloca en doble funda plástica para así no perder su humedad natural, se las etiqueta con el nombre del proyecto, número de perforación, número de muestra, profundidad y número de golpes (N) y por último se las lleva al laboratorio para que se realicen los respectivos ensayos.



Gráfico 2-3 ENSAYO SPT

Fuente: Registro fotográfico ensayo SPT. Nicolás Granda, Andrés Vallejo



Gráfico 2-4 CUCHARA PARTIDA

Fuente: Registro fotográfico muestreador cuchara partida con recuperación de muestra. Nicolás Granda, Andrés Vallejo

### 2.1.1.5 Metodología de Cálculo

La práctica estándar actual es expresar el valor  $N$  para una relación energética promedio de 60% ( $N_{60}$ ). Así pues, el número de golpes ( $N$ ) en las aplicaciones de la ingeniería geotécnica, deben ser ajustados por una corrección debido a los procedimientos y con base en las observaciones de campo parece razonable para estandarizar el número de penetración estándar como una función de la energía de entrada del martillo de hincado, sobrecarga de presión, su disipación alrededor del muestreador hacia el suelo circundante, y, en algunos casos, otros varios factores que influyen en menor grado en los resultados.

#### Ec. 2-1

$$N_{60} = \frac{N \eta_H \eta_B \eta_S \eta_R}{60}$$

Dónde:

$N_{60}$ : número de penetración estándar, corregido por las condiciones en el campo

$N$ : número de penetración medido

$\eta_H$ : eficiencia del martinete (%)

$\eta_B$ : corrección por el diámetro de la perforación

$\eta_S$ : corrección del muestreador

$\eta_R$ : corrección por longitud de la barra

Las variaciones de  $\eta_H$ ,  $\eta_B$ ,  $\eta_S$  y  $\eta_R$  con base en recomendaciones de Seed y colaboradores (1985) y Skempton (1986) se resumen en las siguientes tablas (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012, pág. 84)

Tabla 2-1.  
Variación de  $\eta_H$

País	Tipo de martinete	Liberación del martinete	$\eta_H$ (%)
Japón	Toroide	Caída Libre	78
	Toroide	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	De seguridad	Cuerda y polea	60
	Toroide	Cuerda y polea	45
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45

China	Toroide	Caída Libre	60
	Toroide	Cuerda y polea	50

Tabla 2-2  
Variación de  $\eta_B$

Diámetro (mm)	$\eta_B$
60 - 120	1.0
150	1.05
200	1.15

Tabla 2-3  
Variación de  $\eta_S$

Variable	$\eta_S$
Muestreador estándar	1.0
Con recubrimiento para arena y arcilla densas	0.8
Con recubrimiento para arena suelta	0.9

Tabla 2-4  
Variación de  $\eta_R$

Longitud de la barra (m)	$\eta_R$
> 10	1.0
6 - 10	0.95
4 - 6	0.85
0 - 4	0.75

## **2.1.2 Perforaciones en campo**

Para poder realizar la disertación fue necesario realizar veinte y cinco perforaciones a lo largo del proyecto, lo cual da una idea de cómo es el suelo en los cuales se va a implantar las torres para la línea de sub-transmisión. A continuación se muestra la ubicación donde fueron realizadas estas perforaciones con las respectivas coordenadas UTM tomadas por el equipo de campo.

### *2.1.2.1 Ubicación de Perforaciones*

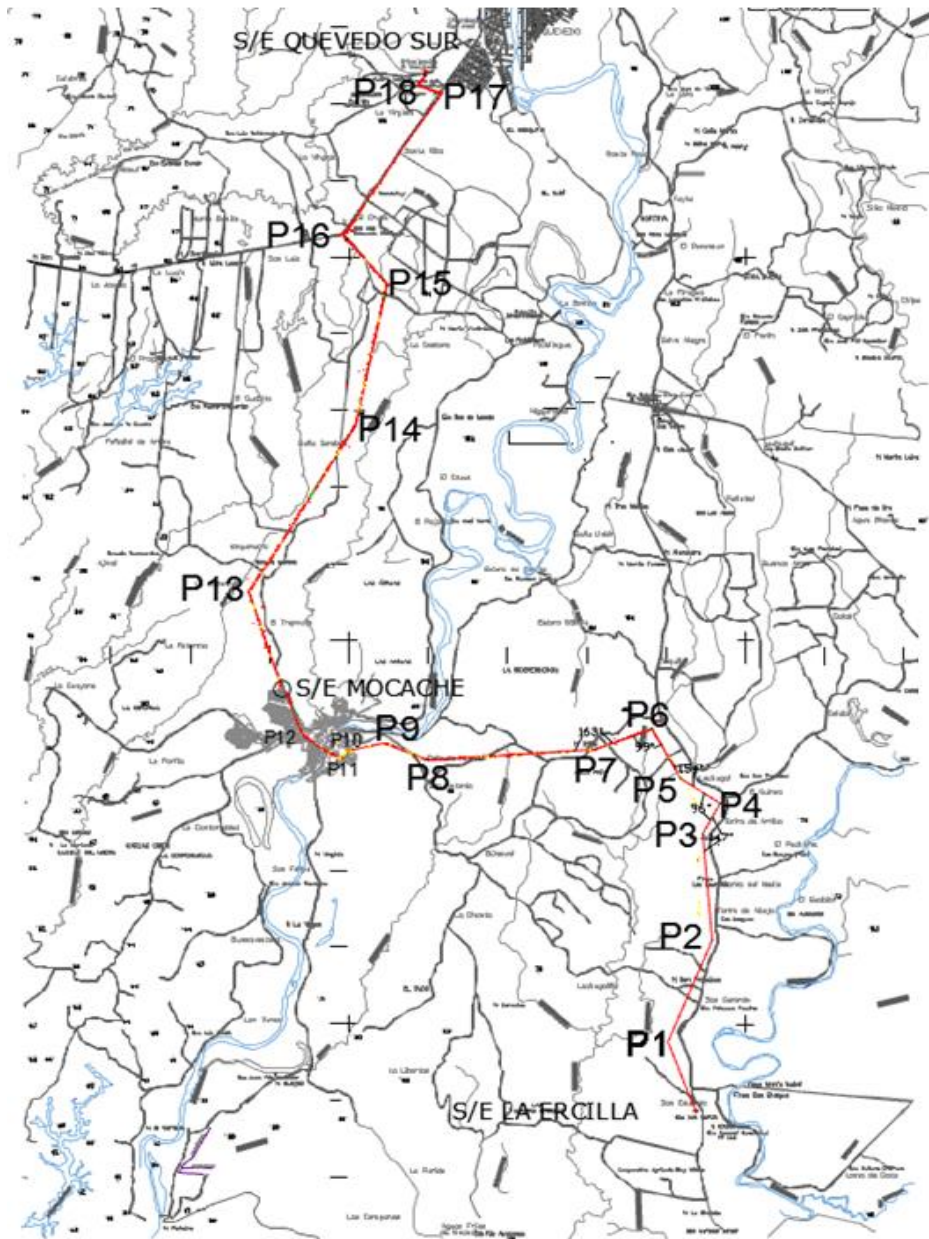


Gráfico 2-5 UBICACIÓN DE LAS PERFORACIONES P1 a P18  
 Fuente: Constructora Vasco Cedeño CIA. LTDA.

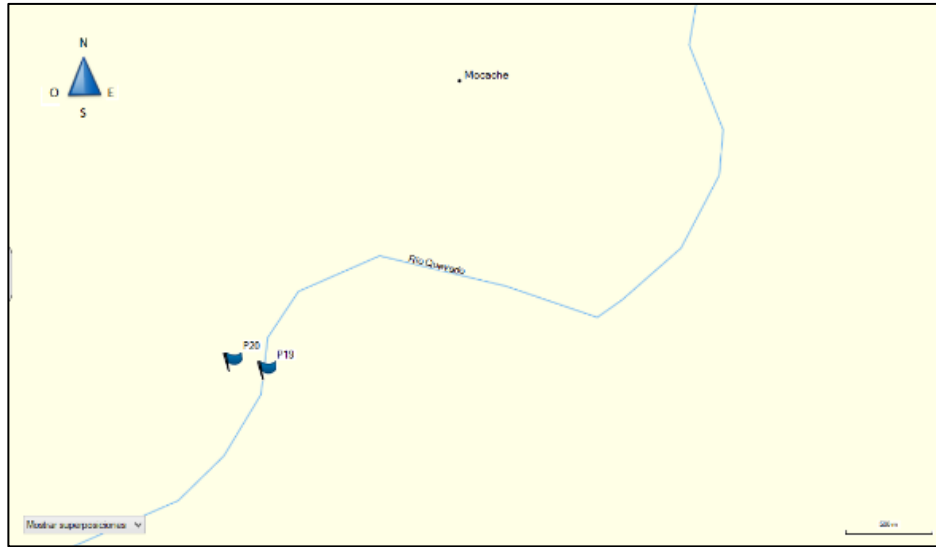


Gráfico 2-6 UBICACIÓN DE LAS PERFORACIONES P19 y P20  
 Fuente: BaseCamp de Garmin. Versión 4.4.7.

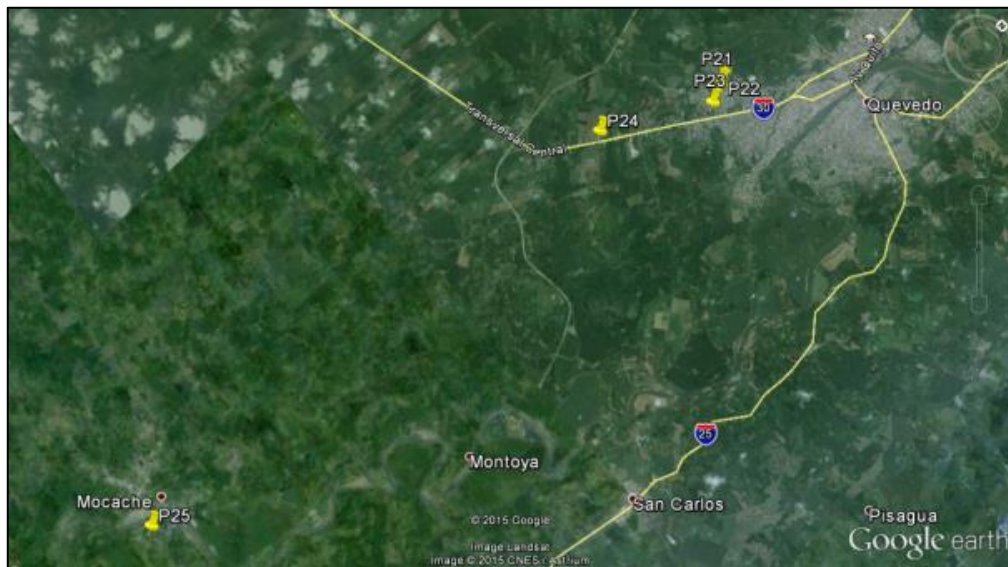


Gráfico 2-7 UBICACIÓN DE LAS PERFORACIONES P21 a P25  
 Fuente: Constructora Vasco Cedeño CIA. LTDA.

### 2.1.2.2 Coordenadas UTM de las perforaciones

Tabla 2-5  
 Coordenadas UTM

Perforación	Zona	E	N	Cota m.s.n.m.
P1	17M	674346.29	9861368.55	74
P2	17M	675402.7	9863784.37	78
P3	17M	675180.43	9866359.32	80

P4	17M	675568.31	9867080.5	81
P5	17M	674662.81	9867688.33	83
P6	17M	673974.07	9868876.91	80
P7	17M	672645.2	9868370.3	81
P8	17M	668749.07	9868121.61	75
P9	17M	667710.99	9868535.57	45
P10	17M	666862.5	9868347.5	43
P11	17M	666701.55	9868142.02	44
P12	17M	665796.63	9868747.32	57
P13	17M	664552.59	9872160.22	71
P14	17M	667034.52	9876183.11	71
P15	17M	667771.9	9879576.41	79
P16	17M	666740.39	9880741.64	80
P17	17M	669052.61	9884133.56	75
P18	17M	668515.503	9884335.48	75
P19	17M	666547	9868449	38
P20	17M	666352	9868504	41
P21	17M	668667.917	9884681.26	77
P22	17M	668719.393	9884657.41	77
P23	17M	668904.051	9884206.52	76
P24	17M	667532.672	9881918.59	73
				37
P25	17M	666656.933	9868187.53	

---

Nota: Fuente: Elaborado por Nicolás Granda, Andrés Vallejo

## 2.2 Ensayos de laboratorio

### 2.2.1 Contenido de Humedad Natural (w)

REFERENCIAS: INEN: 690; AASHTO: T-93, ASTM: D 2216

#### 2.2.1.1 Alcance

Ensayo que permite determinar el porcentaje de agua en el suelo

### 2.2.1.2 *Definición*

Se define como la relación entre la masa de partículas líquidas y la masa de partículas sólidas

### 2.2.1.3 *Equipo necesario*

1. Balanza de sensibilidad de 0.01 gr para masa <200 gr y aprox.01 gr para masa >200
2. Tarros de humedad
3. Horno de temperatura constante ( $110 \pm 5$  °C)

### 2.2.1.4 *Procedimiento*

1. Identificar y anotar los datos del proyecto. (Nombre, Localización, Número de muestra, profundidad, descripción, operador, fecha)
2. Seleccionar el tarro a usar, se lo pesa (Mt) y se anota con su respectiva identificación.
3. Colocar la muestra húmeda en el tarro previamente seleccionado y se los pesa conjuntamente con este (Mtm). Anotar el valor obtenido.
4. Colocar el tarro con la muestra húmeda en el horno a temperatura constante  $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  por un período de 12 a 16 horas hasta que se pueda constatar que esté completamente seco.
5. Una vez seca la muestra se procede a retirarla del horno y a pesar el peso del suelo seco más la cápsula y se lo registra en el formato respectivo. Posterior a eso se procede a eliminar la muestra.
6. Después de verificar que la muestra se encuentre seca, se debe pesar y anotar el valor obtenido (Mts)

**CONTENIDO DE HUMEDAD**

	<b>CAPSULA</b>	<b>CAPSULA (gr)</b>	<b>CAPSULA + SUELO HUMEDO (gr)</b>	<b>CAPSULA + SUELO SECO ( gr)</b>
<b>MATERIAL RETENIDO TAMIZ #4</b>				
<b>MATERIAL PASA TAMIZ #4</b>				

Gráfico 2-8 HOJA DE DATOS CONTENIDO DE HUMEDAD

Fuente: Elaborado por Nicolás Granda, Andrés Vallejo, basado en hoja de laboratorio de materiales de construcción de la PUCE

2.2.1.5 *Cálculos*

**Ec. 2-2**

$$w\% = \frac{Mw}{Ms} * 100$$

**Ec. 2-3**

$$Mw = Mtm - Ms$$

Dónde:

$w\%$ : Porcentaje de agua

$Mw$ : Masa de agua contenida

$Mtm$ : Masa del tarro más muestra húmeda

$Ms$ : Masa del suelo seco

**2.2.2 Análisis Granulométrico por tamizado**

REFERENCIAS: AASHTO: T-87, T-88; ASTM: D 421, D 422

2.2.2.1 *Alcance*

Determinar por vía húmeda la medida granulométrica de los suelos.

#### 2.2.2.2 *Definición*

Es el ensayo mediante el cual se determina los porcentajes de suelo que pasan por los distintos tamices de la serie empleada en el ensayo.

#### 2.2.2.3 *Equipo necesario*

1. Tamices números 3", 2", 1 1/2", 1", 3/4", 3/8", No. 4, 10, 40, 200, fondo y tapa. En caso de ser necesario se podría incrementar la serie de tamices en especial de la fracción fina, utilizando los siguientes: No. 20, 60 y 140
2. Balanza de sensibilidad de 0.01 gr. Para la masa del material que pasa el No. 10 y 0.1% de la masa del suelo a ser pesada para materiales retenidos en el No.10.
3. Horno de temperatura constante ( $110 \pm 5$  °C)
4. Cápsula de porcelana
5. Cepillo metálico

#### 2.2.2.4 *Procedimiento*

1. Para poder proceder con este ensayo es necesario previamente realizar el ensayo de contenido de humedad previamente descrito para determinar el porcentaje de agua ( $w\%$ ).
2. Pesar la muestra húmeda ( $Mm$ )
3. Colocar la muestra húmeda en la serie de tamices que indica la norma #40 y #200
4. Lavar la muestra y mediante movimientos giratorios de la mano disolver los terrones que puedan formarse en el suelo, este proceso debe realizarse hasta que el agua que pase por los tamices sea cristalina.
5. Colocar el material retenido en el tamiz #40 y #200 en un recipiente (se puede usar agua para ayudar trasladar el material retenido en los tamices a los envases).
6. Colocar los envases en el horno a una temperatura constante de  $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  hasta que se sequen las muestras
7. Proceder a armar la serie de tamices que van a ser utilizados.
8. Colocar la muestra seca en la serie de tamices que se armaron previamente
9. Tamizar la muestra por un lapso mínimo de 10 minutos
10. Pesar el material retenido en los diferentes tamices.

## ANALISIS GRANULOMETRICO

SUELO HUMEDO (gr) \_\_\_\_\_

SUELO HUMEDO RETENIDO TAMIZ #4 (gr) \_\_\_\_\_

SUELO HUMEDO PASA TAMIZ #4 (gr) \_\_\_\_\_

TAMIZ #	DIAMETRO (mm)	SUELO RETENIDO ACUMULADO (gr)	TAMIZ #	DIAMETRO (mm)	SUELO RETENIDO ACUMULADO (gr)
3"	75,00		10	2,00	
2"	50,00		40	0,43	
1 1/2"	37,50		200	0,08	
1"	25,00				
3/4 "	19,00				
1/2"	12,50				
3/8"	9,50				
4"	4,75				

Gráfico 2-9 HOJA DE DATOS ANALISIS GRANULOMETRICO

**Fuente:** Elaborado por Nicolás Granda, Andrés Vallejo, basado en hoja de laboratorio de materiales de construcción de la PUCE

### 2.2.2.5 Cálculos

#### Ec. 2-4

$$M_s = \frac{M_m}{1 + \frac{w\%}{100}}$$

Dónde:

w%: Porcentaje de agua

M<sub>m</sub>: Masa de la muestra húmeda

M<sub>s</sub>: Masa de la muestra seca

#### Ec. 2-5

$$pasa\ N.\ 200 = M_s - M_{rac200}$$

Dónde:

*Mrac200*: Masa retenida acumulada en el tamiz #200

### **2.2.3 Límite Líquido**

REFERENCIAS: INEN 691, AASHTO T-89, ASTM D 4318

#### *2.2.3.1 Alcance*

Determinar el límite líquido del suelo (LL)

#### *2.2.3.2 Definición*

Contenido de agua necesario para que el suelo entre en transición de un estado líquido a un estado plástico.

#### *2.2.3.3 Equipo necesario*

1. Copa de Casagrande (manual o automático)
2. Ranurador (Curvo o plano)
3. Espátula metálica (2cm de ancho y de 10 a 13 cm de longitud)
4. Cápsulas para mezclado
5. Tamiz # 40
6. Mortero y pistillo de caucho
7. Tarros de humedad
8. Balanza de sensibilidad de 0.01 gr
9. Horno  $110 \pm 5$  °C

#### *2.2.3.4 Procedimiento*

1. Una vez obtenido el suelo que pasa el tamiz #40 , se debe tomar por lo menos 100gr de este para mezclarlo con agua añadiéndole agua hasta lograr una consistencia suave y uniforme.
2. Colocar la mezcla en la Copa de Casagrande obteniendo un espesor aproximado a 1cm (previamente la Copa de Casagrande debe estar húmeda, esto se lo puedo realizar pasando una franela húmeda)
3. Enrasar la muestra hasta tener una superficie plana

4. Con ayuda del acanalador realizar una ranura en medio de la muestra que se colocó en la Copa de Casagrande
5. Se enciende el aparato y se cuenta el número de golpes necesarios para que la ranura se cierre.
6. Con una espátula se toma la Proción del suelo en donde se cerró la ranura, para posteriormente determinar sus contenido de humedad.
7. Se debe realizar este proceso (1 al 5), variando el contenido de agua del suelo hasta que los tres puntos se encuentren comprendidos respectivamente en los siguientes límites: 25 a 30, 20-30, 15 a 25.

### LIMITE LIQUIDO

	NUMERO DE GOLPES	CAPSULA	CAPSULA (gr)	CAPSULA + SUELO HUMEDO (gr)	CAPSULA + SUELO SECO (gr)
15 -20					
23-27					
30-35					

Gráfico 2-10 HOJA DE DATOS LIMITE LIQUIDO

**Fuente:** Elaborado por Nicolás Granda, Andrés Vallejo, basado en hoja de laboratorio de materiales de construcción de la PUCE

#### 2.2.3.5 Cálculos

1. Se determina el porcentaje de agua (w%) para cada uno de los puntos ensayados.
2. Se realiza un gráfico de los puntos obtenidos en el ensayo, en el cual las abscisas señalen los números de golpes en escala logarítmica, y las ordenadas los respectivos contenidos de humedad.
3. El límite líquido del suelo será el valor de la ordenada a los 25 golpes.

#### 2.2.4 Límite Plástico

REFERENCIAS: INEN 692, AASHTO T-90, ASTM D 4318

#### 2.2.4.1 Alcance

Determinar el límite plástico del suelo (LP)

#### 2.2.4.2 Definición

Contenido de agua necesario para que el suelo entre en transición de un estado plástico a un estado semisólido.

#### 2.2.4.3 Equipo necesario

1. Placa de vidrio esmerilado de 30 x 30 cm
2. Cápsula para mezclado
3. Espátula metálica (2cm de ancho y de 10 a 13 cm de longitud)
4. Tarros de humedad
5. Balanza de sensibilidad de 0.01 gr.
6. Tamiz # 40
7. Horno de temperatura constante ( $110 \pm 5$  °C)

#### 2.2.4.4 Procedimiento

1. Colocar 15gr de suelo que pase el tamiz#40 en un recipiente para mezclarlo con una espátula añadiéndole agua hasta lograr una consistencia suave y uniforme.
2. Coger aproximadamente 2gr del suelo y amasarlo hasta formar un rollo.
3. Colocar el rollo sobre la placa de vidrio y seguir amasándole hasta que este tenga un diámetro de 3.2mm (No se debe amasar el rollo por más de 2 minutos)
4. Una vez realizado el rollo se debe constatar que presente fisuras o signos de desmenuzamiento caso contrario se debe repetir el paso 2 y 3.
5. Realizar los rollos necesarios de tal manera que se obtengan aproximadamente 12gr
6. Colocar los 12gr en 2 cápsulas, pesarlas y meterlas al horno.

#### 2.2.4.5 Cálculos

**Ec. 2-6**

$$LP = \frac{w1\% + w2\%}{2}$$

Dónde:

w1%: Porcentaje de agua de la primera cápsula

w2%: Porcentaje de agua de la segunda cápsula

## 2.2.5 Clasificación de suelos

### 2.2.5.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

#### REFERENCIAS ASTM D 2487

- Alcance  
Identificar el tipo de suelo que se está analizando con su respectiva simbología de acuerdo al SUCS
- Definición  
Es un sistema de clasificación de suelos, el cual los caracteriza dependiendo de sus características obtenidas mediante el ensayo granulométrico y los límites de Atterberg.
- Simbología utilizada  
El SUCS usa un prefijo y un sufijo para caracterizar los diferentes tipos de suelos los cuales se detallan en las siguientes tablas 2.1 y 2.2.

Tabla 2-6  
Prefijos usados por el SUCS para identificar un suelo.

Prefijo	Sufijo
Grava	G
Arena	S
Limo	M
Arcilla	C
Orgánico	O
Turba	Pt

Nota: Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012)

Tabla 2-7  
*Sufijos usados por el SUCS para identificar un suelo.*

Prefijo	Sufijo
Bien graduado	W
Pobrementemente graduado	P
Limoso	M
Arcilloso	C
Limite liquido alto (>50)	L
Limite liquido bajo (<50)	H

Nota: Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012)

- Procedimiento

1. Tener los datos obtenidos de los ensayos de granulometría, límite líquido y límite plástico.
2. Calcular los porcentajes de suelo retenido y que pasan por los tamices con los que se realizó en análisis granulométrico.
3. Evaluar si el suelo que se está analizando es de grano fino o grueso, mediante el porcentaje que pasa el tamiz #200 (si % que pasa el tamiz#200 es mayor al 50% entonces es suelo de grano fino, caso contrario es suelo de grano grueso)
4. Determinar la fracción de arena, de grava del suelo y la fracción total gruesa del suelo
5. Determinar el porcentaje de arena y grava del suelo.
6. Con ayuda a los datos obtenidos consultamos las tablas dispuestas por la ASTM y la carta de plasticidad para identificar el tipo de suelo que tenemos.

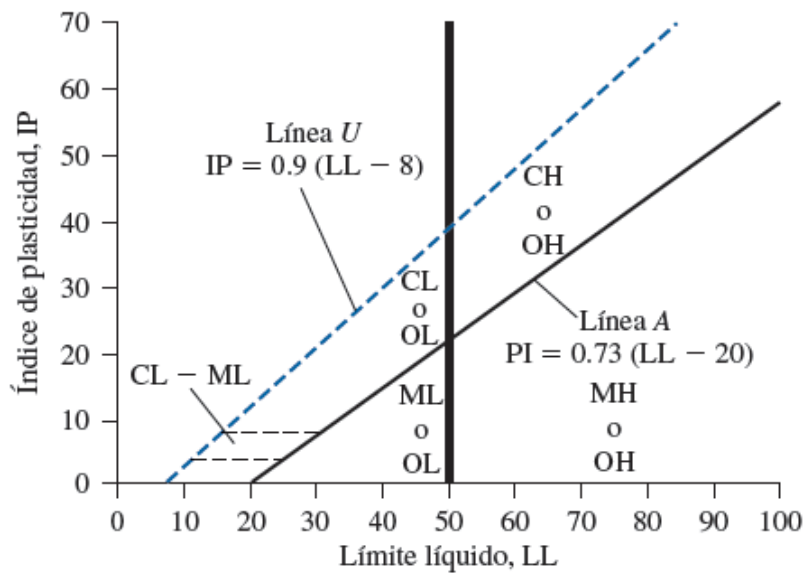


Gráfico 2-11 CARTA DE PLASTICIDAD

Fuente: FIGURA 1.5 Carta de Plasticidad. Das Braja M. *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*, México D.F., Cengage Learning Ed. 7ª Ed, 2012 pg. 20

- Cálculos

Ec. 2-7

$$\text{Fracción Arena} = \% \text{retenido tamiz\#200} - \% \text{retenido tamiz\#4}$$

Ec. 2-8

$$\text{Fracción Grava} = \% \text{retenido tamiz\#4}$$

Ec. 2-9

$$\text{Fracción total de suelo grueso} = \text{Fracción grava} + \text{Fracción arena}$$

Ec. 2-10

$$\% \text{Arena} = \frac{\text{Fracción Arena}}{\text{Fracción total de suelo grueso}} * 100$$

## Ec. 2-11

$$\% \text{Arena} = \frac{\text{Fracción Grava}}{\text{Fracción total de suelo grueso}} * 100$$

- Procedimiento

1. Utilizando los datos obtenidos de los ensayos de granulometría, límite líquido y límite plástico, calcular los porcentajes de suelo retenido y que pasan por los tamices con los que se realizó en análisis granulométrico.
2. Evaluar si el suelo que se está analizando es un suelo granular o compuesto de limo y arcilla, mediante el porcentaje que pasa el tamiz #200 (si % que pasa el tamiz#200 es mayor al 35% entonces es suelo compuesto de limo y arcilla, caso contrario es un suelo de material granular)

### 2.2.6 Ensayo triaxial no consolidado-no drenado (UU)

#### REFERENCIAS ASTM D2850

##### 2.2.6.1 Alcance

Determinar la resistencia de corte no drenada ( $C_u$ ) de un suelo cohesivo en condiciones inalteradas

##### 2.2.6.2 Definición

Ensayo que nos permite determinar las propiedades de resistencia y las relaciones esfuerzo-deformación del suelo mediante la aplicación de cargas axiales controladas hasta que se produzca la falla de la muestra.

##### 2.2.6.3 Equipo necesario

1. Máquina de ensayo triaxial
2. Aparato para medir la carga axial
3. Sistema de fluido de presión lateral
4. Pistón de carga axial

5. Aparato de control de presiones
6. Indicador de deformaciones
7. Membrana
8. Sistema de carga de agua para saturar la muestra
9. Muestra suelo inalterada
10. Cronómetro
11. Balanza
12. Calibrador

#### 2.2.6.4 *Preparación de la muestra*

1. La muestra debe tener un diámetro mínimo de 3.3 cm
2. La relación altura-diámetro debe estar entre 2 y 2.5
3. Con ayuda de un cortador moldear la muestra , verificando que las paredes de la muestra estén planas
4. Determinar dimensiones y peso de la muestra obtenida
5. Obtener el porcentaje de agua del suelo usado

#### 2.2.6.5 *Procedimiento*

1. Colocar la membrana alrededor de la muestra obtenida
2. Colocar la muestra en la cámara triaxial
3. Anotar la lectura inicial del deformímetro una vez que el pistón de carga axial esté en contacto.
4. Llenar la cámara con el líquido confinante y esperar un lapso de 10 minutos para comenzar a aplicar la presión de confinamiento (esto permite que se establezca la presión antes de comenzar con la aplicación de la carga axial controlada)
5. Aplicar la carga axial aproximadamente a 1%/min para suelos plásticos y 0.3%/min para materiales frágiles para lograr un esfuerzo desviador máximo del 3 al 6% de deformación. ( el tiempo para alcanzar el esfuerzo desviador máximo está entre los 15 a 20 minutos)
6. Registrar los valores de carga y las deformaciones que se produjeron a 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 y 0.5% de deformación y luego cada 0.5% hasta alcanzar el 3% para finalmente en rangos de 1% continuar con los registros hasta que se produzca la falla.

7. Determinar el tipo de falla que se produjo en la muestra, una vez que se produjese el esfuerzo desviador máximo.
8. Determinar el contenido de humedad de la muestra.

#### 2.2.6.6 Cálculos

##### Ec. 2-12

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_0}$$

Dónde:

$\varepsilon$ : Deformación axial

$\Delta H$ : Variación de la altura de la muestra

$H_0$ : Altura inicial de la muestra antes de comenzar con el ensayo triaxial

##### Ec. 2-13

$$A = \frac{A_0}{(1 - \varepsilon)}$$

Dónde:

$A$ : Área promedio del área de la sección transversal

$A_0$ : Área promedio inicial de la sección transversal para la muestra

$\varepsilon$ : Deformación axial para la carga axial dada

##### Ec. 2-14

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{P}{A}$$

Dónde:

$\sigma_1 - \sigma_3$ : Diferencia principal de esfuerzos para la aplicación de una carga axial dada

$P$ : Carga axial aplicada

**Ec. 2-15**

$$\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{4E_m t_m \varepsilon_1}{D}$$

Dónde:

$\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ : Corrección de la muestra sustraída de la diferencia de esfuerzos principales

$D$ : Diámetro de la muestra

$E_m$ : Módulo de Young del material de la membrana utilizada (Generalmente si se usa una membrana de látex se puede usar un valor de 1400 KN/m<sup>2</sup>)

$t_m$ : Espesor de la membrana

$\varepsilon_1$ : Deformación axial

## 2.3 Resumen de resultados obtenidos de campo

Una vez que se han efectuado todos los ensayos mencionados en este capítulo se va a realizar un resumen de los parámetros más importantes los cuales nos van a servir en los capítulos siguientes tanto para el diseño como para el análisis de nuestro pilote “Tipo”.

### 2.3.1 Caracterización de suelos encontrados

A continuación vamos a describir los tipos de suelos que se encontraron en las 25 perforaciones del proyecto las cuales se clasificarán mediante el SUCS.

**Perforación 1.-** En los metros 1 a 4 de la perforación se tiene la presencia de arcillas limosas de baja plasticidad a media, de color café claro y oscuro, húmedas, de clasificación SUCS tipo CL, a continuación a partir del metro 5 y hasta el metro 8 fin de la

perforación se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad, de color café rojizas, con presencia de carbón de piedra, de clasificación SUCS tipo CH, el número de golpes del ensayo SPT van de 9 a 13 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia firme.

**Perforación 2.-** En el primer y segundo metros de la perforación se tiene la presencia de arcillas limosas de media a baja plasticidad, de color café claro, húmedas, de clasificación SUCS tipo CL, a continuación en los metros 3 en adelante hasta fin del sondeo se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad de color café rojizo y café oscuro, húmedas, de clasificación SUCS tipo CH, el número de golpes del ensayo SPT van de 9 a 13 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia firme.

**Perforación 3.-** En los cuatro primeros metros de la perforación se tiene la presencia de arcillas de baja a media plasticidad de color café oscuro y claro, de clasificación SUCS tipo CL, a partir del metro 5 y hasta el metro 8 fin del sondeo se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad de color café oscuras, húmedas, de clasificación SUCS tipo CH, el número de golpes del ensayo SPT van de 9 a 14 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia firme.

**Perforación 4.-** En todo la perforación es decir desde el primer metro hasta el octavo se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad de color café claro, oscuro y rojizo, húmedas, de clasificación SUCS tipo CH, con presencia de carbón de piedra, el número de golpes del ensayo SPT van de 7 a 11 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia medianamente firme a firme.

**Perforación 5-** En el primer metro de la perforación hasta el segundo metro se tiene la presencia de arcillas limosas tipo CL, de baja a media plasticidad, de color café claras y oscuras, húmedas, a continuación a partir del metro 3 y hasta el metro 8 fin de la perforación se tiene la presencia de arcillas tipo CH, según la clasificación SUCS de alta plasticidad, de color café rojizas, húmedas, con presencia de carbón de piedra, el número de golpes del ensayo SPT van de 9 a 11 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia firme.

**Perforación 6.-** En los metros 1 a 3 se tiene la presencia de arcillas limosas de baja a media plasticidad de color café claras, de clasificación SUCS tipo CL, a continuación en el metro 4 se tiene la presencia de arcillas de baja plasticidad, de color café claro, húmedas, a

partir del metro 5 y hasta el metro 8 fin del Perforación se tiene la presencia de arcillas de color café rojizas, húmedas, de clasificación SUCS tipo CH, el número de golpes del ensayo SPT van de 4 a 13 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia medianamente firme a firme.

**Perforación 7.-** En los dos primeros metros de la perforación se tiene la presencia de arcillas limosas de baja plasticidad, de color café claras y café oscuras, respectivamente, de clasificación SUCS tipo CL, el número de golpes del ensayo SPT van de 5 a 9 lo que no dice que es una arcilla medianamente firme, a continuación a partir del metro 3 y hasta el metro 8 fin del Perforación se tiene la presencia de arcillas tipo CH, de alta plasticidad, de color café oscuras, húmedas, el número de golpes del ensayo SPT van de 15 a 16 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia muy firme.

**Perforación 8.-** En el primer y segundo metros de la perforación se tiene la presencia de arcillas de baja plasticidad de color café rojizas, húmedas, de clasificación SUCS tipo CL, en el metro 3 se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad tipo CH, según el SUCS de color café rojizas, húmedas, a continuación a partir del metro 4 y hasta el metro 8 fin del Perforación se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad de color café claras, húmedas, de clasificación SUCS tipo CH, el número de golpes del ensayo SPT van de 9 a 13 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia firme.

**Perforación 9.-** En los metros 1, 2 y 3 de la perforación se tiene la presencia de limos arenosos de color café oscuros, húmedos de clasificación SUCS tipo ML, no plásticos, el número de golpes del ensayo SPT van entre 1 y 2 golpes lo que nos dice que es un limo muy suave, a continuación desde el metro 4 y hasta el metro 8 fin del sondeo se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad tipo CH, de color café claras, húmedas. El nivel freático está localizado a 4 metros desde la cota de inicio de la perforación, el número de golpes del ensayo SPT van de 9 a 12 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia firme.

**Perforación 10-**En el primer metro se tiene la presencia de arenas limosas de color gris oscuras, húmedas, de clasificación SUCS tipo SM, a continuación en los metros 2, 3 y 4 se tiene la presencia de arenas limosas de color café, gris oscuras y café claras respectivamente, húmedas, de clasificación SUCS tipo SM, no plásticas, a partir del metro 5 y hasta el metro 8 fin del Perforación se tiene la presencia de arenas de grano fino de

color café claras, húmedas, de clasificación SUCS tipo SW, el número de golpes del ensayo SPT van de 9 a 13 lo que quiere decir que es una arena de consistencia entre suelta y media.

**Perforación 11.-** En los ocho metros del Perforación se tiene la presencia de limos arenosos no plásticos, de clasificación SUCS tipo ML, de color café oscuros y café claros, húmedos, el número de golpes del ensayo SPT van de 10 a 14 lo que quiere decir que es un limo de consistencia firme.

**Perforación 12.-** En los cuatro primeros metros de la perforación se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad de color café claras, húmedas, de clasificación SUCS tipo CH, con presencia de carbón de piedra, en los metros 5 y 6 se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad, muy blandas, de color café claro, húmedas, a continuación en los metros 7 y 8 fin del sondeo se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad, de color café claro, con presencia de carbón de piedra, húmedas, de clasificación SUCS tipo CH, el número de golpes del ensayo SPT van de 4 a 10 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia medianamente firme a firme.

**Perforación 13.-** En los dos primeros metros de la perforación se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad, de color café claro y café oscuro, húmedas, de clasificación SUCS tipo CH, en los metros 3 y 4 se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad de color café amarillentas, con presencia de carbón de piedra, a partir del metro 5 y hasta el metro 8 fin de la perforación se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad de color café claro, húmedas, de clasificación SUCS tipo CH, el número de golpes del ensayo SPT van de 14 a 18 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia muy firme.

**Perforación 14.-** En los metros 1, 2, 3 y 4 de la perforación se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad, de color café claro y café oscuro, húmedas, de clasificación SUCS tipo CH, en los metros 5, 6, 7 y 8 fin del Perforación se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad de color café oscuras y claras, húmeda, de clasificación SUCS tipo CH, el número de golpes del ensayo SPT van de 15 a 20 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia muy firme.

**Perforación 15.-** En el metro 1 se tiene arcillas de alta plasticidad de color café oscuras, húmedo, de clasificación SUCS tipo CH, a continuación en los metros 2, 3 y 4 se tiene la

presencia de arcillas de alta plasticidad de color café claras, húmedas, de clasificación tipo CH, a partir del metro 5 y hasta el metro 8 fin de la perforación se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad tipo CH, de color café amarillentas, húmedas, el número de golpes del ensayo SPT van de 4 a 11 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia medianamente firme a firme.

**Perforación 16.-** En los dos primeros metros de la perforación se tiene la presencia de arcillas limosas de baja plasticidad de color café oscuras, húmedas, de clasificación SUCS tipo CL, a continuación en los metros 3, 4 y 5 se tiene la presencia de arcillas de color café rojizo, húmedas, de clasificación SUCS tipo CH, a partir del metro 6 y hasta el metro 8 fin del sondeo se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad de color café oscuras, y claras con presencia de carbón de piedra, de clasificación tipo CH, el número de golpes del ensayo SPT van de 1 a 10 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia muy suave a medianamente firme.

**Perforación 17.-** En los dos primeros metros de la perforación se tiene la presencia de limos arenosos no plásticos, de color café oscuros, húmedos, de clasificación SUCS tipo ML, el número de golpes del ensayo SPT van de 4 a 7 lo que quiere decir que es un limo de consistencia medianamente firme, a continuación en los metros 3, 4 y 5 se tiene la presencia de limos arenosos de color café claros, húmedos, de clasificación SUCS tipo ML, a partir del metro 6 y hasta el metro 8 fin del sondeo se tiene la presencia de limos arenosos de color café oscuros, húmedos, no plásticos, de clasificación SUCS tipo ML, el número de golpes del ensayo SPT van de 20 a 30 lo que quiere decir que es un limo de consistencia muy firme.

**Perforación 18.-** En los tres primeros metros se tiene la presencia de arcillas de alta plasticidad de color café oscuras en los dos primeros metros y café claro en el metro 3, de clasificación SUCS tipo CH, el número de golpes del ensayo SPT van de 5 a 11 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia medianamente firme a firme, a continuación a partir del metro 4 y hasta el metro 8 fin del sondeo se tiene la presencia de arenas mal graduadas de color gris, húmedas, de clasificación SUCS tipo SM, el número de golpes del ensayo SPT van de 27 a 40 lo que quiere decir que es una arena de consistencia densa.

**Perforación 19.-** En los dos primeros metros de la perforación se tiene la presencia de limos arenosos no plásticos, muy blandos, de color gris y café, de clasificación SUCS tipo

ML, el número de golpes del ensayo SPT van de 1 a 2 lo que quiere decir que es un limo de consistencia muy suave a continuación en los metros 3 y hasta el metro 8 se tiene la presencia de arenas limosas de color gris, húmedas, sueltas, de clasificación SUCS tipo SM, el número de golpes del ensayo SPT van de 1 a 5 lo que quiere decir que es una arena de consistencia muy suelta.

**Perforación 20.-** Desde el primer metro hasta el metro 5.5 se tiene la presencia de un relleno en matriz arenosa de color gris oscura, húmedo, con gravas, de clasificación SUCS tipo SM, el número de golpes del ensayo SPT van de 26 a 46 lo que nos dice que es una arena de consistencia densa, a continuación a partir del metro 6 y hasta el metro 8 se tiene la presencia de arenas con gravas de color gris oscuras, húmedas, de clasificación SUCS tipo SW, con número de golpes del ensayo SPT de 45 que quiere decir que son arenas de consistencia densa

**Perforación 21.-** En los dos primeros metros de la perforación se tiene la presencia de arcillas limosas de alta plasticidad, de color café oscuras, de clasificación SUCS tipo CH, húmedas, el número de golpes del ensayo SPT van de 8 a 11 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia firme, a continuación a partir del metro 3 y hasta el metro 8 fin del perforación se tiene la presencia de limos arcillosos de clasificación SUCS tipo MH, muy compactos, de color café y gris, húmedos, el número de golpes del ensayo SPT van de 45 a 60 lo que quiere decir que es un limo de consistencia dura.

**Perforación 22.-** En el primer metro hasta la profundidad de 0.80m se tiene la presencia de un relleno en matriz arcillosa limosa de color café oscuras, húmedas, en el segundo metro del perforación se tiene la presencia de arcillas limosas de clasificación SUCS tipo CL, el número de golpes del ensayo SPT van de 7 a 11 lo que quiere decir que es una arcilla de consistencia firme, de color gris amarillenta, húmeda, en el metro 3 se tiene la presencia de limos arenosos de color café claros, húmedos, muy densos, de clasificación SUCS tipo ML, a continuación a partir del metro 4 y hasta el metro 8 fin del perforación se tiene la presencia de limos arenosos de color café y gris, de clasificación SUCS tipo ML, muy densos, húmedos, el número de golpes del ensayo SPT van de 50 a 60 lo que quiere decir que es un limo de consistencia dura.

**Perforación 23.-** En el primer metro hasta la profundidad de 0.80m se tiene la presencia de un relleno en matriz limo arcillosa de color café oscura, húmeda, a continuación en los

metros 2, 3, 4 y 5 se tiene la presencia de limos arcillosos de mediana plasticidad, duros, de clasificación SUCS tipo MH, de color gris, con presencia de oxidaciones, a partir del metro 6 y hasta el metro 8 fin del perforación se tiene la presencia de limos arenosos de color gris, húmedos, muy densos, de clasificación SUCS tipo ML, el número de golpes del ensayo SPT van de 35 a 60 lo que quiere decir que es un limo de consistencia dura.

**Perforación 24.-** Hasta 0.80 m se tiene la presencia de un relleno en matriz limo arenosa de color café y gris, húmeda, a continuación en los metros 2, 3 y 4 se tiene la presencia de limos arenosos de color café y gris, húmedos, medio densos a muy densos, de clasificación SUCS tipo ML, a continuación a partir del metro 5 y hasta el metro 8 fin del perforación se tiene la presencia de limos arcilloso tipo MH según la clasificación SUCS, de color café y gris, húmedos, de mediana plasticidad, duros, el número de golpes del ensayo SPT van de 40 a 60 lo que quiere decir que es un limo de consistencia dura.

**Perforación 25.-** En los dos primeros metros del perforación se tiene la presencia de arenas de color gris y gris rojizas, muy húmedas, medio densas, de clasificación SUCS tipo SM, el número de golpes del ensayo SPT van de 5 a 12 lo que nos dice que es una arena de consistencia suelta, a continuación a partir del metro 3 y hasta el metro 8 fin del perforación se tiene la presencia de arenas de grano fino de color gris, muy húmedas, densas a muy densas, de clasificación SUCS tipo SP, el número de golpes del ensayo SPT van de 20 a 62 lo que nos dice que es una arena de consistencia media densa a muy densa.

Tabla 2-8  
Clasificación de suelos SUCS P1 a P4 y consistencia según N SPT

Z (m)	P1	Consistencia	P2	Consistencia	P3	Consistencia	P4	Consistencia
1	CL	Firme	CL	Firme	CL	Firme	CH	Firme
2	CL	Firme	CL	Firme	CL	Firme	CH	Firme
3	CL	Firme	CH	Firme	CL	Firme	CH	Firme
4	CL	Firme	CH	Firme	CL	Firme	CH	Firme
5	CH	Firme	CH	Firme	CH	Firme	CH	Firme
6	CH	Firme	CH	Firme	CH	Med. Firme	CH	Med. Firme
7	CH	Firme	CH	Firme	CH	Firme	CH	Firme
8	CH	Firme	CH	Firme	CH	Firme	CH	Firme

Nota: Fuente: Elaborado por Nicolás Granda, Andrés Vallejo

Tabla 2-9

Clasificación de suelos SUCS P6 a P8 y consistencia según N SPT.

Z (m)	P5	Consistencia	P6	Consistencia	P7	Consistencia	P8	Consistencia
1	CL	Firme	CL	Firme	CL	Med. Firme	CL	Firme
2	CL	Firme	CL	Firme	CL	Med. Firme	CL	Firme
3	CH	Firme	CL	Firme	CH	Firme	CH	Firme
4	CH	Firme	CL	Firme	CH	Firme	CH	Firme
5	CH	Firme	CH	Suave	CH	Muy Firme	CH	Firme
6	CH	Med. Firme	CH	Med. Firme	CH	Muy Firme	CH	Firme
7	CH	Firme	CH	Firme	CH	Firme	CH	Firme
8	CH	Firme	CH	Med. Firme	CH	Firme	CH	Med. Firme

Nota: Fuente: Elaborado por Nicolás Granda, Andrés Vallejo

Tabla 2-10

Clasificación de suelos SUCS P9 a P1 y consistencia según N SPT 2.

Z (m)	P9	Consistencia	P10	Consistencia	P11	Consistencia	P12	Consistencia
1	ML	Muy Suelta	SM	Suelta	ML	Suelta	CH	Firme
2	ML	Muy Suelta	SM	Suelta	ML	Media	CH	Firme
3	ML	Muy Suelta	SM	Media	ML	Media	CH	Firme
4	ML	Muy Suelta	SM	Media	ML	Media	CH	Med. Firme
5	MH	Firme	SW	Media	ML	Media	CH	Suave
6	MH	Firme	SW	Media	ML	Suelta	CH	Med. Firme
7	MH	Firme	SW	Media	ML	Media	CH	Med. Firme
8	MH	Firme	SW	Media	ML	Media	CH	Med. Firme

Nota: Fuente: Elaborado por Nicolás Granda, Andrés Vallejo

Tabla 2-11

Clasificación de suelos SUCS P12 a P16 y consistencia según N SPT.

<b>Z (m)</b>	<b>P13</b>	<b>Consistencia</b>	<b>P14</b>	<b>Consistencia</b>	<b>P15</b>	<b>Consistencia</b>	<b>P16</b>	<b>Consistencia</b>
1	CH	Muy Firme	CH	Firme	CH	Suave	CL	Firme
2	CH	Firme	CH	Muy Firme	CH	Med. Firme	CL	Firme
3	CH	Muy Firme	CH	Muy Firme	CH	Med. Firme	CH	Med. Firme
4	CH	Firme	CH	Muy Firme	CH	Firme	CH	Med. Firme
5	CH	Firme	CH	Firme	CH	Firme	CH	Suave
6	CH	Firme	CH	Firme	CH	Firme	CH	Suave
7	CH	Firme	CH	Muy Firme	CH	Firme	CH	Muy Suave
8	CH	Muy Firme	CH	Muy Firme	CH	Firme	CH	Suave

Nota: Fuente: Elaborado por Nicolás Granda, Andrés Vallejo

Tabla 2-12

Clasificación de suelos SUCS P17 a P2 y consistencia según N SPT 0.

<b>Z (m)</b>	<b>P17</b>	<b>Consistencia</b>	<b>P18</b>	<b>Consistencia</b>	<b>P19</b>	<b>Consistencia</b>	<b>P20</b>	<b>Consistencia</b>
1	ML	Muy Suelta	CH	Med. Firme	ML	Muy Suelta	SM	Media
2	ML	Suelta	CH	Firme	ML	Muy Suelta	SM	Densa
3	ML	Media	CH	Firme	SM	Muy Suelta	SM	Densa
4	ML	Media	SP	Media	SM	Muy Suelta	SM	Densa
5	ML	Densa	SP	Media	SM	Muy Suelta	SM	Densa
6	ML	Media	SP	Densa	SM	Muy Suelta	SM	Densa
7	ML	Media	SP	Densa	SM	Muy Suelta	SM	Densa
8	ML	Media	SP	Densa	SM	Suelta	SM	Densa

Nota: Fuente: Elaborado por Nicolás Granda, Andrés Vallejo

Tabla 2-13

Clasificación de suelos SUCS P21 a P24 y consistencia según N SPT.

<b>Z (m)</b>	<b>P21</b>	<b>Consistencia</b>	<b>P22</b>	<b>Consistencia</b>	<b>P23</b>	<b>Consistencia</b>	<b>P24</b>	<b>Consistencia</b>
<b>1</b>	CH	Med. Firme	CL	Med. Firme	MH	Med. Firme	ML	Med. Firme
<b>2</b>	CH	Firme	CL	Firme	MH	Dura	ML	Dura
<b>3</b>	MH	Dura	ML	Muy Densa	MH	Dura	ML	Dura
<b>4</b>	MH	Dura	ML	Densa	MH	Dura	ML	Dura
<b>5</b>	MH	Dura	ML	Muy Densa	MH	Dura	MH	Dura
<b>6</b>	MH	Dura	ML	Muy Densa	ML	Muy Densa	MH	Muy Densa
<b>7</b>	MH	Dura	ML	Muy Densa	ML	Muy Densa	MH	Muy Densa
<b>8</b>	MH	Dura	ML	Muy Densa	ML	Muy Densa	MH	Muy Densa

Nota: Fuente: Elaborado por Nicolás Granda, Andrés Vallejo

Tabla 2-14

Clasificación de suelos SUCS P25 y consistencia según N SPT.

<b>Z (m)</b>	<b>P25</b>	<b>Consistencia</b>
<b>1</b>	SM	Suelta
<b>2</b>	SM	Media
<b>3</b>	SP	Media
<b>4</b>	SP	Densa
<b>5</b>	SP	Densa
<b>6</b>	SP	Densa
<b>7</b>	SP	Muy Densa
<b>8</b>	SP	Muy Densa

Nota: Fuente: Elaborado por Nicolás Granda, Andrés Vallejo

## CAPÍTULO III

### 3 DISEÑO DEL PILOTE A CARGA AXIAL

#### 3.1 Estimación de $Q_p$

Para el diseño de nuestro pilote hemos considerado pertinente el uso de la Teoría de Janbu puesto que considera los parámetros que hemos obtenido mediante los ensayos tanto de campo como de laboratorio.

Como mencionamos anteriormente en el primer capítulo, Janbu propuso las siguientes ecuaciones para determinar la capacidad de carga última por punta de un pilote.

**Ec. 3-1**

$$Q_p = A_p (cN_c^* + \sigma'_{ac} N_q^*)$$

**Ec. 3-2**

$$N_q^* = \left[ \tan \phi + \sqrt{1 + (\tan \phi)^2} \right]^2 (e^{2\eta' \tan \phi})$$

**Ec. 3-3**

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi$$

Estas fórmulas de los factores de capacidad de carga  $N_q^*$  y  $N_c^*$  provienen de un plano de falla considerado por Janbu el cual lo indicamos a continuación.

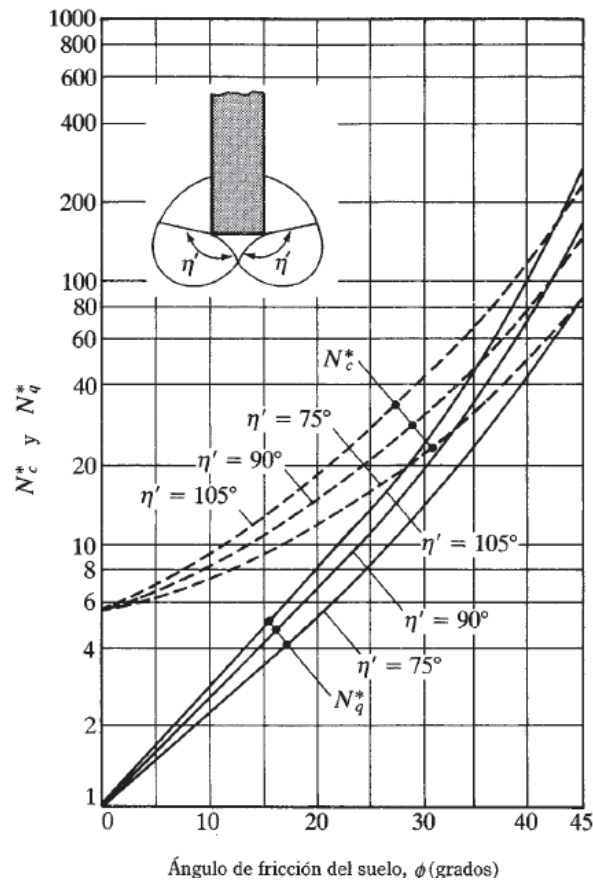


Gráfico 3-1 FACTORES DE CAPACIDAD DE APOYO

Fuente: FIGURA 9.15 Factores de capacidad de apoyo de Janbu

Das Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Buenos Aires, International Thomson Ed. 4a Ed, 2001 pág. 589

El valor de  $n'$  que se observa en la gráfica anterior depende básicamente del tipo de suelo que tengamos desde 70 grados en arcillas blandas hasta 105 grados en suelos arenosos densos.

Para fines prácticos se recomienda entre 60 a 90 grados, por lo que se ha decidido usar un valor de 75 grados en nuestro programa el cual es un valor promedio que no es ni conservador ni tampoco sobreestima los valores que se van obtener de los factores de capacidad de carga  $N_q^*$  y  $N_c^*$ .

Para poder determinar el valor del ángulo de fricción de los diferentes tipos de suelos encontrados vamos a optar por los valores obtenidos por la correlación propuestas por Peck, Hanson y Thornburn (1974), puesto que, después de haber realizado los ensayos triaxiales y comparando estos resultados con el valor de esta ecuación nos dieron valores muy semejantes.

**Ec. 3-4** Peck, Hanson y Thornburn (1974)

$$\phi(\text{grados}) = 27.1 + 0.3N_{60} - 0.00054(N_{60})^2$$

Para determinar el  $N_{60}$ , se usará la ecuación 2.1 la cual la explicamos previamente en el capítulo de ensayos de campo.

**Ec. 3-5**

$$N_{60} = \frac{N \eta_H \eta_B \eta_S \eta_R}{60}$$

De igual forma para la obtención de los parámetros de corte no drenada ( $C_u$ ) Leoni en el 2005 propuso una ecuación, la cual de igual manera nos arrojó un valor semejante al obtenido mediante el ensayo triaxial de nuestra muestra.

**Ec. 3-6** Leoni 2005

$$C_u = \frac{(1 + I_p) * N_{90} * Pat}{20}$$

La presión atmosférica ( $Pat$ ) es semejante a  $100 \text{ kN/m}^2$ ,  $200 \text{ lb/pulg}^2$  y  $1,01972 \text{ kgf/cm}^2$ , además es importante conocer que el  $N_{90}$  es igual al  $N_{60}$  dividido para 1.5

### 3.2 Estimación de Qs

Partiendo de la fórmula general que mencionamos en el primer capítulo de este trabajo

**Ec. 3-7**

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

Y una vez que se hay identificado el tipo de suelo de cada estrato procedemos a determinar la resistencia unitaria por fricción dependiendo si es este una arena para usar la ecuación 1.10 conjuntamente con la tabla 1.1 o si es una arcilla la ecuación 1.12 con la tabla 1.2

**Ec. 3-8**

$$f = K \sigma'_v \tan \delta$$

Tabla 3-1  
*Ecuaciones de K para diferentes tipos de pilotes*

Tipo de Pilote	$K \approx K_0$
Perforado (fabricado in situ)	$1 - \text{sen } \phi$
Hincado, de bajo desplazamiento	$1 - \text{sen } \phi$ a $1.4K_0 = 1.4(1 - \text{sen } \phi)$
Hincado, de alto desplazamiento	$1 - \text{sen } \phi$ a $1.8K_0 = 1.8(1 - \text{sen } \phi)$

Nota: Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012)

**Ec. 3-9**

$$f = \alpha * C_u$$

Tabla 3-2  
*Variación de  $\alpha$*

Cu / Pa	$\alpha$
0,1	1
0,2	0,92
0,3	0,82
0,4	0,74
0,6	0,62
0,8	0,54
1	0,48

1,2	0,42
1,4	0,4
1,6	0,38
1,8	0,36
2	0,35
2,4	0,34
2,8	0,34

---

Nota: Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012)

### 3.3 Determinación del $Q_{adm}$

Para determinar la carga admisible de cada pilote se va a utilizar un factor de seguridad igual a 3 el cual puede variar desde 2.5 hasta 4 dependiendo de la incertidumbre en la determinación del cálculo de la carga última ( $Q_{ultima} = Q_s + Q_p$ )

#### Ec. 3-10

$$Q_{admisible} = \frac{Q_{ultima}}{FS(3)}$$

Una vez determinada la carga admisible por pilote se determina el número total de pilotes, dividiendo la carga axial de la estructura con la carga admisible del pilote.

### 3.4 Desarrollo del Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel

La determinación de la capacidad de carga ultima de pilotes mediante métodos estáticos como los que estudiamos en capítulos anteriores; está dividida debido al tipo de suelo en dos grupos, como son los suelos cohesivos (arcillas y limos), y suelos friccionantes (arenas). El procedimiento de cálculo se basa en métodos desarrollados por expertos en la materia de geotecnia y cimentaciones indirectas y divisan los últimos avances en el diseño y análisis de pilotes, en el caso de la disertación de pilotes perforados o pre barrenados llamados normalmente, y vaciados in situ de hormigón.

Para el método escogido para el diseño del pilote perforado se presenta a continuación los pasos que se deben de realizar para obtener la capacidad portante de del pilote, vale recalcar que estos métodos son lo más aproximados para obtener resultados reales.

### 3.4.1 Ingreso de datos

*Paso 1.*- Con los datos obtenidos de los ensayos en campo y laboratorio se realiza el log de perforación el cual nos indica las propiedades mecánicas del suelo donde se va a realizar el diseño para el pilote. En el log de perforación se tienen los datos como: la profundidad de perforación, el tipo de suelo, sus características, el N parcial y el N del SPT, límites líquido y plástico, índice plástico, humedad natural y la granulometría.

Prof (m)	Clasifica. SUCS	Descripción de la muestra	N SPT	N Parcial	c	Ø	LL	W %	LP	IP	Pasa		
											10	40	200
1	CL	Arcilla de baja plasticidad	11	4			39	43	27	12	100	75	45
a		de color café clara		5									
2		humeda		6									
2	CL	Arcilla de baja plasticidad	11	5			39	43	27	12	100	75	45
a		de color café oscura		6									
3		humeda		5									
3	CL	Arcilla de baja plasticidad	12	4			39	43	27	12	100	75	45
a		de color café oscura		5									
4		humeda		7									

Gráfico 3-2 LOG DE PERFORACIÓN

Fuente: Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel. Nicolás Granda, Andrés Vallejo

*Paso 2.*- Una vez obtenido el log de perforación procedemos a ingresar los datos antes mencionados en la hoja de cálculo del programa Excel para empezar con el diseño del pilote, llamada “N60 y N90 perf.”.

*Paso 3.*- Para el estudio y con fines del proyecto se decidió realizar la hoja de cálculo solo con pilotes circulares por lo que no es necesario especificar, a continuación se debe determinar si hay nivel de aguas freáticas (N.A.F), si (S) o no (N), si existe N.A.F. ingresar una letra “S” en la celda adyacente y a continuación la profundidad en metros, caso contrario ingresar la letra “N” y el número cero.

*Paso 4.*- Ingresar el valor del peso específico  $\gamma$  ( $t/m^3$ ) del estrato de suelo en estudio para cada metro de perforación.

*Paso 5.*- Calcular el valor de esfuerzo efectivo  $\sigma'$  ( $kg/cm^2$ ).

*Paso 6.*- Acumular los valores de esfuerzo efectivo por cada metro de perforación.

*Paso 7.-* Cuando el estrato en estudio por metro de perforación hay presencia de arenas, si existe N.A.F. y el N del SPT es mayor que 15 golpes, se debe corregir el N del SPT con la siguiente formula:

**Ec. 3-11**

$$N_{cor.N.A.F. (arenas)} = 15 + \frac{N_{SPT} - 15}{2}$$

*Paso 8.-* Con las fórmulas antes mencionadas para corregir el valor del N del SPT para una energía del 60% se procede a calcular el N60, en la hoja de cálculo en la parte de la derecha se debe de especificar los valores de  $\eta_H$ ,  $\eta_B$ ,  $\eta_S$  y  $\eta_R$  según como se realizó el ensayo de SPT.

$\eta_H$	60
$\eta_B$	0.
$\eta_S$	0.
$\eta_R$	0.

Corrección N60  
Eficiencia del martinete (%)

Gráfico 3-3 CORRECCIÓN N60

Fuente: Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel. Nicolás Granda, Andrés Vallejo

*Paso 9.-* De la misma manera que el paso anterior para corregir el valor del N del SPT para una energía del 90% se procede a calcular el N90.

$\eta_H$	60
$\eta_B$	0.
$\eta_S$	0.
$\eta_R$	0.

Corrección N90  
Eficiencia del martinete (%)

Gráfico 3-4 CORRECCIÓN N90

Fuente: Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel. Nicolás Granda, Andrés Vallejo

A continuación en el grafico se puede observar de mejor manera los pasos que se están realizando:

Nivel aguas freáticas (So N), m	N	0										
Prof (m)	Z (m)	Clasifica. SUCS	IP	N Parcial	N SPT	γ (t/m <sup>3</sup> )	σ' (kg/cm <sup>2</sup> )	σ' ACUMULADO (kg/cm <sup>2</sup> )	N Corregido (N.A.F solo Arenas)	N60	N90	
0	1	CL	12	4	11	1.63	0.163	0.163	11	7	4	
a				5								
1				6								
1	2	CL	12	5	11	1.63	0.163	0.326	11	7	4	
a				6								
2				5								
2	3	CL	12	4	12	1.63	0.163	0.489	12	7	5	
a				5								
3				7								

Gráfico 3-5 N60 Y N90 PERF.

Fuente: Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel. Nicolás Granda, Andrés Vallejo

*Paso 10.-* Una vez obtenidos los valores de N60 y N90 se procede con la siguiente hoja de cálculo que lleva el nombre de “QpTesis” en cual se va a calcular la resistencia a punta (Qp.) del pilote. Se debe especificar que como se dijo anteriormente los suelos se van a dividir en dos grupos: friccionantes y cohesivos, y partiendo de esta clasificación, se calcula el ángulo de fricción y la cohesión respectivamente, cabe recalcar que por términos de estudio de la disertación los suelos friccionantes solo van a poseer ángulo de fricción y los suelos cohesivos solo van a poseer cohesión.

*Paso 11.-* Con el ángulo de fricción calculado si es caso respectivo del estrato de suelo en estudio, se obtiene los factores de capacidad de carga N\*q con la fórmula mencionada anteriormente y también se debe mencionar que con fines prácticos el ángulo n' se toma el valor de 75°, caso contrario si es suelo cohesivo el valor va a ser de 1.

Angulo η' (°)	75
---------------	----

Gráfico 3-6 ANGULO η'

Fuente: Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel. Nicolás Granda, Andrés Vallejo

*Paso 12.-* De la misma manera que el paso anterior se calcula N\*c factor de capacidad de carga con la formula descrita, y si es cohesivo el valor va a ser de 5.74.

*Paso 13.-* Definir el diámetro del pilote.

*Paso 14.-* Calcular la resistencia de punta Qp. (t).

A continuación en el grafico se puede observar de mejor manera los pasos que se están realizando:

Diámetro Pilote (cm)		60		Angulo $\eta'$ (°)		75						
Prof (m)	Z (m)	Clasifica. SUCS	IP	N SPT	$\sigma'$ ACUMULADO (kg/cm <sup>2</sup> )	N60	N90	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$	N*q	N*c	Qp (t)
0 a 1	1	CL	12	11	0.163	7	4	0.2314	0	1.00	5.74	65
1 a 2	2	CL	12	11	0.326	7	4	0.2314	0	1.00	5.74	66
2 a 3	3	CL	12	12	0.489	7	5	0.2893	0	1.00	5.74	83

Gráfico 3-7 QpTESIS

Fuente: Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel. Nicolás Granda, Andrés Vallejo

*Paso 15.-* Luego de obtener la resistencia a punta en el diseño del pilote se continúa con el cálculo de la resistencia por fricción del fuste del pilote (Qs.) en el cual debemos a hacer un hincapié y continuar con la clasificación de los dos grupos en el cual se encuentran los suelos en estudio.

*Paso 15.a.-* Si son suelos friccionantes va a haber una fórmula solo para ese tipo de suelos y se procede a calcular f en función de K automáticamente en el programa.

*Paso 15.b.-* Si es un estrato de suelo cohesivo va a haber otra fórmula diferente solo para este suelo y se va proceder a calcular f en función del factor empírico de adhesión ( $\alpha$ ), mediante una interpolación basada en los valores de Terzaghi, Peck y Mesri (1996), entre la relación cohesión (kN/m<sup>2</sup>) / presión atmosférica (kN/m<sup>2</sup>) y el factor empírico de adhesión.

Variación de $\alpha$	
Cu / Pa	$\alpha$
0.1	1
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.74
0.6	0.62
0.8	0.54
1	0.48
1.2	0.42
1.4	0.4
1.6	0.38
1.8	0.36
2	0.35
2.4	0.34
2.8	0.34

Gráfico 3-8 INTERPOLACION  $\alpha$

Fuente: Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel. Nicolás Granda, Andrés Vallejo

*Paso 16.*- Definir el diámetro del pilote.

*Paso 17.*- Realizar la sumatoria metro a metro de la fórmula para calcular  $Q_s$  (t), y la resistencia por fricción del fuste del pilote va a ser la suma total de cada estrato dividido por metro lineal.

A continuación en el grafico se puede observar de mejor manera los pasos que se están realizando:

Prof (m)	Z (m)	Clasifica. SUCS	IP	N SPT	$\sigma'$ ACUMULADO (kg/cm <sup>2</sup> )	N60	N90	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$	Cu / Pa	$\alpha$	f	Qs Parcial (t)	Qs Acu (t)
0	1	CL	12	11	0.163	7	4	0.2314	0	0.2240	0.896	0.03	6.4	6.4
a														
1	2	CL	12	11	0.326	7	4	0.2314	0	0.2240	0.896	0.03	6.4	12.7
a														
2	3	CL	12	12	0.489	7	5	0.2893	0	0.2800	0.840	0.04	7.5	20.2
a														
3														

Gráfico 3-9 QsTESIS

Fuente: Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel. Nicolás Granda, Andrés Vallejo

Paso 18.- Una vez que se obtienen los valores de Qp. y Qs, en la hoja de cálculo llamada “ResumenQpQsTesis” se define cual es el máximo valor para Qp. y su profundidad y dependiendo de ese valor se va a realizar la sumatoria de Qs es decir que se va a sumar el Qs parcial hasta la profundidad del máximo valor de Qp., el programa automáticamente nos va a dar estos valores.

Paso 19.- La carga última va a ser la sumatoria de Qp. y Qs obtenidos en el paso anterior.

Paso 20.- Obtener la carga admisible, dividiendo la carga ultima para un factor de seguridad que puede variar entre 2.5 y 4.

A continuación en el grafico se puede observar de mejor manera los pasos que se están realizando:

<b>Prof (m)</b>	<b>Qp (t)</b>	<b>Qs (t)</b>	<b>Qu (t)</b>	<b>Qadm (t)</b>
1,0	67,0	5,4	72,4	24,1
2,0	69,6	10,7	80,3	26,8
3,0	72,2	16,2	88,4	29,5
4,0	74,9	21,7	96,6	32,2
5,0	77,6	27,2	104,7	34,9
6,0	80,8	32,7	113,5	37,8
7,0	82,9	38,2	121,0	40,3
8,0	217,6	43,7	261,2	87,1
9,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Gráfico 3-10 RESUMENQpQsTESIS

Fuente: Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel. Nicolás Granda, Andrés Vallejo

## CAPÍTULO IV

### 4 ANÁLISIS DEL PILOTE

Según la AASHTO en su capítulo 10 que habla sobre los requisitos que deben cumplir los diferentes tipos de cimentaciones, nos indica que los pilotes deben diseñarse de tal forma que cumplan con la capacidad de carga, asentamientos, levantamientos y desplazamientos laterales.

#### 4.1 ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA

Después de haber determinado las características geo mecánicas del suelo, se procedió a realizar el diseño del pilote por carga axial en el Capítulo III de este trabajo, una vez obtenida la carga admisible de cada pilote se procede a comparar con el valor de carga que tiene de trabajo que tiene el pilote, este valor lo obtenemos del programa de elementos finitos el cual nos da un valor más aproximado a la realidad de las cargas que va a tener cada pilote.

Este valor que obtenemos del programa de elementos finitos debe ser menor o igual a la carga admisible de nuestro pilote para que logre satisfacer este requisito.

Para determinar la carga admisible de cada pilote, se va a utilizar la ecuación 3.10 que se mencionó anteriormente.

**Ec. 4-1**

$$Q_{admisible} = \frac{Q_{ultimo}}{FS(3)}$$

#### 4.2 ANALISIS DE ASENTAMIENTOS

Los asentamientos de los pilotes deben ser menores o iguales al admisible, el cual debe tomar en cuenta criterios de estabilidad, funcionalidad y seguridad.

Los asentamientos admisible en estructuras con pilotes pueden variar desde ¼ de pulgada (0.64cm) hasta 1 pulgada (2.54cm), nosotros lo limitaremos a 2.54cm puesto que al tener un grupo de pilotes no van a existir asentamientos diferenciales que puedan comprometer a nuestras torres de transmisión.

A continuación se van a detallar los tipos de asentamientos que se pueden presentar dependiendo del tipo de estructura y cargas de trabajo que presente.

#### 4.2.1 Asentamiento de pilotes

El asentamiento de un pilote en forma individual ante una carga de trabajo  $Q_w$  se la puede definir con la siguiente expresión.

##### Ec. 4-2

$$s_{ind} = s_{e(1)} + s_{e(2)} + s_{e(3)}$$

Donde

$s_{e(1)}$ : Asentamiento elástico del pilote

$s_{e(2)}$ : Asentamiento del pilote causado por la carga en punta

$s_{e(3)}$ : Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste.

##### Ec. 4-3

$$s_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Donde

$Q_{wp}$ : Carga admisible en la punta del pilote

$Q_{ws}$ : Carga admisible por la resistencia friccional del pilote

$L$ : Longitud del pilote

$A_p$ : Área de la sección transversal del pilote

$E_p$ : Módulo de elasticidad del material del pilote

$\xi$ : Es un valor que se puede estimar entre 0.50 y 0.67 dependiendo de la distribución de la resistencia por fricción unitaria a lo largo del fuste

Para determinar el asentamiento causado por la carga en punta y por la carga transmitida a lo largo del fuste se van a utilizar las fórmulas de Vesic (1977)

**Ec. 4-4**

$$s_{e(2)} = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p}$$

Donde

**D**: Ancho o diámetro del pilote

**q<sub>p</sub>**: Resistencia última en la punta del pilote

**C<sub>p</sub>**: Coeficiente empírico que depende del tipo de suelo que tenemos (ver tabla 4.1)

Tabla 4-1  
Valores comunes de C<sub>p</sub>

Tipo de suelo	Hincado	Perforado
Arena (densa a suelta)	0,02-0,04	0,09-0,18
Arcilla (Firme a suave)	0,02-0,03	0,03-0,06
Limo (denso a suelto)	0,03-0,05	0,09-0,12

De "Design of Pile Foundations", de A.S. Vesic. SYNTHESIS OF HIGHWAY PRACTICE by AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORT. Derechos de autor 1969 del TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Reimpresa con permiso del TRANSPORTATION RESEARCH BOARD en formato Texbook mediante el Copyright Clearance Center.

**Ec. 4-5**

$$s_{e(3)} = \frac{Q_{ws} C_s}{L q_p}$$

**Ec. 4-6**

$$C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}}) C_p$$

## 4.2.2 Asentamiento en grupo de pilotes

Para determinar el asentamiento de un grupo de pilotes es indispensable conocer el tipo de suelo en el cual va a construirse nuestra cimentación. Básicamente podemos diferenciar dos grandes grupos de suelos los arenosos y los arcillosos, dependiendo del tipo de suelo que tengamos va a variar el tipo de asentamiento que se va a producir pudiendo ser este elástico en el caso de los suelos arenosos o en suelos arcillosos que se presentan tanto el asentamiento elástico como el asentamiento por consolidación.

### 4.2.2.1 Asentamiento inmediato o elástico

Para determinar el asentamiento inmediato o elástico de un grupo de pilotes Meyerhof en 1976 propuso la siguiente fórmula:

**Ec. 4-7**

$$Ast(e) = \frac{0.96q\sqrt{B_g} * I}{N_{60}}$$

**Ec. 4-8**

$$q = \frac{Q_g}{(L_g B_g)} \left( \frac{kN}{m^2} \right)$$

**Dónde:**

$Q_g$  : Capacidad de carga última del grupo de pilotes (kN)

$L_g$ : Longitud del grupo de pilotes (m)

$B_g$ : Ancho del grupo de pilotes (m)

$N_{60}$ : Número de penetración estándar promedio dentro del asiento del asentamiento

$I$  : Factor de influencia =  $1 - L/8B_g \geq 0.5$

$L$ : longitud de empotramiento de los pilotes

#### 4.2.2.2 Asentamiento por consolidación

Para determinar el asentamiento por consolidación de nuestro grupo de pilotes se va a usar el método propuesto por Duncan y Buchignani en 1976 de la zapata equivalente la cual está ubicada a los 2/3 de la longitud de nuestro grupo de pilotes.

Para poder comprender de mejor manera este método se va a mencionar los pasos que se debe considerar para su correcto desarrollo.

- Paso 1. Se determina la carga axial total  $Q_g$  de trabajo a la cual va a estar sometido nuestro grupo de pilotes
- Paso 2. Se marca una línea perpendicular al eje de nuestros pilotes (a-b) a 2/3 de nuestra longitud de pilotes, suponiendo que nuestra carga  $Q_g$  se transmite al suelo desde a-b.
- Paso 3. Se trazan dos líneas con una pendiente 2V:1H (a-a' y b-b') desde los pilotes eternos de nuestro grupo.
- Paso 4. Se determina el incremento en la fuerza efectiva causado en cada mitad de cada estrato con la siguiente fórmula.

#### Ec. 4-9

$$\Delta\sigma'_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)}$$

Donde

$\Delta\sigma'_i$ : Incremento en el esfuerzo efectivo a la mitad del estrato i

$B_g$ : Ancho del grupo de pilotes visto en planta

$L_g$ : Largo del grupo de pilotes visto en planta

$z_i$ : Distancia desde el plano en que los pilotes transmiten la carga al suelo hasta la mitad del estrato i

- Paso 5. Se calcula el asentamiento en cada estrato debido al esfuerzo incrementado.

**Ec. 4-10**

$$\Delta s_{c(i)} = \left[ \frac{\Delta e_i}{1 + e_{0i}} \right] H_i$$

Donde

$\Delta s_{c(i)}$ : Asentamiento por consolidación del estrato i

$\Delta e_i$ : Cambio en la relación de vacíos causado por el incremento en el esfuerzo en el estrato i

$e_{0i}$ : Relación de vacíos inicial del estrato i

$H_i$ : Espesor del estrato i (Para determinar el espesor del primer estrato se debe realizarlo tomando en cuenta la línea base a-b)

Paso 6. Se determina el asentamiento por consolidación total de nuestro grupo de pilotes como la sumatorio de los asentamientos parciales de cada estrato.

**Ec. 4-11**

$$\Delta s_{ctot} = \sum \Delta s_{c(i)}$$

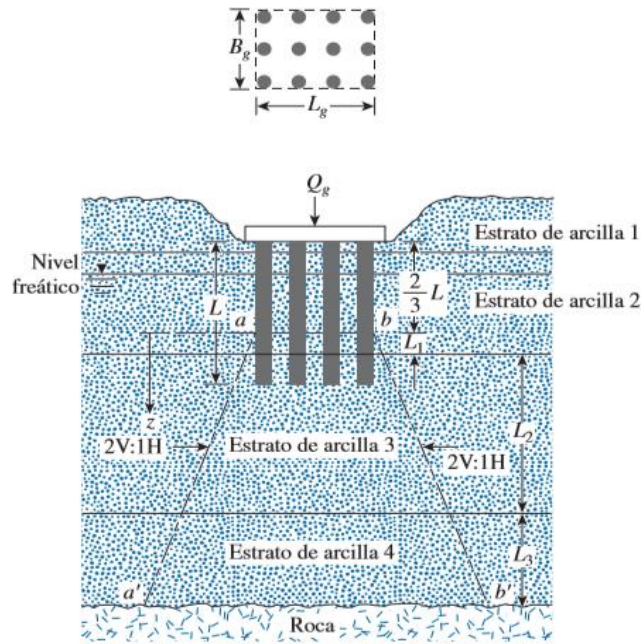


Gráfico 4-1 ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN DE GRUPO DE PILOTES

Fuente: FIGURA 11.43 Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes

Das Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Buenos Aires, International Thomson Ed. 7a Ed, 2012 pág. 626

### 4.3 RESISTENCIA CONTRA EL LEVANTAMIENTO DE PILOTES

#### 4.3.1 Resistencia contra el levantamiento en pilotes individuales

La AASHTO considera la resistencia contra el levantamiento de un pilote individual de forma similar a la estimación de la resistencia por fricción superficial.

La resistencia mayorala contra el levantamiento se la define como:

**Ec. 4-12**

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_u Q_s$$

Donde

$Q_s$ : Capacidad nominal debida a la resistencia friccional del fuste (N)

$\varphi_u$ : Factor de resistencia para la capacidad contra el levantamiento el cual depende del método de diseño utilizado.

Tabla 4-2  
Valores de  $\varphi_u$  para pilotes individuales.

Método utilizado	$\varphi_u$
Método $\alpha$	0,60
Método $\beta$	0,40
Método $\lambda$	0,45
Método SPT	0,35
Método CPT	0,45
Ensayo de carga	0,80

Nota: Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012)

### 4.3.2 Resistencia contra el levantamiento de un grupo de pilotes

La resistencia mayorala contra el levantamiento de un grupo de pilotes se la define como:

#### Ec. 4-13

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{ug} Q_{ug}$$

$Q_{ug}$ : Resistencia nominal contra el levantamiento del grupo de pilotes (N)

$\varphi_u$ : Factor de resistencia para la capacidad contra el levantamiento, que es igual a 0.55 tanto para arenas como para arcillas.

La norma ASSHTO nos indica además que el valor de  $Q_{ug}$  deberá ser el menor entre la sumatoria de las resistencias contra el levantamiento de los pilotes individuales o la capacidad contra el levantamiento del grupo de pilotes considerado como un bloque único.

Para determinar la capacidad contra el levantamiento del grupo de pilotes considerándolo como un bloque único se debe diferenciar el tipo de suelo donde se encuentran nuestros pilotes, si tenemos un suelo arenoso el peso del bloque a considerarse debe tener una

pendiente desde los extremos inferiores de los pilotes 1H:4V como se indica en el siguiente gráfico.

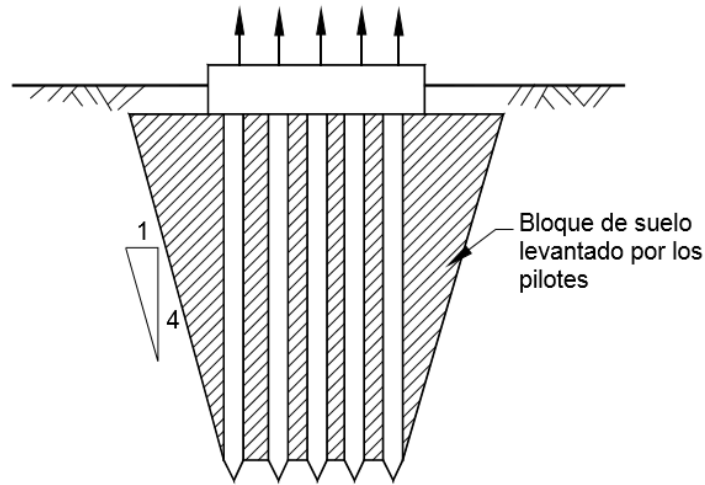


Gráfico 4-2 BLOQUE DE SUELO LEVANTADO EN SUELOS ARENOSOS

Fuente: Figura 10.7.3.7.3-1 - Levantamiento de un grupo de pilotes poco separados en suelos no cohesivos (Tomlinson, 1987), ASSHTO capítulo página – 10-89

En el caso de suelos cohesivos el bloque que se va a considerar está limitado únicamente a los pilotes externos como se puede ver en el siguiente gráfico.

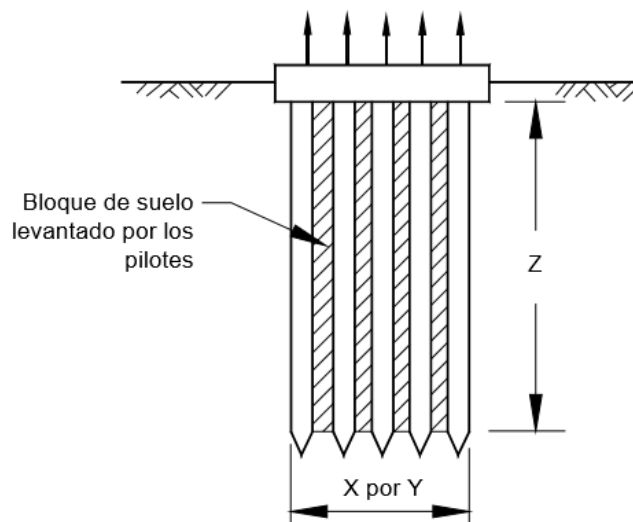


Gráfico 4-3 BLOQUE DE SUELO LEVANTADO EN SUELOS COHESIVOS

Fuente: Figura 10.7.3.7.3-2 - Levantamiento de un grupo de pilotes en suelos cohesivos (Tomlinson, 1987), ASSHTO capítulo página – 10-89

La resistencia nominal contra el levantamiento se la define como

**Ec. 4-14**

$$Q_n = Q_{ug} = (2XZ + 2YZ)s_u + W_g$$

Dónde:

X: Ancho del grupo de pilotes

Y: Longitud el grupo de pilotes

Z: Longitud del fuste de los pilotes

$s_u$ : Resistencia al corte no drenado promedio a lo largo del fuste del pilote

$W_g$ : Peso del bloque del suelo, los pilotes y el cabezal (N)

Una consideración que se debe tomar muy en cuenta es cuando existen suelos bajo el nivel de aguas freáticas se deben considerar su pesos unitarios sumergidos.

#### 4.4 ANALISIS DE DESPLAZAMIENTO LATERAL

En la mayoría de las estructuras los desplazamientos laterales no son un problema al momento de realizar el diseño de la misma, pero en este caso es un factor crítico el cual se debe efectuar para garantizar el correcto funcionamiento de nuestra estructura.

Básicamente el análisis de desplazamiento lateral trata de representar la interacción que existe entre el suelo y la estructura, pero esta interacción es descartada en la mayoría de las ocasiones por varios motivos que pueden ser:

- a. El asentamiento del pilote para desarrollar la capacidad de punta es tolerable
- b. El uso de factores de seguridad altos para el cálculo de la carga de trabajo
- c. Interpretación conservadora de los parámetros geotécnicos

Los cuales nos llevan a tener un diseño seguro pero no económico ni eficientes.

El criterio de diseño de los pilotes que están sometidos a cargas laterales no está regido en la mayoría de ocasiones a la capacidad última lateral, sino a la máxima deflexión permisible que se puede tener dependiendo del tipo de estructura. Podemos tener

deflexiones permisibles relativamente mayores para estructurales temporales o en muros de contención y deflexiones permisibles muy pequeñas en el caso de estructuras de gran altura y estribos de puentes.

Las cargas laterales se pueden presentar más comúnmente las condiciones que se enuncian a continuación:

- a. Deslizamiento de Taludes
- b. Amarre de embarcaciones
- c. Eventos sísmicos
- d. Fuerzas grandes ocasionadas por el viento
- e. Presión de tierra sobre muros de contención
- f. Choque de olas
- g. Aceleración y frenado de vehículos (puentes)
- h. Cargas verticales no concéntricas
- i. Cargas estructurales en estribos de puentes en arco
- j. Tensión en cables de torres de transmisión eléctricas

Dependiendo de la ubicación de la carga lateral en la estructura Reese y Van Impe en el año 2001 propusieron dos tipos de pilotes: los activos y los pasivos.

En nuestro caso del diseño de los pilotes de las torres de transmisión se trata de pilotes activos, puesto que tienen aplicada la carga principalmente en su cabeza. A continuación tenemos otros tipos de cimentaciones de estructuras que presentan el mismo caso.

- a. Plataformas petroleras
- b. Edificios elevados
- c. Vallas publicitarias
- d. Muelles de embarcación

Los pilotes pasivos son aquellos que tienen la carga aplicada a lo largo de su fuste. Algunos casos de estructuras con esta condición se mencionan a continuación:

- a. Estribos de puentes en taludes o terraplenes
- b. Muros de pilotes secantes o tangentes
- c. Muros de contención

Una vez que mencionamos el origen de las cargas laterales, es importante conocer también el tipo de cargas que se pueden presentar en nuestra cimentación las cuales son: corto plazo o estáticas, cíclicas, sostenidas y dinámicas.

#### **a. Cargas Estáticas**

Es un tipo de carga de corto plazo, la cual se presente muy rara vez en la vida práctica pero son útiles puesto que:

- Los procesos analíticos realizados pueden ser usados para desarrollar expresiones para correlacionar partes de la curva  $p$ - $y$ .
- Sirven como una base para demostrar otros tipos de carga
- Pueden ser usadas también en el caso de cargas sostenidas para algunas arenas y arcillas.

#### **b. Carga Cíclica**

Ocurren en estructuras como puentes, vallas, duques y en nuestro tipo de estructura que son las torres de transmisión.

#### **c. Carga Sostenida**

Este tipo de carga se caracteriza básicamente por el tipo de respuesta en los suelos arcillosos a corto y largo plazo. A corto plazo los suelos arcillosos presentan una resistencia sin la expulsión del agua por lo que incrementa la presión de poros mientras que a largo plazo, el agua ya ha sido expulsada, consolidando la arcilla e incrementando la deformación del suelo.

#### **d. Carga dinámica**

Este tipo de cargas es producido debido a vibraciones de maquinaria, tráfico, oleajes y movimiento sísmicos. El caso de mayor preocupación con este tipo de cargas es que se produzca el fenómeno de la licuefacción en el suelo.

Existen varios métodos que se usan para poder estimar el comportamiento de los pilotes ante una carga lateral:

1. Análisis simple de carga última.

2. Análisis lineales simples de deflexiones, rotaciones y esfuerzos en el pilote (Método de Winkler)
3. Análisis iterativos usando resorte no lineales (curvas  $p$ - $y$ )
4. Procedimientos utilizando cuadros no dimensionales basados en resultados de prueba de carga a escala real y computadora.

A continuación se detallan los dos métodos más comúnmente utilizados para poder representar esta interacción los cuales son el modelo de la “viga elástica” o más conocido como modelo de Winkler y el método de las curvas  $p$ - $y$ .

#### **4.4.1 Análisis por el Método de Winkler**

Conocido también como el método de la viga elástica, fue un método propuesto por Winkler en 1867 que considera al suelo como un material elástico lineal, lo cual simplifica la interacción existente entre la cimentación y el suelo.

El método de Winkler no es un método exacto puesto que utiliza una constante que es el coeficiente de balasto el cual es directamente proporcional con la profundidad del estrato en análisis.

El coeficiente de balasto es un parámetro que relaciona la presión que actúa en un punto y el asentamiento que se produce, tiene dimensiones de masa sobre volumen.

Al momento de modelar esta interacción mediante un programa de elementos finitos, se los realiza mediante resortes para cada uno de los estratos existentes, los cuales modelan el coeficiente de balasto que se ha determinado en cada tipo de suelo.

##### *4.4.1.1 Determinación del Coeficiente de Balasto a diferentes profundidades*

Para la determinación del coeficiente de balasto se lo puede realizar mediante:

- a) Pruebas de carga horizontal (Prueba de placa)
- b) Ensayos de carga lateral en pilotes a escala real: Es una de las formas más confiables y directas de realizarlo mediante instrumentos que permiten la medición de las presiones generadas por la carga aplicada y las deflexiones del

pilote a lo largo del fuste. Las restricciones que tiene este método son su alto costo y el tiempo que se necesita para efectuar este ensayo.

- c) Resultados de ensayos presiométricos o dilatométricos
- d) Correlaciones empíricas con otras propiedades del suelo

Para la realización de este trabajo se realizó la determinación del coeficiente de balasto mediante correlaciones empíricas las cuales se determinan dependiendo el tipo de suelo que se presenta ya sean suelos arcillosos o arenosos.

Para el caso de pilotes sometidos a cargas transversales en suelos arcillosos Terzagui propuso la siguiente fórmula.

**Ec. 4-15**

$$K \left( \frac{t}{m^3} \right) = 40 \frac{N}{D(m)}$$

De igual forma para el caso de suelos arenosos la gran mayoría de los autores proponen que el coeficiente de balasto aumenta con respecto a la profundidad ya sea de una forma parabólica, exponencial o lineal.

Terzagui propuso una variación lineal del coeficiente de balasto la cual se define con la siguiente ecuación.

**Ec. 4-16**

$$K = n_h \cdot \frac{z}{D}$$

Dónde:

$z$ : Profundidad donde se determina el coeficiente de balasto ( $K$ )

$n_h$ : Coeficiente de reacción horizontal a la profundidad  $z$  (Ver Tabla 4. 3)

Tabla 4-3  
Valores de  $n_h$  según el tipo de arena

Tipo de Arena	$n$ (kg/cm <sup>3</sup> )
Arena suelta	0,22
Arena media	0,67
Arena densa	1,19

Nota: Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012)

Terzaghi propuso estos valores del coeficiente de reacción horizontal  $n_h$  en función al peso específico del suelo en estado seco, y para suelos que se encuentran bajo el nivel freático recomendó valores iguales al 60%. Así también Terzaghi relacionó este coeficiente con el N del SPT para establecer las siguientes fórmulas para pilotes en arena seca o húmeda y para pilotes en arena sumergida.

**Ec. 4-17**

Ecuación para pilotes en arena seca o húmeda

$$K \left( \frac{t}{m^3} \right) = 1000 \times 10^{\frac{N-28}{40}} \cdot \frac{Z}{D}$$

**Ec. 4-18**

Ecuación para pilotes en arena sumergida

$$K \left( \frac{t}{m^3} \right) = 600 \cdot 10^{\frac{N-28}{40}} \cdot \frac{Z}{D}$$

La tabla 4.4 muestra algunos valores referenciales del coeficiente de balasto ( $K$ ) para los diferentes tipos de suelos.

Tabla 4-4  
Valores referenciales coeficiente de balasto (K)

Descripción de los Suelos	Símbolo	$K$ (kg/cm <sup>3</sup> )	
		Rango	Promedio
Gravas bien graduadas	GW	14 - 20	17
Gravas arcillosas	GC	11 - 19	15
Gravas mal graduadas	GP	8 - 14	11
Gravas limosas	GM	6 - 14	10

Arenas bien graduadas	SW	6 - 16	11
Arenas arcillosas	SC	6 - 16	11
Arenas mal graduadas	SP	5 - 9	7
Arenas limosas	SM	5 - 9	7
Limos orgánicos	ML	4 - 8	6
Arcillas con grava o con arena	CL	4 - 6	5
Limos orgánicos y arcillas limosas	OL	3 - 5	4
Limos inorgánicos	MH	1 - 5	3
Arcillas inorgánicas	CH	1 - 5	3
Arcillas orgánicas	OH	1 - 4	2

Nota: Fuente: (Das Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012)

#### 4.4.2 Análisis por el Método de las curvas $p$ - $y$

Este tipo de análisis tiene la ventaja de representar el comportamiento de los pilotes ante una carga lateral muy cercano a la realidad, puesto que a diferencia del modelo de Winkler considera resortes no lineales que relacionan la resistencia del suelo en función de la deflexión lateral generada en el pilote mediante las curvas  $p$ - $y$ .

Este método puede considerar las siguientes variables:

- Cualquier curva carga deformación no lineal.
- Variaciones de la curva carga deformación con la profundidad.
- Variaciones en la rigidez de la fundación con la profundidad.
- Comportamiento a la flexión elastoplástica de la fundación.
- Cualquiera de las condiciones del comportamiento del cabezal incluyendo libre, restringido, momento puro y otros.

Las curvas  $p$ - $y$  son un grupo de curvas que representan la resistencia del suelo dependiendo de la profundidad de análisis. A continuación se presenta una curva  $p$ - $y$  típica.

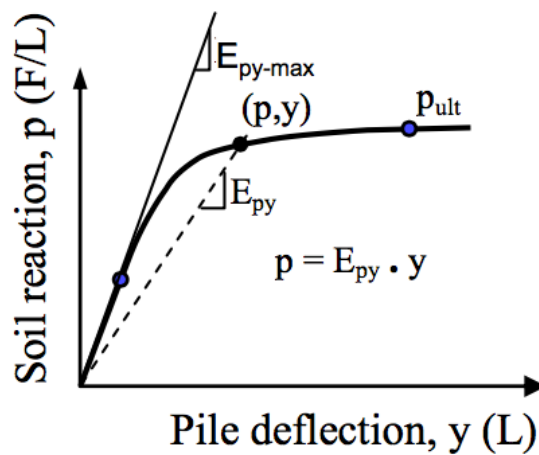


Gráfico 4-4 CURVA P-Y TÍPICA  
Fuente: (Reese & Van Impe, 2011 )

Como se puede observar desde el origen hasta el punto “a” existe una relación lineal. A partir del punto “a” el suelo tiene un comportamiento no lineal hasta llegar al punto “b” donde se alcanza la *pult* (carga última) y a partir del punto “b” se observa un comportamiento plástico sin pérdida de resistencia al corte con aumento de la deformación.

Las curvas *p-y*, modelo para cada tipo de suelo que se describen a continuación, son el resultado de distintas pruebas de carga lateral que se ejecutaron en pilotes tipo, en las cuales se determinaban deformaciones unitarias que permitían determinar el momento flector en función de la profundidad. La diferenciación e integración del momento en función de la profundidad permitieron obtener las curvas *p-y* experimentales, las que posteriormente se correlacionaron con las características del suelo para finalmente obtener las curvas *p-y* modelo.

#### 4.4.2.1 Arcillas blandas bajo el nivel freático (Matlock 1970)

Matlock en 1970 definió el comportamiento de una arcilla blanda bajo el nivel freático tanto para una carga estática como para una cíclica.

La curva *p-y* para una carga estática la definió mediante la siguiente ecuación.

**Ec. 4-19**

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0.5 \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde

$p_{ult}$ : Carga última del suelo a una profundidad determinada, la cual está en función de la resistencia al corte no drenada.

$y_{50}$ : Deflexión con el 50% de la  $p_{ult}$

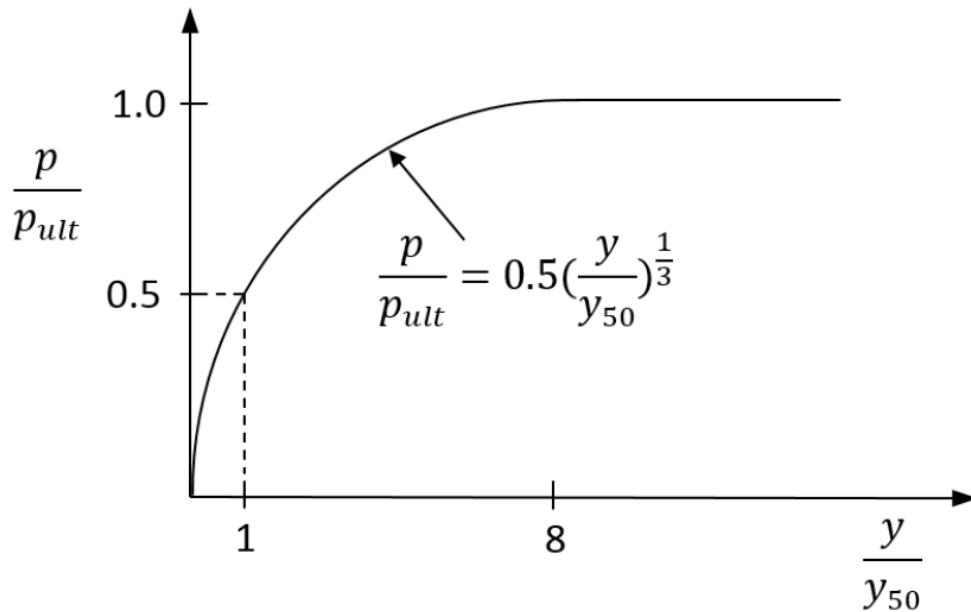


Gráfico 4-5 CURVA P-Y PARA ARCILLAS CARGA ESTÁTICA  
Fuente: (RocScience, 2016, pág. 6)

De la misma forma definió la curva  $p$ - $y$  para una carga cíclica la cual utiliza la Ec. 4-19 que se mencionó anteriormente hasta una deformación 3, luego continua con una recta que desciende hasta una resistencia de  $0,72 z/z_r$  para finalmente continuar con una horizontal con la misma resistencia. Es importante mencionar que  $z$  representa la profundidad de la curva  $p$ - $y$  y  $z_r$  es un valor que depende de la resistencia al corte no drenada.

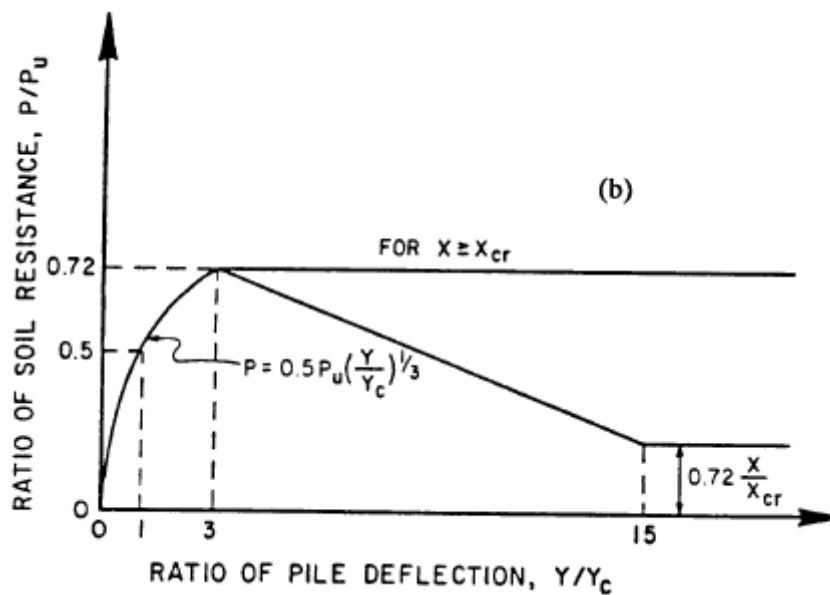


Gráfico 4-6 CURVA P-Y PARA ARCILLAS CARGA CÍCLICA  
Fuente: (Kramer, 2016, pág. 15)

Adicionalmente es importante conocer el valor de la deformación característica  $\epsilon_{50}$  la cual se presenta en la siguiente tabla que fue propuesta por Peck en 1974.

Tabla 4-5.  
Deformación característica ( $\epsilon_{50}$ )

Consistencia de la arcilla	Promedio de la resistencia al corte no drenada (kPa)	$\epsilon_{50}$
Blanda	menor a 48	0,020
Media	48 - 96	0,010
Dura	96 - 192	0,005

Nota: Fuente: (Reese & Van Impe, 2011 )

#### 4.4.2.2 Arcillas duras bajo el nivel freático (Reese 1975)

Para la curva  $p$ - $y$  bajo una carga estática podemos diferenciar 5 porciones:

- Una línea recta inclinada que está en función de  $k_s$  que es la rigidez inicial lateral del suelo.
- Una primera parábola que comienza desde la intersección de la línea inclinada hasta una deformación  $A_s$ .

- c. Una segunda parábola que está definida desde  $A_s y_{50}$  hasta  $6A_s y_{50}$  la cual depende de  $y_{50}$  y  $p_c$  que es un valor que está en función de la resistencia al corte no drenado.
- d. Una línea inclinada que va desde  $6A_s y_{50}$  hasta  $18A_s y_{50}$
- e. Una línea horizontal a una resistencia  $p_c$  residual para deformaciones mayores a  $18A_s y_{50}$

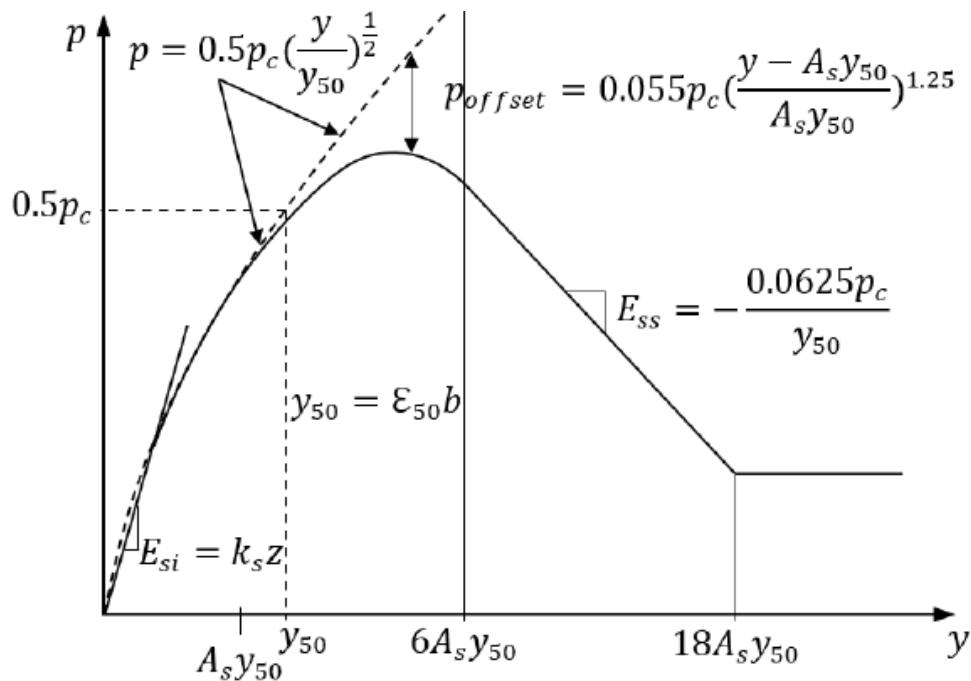


Gráfico 4-7 CURVA P-Y PARA ARCILLAS DURAS BAJO EL NIVEL FREÁTICO CARGA ESTÁTICA  
Fuente: (RocScience, 2016)

Para el caso de la curva  $p-y$  bajo una carga cíclica, esta presenta 4 porciones:

- a. Una línea recta inclinada que está en función de  $k_c$  que es la rigidez inicial lateral del suelo.
- b. Una primera parábola que comienza desde la intersección de la línea inclinada hasta una deformación  $0.6yp$
- c. Una línea inclinada que va desde  $0.6yp$  hasta  $1,8yp$
- d. Una línea horizontal a una resistencia  $p_c$  residual para deformaciones mayores a  $1,8 yp$ .

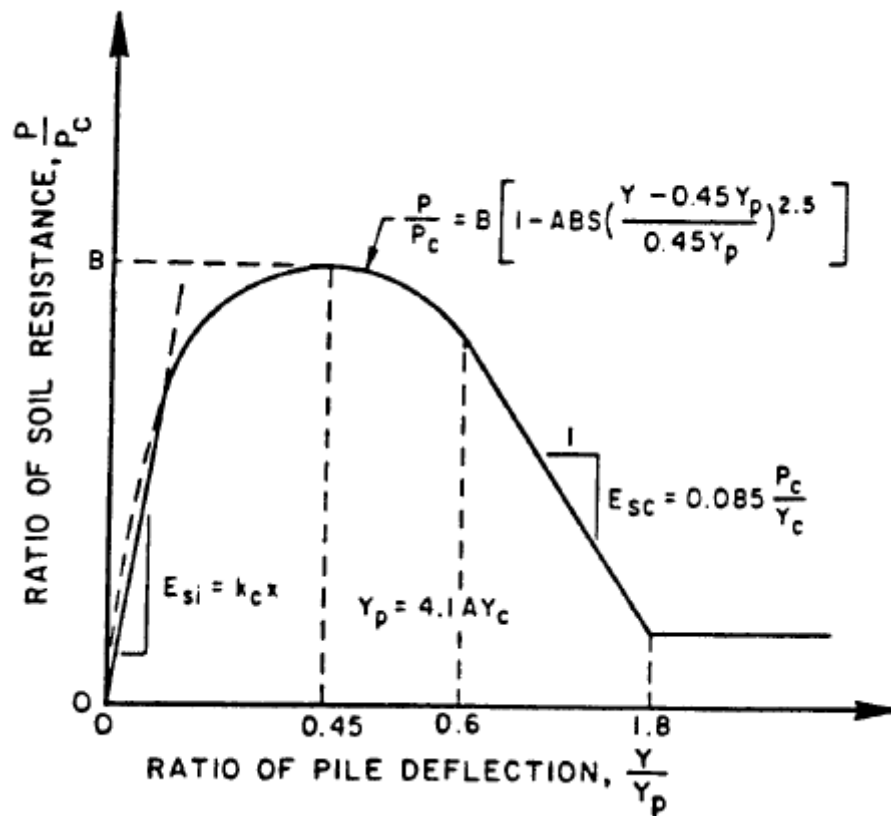


Gráfico 4-8 CURVA P-Y PARA ARCILLAS DURAS BAJO NIVEL FREÁTICO CARGA CÍCLICA  
 Fuente: (Kramer, 2016, pág. 20)

Como se puede observar en las ecuaciones de las parábolas tanto para carga estática como para carga cíclica existen las constantes  $A_s$  y  $A_c$  las cuales se pueden obtener mediante el siguiente gráfico, las cuales dependes únicamente de la profundidad y del ancho o diámetro del pilote.

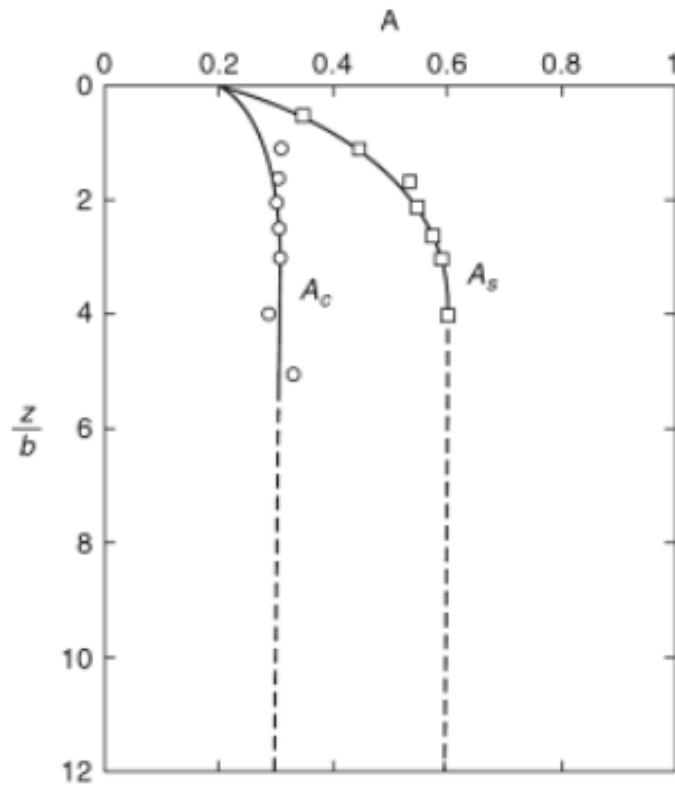


Gráfico 4-9 VALORES PARA  $A_s$  y  $A_c$  (Reese & Van Impe, 2011)  
Fuente: (RocScience, 2016, pág. 8)

Los valores de  $k_s$ ,  $k_c$  y de  $\varepsilon_{50}$  como mencionamos anteriormente dependen directamente de la resistencia del corte no drenada, a continuación se presentan dos tablas de las cuales se pueden obtener estos valores.

Tabla 4-6  
Valores de  $k_s$  y  $k_c$

	Resistencia al corte no drenado promedio en kPa		
	50 - 100	100 - 200	300 - 400
$k_s$ (MN/m <sup>3</sup> )	135	270	540
$k_c$ (MN/m <sup>3</sup> )	55	110	540

Nota: Fuente: (Reese & Van Impe, 2011 )

La resistencia al corte no drenado debe ser calculada a una profundidad de 5 veces el diámetro del pilote.

Tabla 4-7  
Deformación característica ( $\epsilon_{50}$ )

	Resistencia al corte no drenado promedio en kPa		
	50 - 100	100 - 200	300 - 400
$\epsilon_{50}$	0,007	0,005	0,004

Nota: Fuente: (Reese & Van Impe, 2011 )

#### 4.4.2.3 Arcillas duras sobre el nivel freático (Welch y Reese 1972)

Para el caso de la curva  $p$ - $y$  sometida a una carga estática esta se define mediante la siguiente ecuación.

**Ec. 4-20**

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0.5 \left( \frac{y_s}{y_{50}} \right)^{0,25}$$

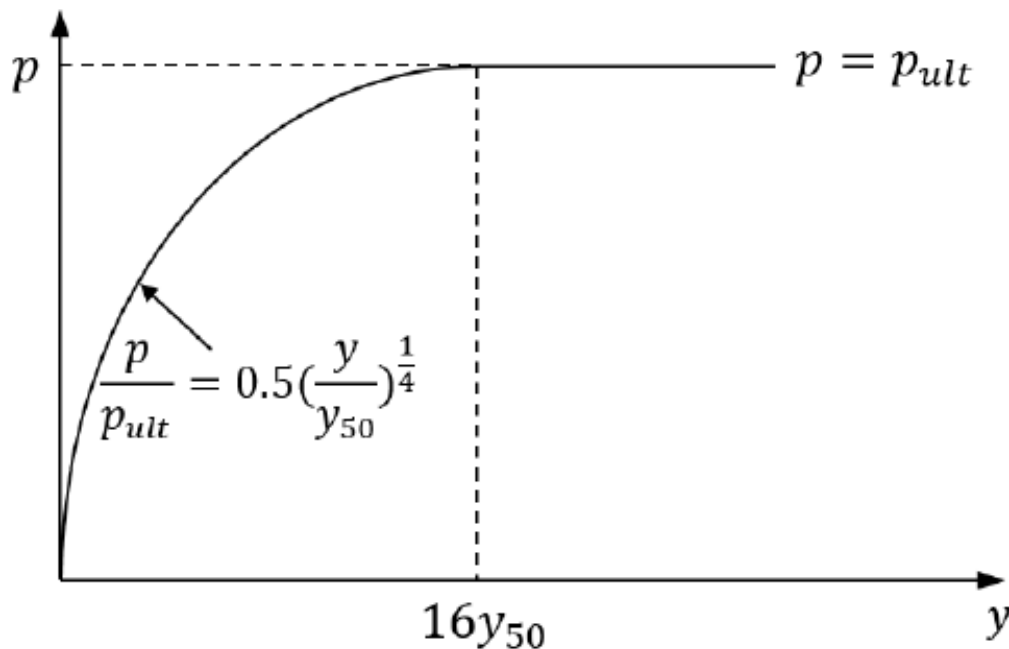


Gráfico 4-10 CURVA P-Y PARA ARCILLAS DURAS SIN NIVEL FREATICO CARGA ESTATICA  
Fuente: (RocScience, 2016, pág. 8)

En el caso de la curva  $p$ - $y$  sometida a una carga cíclica esta se define de igual forma una única ecuación que depende  $N$  (número de ciclos de carga)

Ec. 4-21

$$C = 9.6 \left( \frac{p}{p_{ult}} \right)^4$$

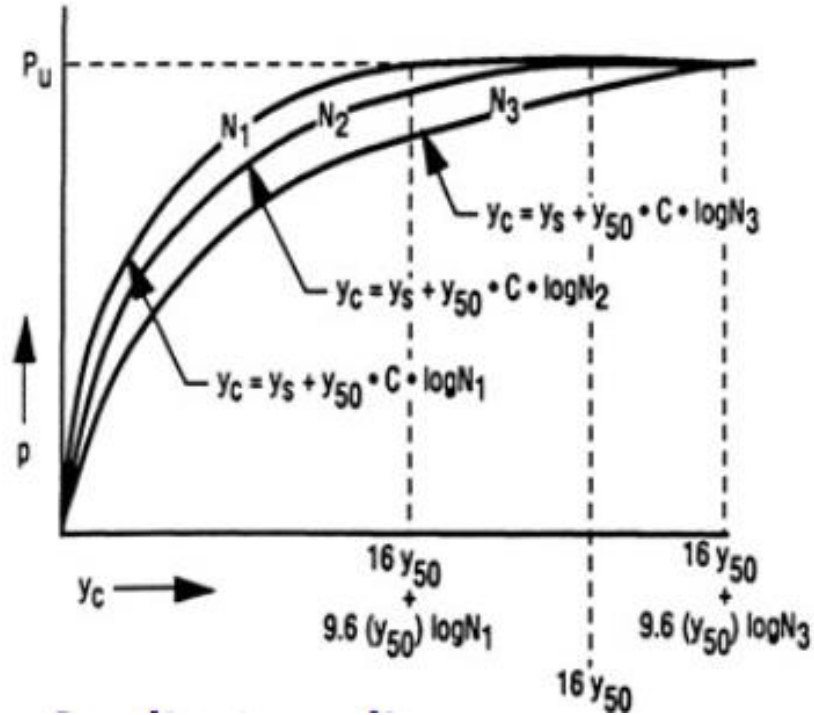


Gráfico 4-11 CURVA P-Y PARA ARCILLAS DÚRAS SIN NIVEL FREÁTICO CARGA CICLICA  
Fuente: (RocScience, 2016, pág. 9)

#### 4.4.2.4 Arenas bajo y sobre el nivel freático (Reese, Cox y Koop 1974)

A continuación se muestran unas curvas típicas  $p$ - $y$  para arena tanto para arena sometida a carga estática como a cíclica e independiente si se encuentra sobre o bajo el nivel freático.

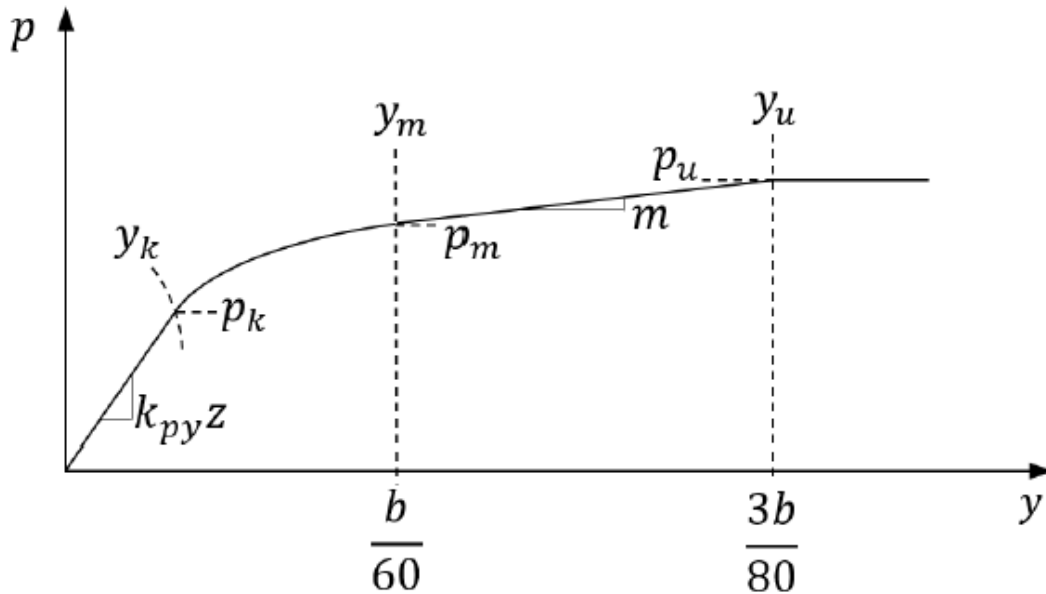


Gráfico 4-12 CURVA P-Y PARA ARENAS CON O SIN NIVEL FREÁTICO  
Fuente: (RocScience, 2016, pág. 8)

En esta curva podemos identificar 4 porciones:

- Una línea inclinada con una pendiente  $k_{py}$  que está en función de la densidad relativa de la arena y si se encuentra sobre o bajo el nivel freático.
- Una parábola que va desde la intersección de la línea inclinada hasta una deformación  $b/60$ , y que depende de  $p_m$ .
- Una línea inclinada que va desde  $b/60$  hasta  $3b/80$ , y la cual alcanza el valor de  $p_{ult}$
- Una línea horizontal con una resistencia  $p_{ult}$  para deformaciones mayores a  $3b/80$ .

La rigidez inicial de la arena  $k_{py}$  se puede obtener de las siguientes tablas independientemente si estén sometidas a carga estática o cíclica.

Tabla 4-8  
Valores recomendados de  $k_{py}$  para arena bajo el nivel freático

Densidad relativa	Suelta	Media	Compacta
$k_{py}$ (MN/m <sup>3</sup> )	5,4	16,3	34

Nota: Fuente: (Reese & Van Impe, 2011 )

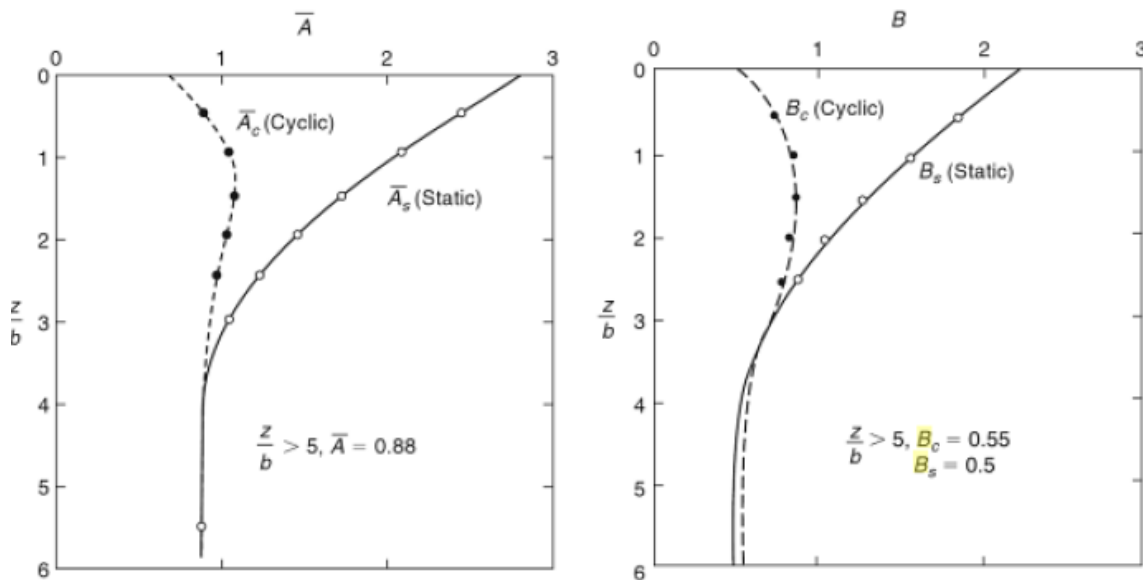
Tabla 4-9

Valores recomendados de  $k_{py}$  para arena sobre el nivel freático

Densidad relativa	Suelta	Media	Compacta
$k_{py}$ (MN/m <sup>3</sup> )	6,8	24,4	61

Nota: Fuente: (Reese & Van Impe, 2011 )

Para la determinación de  $p_{ult}$  y  $p_m$  dependen de los coeficientes  $A_s$ ,  $A_c$ ,  $B_s$  y  $B_c$ , los cuales podemos determinarlos de los siguientes ábacos.



#### 4.5 ANALISIS DEL DISEÑO DEL PILOTE MEDIANTE UN PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

En el capítulo anterior se pudo observar cómo se diseña un pilote a carga axial con resistencia a punta y fricción mediante métodos aproximados para obtener resultados reales, el objetivo de este subcapítulo es evaluar el comportamiento del pilote mediante un programa de elementos finitos Robot Structural Analysis Professional 2017, elaborado por la compañía Autodesk, del tal forma que se lo situé en condiciones reales a las que va a estar expuesto, como las que son, carga axial y la más importante, carga lateral.

Para poder realizar este análisis y que el pilote se situó en condiciones reales es decir que el pilote se encuentre construido en el estrato de suelo seleccionado y cargado tanto axial como lateralmente se debe, partiendo del modelo de Winkler, asumir que suelo reacciona hacia pilote de forma que si este fuera una serie de resortes no lineales, y como se estudió en el subcapítulo anterior es necesario la obtención de la curva p-y, la cual simula el resorte no lineal en condiciones reales.

A continuación se procede a explicar el procedimiento de cómo se realizó la obtención de las curvas p-y para el caso de la disertación en estudio y posteriormente el análisis en el programa computacional de elementos finitos Robot.

#### **4.5.1 Obtención de curvas p-y mediante el programa computacional LPiles.**

La obtención de las curvas p-y para el estudio de esta disertación se la realizó con la ayuda del programa computacional LPile Plus Student Edition, elaborado por la compañía Ensoft Inc., el software contiene en su memoria precargada los modelos o expresiones de las curvas p-y, las cuales se mencionó anteriormente, y es suficiente con ingresar los parámetros relevantes en el software, para así poder obtener dichas curvas p-y particulares del sitio en estudio de la disertación.

- a) Una vez ingresando al programa se procede a crear proyecto nuevo, posteriormente ingresar las propiedades del pilote como son la longitud, el número de incrementos, distancia entre el nivel de suelo y el pilote, si existe alguna inclinación, el diámetro, área de la sección transversal, inercia y el módulo de elasticidad del hormigón.

Los datos que se deben usar son los obtenidos por la hoja de cálculo en Excel que nos da el diseño del pilote visto en el capítulo 3. Y se muestran en la figura un ejemplo.

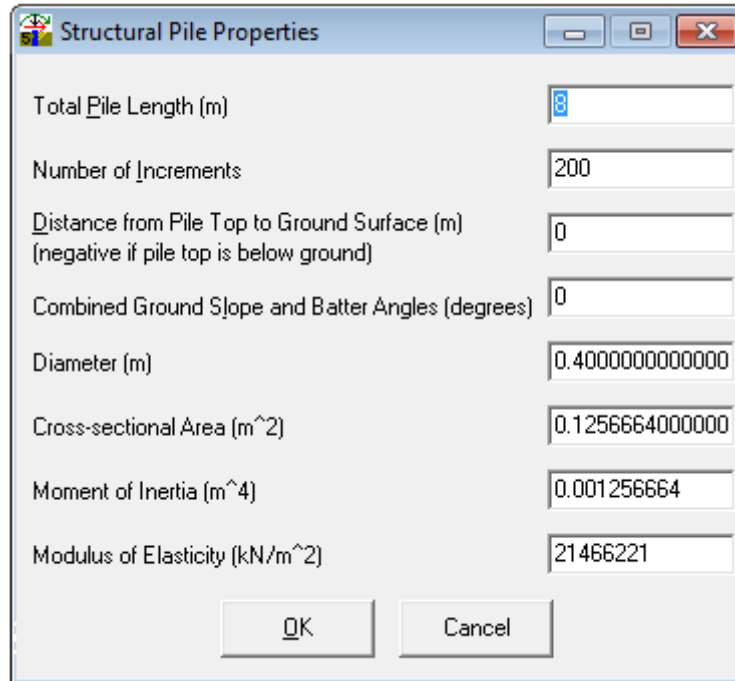


Gráfico 4-14 PROPIEDADES DEL PILOTE  
Fuente: Programa LPILE Plus Student Edition, Ensoft, Inc.

- b) Una vez ingresadas las propiedades del pilote al programa se procede a ingresar las propiedades del suelo en el que va a estar el pilote en condiciones reales, y según la teoría el tipo de suelo para así aplicar los diferentes modelos que se expusieron anteriormente.

Las propiedades de las capas de suelo son: el tipo de suelo y el Autor con el que se van a realizar las curvas  $p$ - $y$ , el espesor de la estrato de suelo, propiedades de la capa que depende mucho el tipo de suelo escogido, en el caso del estudio de la disertación se ingresan los valores mostrados en la figuras.

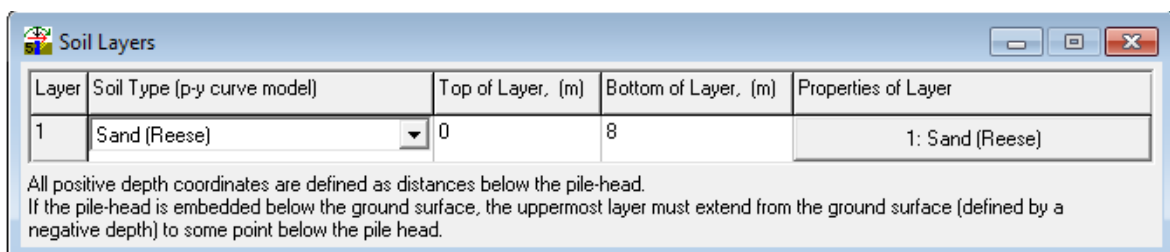


Gráfico 4-15 ESTRATO DE SUELO  
Fuente: Programa LPILE Plus Student Edition, Ensoft, Inc.

1=Top, 2=Bottom	Eff. Unit Weight, (kN/m <sup>3</sup> )	Friction Angle, deg.	p-y Modulus, k. (kN/m <sup>3</sup> )
1	19.227	27	5500
2	19.72	28	6800

LPile linearly interpolates with depth to compute values between the top and bottom of the layer.  
LPile will use a default value for k if the input value equals zero.

Gráfico 4-16 PROPIEDADES DEL ESTRATO DE SUELO  
Fuente: Programa LPILE Plus Student Edition, Ensoft, Inc.

- c) Una vez ingresados los parámetros del pilote y las propiedades del suelo se procede a definir el tipo de carga al que va a estar expuesto el pilote.

Para el estudio de la disertación se ingresó los datos mostrados en la figura.

Type of Loading

Cyclic Loading      Number of Cycles of Cyclic Loading (2 to 5000)

Static Loading      2

LPile Student Version does not include the feature for distributed lateral loading.

OK

Gráfico 4-17 TIPO DE CARGA  
Fuente: Programa LPILE Plus Student Edition, Ensoft, Inc.

- d) Como solo se van a obtener las curvas p-y no es necesario ingresar las cargas laterales a las cuales va a estar sometido el pilote.

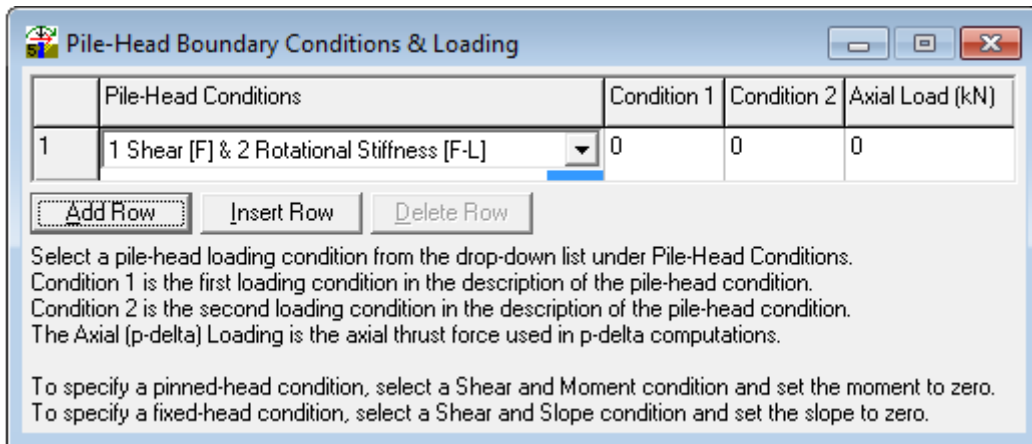


Gráfico 4-18 TIPO DE CARGA APLICADA AL PILOTE  
Fuente: Programa LPILE Plus Student Edition, Ensoft, Inc.

- e) Para que se pueda obtener el grafico de la curva es necesario activar la opción de graficar las curvas p-y y numero de curvas debido a la profundidad en el menú de opciones, luego de eso se procede a correr el programa y así obtener las curvas p-y.

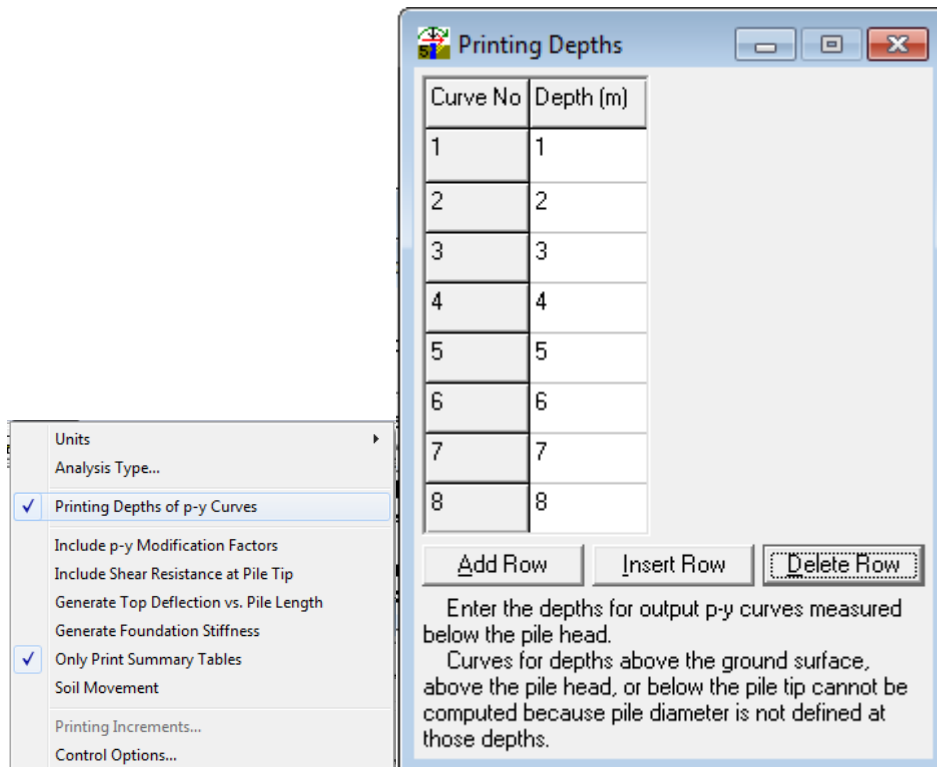


Gráfico 4-19 IMPRESIÓN DE CURVAS P-Y  
Fuente: Programa LPILE Plus Student Edition, Ensoft, Inc.

- f) Una vez que el programa haya generado las curvas p-y se toma solo los valores que representan la curva los cuales posteriormente van a ser ingresados en el programa de elementos finitos para que puedan definir la curva que a su vez define como resorte no lineal la reacción que el suelo genera hacia el pilote.

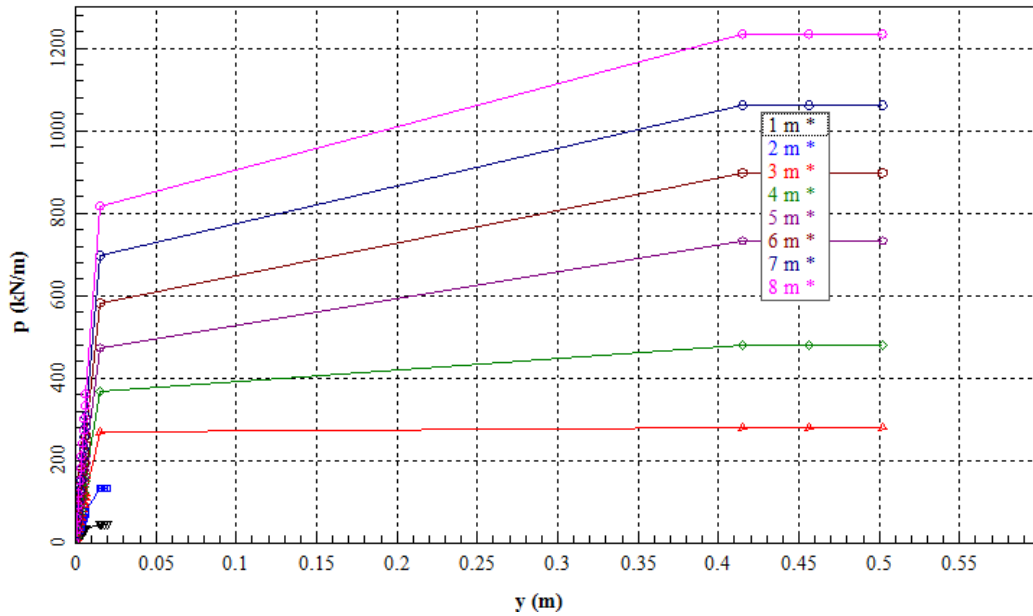


Gráfico 4-20 CURVAS P-Y  
Fuente: Programa LPile Plus Student Edition, Ensoft, Inc.

This p-y curve is computed using the equivalent depth.

y, m	p, kN/ m
0.0000	0.0000
.0005556	3.1458
.0011111	6.2917
.0016667	9.4375
.0022222	12.5833
.0027778	15.7292
.0033333	18.8750
.0038889	22.0208
.0044444	25.1667
.0050000	28.3125
.0055556	31.4583
.0061111	34.6042
.0066667	35.5781
.0150000	45.2812
.4150000	45.2812
.8150000	45.2812
1.2150	45.2812

Gráfico 4-21 VALORES DE LA TABLA CURVA P-Y  
Fuente: Programa LPile Plus Student Edition, Ensoft, Inc.

A continuación se indican los parámetros del suelo requeridos por el programa para realizar las curvas p-y dependiendo del Autor que se escoja.

Tabla 4-10  
*Parámetros requeridos para el diseño de curvas p-y*

Curva p-y	Autor	Parámetros requeridos
Arcilla blanda bajo el nivel freático	Matlock (1970)	$C_u, \varepsilon_{50}$
Arcilla dura bajo el nivel freático	Reese (1975)	$C_u, \varepsilon_{50}, k_{py}$
Arcilla dura sobre el nivel freático	Welch y Reese (1972)	$C_u, \varepsilon_{50}$
Arena bajo y sobre el nivel freático	Reese, Cox y Koop (1974)	$\Gamma, \varphi, k_{py}$


Nota: Fuente: Elaborado por Nicolás Granda, Andrés Vallejo

#### 4.5.2 Ingreso de la curva p-y al programa de elementos finitos Robot

Generalmente este paso iría un poco más adelante, pero parece oportuno mencionar esto ya que en el subcapítulo anterior se observa cómo se obtiene la curva. Debido a que esto sería el tema central de la tesis la cual a partir de este paso se puede obtener resultados que sitúen al pilote en condiciones similares a la realidad.

Para que las condiciones antes mencionadas se puedan aplicar al pilote, es necesario dar el apoyo de tipo resorte al pilote en las profundidades específicas. Esto se puede realizar en el programa Robot mediante la opción de apoyos, ahí es donde se define el tipo de apoyo como resorte y se da la propiedad de que este resorte sea no lineal.

A continuación se procede a explicar el procedimiento necesario para que definir el tipo de apoyo y que este sea resorte no lineal.

- a) Una vez que se ingresa al programa de elementos finitos en la parte de la derecha de la pantalla existe un icono  que haciendo clic nos abre la ventana de apoyos. Para de esta manera podamos crear el apoyo que más se asemeja a nuestro modelo matemático

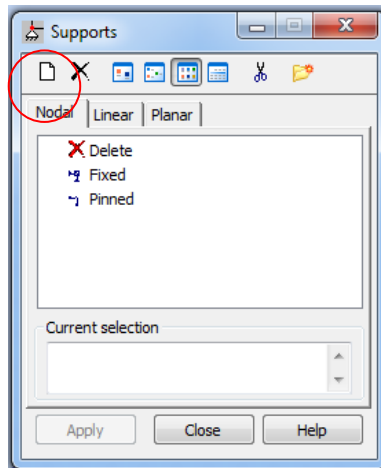


Gráfico 4-22 APOYOS

Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017.

- b) Una vez que se haya abierto la ventana de apoyos procedemos a definir un nuevo apoyo haciendo clic en el botón para crear un nuevo apoyo, la ventana para crear un nuevo apoyo permite crear una gran variedad de apoyos dependiendo del tipo de estructura que se tenga, entre estos existen, rígidos, elásticos, de fricción, no lineales, etc. Y se elige la opción de no lineal y se procede a definir un modelo no lineal el cual está descrito por la curva p-y. Tal como se muestra en la figura

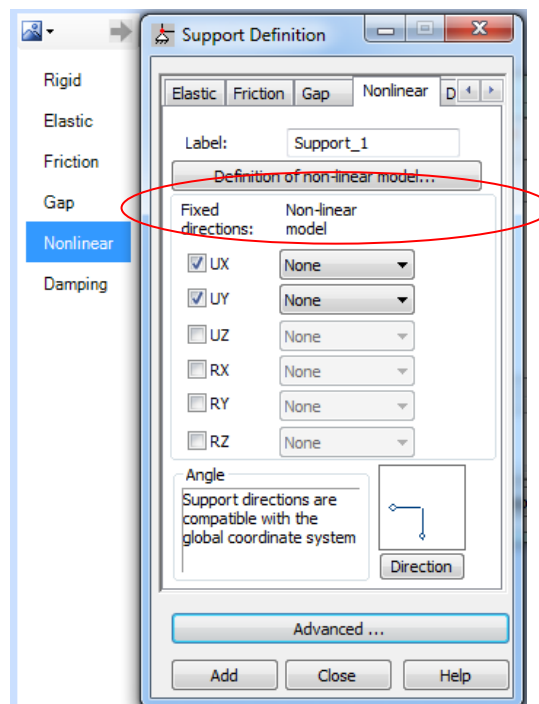
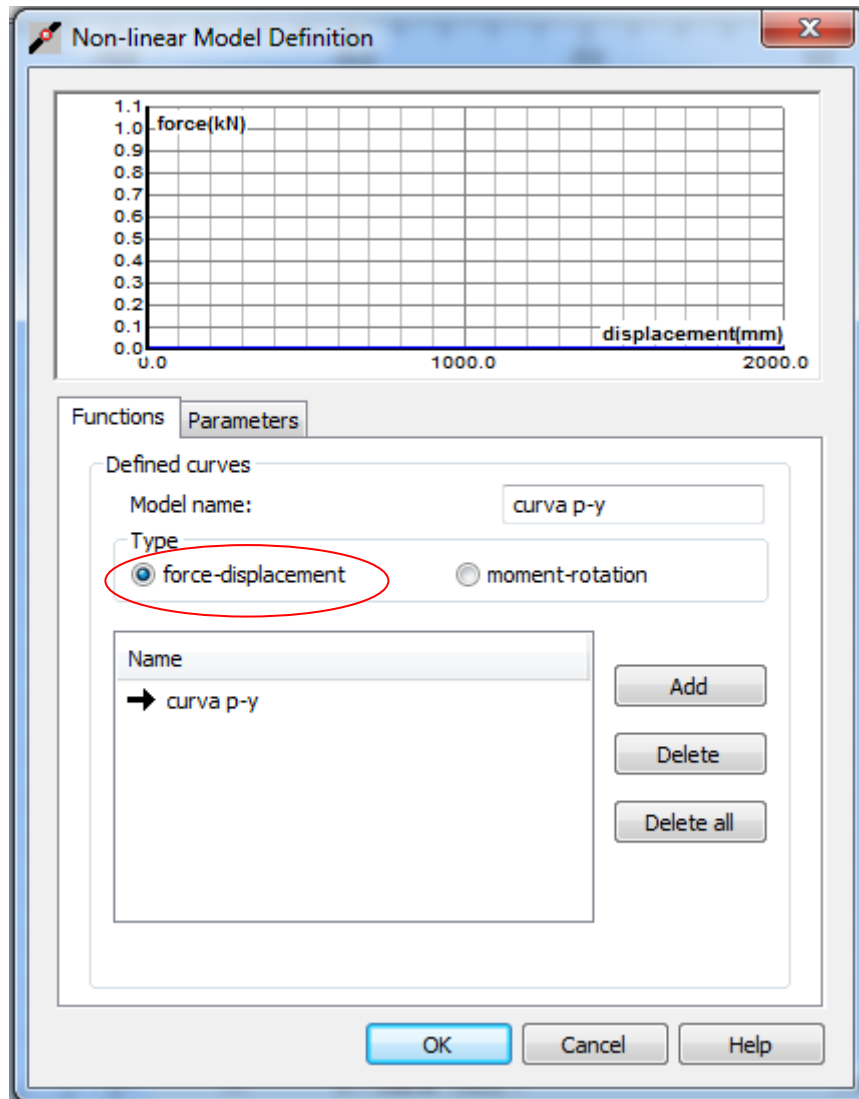


Gráfico 4-23 PROPIEDADES DE LOS APOYOS

Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017.

- c) En esta pestaña de “Función” se debe asignar el nombre del modelo y el tipo de curva que se va a realizar que en este caso es fuerza – desplazamiento.



**Gráfico 4-24** DEFINICION DE MODELO NO LINEAL

**Fuente:** Programa Robot Structural Analysis Professional 2017.

d) A continuación en la pestaña de “Parámetros” se procede a seleccionar el tipo función con el cual se va a poder ingresar los valores obtenidos del programa L-piles.

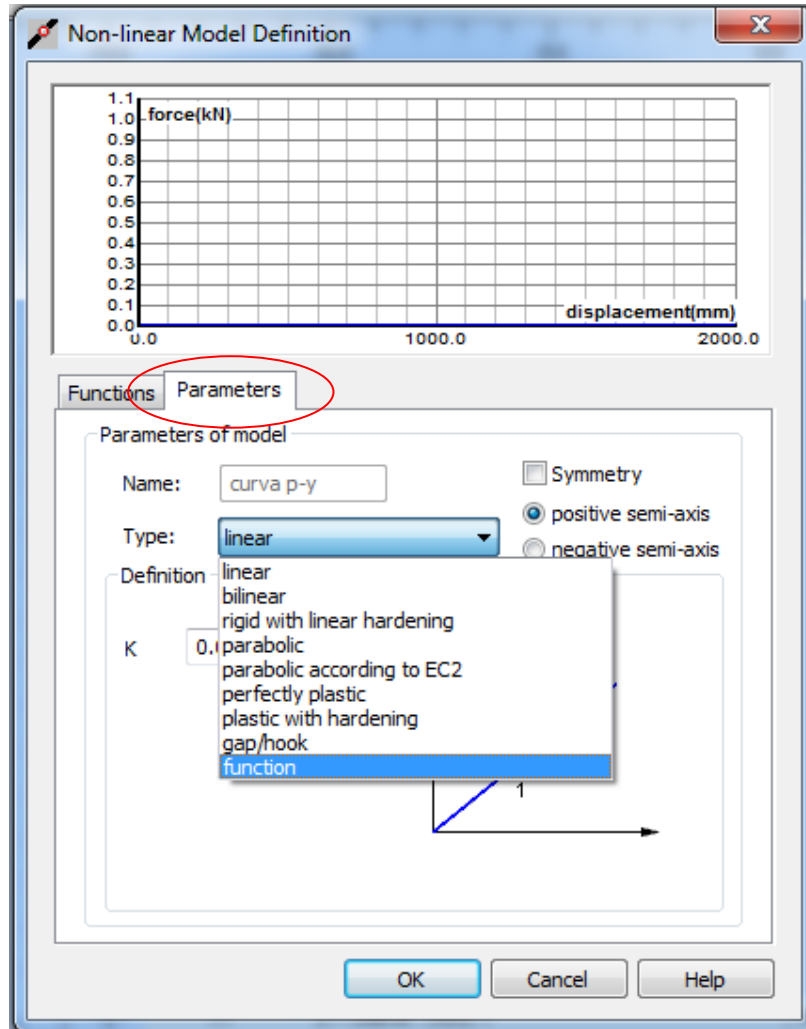


Gráfico 4-25 DEFINICION DE MODELO NO LINEAL 2  
Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017.

- e) Después en esta misma pestaña luego de seleccionar el tipo función se escoge tipo “Simétrico” y se continúa ingresando los datos manualmente, el primer dato de origen corresponde al desplazamiento y el dato de expresión al valor de la fuerza que produce dicho desplazamiento.

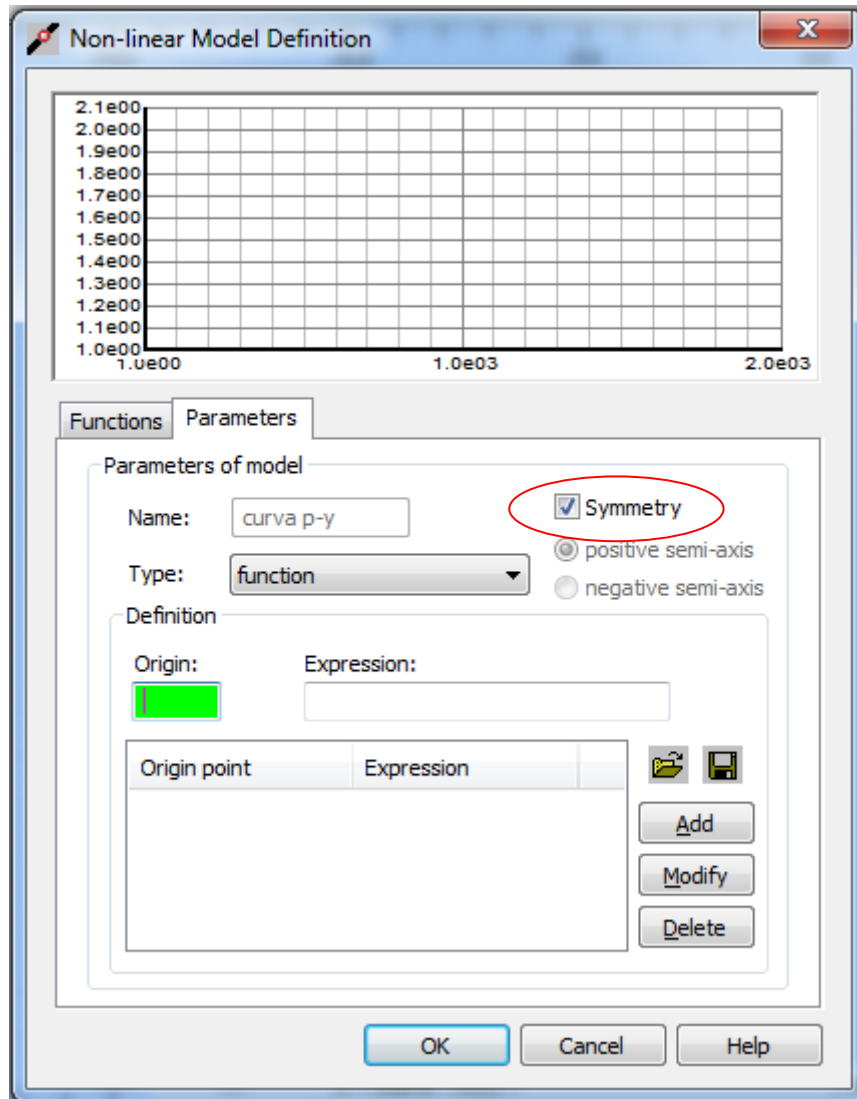


Gráfico 4-26 DEFINICION DE MODELO NO LINEAL 3  
Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017.

- f) Luego de ingresar los datos que se obtuvieron en el programa se obtiene la curva  $p-y$

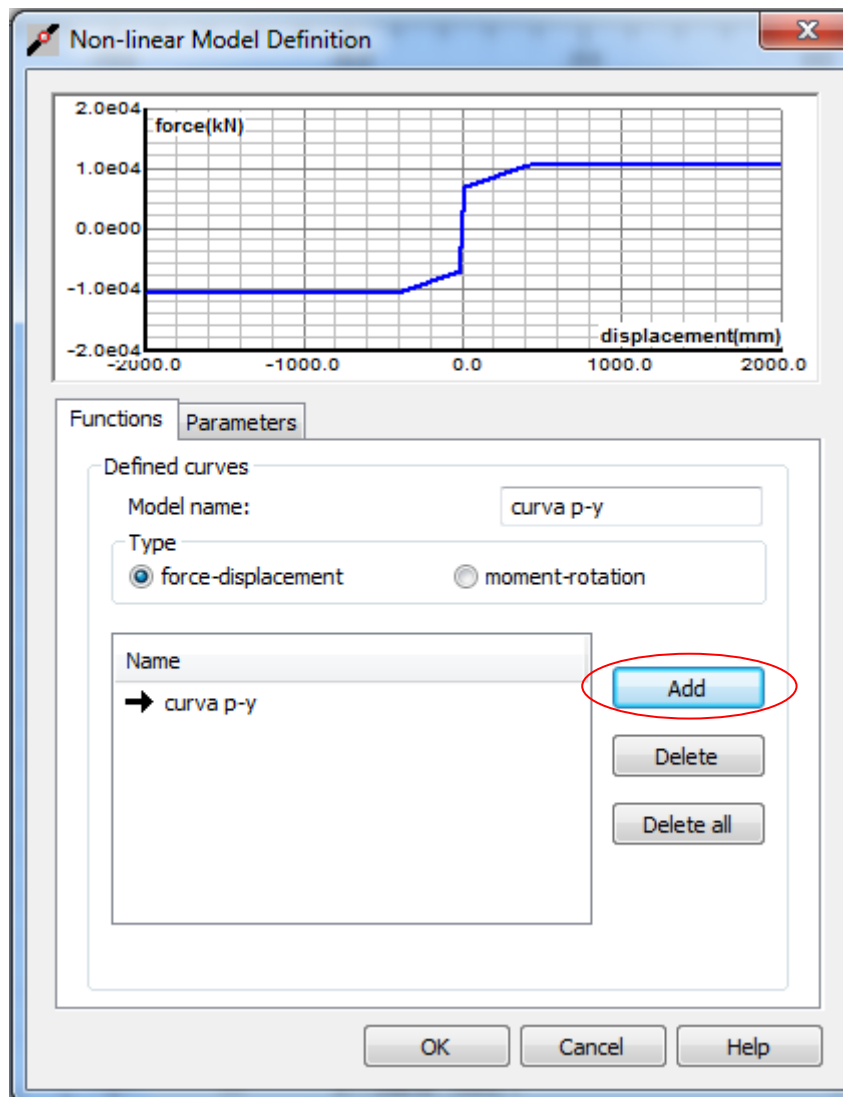


Gráfico 4-27 DEFINICION DE MODELO NO LINEAL 4  
Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017.

- g) Una vez obtenida la curva se procede a seleccionar en los “modelos no lineales” la curva creada, para que finalmente se cree el apoyo no lineal deseado con el que se va realizar el análisis lateral de los pilotes.

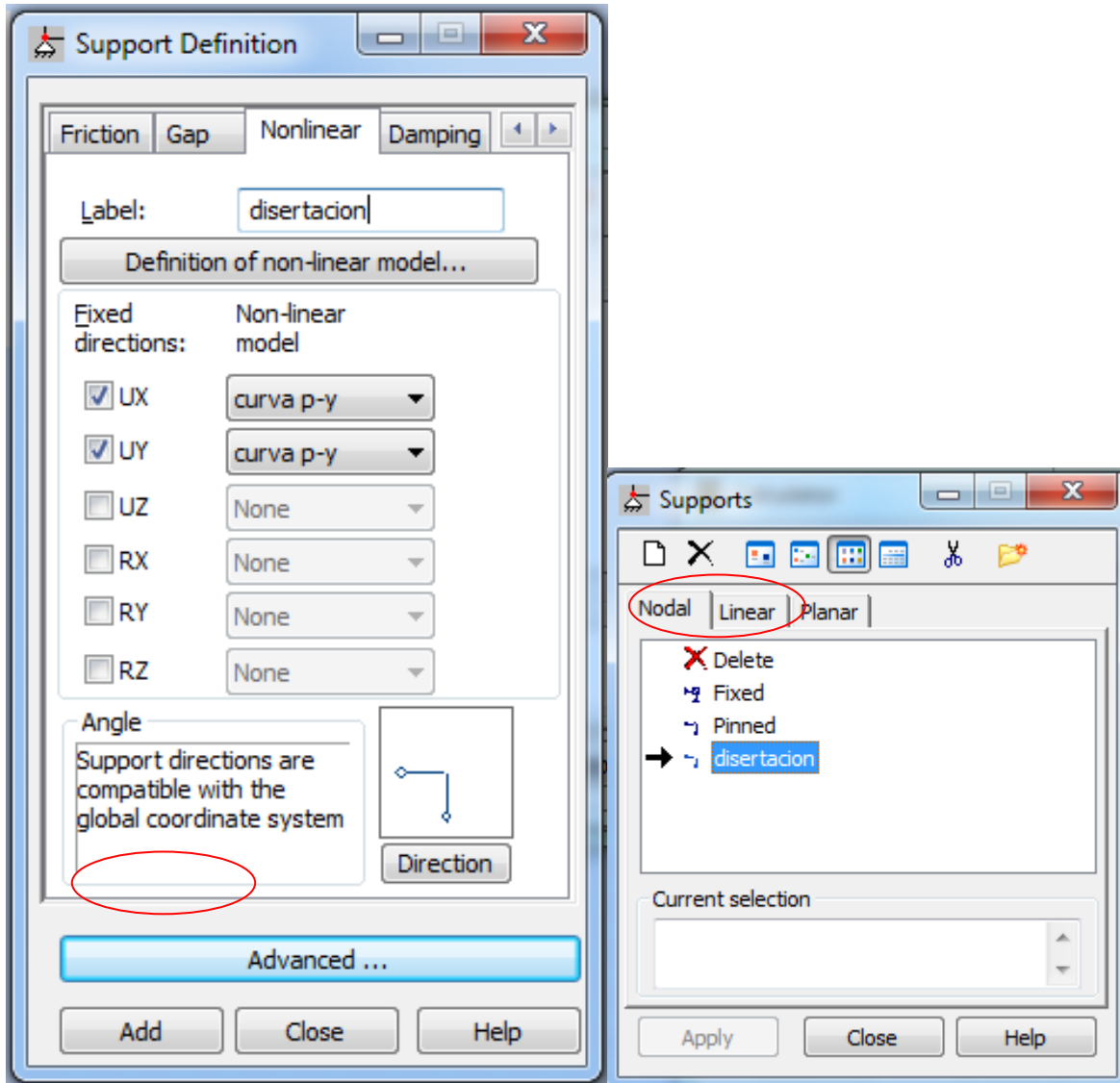


Gráfico 4-28 DEFINICION DE MODELO NO LINEAL 5  
Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017.

#### 4.5.3 Modelación de la cimentación de las torres de sub-transmisión del proyecto “*SUBLINEA DE DISTRIBUCION QUEVEDO-MOCACHE*”

Para esta disertación se efectuaron dos modelos de la cimentación de las torres de sub-transmisión, el primero reemplazando al suelo por una serie de resortes lineales (coeficiente de balasto horizontal) y el segundo mediante resortes no lineales (curvas  $p-y$ ).

Para poder realizar estas dos modelaciones mediante el programa de elementos finitos se necesita de varios parámetros generales del lugar donde se efectúa el proyecto como son las características geotécnicas del suelo, geometría del pilote, propiedades estructurales del pilote y las fuerzas a las que va a estar sometido el pilote. Toda esta información se ha ido exponiendo a lo largo de la disertación en capítulos anteriores, lo que nos permite realizar el análisis en el programa de elementos finitos de una manera más acercada a la realidad.

Los datos que se usaron para efectuar esta modelación fueron los siguientes:

- Estratigrafía del terreno. (Log de la perforación número 19)
- Propiedades geotécnicas del suelo, arenas (SUCS, consistencia, peso específico, esfuerzo, ángulo de fricción.
- Geometría del pilote.
- Coeficiente de balasto.
- Curvas  $p$ - $y$ .
- Tipo de torre a soportar y árbol de cargas.

A continuación se exponen los datos necesarios para que la modelación pueda llevarse a cabo con éxito:

a) Estratigrafía perforación 19.

Como se puede observar en la figura el estrato de estudio en la disertación es un estrato granular, lo que hace que todo el diseño y el análisis se lo realicen en base a arenas.

Proyecto:		TORRES DE TRANSMISION SUB LINEA QUEVEDO-MOCACHE												
Perforación N.-		19			Fecha:		28/05/2015		Nota:			Sector: Margen derecho		
Prof (m)	Clasifica. SUCS	Descripción de la muestra	N SPT	N Parcial	c	Ø	LL	W %	LP	IP	Pasa			
											10	40	200	
1	ML	Limo arenoso de color gris y café	1	0			NP	28	NP	NP	100	89	69	
a		humedo		1										
2		0												
2	ML	Limo arenoso de color gris y café	1	0										
a		humedo		0										
3		1												
3	SM	Arena limosa de color gris con café	1	0										
a		humeda		0										
4		1												
4	SM	Arena limosa de color gris con café	1	0										
a		humeda		0										
5		1												
5	SM	Arena limosa de color gris con café	1	0										
a		humeda		0										
6		1												
6	SM	Arena limosa de color gris con café	1	0										
a		humeda		0										
7		2												
7	SM	Arena limosa de color gris con café	1	0										
a		humeda		0										
8		1												
8	SM	Arena limosa de color gris con café	5	1			NP	39	NP	NP	100	67	32	
a		humeda		2										
9		3												
9														
a														
10														
10														
a														
11														

Nivel Freático:		Ademe:	
Localización:	N:9868449		
	E:666547		
Cota	38 msnm		
Operadores:			
		Ing. Wilson O. Cando T.	

Gráfico 4-29 LOG DE PERFORACIÓN

Fuente: Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel. Nicolás Granda, Andrés Vallejo

b) Propiedades del suelo

Prof (m)	Z (m)	Clasifica. SUCS	N SPT	Consistencia	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$
0 a 1	1	ML	1	Muy Suelta	1.96	0.196	27
1 a 2	2	ML	1	Muy Suelta	1.96	0.196	27
2 a 3	3	SM	1	Muy Suelta	2.01	0.201	27
3 a 4	4	SM	1	Muy Suelta	2.01	0.201	27
4 a 5	5	SM	1	Muy Suelta	2.01	0.201	27
5 a 6	6	SM	2	Muy Suelta	2.01	0.201	28
6 a 7	7	SM	1	Muy Suelta	2.01	0.201	27
7 a 8	8	SM	5	Suelta	2.01	0.201	28

Gráfico 4-30 PROPIEDADES DEL SUELO

Fuente: Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel. Nicolás Granda, Andrés Vallejo

c) Datos de diseño para carga axial obtenidos de la hoja de cálculo desarrollada

Diametro (cm)		FS	Qp (t)	Qs (t)	Qu (t)	Qadm (t)
60	Perforación 19	3	489	65.5	555.02	185.01
<b>Profundidad del Pilote: 8 m</b>						

Gráfico 4-31 RESUMEN Qp Qs TESIS

Fuente: Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel. Nicolás Granda, Andrés Vallejo

d) Coeficiente de balasto horizontal para cada metro de profundidad.

Prof (m)	Z (m)	Clasifica. SUCS	IP	N Parcial	N SPT	Coeficiente de Balasto K (kg/cm <sup>3</sup> )
0	1	ML	NP	0	1	0.04
a				1		
1				0		
1	2	ML	NP	0	1	0.07
a				0		
2				1		
2	3	SM	NP	0	1	0.11
a				0		
3				1		
3	4	SM	NP	0	1	0.14
a				0		
4				1		
4	5	SM	NP	0	1	0.18
a				0		
5				1		
5	6	SM	NP	0	2	0.22
a				0		
6				2		
6	7	SM	NP	0	1	0.25
a				0		
7				1		
7	8	SM	NP	1	5	0.35
a				2		
8				3		

Gráfico 4-32 COEFICIENTE DE BALASTO

Fuente: Programa de diseño del pilote en hoja de cálculo Excel. Nicolás Granda, Andrés Vallejo

- e) Curvas  $p$ - $y$  para cada metro de profundidad las cuales se desarrollaron tomando en cuenta una resistencia a la compresión del hormigón  $f'c$  de  $350 \text{ kg/cm}^2$ .

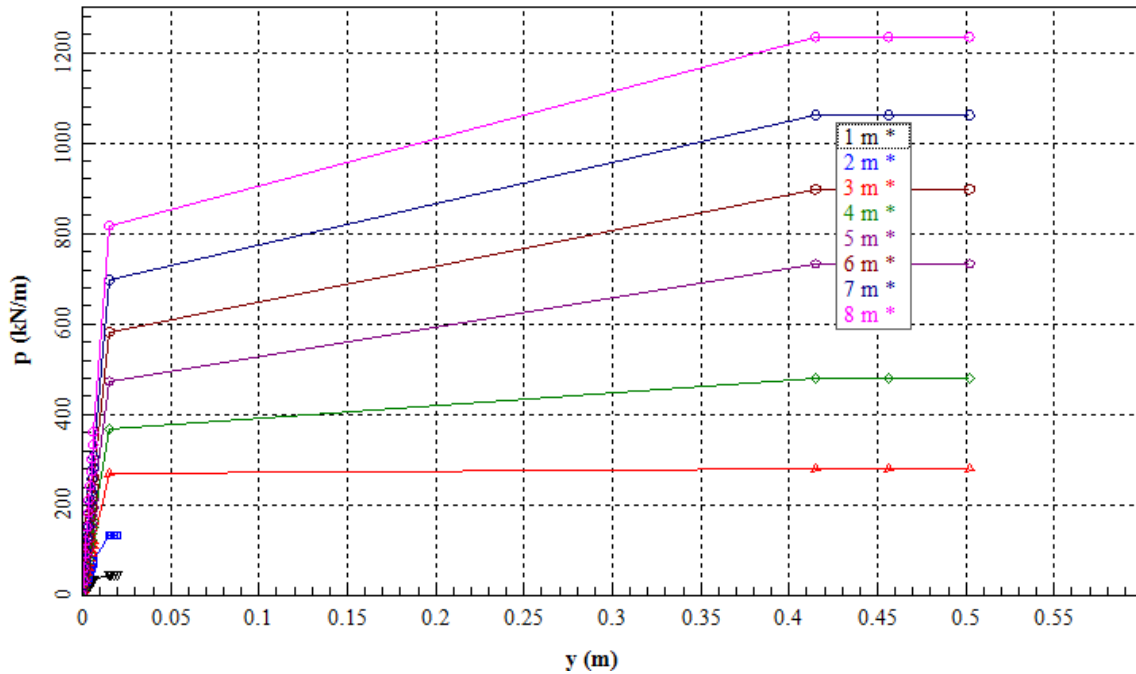


Gráfico 4-33 CURVAS P-Y  
Fuente: Programa LPile Plus Student Edition, Ensoft, Inc.

- f) Árbol de cargas (Proporcionado por el ingeniero estructural encargado del proyecto).

Existen varios factores para determinar las cargas que van a estar actuando sobre el pilote, los cuales son: el tipo de torre de transmisión, y las situaciones a la que va a estar expuesta la torre en su vida útil. A continuación se va a hablar un poco de estos factores, es decir qué tipo de torre y situación (caso) es la más desfavorable en la vida útil.

- Torre de doble retención A1 tipo S de 24 m de alto.
- Caso 1 (carga vertical y transversal).
- Caso 2 (sobrecarga vertical aplicada sobre un conductor).
- Caso 3 (rotura del cable de guardia).
- Caso 4 (rotura de un cable conductor).
- Caso 5 (desbalanceamiento longitudinal).

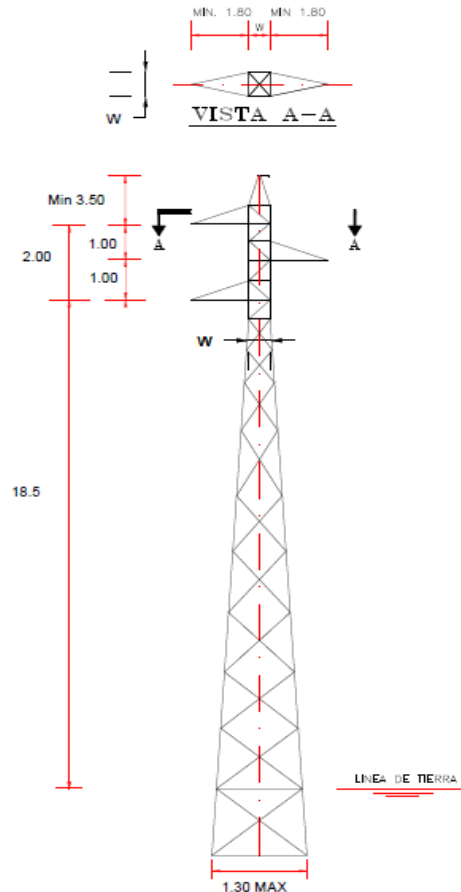


Gráfico 4-34 A1 DOBLE RETENCION 24 m TIPO S  
 Fuente: Diagrama cargas Ist Quevedo - Mocache – Ercilia, Ing. Oscar Jaramillo

Para el estudio de la disertación se tomó el caso 5 como la situación más desfavorable en la vida útil de la torre, es decir si ocurre un desbalanceamiento longitudinal en la torre los efectos que se van a producir sobre el pilote van a ser los peores.

Las fuerzas utilizadas para el análisis de la cimentación para este tipo de torre son las fuerzas del árbol de cargas que se muestran a continuación. El mayor momento en la base viene dado por las cargas  $L_c$  de la figura.

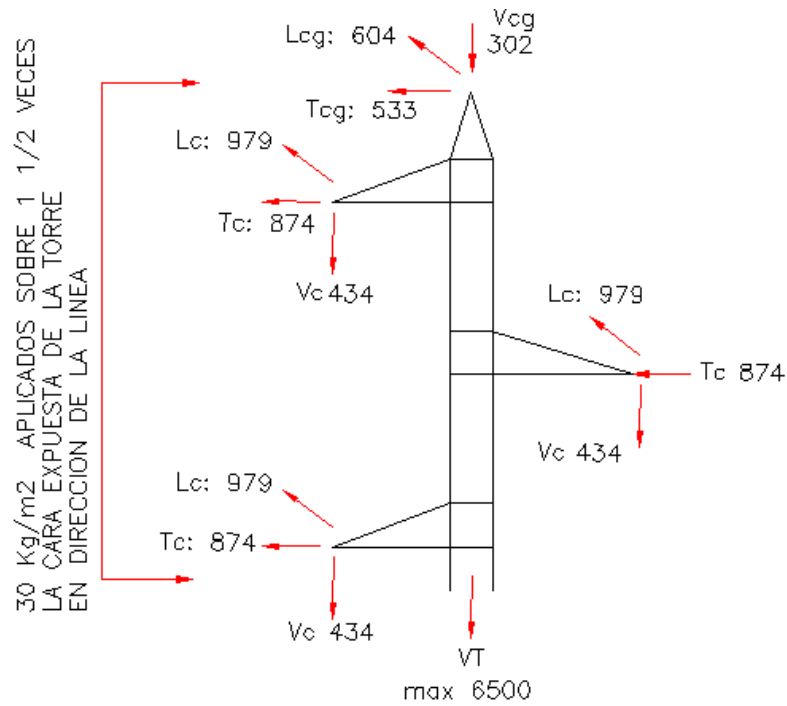


Gráfico 4-35 CASO 5 DESBALANCEAMIENTO LONGITUDINAL  
Fuente: Diagrama cargas LST Quevedo - Mocache – Ercilia, Ing. Oscar Jaramillo

Una vez que toda la información haya sido ingresada de manera correcta al programa, el análisis es efectuado.

En el programa Robot se definen parámetros como sección transversal, propiedades de los materiales, dimensión de los elementos y sus apoyos que dan una referencia de como el suelo reacciona hacia el pilote.

La modelación de los pilotes se realizó con los siguientes parámetros generales:

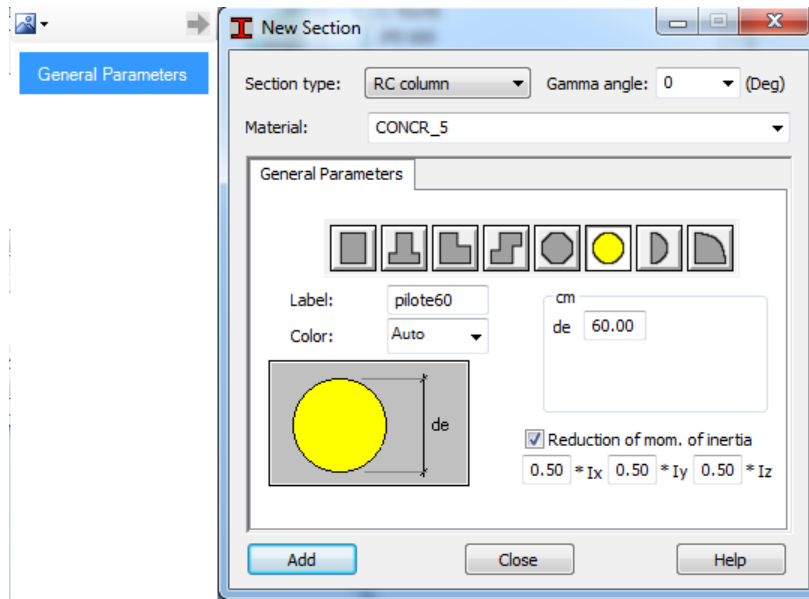


Gráfico 4-36 PARAMETROS GENERALES  
 Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017.

Se usó el material CONCR\_5 que corresponde a un hormigón con una resistencia a la compresión de  $350 \text{ kg/cm}^2$  y además se consideró una reducción del 50% de los momentos de inercia.

Para simular el mono bloque de cimentación (encepado) se usaron una vigas cuyo módulo de elasticidad es 10 veces más grande que el del acero (acero dummy), se modela de esta manera para representar el mono bloque como un elemento macizo muy rígido.

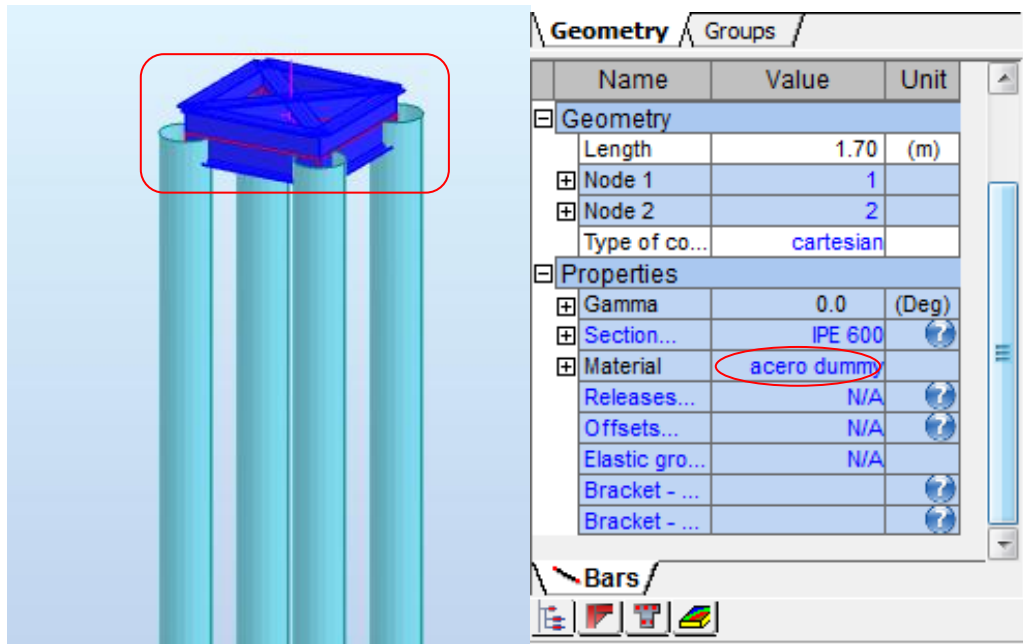


Gráfico 4-37 ACERO DUMMY  
 Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017.

Una vez que se realizó diseño de grupo de pilotes en el programa de elementos finitos se procedió a asignar el apoyo en la punta de los pilotes, los cuales se los realizó mediante un resorte lineal considerando los valores del coeficiente de balasto tanto vertical como horizontal que se obtuvieron para dicha profundidad.

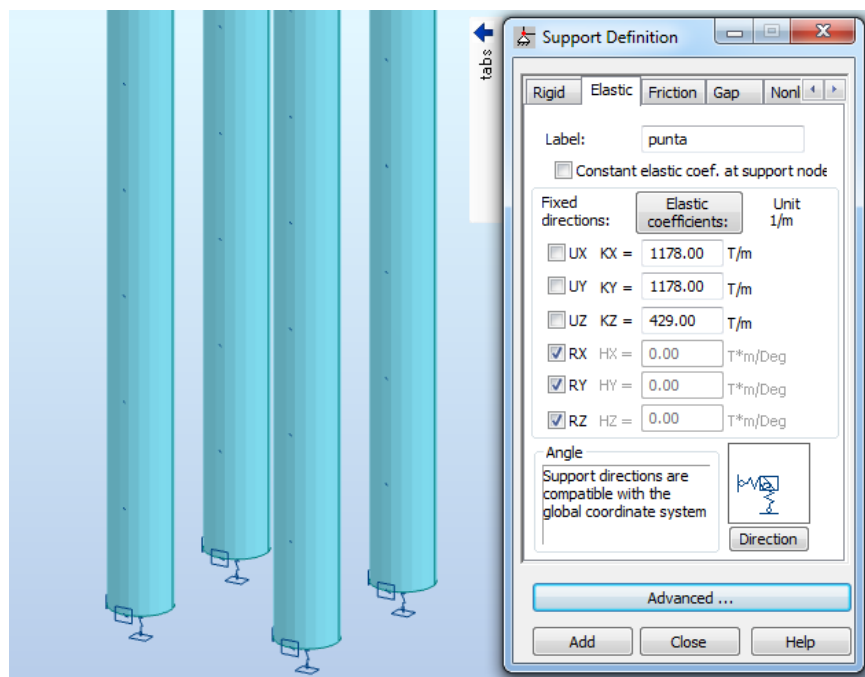


Gráfico 4-38 APOYO EN LA PUNTA DEL PILOTE  
 Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017

A continuación se procede a colocar las fuerzas obtenidas del árbol de cargas en el centro del mono bloque

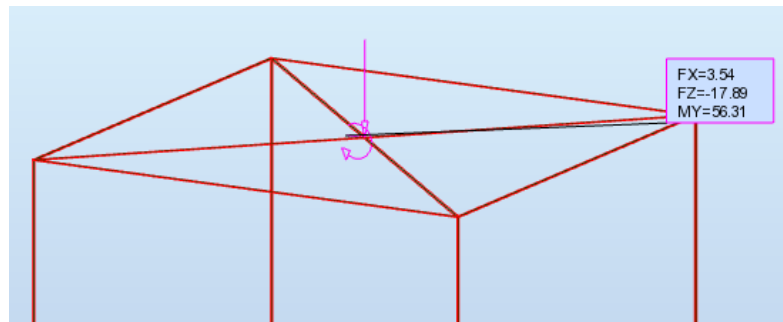


Gráfico 4-39 CARGAS APLICADAS  
Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017

El siguiente paso fue asignar los apoyos lineales (coeficientes de balasto) en cada metro de profundidad, como se puede observar en la figura.

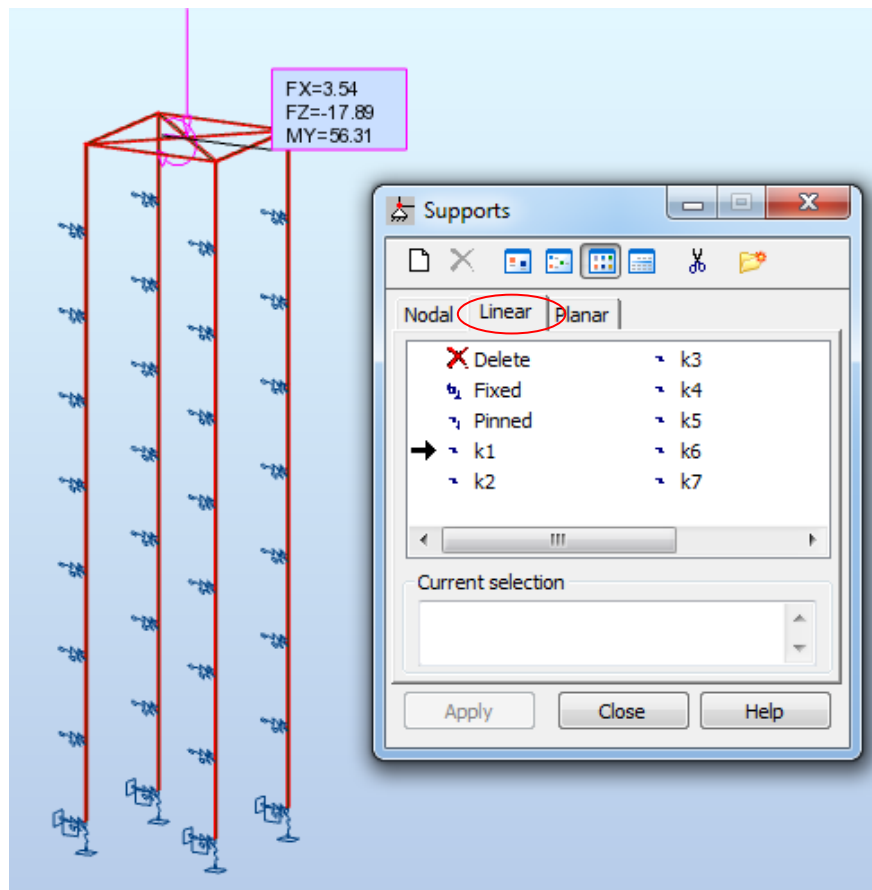


Gráfico 4-40 ASIGNACION DE COEFICIENTE DE BALASTO  
Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017

De la misma manera se asignar los apoyos no lineales (curvas  $p-y$ ) para cada metro de profundidad.

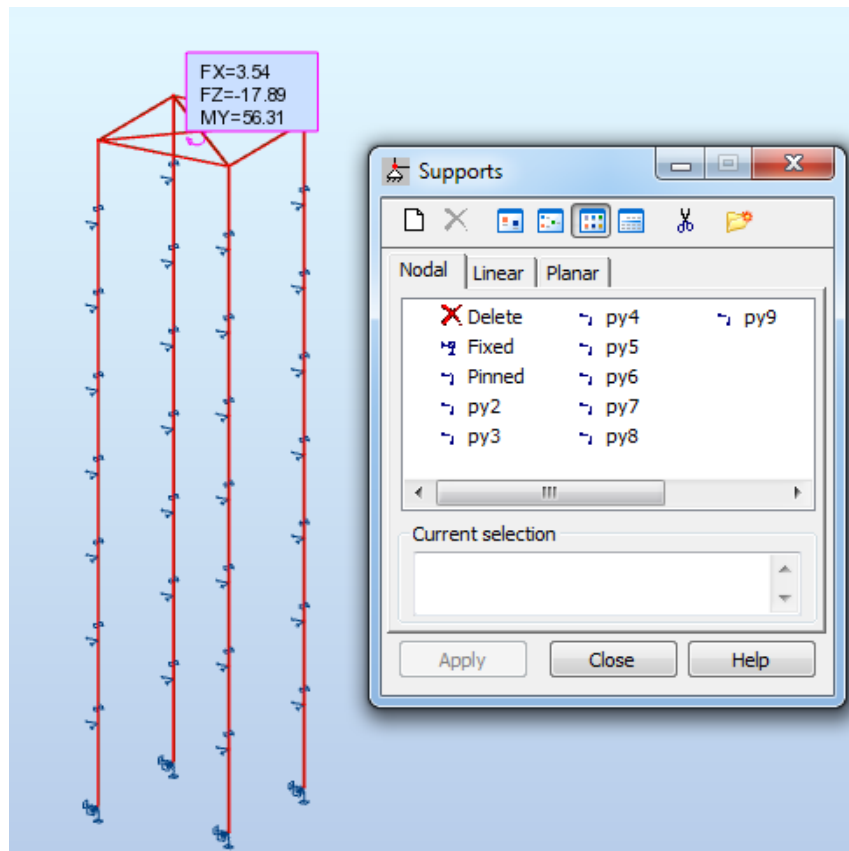


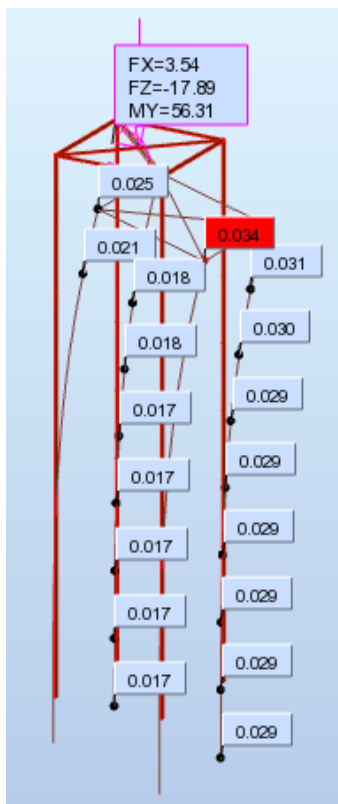
Gráfico 4-41 ASIGNACION DE CURVA P-Y  
Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017

Con el diseño listo de los pilotes se procede a efectuarse el análisis, y se obtiene los siguientes resultados: diagrama de corte, diagrama de momentos y deflexiones

La interpretación de estos resultados serán las conclusiones de esta disertación.

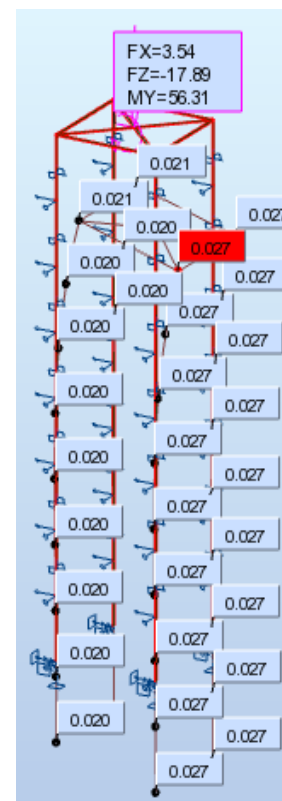
## Diagramas de deformaciones

### Coefficiente de Balasto



Node/Case	UX (m)	UY (m)	UZ (m)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
2/ 1	0.017	-0.000	-0.029	-0.000	0.007	-0.000

### Curvas p-y

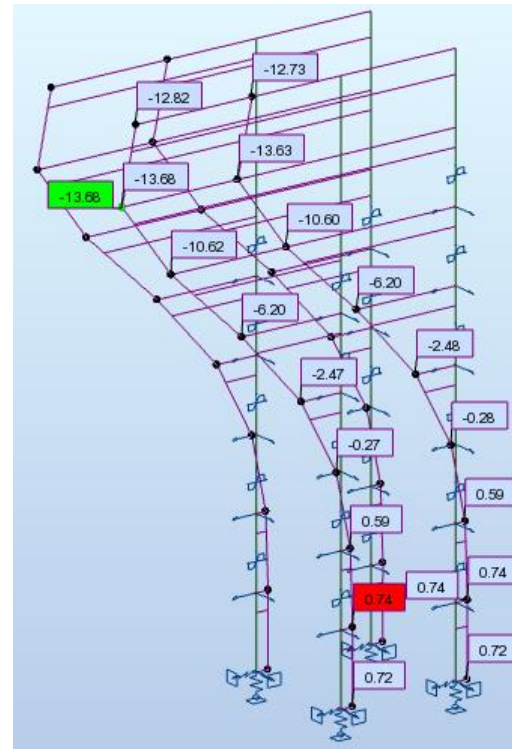
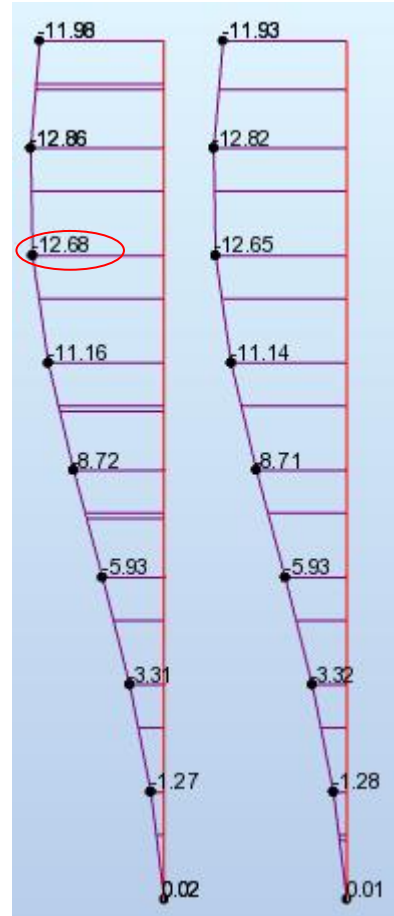
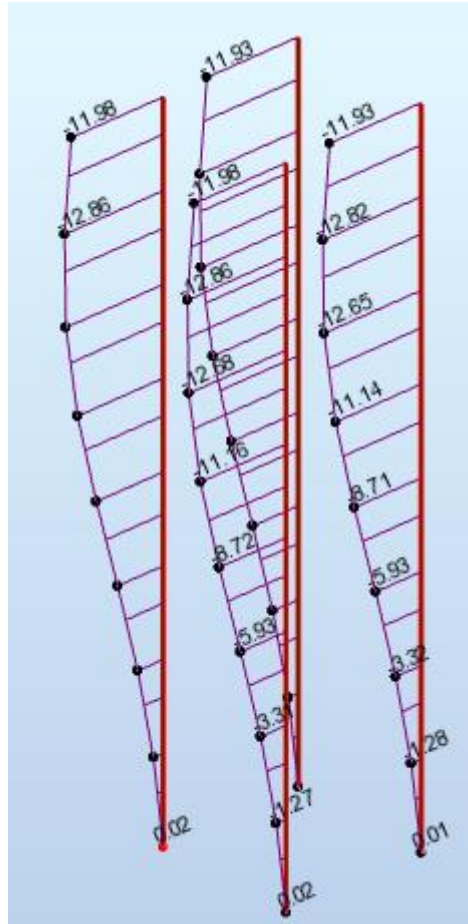


Node/Case	UX (m)	UY (m)	UZ (m)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
2/ 1	0.006	-0.000	-0.027	-0.000	0.004	-0.000

Gráfico 4-42 DIAGRAMAS DE DEFORMACIONES  
Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017

## Diagramas de momento

### Coefficiente de Balasto



### Curvas p-y

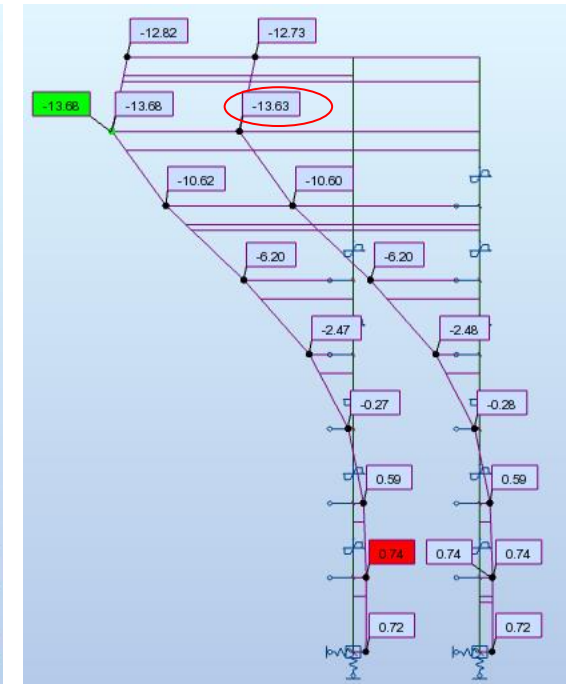
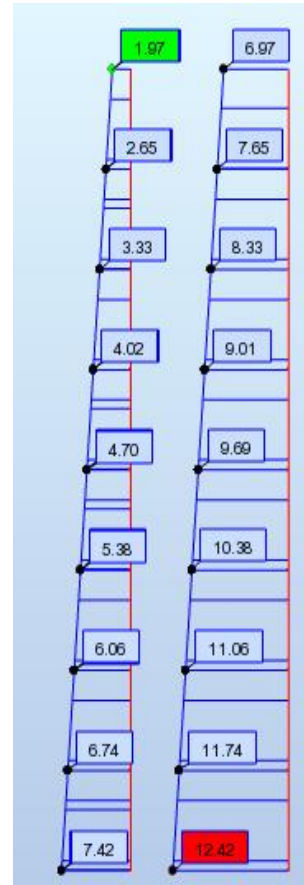
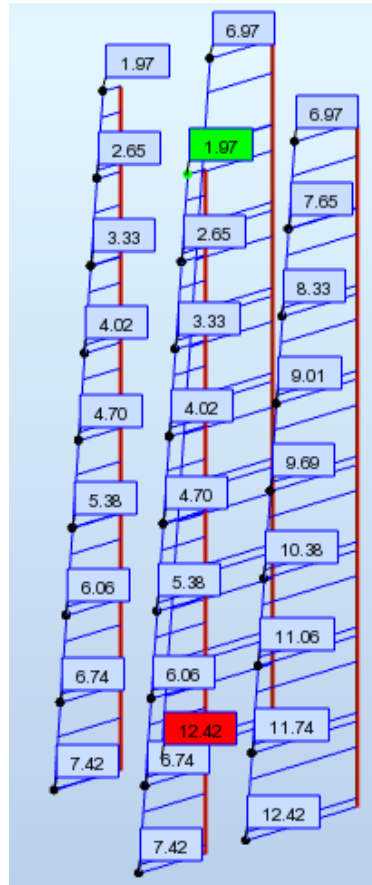


Gráfico 4-43 DIAGRAMAS DE MOMENTOS  
Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017

## Diagrama de Corte

### Coefficiente de Balasto



### Curvas p-y

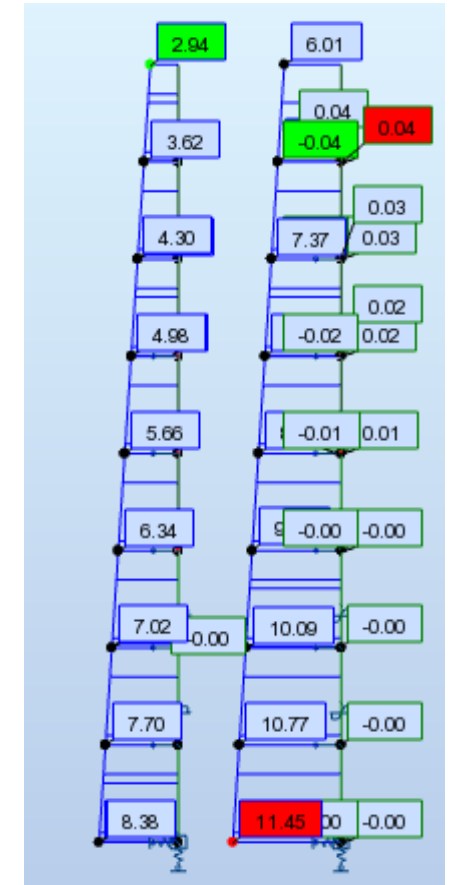
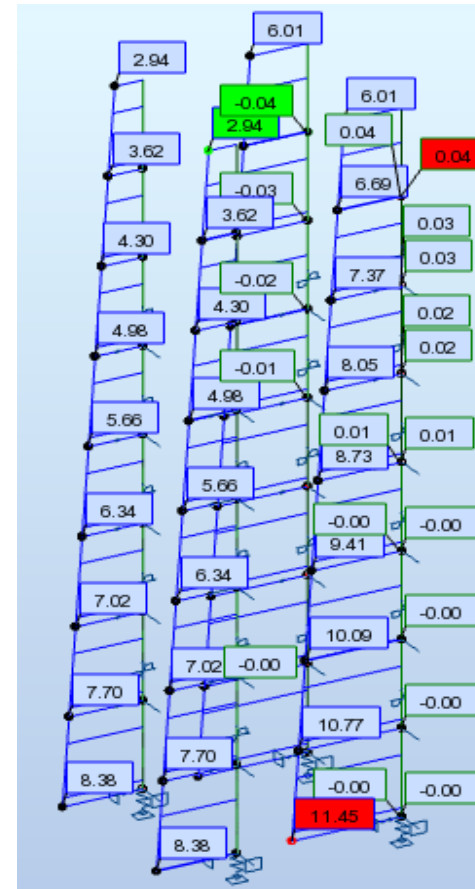


Gráfico 4-44 DIAGRAMAS DE CORTE  
Fuente: Programa Robot Structural Analysis Professional 2017

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Las conclusiones obtenidas en esta disertación se desarrollaron en base a la perforación 19 la cual era la más desfavorable en relación a las 25 perforaciones que se realizaron para este proyecto.
- Se llegó a obtener un programa de diseño personal aplicado en Excel para el cálculo de cargas axiales de pilotes aplicable solo para la cimentación de la torre en análisis.
- El desplazamiento lateral en el nudo crítico fue de 6mm considerando el modelo con las curvas p-y, mientras tanto en el caso del modelo mediante el coeficiente de balasto el desplazamiento fue de 17mm lo que representa que se magnifican los efectos en un 283%, esta diferencia de 11mm no es tan significativa en el proyecto por la magnitud de las cargas a las que está sometida la torre en análisis de sub-transmisión.
- El asentamiento del grupo de pilotes se determinó mediante soportes lineales en la punta, los cuales representan la interacción suelo – estructura (coeficiente de balasto horizontal y vertical) a la profundidad de ocho metros.
- Se pudo observar que existe un asentamiento diferencial en los dos casos tanto como el que se desarrolló con curvas p-y que fue 7mm y el de coeficiente de balasto con 12mm.
- Al realizar el análisis del momento, se obtuvo un mayor valor en el modelo mediante curvas p-y con 13,66 T.m a diferencia del obtenido con el coeficiente de balasto que fue de 12,68 t.m, lo cual nos indica que se debe considerar el modelo de curvas p-y para el cálculo del refuerzo longitudinal para garantizar la seguridad y funcionalidad de nuestras torres. También se puede observar que en el caso del diagrama de momentos considerando las curvas p-y existen momentos tanto positivos así como negativos por el contrario cuando se en el diagrama de momentos obtenido por el coeficiente de balasto no existe esta transición lo cual afectaría al diseño estructural de nuestros pilotes.
- Es importante recalcar que existe una semejanza en los valores de los dos diagramas hasta una profundidad de tres metros, a partir de aquí los valores en cada

metro varían totalmente hasta llegar a la profundidad de seis metros que es un punto muy cercano al de transición del diagrama de momentos por curvas p-y, el valor en este punto obtenido por el coeficiente de balasto fue (5,94 t.m) mayor que el obtenido por curvas p-y que tuvo un valor de 0,27 t.m.

- El valor del diagrama de corte fue menor para el obtenido de las curvas p-y con un valor máximo de 11,45 t contra 12,42 t del coeficiente de balasto, por lo que al usar el valor del coeficiente de balasto el diseño sería sobrestimado.
- El diseño del pilote realizado en la hoja de cálculo de Excel es válido solo cuando el pilote trabaja a carga axial y no cuando está cargado lateralmente, puesto que la capacidad admisible determinada por pilote en nuestra hoja de cálculo fue de 185 t por pilote y lo requerido es de 17 t.
- El análisis por capacidad de carga para el grupo de pilotes se debe a la carga axial la cual el pilote va a estar sometido, pero como son pilotes de torres de transmisión, la carga axial no es la que rige en el diseño sino la carga lateral, por lo que los efectos de carga axial no son tomados en cuenta pero por cuestión de estudio de la disertación se los menciona.
- Al modelar los soportes en la puntas de los pilotes en vez de definirlos como apoyos articulados, se recomienda la modelación de estos soportes considerando el coeficiente de balasto vertical y horizontal lo cual se asemeja mas a la realidad y nos permite adicionalmente determinar los asentamientos que se van a producir.
- Se recomienda utilizar un grupo de pilotes en lugar de un solo pilote para evitar los efectos de deflexión y de esta manera lograr que el grupo de pilotes trabaja axialmente.
- Para una comparación más profunda se recomienda realizar este análisis comparativo en diferentes tipos de suelo y solicitaciones de carga, como por ejemplo aplicar estos modelos en estribos de puentes.

## Bibliografía

- AASHTO, A. A. (1993). *Section 10 - Foundations*. Estados Unidos.
- Allbiz. (24 de 02 de 2016). *Guía de Construcción*. Obtenido de Pilotes de Madera:  
<http://ua.all.biz/img/ua/catalog/372296.jpeg>
- ASTM, A. S. (1985). *Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants D 421-85*. Estados Unidos.
- ASTM, A. S. (2010). *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils D4318-10*. Estados Unidos.
- ASTM, A. S. (2011). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes*. Estados Unidos.
- BUNKA. (12 de 05 de 2016). *Pilotes mixtos*. Obtenido de  
[http://www.fondarquitectura.com/product\\_img/940.jpeg](http://www.fondarquitectura.com/product_img/940.jpeg)
- Castañeda, H. (04 de 02 de 2016). *Cimentaciones Profundas 1*. Obtenido de  
<http://es.slideshare.net/ingenierohumberto/cimentaciones-profundas-1>
- cempecuador.com. (15 de 03 de 2016). *Guía turística ecuatoriana*. Obtenido de Babahoyo, provincia de Los Ríos: [http://cempecuador.com/guiaturistica/prov\\_los\\_rios\\_1-babahoyo.html](http://cempecuador.com/guiaturistica/prov_los_rios_1-babahoyo.html)
- CLIMATE-DATA. (14 de Mayo de 2015). *CLIMA: Mocache*. Recuperado el 14 de Mayo de 2015, de <http://es.climate-data.org/location/180031/>
- ConcretOnline. (09 de 02 de 2016). *Prefabricados de hormigón*. Obtenido de  
[http://www.concretonline.com/pdf/01prefabricados/art\\_tec/pilotes.pdf](http://www.concretonline.com/pdf/01prefabricados/art_tec/pilotes.pdf)
- Construmatica. (03 de 02 de 2016). *Pilotes que trabajan a punta y fricción*. Obtenido de  
<http://www.construmatica.com/construpedia/Pilotes>
- Das Braja, M. (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones* (4 ed.). Buenos Aires: International Thomson.

- Das Braja, M. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones* (7 ed.). México D.F.: Cengage Learning.
- JACANO. (29 de 02 de 2016). *Descabezado de pilotes in situ*. Obtenido de [http://www.jacano.com/galeria-de-imagenes-servicios/#prettyPhoto\[gallery\]/34/](http://www.jacano.com/galeria-de-imagenes-servicios/#prettyPhoto[gallery]/34/)
- Kramer, S. L. (02 de 04 de 2016). *Development of p-y curves for analysis of laterally loaded piles in western Washington*. Obtenido de <http://www.wsdot.wa.gov/research/reports/fullreports/153.1.pdf>
- Montero, J. C. (2004). *Manual de laboratorio de mecánica de suelos*. Quito: PUCE.
- Orts, J. (27 de 01 de 2016). *Quadern*. Obtenido de #rutaBayern: Patrimonio de la Humanidad en Baviera: <https://jordiors.com/tag/palafitos-alpes/>
- Perusa Piling. (24 de 02 de 2016). *Fabricación e Hincado de Pilotes en Planta Siderperu*. Obtenido de Chimbote : [http://www.obrasportuariasperu.com/fabricacion-e-hincado-de-pilotes?id\\_document=2654](http://www.obrasportuariasperu.com/fabricacion-e-hincado-de-pilotes?id_document=2654)
- Reese, & Van Impe. (2011 ). . *Single pile and pile groups under lateral loading*. Boca Raton: CRC.
- RocScience. (02 de 07 de 2016). Obtenido de Laterally loaded Pile: [https://www.rocscience.com/help/rspile/webhelp/pdf\\_files/theory/RSPile\\_-\\_Laterally\\_Loaded\\_Pile\\_Theory\\_Manual.pdf](https://www.rocscience.com/help/rspile/webhelp/pdf_files/theory/RSPile_-_Laterally_Loaded_Pile_Theory_Manual.pdf)
- SKI Construcciones. (04 de 02 de 2016). *Pilotes de Hormigón*. Obtenido de <http://www.skiconstrucciones.com/pilotes.php>