

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA  
EN PILOTES PERFORADOS APLICANDO  
PENETRACIÓN DE CONO Y PRESIÓN DE POROS  
(CPT<sub>u</sub>) AEROPUERTO-CHINCHERO.

TESIS

Para optar el Título Profesional de:  
INGENIERO CIVIL

LUIS MIGUEL OBREGÓN MALLQUI

LIMA-PERÚ

2015

“Nuestra recompensa se encuentra en el esfuerzo, y no en el resultado. Un esfuerzo total es una victoria completa”

Mahatma Gandhi

## AGRADECIMIENTOS

Realmente me resulta un poco difícil escribir un agradecimiento considerando que han sido tantas las personas que de alguna u otra forma han contribuido en el desarrollo de esta tesis.

Primero agradecer a Dios por ser mi mayor respaldo desde el día en que nací.

A mi padre, Alvino Obregón Espinoza y A mi tía, Felicitas Obregón Espinoza, por ser los mejores ejemplos que tengo en la vida, ejemplos de esfuerzos y perseverancias para conseguir cualquier objetivo en la vida.

A la Universidad Nacional de Ingeniería y a la Facultad de Ingeniería Civil, por la oportunidad de estudiar en esta prestigiosa institución y brindarme los mejores conocimientos gracias a el mejor cuerpo docente.

A mi asesor, Luis S. Gonzales Híjar, por el valioso tiempo brindado y los consejos tanto profesional como de persona durante el desarrollo de mi tesis. Gracias por ser más que un asesor y ser un amigo al cual siempre voy a quedar agradecido.

A mi amigo Mayu Tincopa que siempre me orientó y dio buenos consejos para poder realizar este trabajo. Además del apoyo incondicional que me brindó.

Al ingeniero Edward Santa María por el apoyo incondicional que me brindo para poder realizar esta tesis.

A mis amigos de la UNI, con quienes he compartido gratos momentos y ahora forman parte de una gran familia que tengo, una familia profesional que nunca voy abandonar.

Por último, a todas esas personas que estuvieron alentándome a acabar este trabajo en diferentes momentos y de lo cual quedo muy agradecido.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b> .....	4
<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	5
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	7
<b>LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS</b> .....	10
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	12
<b>CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES</b> .....	13
1.1 ANTECEDENTES .....	13
1.2 JUSTIFICACIÓN .....	13
1.3 OBJETIVOS .....	14
1.3.1 Objetivo principal .....	14
1.3.2 Objetivo específico .....	14
1.4 METODOLOGÍA .....	14
1.5 ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO CPTu.....	15
1.5.1 Evolución histórica .....	15
1.5.2 Equipo y procedimientos de prueba.....	20
1.5.3 Profundidad de penetración. ....	25
1.5.4 Ventajas y desventajas del CPTu.....	25
<b>CAPÍTULO II: ESTADO DEL ARTE</b> .....	26
2.1 INVESTIGACIONES RELACIONADAS CON EL CPTu.....	26
2.2 PROYECTOS RELACIONADOS CON EL CPTu.....	28
2.2.1 Proyecto Chinchero-Cusco.....	28
2.2.2 Proyecto minero el Abra-chile. ....	29
<b>CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO</b> .....	31
3.1 ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO CON MEDIDA DE PRESIÓN DE POROS CPTu. ....	31
3.2 PILOTES.....	31
3.2.1 Pilotes de acero.....	32
3.2.2 Pilotes de concreto.....	32
3.2.3 Pilotes de madera .....	34

3.2.4 Pilotes compuestos.....	35
3.3 PILOTES CFA.....	35
3.4 PILOTES OMEGA.....	36
3.5 TIPOS DE FUNDACIONES.....	38
3.6 PRUEBA CPTu PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	38
3.6.1 Descripción general de la prueba CPTu.....	38
3.6.2 Interpretación CPTu.....	42
3.7 ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD.....	49
3.7.1 Peso de la unidad de estrato definido.....	49
3.7.2 Valor adoptado por la relación de poisson.....	49
3.7.3 Estimación del módulo de Young.....	49
3.8 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE.....	50
3.8.1 Método para determinar la resistencia a la compresión de un pilote basado en (RUITER Y BERINGEN).....	52
3.8.2 Método para determinar la resistencia a la compresión de un pilote simple propuesto en el eurocodigo 7 basado en el método (Ruiter y Beringen).....	54
3.8.3 Método LCPC (BUSTAMANTE Y GIANELLI -1982).....	57
3.8.4 Método LCPC (BUSTAMANTE Y FRANK-1999).....	60
3.9 ANALISIS DE LOS ASENTAMIENTOS.....	60
3.9.1 Asentamiento.....	60
3.9.2 Asentamiento de un pilote individual en arcilla.....	61
3.9.3 Asentamiento de un pilote individual en arena o grava.....	63
<b>CAPÍTULO IV: INVESTIGACIONES GEOTECNICAS.....</b>	<b>64</b>
4.1 DETALLES DEL PROYECTO.....	64
4.2 GEOLOGÍA.....	64
4.3 CONCEPTOS BASICOS.....	64
4.3.1 Ensayos CPTu.....	64
4.3.2 Ensayos SPT.....	67
4.4 PERFIL DEL SUBSUELO.....	67
4.5 INTERPRETACIÓN DE ENSAYOS SPT Y CPTu.....	71

<b>CAPÍTULO V: EVALUACIÓN DE LOS ENSAYOS CPT<sub>u</sub> PARA LA OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA</b> .....	76
5.1 CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO REALIZADO CON EL MÉTODO PROPUESTO POR EL EUROCODIGO 7 .....	76
5.2 CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO DE ACUERDO CON EL MÉTODO (BUSTAMANTE Y GIANELLI-1982) .....	81
5.3 CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO DE ACUERDO CON EL METODO LCPC (BUSTAMANTE Y FRANK, 1999).....	90
5.4 EVALUACIÓN DEL ASENTAMIENTO EN ARENA. ....	96
5.5 DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	96
5.5.1 Comportamiento de los ensayos SPT y CPT <sub>u</sub> . ....	96
5.5.2 Interpretación del resultado de diseño con el método Eurocodigo 7 .....	99
5.5.3 Interpretación del resultado con el método (Bustamante y Gianelli-1982) .....	99
5.5.4 Interpretación del resultado con el método (Bustamante y Frank- 1999) .....	99
<b>CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	101
6.1 CONCLUSIONES .....	101
6.2 RECOMENDACIONES.....	102
<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	103
<b>ANEXOS</b> .....	105

## RESUMEN

El presente trabajo de tesis es el resultado del estudio de la exploración del sub suelo con ensayos de penetración de cono con medida de presión de poros (CPTu) en el lugar del futuro aeropuerto chinchero, este lugar está ubicado en una zona donde predomina un suelo limo arcilloso hasta una profundidad aproximada de 10 m y con baja capacidad de carga por lo cual se procedió a realizar el cálculo de la capacidad portante con cimentaciones profundas.

El ensayo CPTu es un método de exploración del subsuelo con el cual se puede determinar el comportamiento del suelo y los valores de diseño, en este trabajo se ha realizado una comparación mediante las gráficas del comportamiento del CPTu vs SPT con la finalidad de observar sus ventajas y desventajas.

Se realizó la recopilación de información de los estudios realizados en chincheros donde se realizaron 15 ensayos CPTu y 6 ensayos SPT, se utilizaron tres ensayos CPTu 11, CPTu12 y CPTu13 para el cálculo de la capacidad de carga, además se utilizaron normas y métodos para la realización de los cálculos.

En este trabajo se busca dar a conocer los métodos de diseño con ensayos de perforación CPTu para pilotes, por lo cual se ha realizado el diseño detallado de la capacidad portante mediante métodos como el de (método de Bustamante y Gianelli, 1982) ;(Eurocodigo 7) y el (Bustamante y Frank 1999), donde se usó el programa CPeT-IT para el cálculo de la capacidad de carga obteniendo como un mejor resultado con el método Eurocodigo 7 con un valor de diseño 1092.96 KN para cada pilote con un diámetro de 0.8m.

Con este trabajo se busca considerar una solución para las posibles construcciones sobre cimentaciones profundas en la zona del aeropuerto de Chinchero Cusco donde se construirá una torre de control.

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1: Ventajas y desventajas de la prueba de penetración de cono (Kulhaway y Mayne 1990).....	25
Tabla 3.1: Descripción de los pilotes colados mostrado en la figura 3.2 (Das Braja M, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones") .....	34
Tabla 3.2: Tipo de comportamiento del suelo (Robertson, 2010) .....	48
Tabla 3.3: Diseño del método por el método europeo CPT ( Ruiter y Bearingen, 1979) .....	53
Tabla 3.4: Valores de $\alpha p$ (Lakatos, 2011).....	56
Tabla 3.5: Valores de $\alpha s; g$ (Lakatos, 2011).....	57
Tabla 3.6: Valores de $\alpha s; c$ (Lakatos, 2011).....	57
Tabla 3.7: Factor de capacidad de carga, $Kc$ .....	58
Tabla 3.8: Coeficiente de fricción, $\alpha$ .....	58
Tabla 4.1: Cuadro de clasificación (CONETEC).....	64
Tabla 4.2: CPTu-11 resultado para el tipo del comportamiento del suelo.....	68
Tabla 4.3: CPTu-12 resultado para el tipo del comportamiento del suelo.....	68
Tabla 4.4: CPTu-13 resultado para el tipo del comportamiento del suelo.....	68
Tabla 4.5: CPTu-11 promedio de valores $q_c$ y $f_s$ .....	68
Tabla 4.6: CPTu-12 promedio de valores $q_c$ y $f_s$ .....	68
Tabla 4.7: CPTu-13 promedio de valores $q_c$ y $f_s$ .....	69
Tabla 4.8: Valores estimados de $f_s$ .....	69
Tabla 4.9: Valor estimado de $f_s$ .....	69
Tabla 4.10: Valores estimados de la densidad.....	69
Tabla 4.11: Valores propuestos de $\alpha E$ .....	69
Tabla 4.12: Valores adoptados de $\alpha E$ .....	70
Tabla 4.13: Estimación de los E basados en los resultados CPT11.....	70
Tabla 4.14: Estimación de los E basados en los resultados CPT12.....	70
Tabla 4.15: Estimación de los E basados en los resultados CPT13.....	70
Tabla 5.1: Data hipotética de $q_c$ .....	76
Tabla 5.2: Capacidad de carga final ( $p_{max}$ ; base ) de acuerdo con EC7.....	77
Tabla 5.3: Fuerza de carga final ( $R_b$ ; $cal$ ) de acuerdo con EC7.....	77
Tabla 5.4: CPTu11 valores de $q_s$ para pilotes CFA y OMEGA.....	79
Tabla 5.5: CPTu12 valores de $q_s$ para pilotes CFA y OMEGA.....	79
Tabla 5.6: CPTu12 valores de $q_s$ para pilotes CFA y OMEGA.....	79



Tabla 5.7: CPTu11 fuerza de fricción superficial.....	79
Tabla 5.8: CPTu12 fuerza de fricción superficial.....	79
Tabla 5.9: CPTu13 fuerza de fricción superficial.....	79
Tabla 5.10: Resumen fuerza de fricción superficial.....	80
Tabla 5.11: Fuerza de fricción superficial $R_s$ ; cal de acuerdo a EC7.....	80
Tabla 5.12: Valores mínimos y promedios de resistencia a la compresión .....	80
Tabla 5.13: Diseño de la resistencia total de los pilotes.....	80
Tabla 5.14: Valores de $q_{ce}$ para los diferentes valores de los diámetros considerados .....	90
Tabla 5.15: Capacidad de carga final ( $q_b$ ) de acuerdo al método LCPC.....	90
Tabla 5.16: Capacidad de carga final ( $R_b$ ; cal) de acuerdo al método LCPC.....	90
Tabla 5.17: Correlación del factor $\beta$ y $q_s$ ; $max$ basados directamente en datos del CPTu (Viana da Fonseca 2012). .....	91
Tabla 5.18: CPTu11 valores equivalente de $p_l$ .....	92
Tabla 5.19: CPTu12 valores equivalente de $p_l$ .....	92
Tabla 5.20: CPTu13 valores equivalente de $p_l$ .....	92
Tabla 5.21: Descripción de los 418 pilotes analizados (Bustamante 2009).....	92
Tabla 5.22: Curvas de tipo de pilote $Q_i$ asociado a un tipo de suelo (Bustamante 2009).....	93
Tabla 5.23: Curvas adoptadas respectivamente $Q_i$ .....	94
Tabla 5.24: CPTu11 valores $q_{si}$ para los pilotes CFA y OMEGA. ....	94
Tabla 5.25: CPTu12 valores $q_{si}$ para los pilotes CFA y OMEGA. ....	95
Tabla 5.26: CPTu13 valores $q_{si}$ para los pilotes CFA y OMEGA. ....	95
Tabla 5.27: Valores de suma del $q_{si}$ por H. ....	95
Tabla 5.28: Fuerza de fricción superficial $R_s$ ; cal de acuerdo al método LCPC...	95
Tabla 5.29: Suma de los valores $R_s$ ; cal + $R_b$ ; cal .....	95
Tabla 5.30: Promedio y valores mínimos de la resistencia a la compresión.....	96
Tabla 5.31: LCPC diseño de la resistencia total de los pilotes. ....	96

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Principio mecánico de cono holandés (Sanglerat, 1972) .....	15
Figura 1.2: Principio mecánico de cono holandés (Delft Geotechnics) .....	16
Figura 1.3: Cono tipo Begemann con manguito de fricción. ....	16
Figura 1.4: Primer CPT-basado en la clasificación de suelos por el cono mecánico Begemann. ....	17
Figura 1.5: Corte transversal del penetrometro eléctrico.....	18
Figura 1.6: Diagrama de instrumento y características de las celdas del CPT eléctrico. ....	19
Figura 1.7: Calibración de las celdas sensibles para conos eléctricos típicos de 2 a 5 ton de capacidad.....	20
Figura 1.8: Terminología para el cono de penetración. ....	21
Figura 1.9: Serie de sondas CPT (desde la izquierda: 2cm <sup>2</sup> , 10 cm <sup>2</sup> , 15cm <sup>2</sup> , 40cm <sup>2</sup> ).....	21
Figura 1.10: Unidad CPT camiones montados de 25 ton.....	22
Figura 1.11: Unidad CPT camión oruga de 20 ton. ....	22
Figura 1.12: Unidad pequeña de perforación-plataforma anclada.....	23
Figura 1.13: Ramset portátil para interiores de edificios CPT o acceso limitado. ....	23
Figura 1.14: Barco Jack-up de tamaño mediano. ....	24
Figura 1.15: Barco Delta Quinn con perforadora. ....	24
Figura 1.16: Sistema del fondo marino CPT para empujar conos de gran tamaño en aguas muy profundas. ....	24
Figura 2.1: Ubicación del distrito de Chinchero.....	28
Figura 2. 2: Unidad CPT camión oruga de 20 ton. ....	28
Figura 2. 3: Ubicación de la mina El Abra.....	29
Figura 2. 4: Unidad CPT camión oruga de 20 ton. ....	30
Figura 3.1: Pilotes prefabricados con refuerzo ordinario. ....	32
Figura 3.2: Pilotes de concreto colados in situ.(Descripción en la tabla 3.1) .....	33
Figura 3.3: Construcción esquemática del pilote CFA. ....	36
Figura 3.4: Construcción esquemática del pilote OMEGA. ....	36
Figura 3.5: Pilote tornillo Omega. ....	37
Figura 3.6 : Proceso constructivo del pilote Omega.....	37

Figura 3.7: Detalles típicos del CPT (Robertson, 2012) .....	41
Figura 3.8: Localización del filtro de presión de poros (Lunne et al, 1997) .....	41
Figura 3.9: Primer cuadro basado en pruebas CPT (Begemann, 1965).....	44
Figura 3.10: Cuadro simplificado del tipo de clasificación del suelo (Robertson y Campella, 1983).....	44
Figura 3.11: Cuadro característico del tipo de suelo basado en datos CPTu (Robertson et al. ,1986).....	45
Figura 3.12: Clasificación del tipo de suelo normalizado cuadro basado en datos CPTu (Robertson et al, 1990).....	46
Figura 3.13: Cuadro de clasificación del comportamiento del tipo de suelo (Robertson, 2010).....	48
Figura 3.14: Cuadro de clasificación del comportamiento del tipo de suelo normalizado (Robertson, 2010).....	48
Figura 3.15: Correlaciones del peso unitario con datos CPT (Mayne, 2007).....	49
Figura 3.16: Componente de la capacidad de carga de un pilote.....	52
Figura 3.17 : Limite unitario final del cojinete para arenas sobreconsolidadas (Ruiter and Beringen, 1979).....	53
Figura 3. 18: Cálculo del promedio dela resistencia del cono (Ruiter and Bearing,1979).....	54
Figura 3.19: Cálculo del promedio equivalente de la resistencia del cono.....	59
Figura 3.20: Valores del factor de influencia $I_p$ para un pilote en un estrato compresible de profundidad finita $v=0.2$ .....	62
Figura 3.21: Valores del factor de influencia $I_p$ para un pilote en un estrato compresible de profundidad finita $v=0.4$ .....	62
Figura 4.1: Reporte del CPTu-11 (CONETEC) .....	65
Figura 4.2: Datos dentro de la tabla de clasificación adoptada. ....	65
Figura 4.3: Reporte del CPTu-12 (CONETEC) .....	65
Figura 4.4: Datos dentro de la tabla de clasificación adoptada. ....	66
Figura 4.5: Reporte del CPTu-13 (CONETEC) .....	66
Figura 4.6: Datos dentro de la tabla de clasificación adoptada. ....	66
Figura 4.7: secciones de las perforaciones. ....	67
Figura 4.8: Modulo de Young vs profundidad.....	71
Figura 4.9: Cuadro comparativo de los ensayos CPTu-8, CPTu-9 vs SPT-04. ...	71
Figura 4.10: Cuadro comparativo del CPTu-8 vs promedio CPTu-8. ....	72

Figura 4.11: Cuadro comparativo del CPTu-9 vs promedio CPTu-9.....	72
Figura 4.12: Cuadro comparativo del SPT vs promedio SPT-4.....	73
Figura 4.13: Cuadro comparativo de los ensayos CPTu-1, CPTu-2 vs SPT-2. ....	73
Figura 4.14: Cuadro comparativo del CPTu-1 vs promedio CPTu-1. ....	74
Figura 4.15: CPTu-2 vs promedio CPTu-2.....	74
Figura 4.16: SPT-2 vs promedio SPT-2. ....	75
Figura 5. 1: Relación entre la fricción de la superficie y la resistencia del cono efectiva (Mahler, 2007) .....	78
Figura 5.2: Importación de datos. ....	81
Figura 5.3: Datos ingresados en el programa CPeT-IT. ....	82
Figura 5.4: Cuadro de los principales parámetros. ....	82
Figura 5.5: Cuadro de las características del pilote. ....	84
Figura 5.6: Calculo de la capacidad de carga para el pilote CPTu-11 .....	84
Figura 5.7: cuadro de la carga vs asentamiento para el pilote CPTu-11. ....	85
Figura 5.8: Cuadro de la capacidad admisible para el pilote CPTu-11. ....	85
Figura 5.9: Cuadro de los principales parámetros para el pilote CPTu-12. ....	86
Figura 5.10: Calculo de la capacidad de carga para el pilote CPTu-12. ....	86
Figura 5.11: Cuadro de la carga vs asentamiento para el pilote CPTu-12. ....	87
Figura 5.12: Cuadro de la capacidad admisible para el pilote CPTu-12.....	87
Figura 5.13: Cuadro de los principales parámetros para el pilote CPTu-13.....	88
Figura 5.14: Calculo de la capacidad de carga para el pilote CPTu-13. ....	88
Figura 5.15: Cuadro de la carga vs asentamiento para el pilote CPTu-13. ....	89
Figura 5.16: Cuadro de la capacidad admisible para el pilote CPTu-13. ....	89
Figura 5.17: Equivalente de $p_l$ según el tipo de suelo. (Bustamante y Gianceselli, 1996).....	91
Figura 5.18: Abaco $Q_i$ Correlación Presión Límite de Ménard ( $p_{LM}$ ) con la fricción superficial ( $q_s$ ) (Bustamante, 2009). ....	94

**LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS**

$A$	: Coeficiente para determinar el factor.	$(\alpha)$
$A_b$	: Área de la sección del pilote.	$(m^2)$
$A_c$	: Área proyectada del cono.	$(m^2)$
$A_s$	: Área superficial del manguito.	$(m^2)$
$A_{si}$	: Área lateral asociada al tipo de suelo.	$(m^2)$
$E_s$	: Modulo de Young del suelo.	$(KPa, MPa)$
$f_s$	: Resistencia de manga unitaria.	$(KN)$
$F_s$	: Fuerza total que actúa sobre la fricción de manga.	$(KN)$
$G_s$	: Gravedad especifica.	
$p_{max;base}$	: Resistencia máxima de la base.	$(KPa, MPa)$
$p_l$	: Presión límite de Ménard.	$(KPa, MPa)$
$p_{LM}$	: Presión límite de Ménard.	$(KPa, MPa)$
$Q_b$	: Capacidad de carga por punta.	$(KN)$
$Q_c$	: Fuerza total que actúa en el cono.	$(KN)$
$Q_s$	: Capacidad de carga por fricción lateral.	$(KN)$
$Q_{ult}$	: Capacidad de carga ultima de un pilote.	$(KN)$
$q_b$	: Resistencia de la punta unitaria.	$(KPa, MPa)$
$q_{ca}$	: Promedio equivalente del cono de resistencia.	$(MPa)$
$q_c$	: Medida de la resistencia de cono.	$(MPa)$
$q_{c1}$	: Promedio de $q_c$ por debajo de la punta del pilote.	$(MPa)$
$q_{c2}$	: promedio de $q_c$ sobre una distancia de 8D.	$(MPa)$
$q_{ce}$	: Resistencia del cono alrededor de la base.	$(KPa, MPa)$
$q_s$	: Fricción de manga.	$(KPa, MPa)$
$q_{si}$	: Fricción unitaria del pilote.	$(KPa, MPa)$
$q_t$	: Resistencia del cono corregida	$(KPa, MPa)$
$q_{c;I;media}$	: Componente de la fórmula de $p_{max;base}$	$(KPa, MPa)$
$q_{c;II;media}$	: Componente de la fórmula de $p_{max;base}$	$(KPa, MPa)$
$q_{c;III;media}$	: Componente de la fórmula de $p_{max;base}$	$(KPa, MPa)$
$q_{c;i;avg}$	: Promedio de $q_c$ en la capa "i"	$(KPa)$
$q_{s;max}$	: Límite superior del eje de fricción.	$(KPa)$
$R_c$	: Resistencia a la compresión del suelo contra el pilote.	$(KPa)$
$R_{b;cal}$	: Resistencia ultima de la base del pilote.	$(KPa)$
$R_{b;k}$	: Valor característico de resistencia de la base.	$(KN)$
$R_{c;cal}$	: Valores calculados de $R_c$ .	$(KN)$
$R_{c;d}$	: Valor de diseño $R_c$ .	$(KN)$
$R_{c;k}$	: Valores característicos del pilote.	$(KN)$
$R_{s;cal}$	: Fricción cortante ultima.	$(KPa)$
$R_{s;k}$	: Valores característicos de resistencia por fricción.	$(KN)$
$(R_{c;cal})_{media}$	: Promedio de los valores de $R_{c;cal}$ .	$(KN)$

$(R_{c;cal})_{min}$	: Valor mínimo de $R_{c;cal}$ .	(KN)
$S_u$	: Resistencia al corte sin drenar.	(KPa)
$S$	: Asentamiento.	(mm)
$u$	: Presión poros.	(KPa, MPa)
$u_0$	: Presión de poro in situ.	(KPa, MPa)
$u_1$	: Presión de poro medido en el cono.	(KPa, MPa)
$u_2$	: Presión de poro medido detrás del cono.	(KPa, MPa)
$u_3$	: Presión de poro medido detrás del cono.	(KPa, MPa)
$B_q$	: Parámetro de presión de poro.	
$I_c$	: Índice del tipo de comportamiento del suelo.	
$I_p$	: Factor de influencia.	
$K_c$	: Factor de capacidad de carga.	
$R_f$	: Proporción de fricción.	
$s$	: Factor de forma de la base del pilote.	
$\nu$	: Módulo de poisson.	
$\alpha$	: Coeficiente de fricción.	
$\alpha_E$	: Factor de módulo de Young.	
$\alpha_p$	: Factor de clase de pilote.	
$\alpha_{LCPC}$	: Coeficiente de fricción por el método LCPC.	
$\alpha_{s;c}$	: Factor de fricción del eje en suelo granular.	
$\alpha_{s;g}$	: Factor de fricción del eje en suelo cohesivo.	
$\beta$	: Factor de forma del pilote.	
$\gamma_t$	: Factor de resistencia para el pilote.	
$\xi$	: Factor de corrección en función del número de pilotes.	
$CFA$	: Pilotes de hélice continúa.	
$CPT$	: Ensayo de penetración de cono.	
$EC7$	: Eurocodigo 7.	
$LCPC$	: Laboratoire Central des ponts et Chausees.	
$OCR$	: Coeficiente de sobre consolidación.	
$PMT$	: Prueba presiométrica.	
$SBT$	: Tipo de característica del suelo.	
$SPT$	: Ensayo de penetración estándar.	

## INTRODUCCIÓN

El diseño de las fundaciones es uno de los elementos básicos de un proyecto de Ingeniería Civil, ya que asegura la estabilidad global de la superestructura. A fin de lograr el nivel requerido de seguridad, el ingeniero geotécnico tiene que evaluar el sistema de base más eficiente, mediante la elección entre un poco profunda o una solución de cimentación profunda y luego el posterior diseño.

El objetivo del este trabajo es evaluar la capacidad de la carga última en pilotes perforados aplicando los resultados de los ensayos de penetración de cono con medida de presión de poros (CPTu) realizados en el proyecto del aeropuerto Chinchero – Cusco.

El diseño de cimentaciones profundas se basa en métodos empíricos y/o semi-empíricos. Estos métodos se basan en datos experimentales obtenidos a partir de ensayos realizados en lugares específicos. Los métodos desarrollados tienden a ser tanto más exacta posible para ese sitio particular. Con el fin de adaptarlos a otros tipos de suelo, es necesario evaluar su viabilidad y definir correlaciones adecuadas con respecto a los suelos involucrados.

El trabajo se ha dividido en 6 capítulos. El primer capítulo presenta los aspectos generales el segundo capítulo presenta una revisión del estado del arte, y el enfoque seguido en el estudio. El tercer capítulo presenta los aspectos del marco teórico. El cuarto capítulo describe la investigación geotécnicas e interpretación de la investigación de campo desarrollada en el área en estudio, así como los cuadros comparativos de los ensayos de perforación CPTu vs SPT los cuales nos muestran el comportamiento del suelo para cada método. El quinto capítulo desarrolla una aplicación para el análisis de los ensayos CPTu para la obtención para carga última mediante los métodos de (método de Bustamante y Gianelli, 1982); (Eurocodigo 7) y el (Bustamante y Frank 1999). En el sexto capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones.

## CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES

### 1.1 ANTECEDENTES

En nuestra actuación profesional de la ingeniería, nos encontramos en la necesidad de estudiar los suelos cohesivos dado su importancia en el territorio peruano, Norte, Nor-orientado y Sur del país. El análisis de esta investigación trata específicamente de la cimentación con pilotes perforados y determinar el comportamiento mecánico suelo-pilote en la zona Sur del Perú (Cusco).

El sur del país (Cusco) es el lugar turístico más grande del Perú, que requiere para su desarrollo económico de construcciones de obras civiles como aeropuertos, edificios, etc. En muchas de estas construcciones se requiere la utilización de cimentaciones profundas, aplicando las pruebas de penetración de cono con medida de presión de poros (CPTu) que es un medio rápido y fiable para realizar exploraciones geotécnicas. Países como Estados Unidos y Brasil están incrementando en los últimos años el desarrollo de esta prueba de penetración para el análisis de cimentaciones.

A lo largo de la historia muchos métodos han sido propuestos para predecir la carga axial de pilotes aislados. Algunos de estos métodos usan el ensayo CPTu, y otros usan parámetros obtenidos de ensayo en laboratorio.

Robertson (1988) usó 13 métodos para predecir la capacidad de carga axial en pilotes. Determinó que la capacidad de carga obtenida por el método de Davisson (1973) estuvo en un rango de 170 KN a 8000KN. El resultado de ese estudio mostró que el procedimiento basado solamente en CPT produjo mejores predicciones de la capacidad del pilote, que los que no usaron el método CPT. El método que proporcionó los mejores resultados fue el de Bustamante y Gianneselli (Robertson et al., 1988).

En el Perú se han realizado investigaciones sobre las correlaciones de diferentes equipos de penetración con el fin de establecer ecuaciones de correlación y relación con las principales propiedades del suelo: ángulo de fricción ( $\Phi$ ), módulo de elasticidad (E) y densidad relativa ( $D_r$ ).

### 1.2 JUSTIFICACIÓN

Existe información de los resultados de los Ensayos de Penetración de Cono (CPT), que demuestran que es un método fiable y fácil de emplear, pero el



Ensayo de Penetración Estándar (SPT) continúa siendo la herramienta de investigación mayormente usada en muchas partes del mundo. Incluso en el Perú hay muy poca información del uso del Ensayo de Penetración de Cono con medida de presión de poros (CPTu) y el avance de la tecnología muestra en países como Estados Unidos y Brasil que los métodos de exploración del subsuelo con CPT han demostrado ser mejores al método SPT.

El estudio planeado ayudará a servir como modelo para resolver problemas en cimentaciones profundas donde se presentan resultados de CPTu.

Mientras los ensayos de SPT muestran interpretaciones discontinuas en las exploraciones de suelos, los ensayos de CPTu muestran interpretaciones continuas de esfuerzos de punta ( $q_t$ ), resistencia por fricción ( $f_s$ ) y presión de poros ( $u$ ) en la exploración del suelo; estos esfuerzos continuos podrían ser aprovechados en el diseño de cimentaciones profundas.

### 1.3 OBJETIVOS

#### 1.3.1 Objetivo principal

El presente estudio trata de evaluar la capacidad de la carga última de pilotes perforados aplicando los resultados de ensayos de penetración de cono con medida de presión de poros (CPTu) en el proyecto del aeropuerto de Chinchero-Cusco.

#### 1.3.2 Objetivo específico

- Interpretación y análisis de los resultados de las exploraciones geotécnicas basado en ensayos CPTu.
- Evaluar la cimentación profunda con datos obtenidos de sondeos de penetración CPTu.
- Conocer el método CPTu para evaluar la capacidad portante y asentamiento.

### 1.4 METODOLOGÍA

El trabajo de Investigación consistirá en el desarrollo de los siguientes puntos:

Recopilación de información.

Se realizará la recopilación de información sobre el método de exploración CPTu y los métodos para analizar los resultados.

## Análisis y evaluación

Análisis y evaluación de la carga última aplicando los resultados de ensayos de penetración de cono con medida de presión de poros CPTu.

Elaboración de la tesis.

A medida que se realice la investigación y aplicación de las diferentes metodologías se irá redactando la tesis y coordinando con el asesor para obtener el cumplimiento del objetivo general y específico.

## 1.5 ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO CPTu.

### 1.5.1 Evolución histórica

En 1932 las pruebas de penetración de cono se iniciaron utilizando tuberías de gas de 35 mm en la parte exterior con varillas de acero de 15 mm de diámetro para el empuje. Una punta de cono con un área proyectada de 10 cm<sup>2</sup> y con un ángulo de 60° en el vértice que se adjuntó a las varillas interiores de empuje. Como se muestra en la figura 1.1.

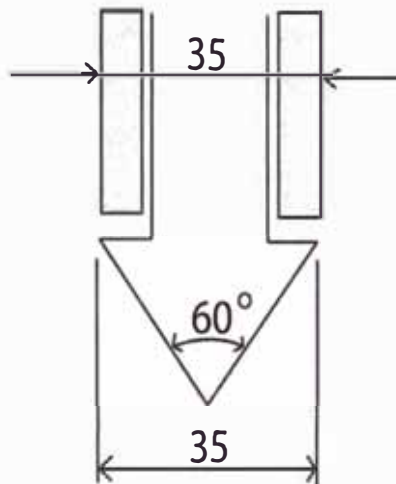


Figura 1.1: Principio mecánico de cono holandés (Sanglerat, 1972).

En 1935 Delf Soil Mechanics Laboratory diseñó la primera máquina de accionamiento manual de 10 ton (100 KN), ver la figura 1.2.



Figura 1.2: Principio mecánico de cono holandés (Delft Geotechnics)

En 1953 se añadió un manguito de fricción (“chaqueta de adhesión”) detrás del cono para incluir las mediciones de la fricción de manga local (Begemann, 1953), véase la figura 1.3. Las mediciones se realizaron cada 20 cm, (8 pulgadas) y por primera vez se realizaron cada 20 cm, (8 pulgadas) y por primera vez, la relación de fricción era usado para clasificar el tipo de suelo (véase la figura 1.4).

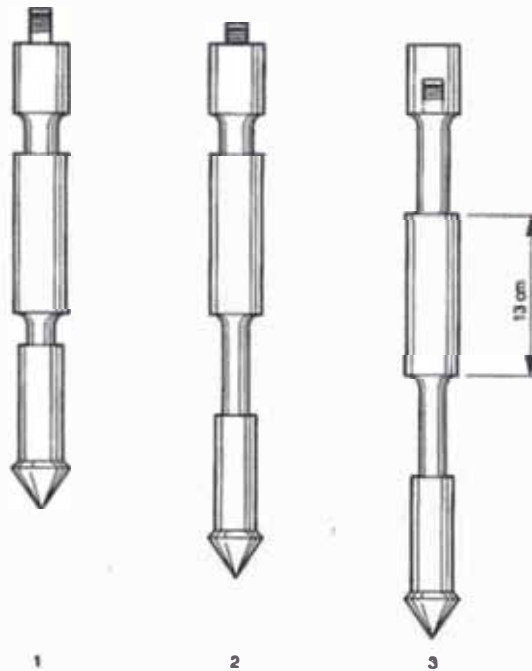
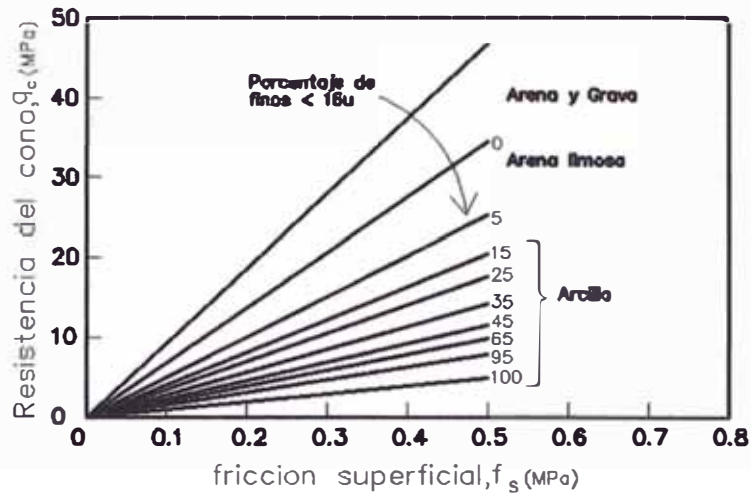


Figura 1.3: Cono tipo Begemann con manguito de fricción.



**Figura 1.4: Primer CPT-basado en la clasificación de suelos por el cono mecánico Begemann.**

En 1965 Fugro desarrollo un cono eléctrico, de los cuales formaron las dimensiones de los conos modernos y la ASTM. Las principales mejoras relativas al cono mecánico fueron:

- La eliminación de lecturas incorrectas debido a la fricción entre las barras interiores y el peso de las barras interiores.
- La prueba con velocidad continua de penetración sin la necesidad de movimientos alternativos de diferentes partes del penetrometro y los movimientos no deseables del suelo que influyen en la resistencia del cono.
- Es más sencillo la medición eléctrica y es fiable la resistencia de cono y manguito de fricción.

**Punta de medición:** es la celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformemetros eléctricos (strain gauges); usualmente tienen 2 ton de capacidad de carga y resolución de 1kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de 2kg; en la (figura 1.5) se muestra esquemáticamente dicho instrumento; generalmente tiene 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm.

**Funcionamiento:** se observa en la (figura 1.5) la fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (2) y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda superior (4). Se construyen también conos en

los que la primera celda capta la fuerza y la segunda la sumatoria de punta y fricción.

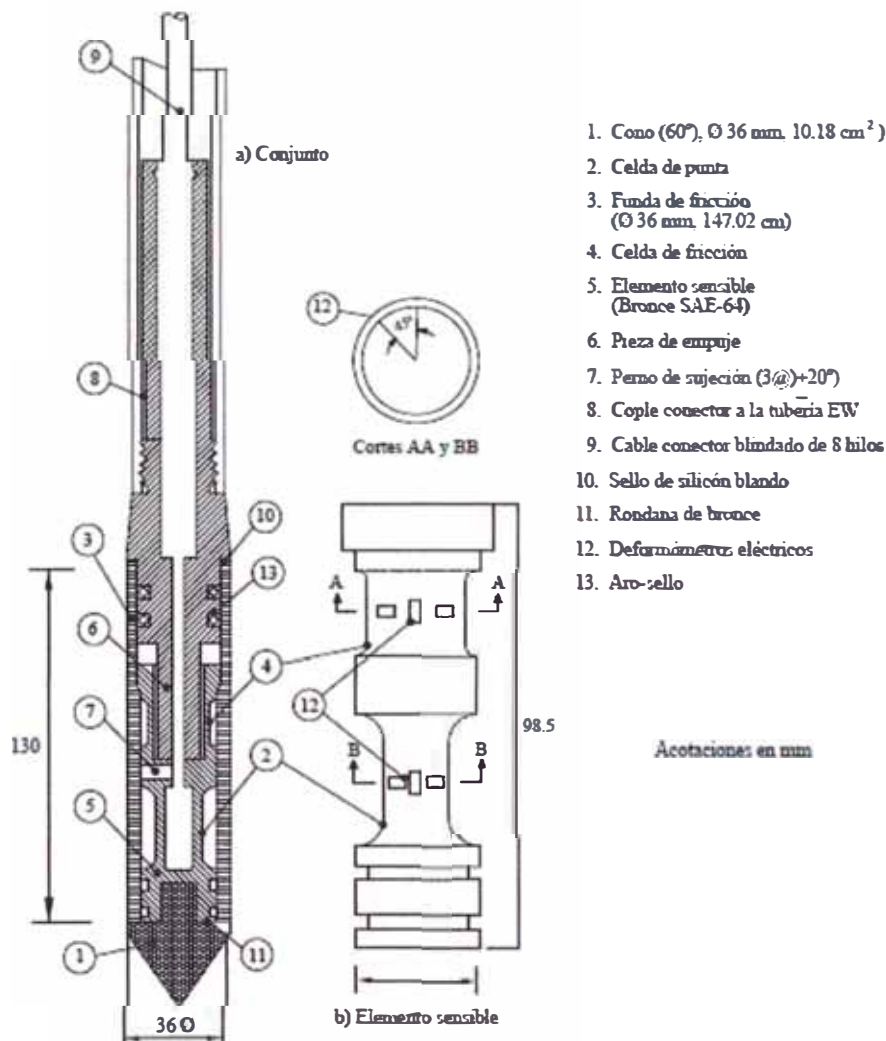
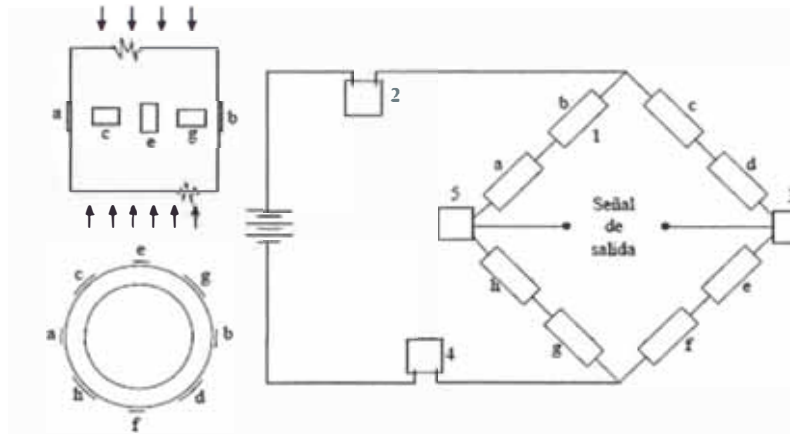


Figura 1.5: Corte transversal del penetrometro eléctrico.

Registro de medición: la señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, presentándola numérica o gráficamente.

Elemento sensible: es una pieza de bronce, aleación SAE-64, en la que se han labrado las dos celdas (2 y 4) para medir las fuerzas axiales que se transmiten al cono y a la funda. Las características del bronce elegido son: limite elástico de 1,250 kg/cm<sup>2</sup> y módulo de elasticidad de 910,000 kg/cm<sup>2</sup>. La figura 1.6 muestra el diagrama de instrumentación realizado con deformómetros eléctricos tipo "foil gauges" de 350 ohms en arreglo de puente completo; para el equilibrio del

mismo y darle estabilidad térmica a temperaturas ambiente se han incorporado resistores térmicos.



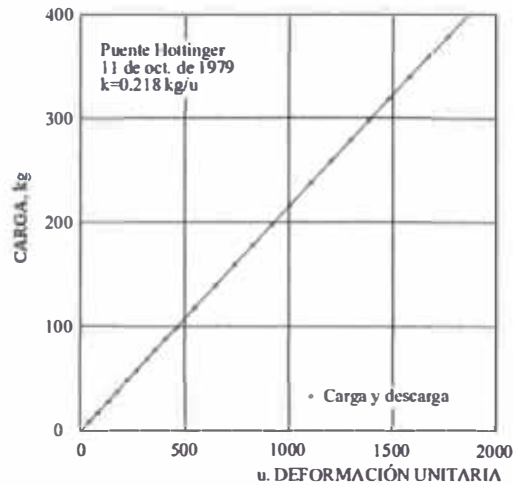
Elementos de las celdas de punta y fricción:

- 1.- Deformómetros eléctricos (strain gages) marca Micromeritics tipo foil gage de 350Ω clave MA-06-250-BF-350, cementados con adhesivo epóxico tipo M-BOND-43-B impermeabilizados con M-COAT "D" y M-COAT "C"
- 2.- Resistor de balca, calculado para los módulos de elasticidad del bronce de la celda y del constantán de los deformómetros.
- 3.- Resistor de constantán para el balance inicial del puente.
- 4.- Resistor de constantán para ajustar la salida, en términos de mv/v.
- 5.- Resistor de cobre para evitar el corrimiento del cero por temperatura, ajustado para un intervalo de 20 a 70 °C.

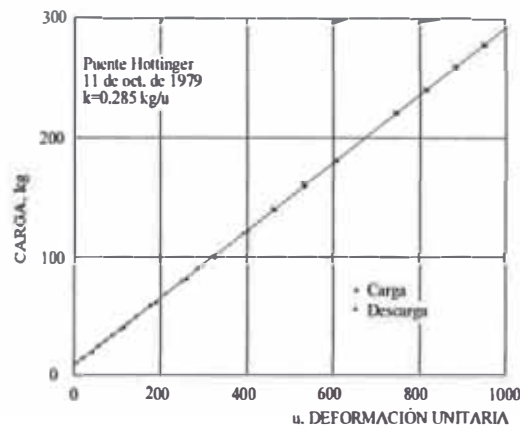
Celda	Compacidad		Diámetros, mm		Longitud en mm	Precisión			Sensibilidad	
	kg	kg/cm	Ext.	Int.		Intervalo mv/v	kg	kg/cm <sup>2</sup>	kg	kg/cm <sup>2</sup>
Punta	0-500	0.49.1	13.5	18.9	20	1/460	1.09	0.107	0.218	2.1x10 <sup>-2</sup>
Fricción	5-300	0.03-2.04	9.2	18.6	21	1/210	1.42	9.7x10 <sup>-1</sup>	0.285	1.9x10 <sup>-3</sup>

Figura 1.6: Diagrama de instrumento y características de las celdas del CPT eléctrico.

Mecanismo de carga: el cono se inca en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior pasa el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.



a) Celda de punta



b) Celda de fricción

**Figura 1.7: Calibración de las celdas sensibles para conos eléctricos típicos de 2 a 5 ton de capacidad.**

En 1974 fue introducida la medición de presión de poros. Los primeros diseños tenían diferentes formas y posiciones de los filtros de presión de poro.

Poco a poco, con la práctica se ha vuelto más estandarizada la posición del filtro que está detrás de la ubicación del cono  $u_2$ . Con la medición de la presión de poros se hizo evidente que era necesario corregir el cono para efectos de la presión de poros ( $qt$ ), sobretodo en arcilla suave.

### 1.5.2 Equipo y procedimientos de prueba

En la prueba de penetración de cono (CPT), un cono en el extremo de una serie de varillas es empujado en el suelo a una velocidad constante y realiza mediciones continuas de la resistencia a la penetración del cono y de un manguito de superficie figura 1.8.

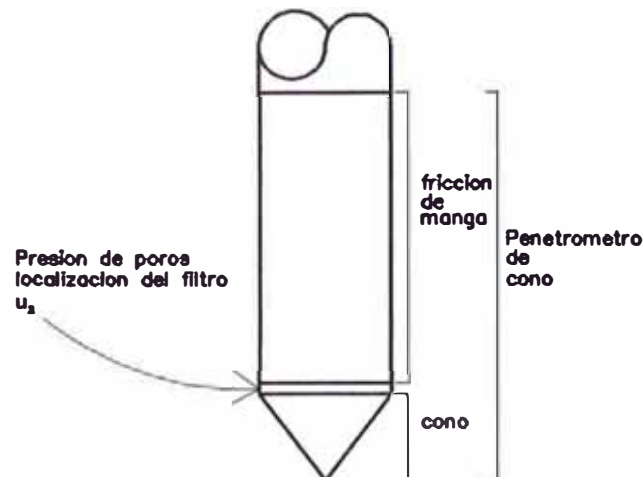


Figura 1.8: Terminología para el cono de penetración.

El penetrometro de cono viene en una variedad de tamaños de sondas 10cm<sup>2</sup> y 15cm<sup>2</sup> son las más comunes y se especifica en la mayoría de los estándares. La figura 1.9 muestra una variedad de conos desde un mini cono de 2cm<sup>2</sup> hasta de 40cm<sup>2</sup>. Los mini conos son utilizados para las investigaciones poco profundas, mientras que los conos grandes se pueden utilizar en suelos con grava. (Robertson, Guide 5 th 2012).



Figura 1.9: Serie de sondas CPT (desde la izquierda: 2cm<sup>2</sup>, 10 cm<sup>2</sup>, 15cm<sup>2</sup>, 40cm<sup>2</sup>)

**Equipamiento de empuje:** El equipo de empuje consta de varillas de empuje, un mecanismo de empuje y un marco de reacción.

**En tierra:** Los equipos para aplicaciones terrestres en general consisten en unidades especialmente construidas de camiones montados. El CPTu también se puede llevar a cabo utilizando un taladro anclado. En las figuras 1.10 a 1.13 se muestra una gama de equipos para la exploración del suelo.





**Figura 1.10: Unidad CPT camiones montados de 25 ton.**



**Figura 1.11: Unidad CPT camión oruga de 20 ton.**



Figura 1.12: Unidad pequeña de perforación-plataforma anclada.



Figura 1.13: Ramset portátil para interiores de edificios CPT o acceso limitado.

**Sobre agua:** Hay una variedad de equipos para empujar sobre el agua las investigaciones dependen de la profundidad. Son comunes las barcas auto elevables en aguas poco profundas (profundidad inferior a 30 metros), ver figuras 1.14 y 1.15.



Figura 1.14: Barco Jack-up de tamaño mediano.



Figura 1.15: Barco Delta Quinn con perforadora.

En aguas más profundas (mayores a 100m) se utilizan en el fondo marino equipos como submarinos especialmente diseñados, como se muestra en la figura 1.16. Los sistemas pueden empujar conos de gran tamaño (conos de 10 y 15 cm<sup>2</sup>) y también conos más pequeños (conos de 2 y 5 cm<sup>2</sup>) usando el sistema continuo de empuje.



Figura 1.16: Sistema del fondo marino CPT para empujar conos de gran tamaño en aguas muy profundas.

### 1.5.3 Profundidad de penetración.

El CPT se puede realizar a profundidades superiores a 100 metros (300 pies) en suelos blandos y con grandes equipos de capacidad de empuje. Para mejorar la profundidad de penetración, la fricción a lo largo de las varillas de empuje debe ser reducida. Esto se hace por la colocación de un acoplamiento ampliado (reductor de fricción) a corta distancia (normalmente de 1m ó 3 pies) detrás del cono. La penetración será limitada por los suelos muy duros. Es común el uso de conos de 15 cm<sup>2</sup> para aumentar la profundidad de penetración, ya que los conos 15cm<sup>2</sup> son más gruesos y tiene un diámetro mayor que los de 10cm<sup>2</sup>. Las varillas de empuje también pueden ser lubricados con lodo de perforación para eliminar la fricción de la varilla en los sondeos profundos.

### 1.5.4 Ventajas y desventajas del CPTu.

La prueba de penetración de cono está ganando popularidad en los estados unidos como un efectivo ensayo in situ para la estimación de propiedades del suelo. Sin embargo, el uso ha estado limitado principalmente debido a la disponibilidad limitada de equipo. En tabla 1.1 mostramos ventajas y desventajas.

**Tabla 1.1: Ventajas y desventajas de la prueba de penetración de cono (Kulhaw y Mayne - 1990).**

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Más seguro que el SPT en suelos suaves o sueltos.</li> <li>• La penetración solo se interrumpe cuando necesitan ser agregadas barras adicionales.</li> <li>• Las medidas de resistencia de la punta, fricción lateral y presión de poros son continuas.</li> <li>• La participación personal en el ensayo tiene una influencia relativamente menor en el resultado de la prueba comparado al SPT.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• No se recupera ningún tipo de muestra del suelo.</li> <li>• Los resultados del ensayo son inestables en suelos de arena gruesa y gravas donde los penetrometros pueden añadirse.</li> <li>• La movilización especial del equipo del cono es cara</li> </ul>

## CAPÍTULO II: ESTADO DEL ARTE

Estudios relacionados a los ensayos CPTu alrededor del mundo se está incrementando el uso de este método para la evaluación del potencial de licuación, cimentaciones y exploraciones.

### 2.1 INVESTIGACIONES RELACIONADAS CON EL CPTu.

En el 2007 se desarrolló una tesis de doctorado por el tesista Carlos Ivan Henríquez Pantaleón en la Universidad Politécnica de Madrid con el título "Mejora de terrenos potencialmente licuables con inyecciones de compactación", la cual trata el comportamiento de los suelos flojos ante los sismos estos casos han ocasionado pérdidas de vidas como también perdidas económicas.

Licuación de suelos es un tema muy complejo donde intervienen muchas variables. Por lo que las condiciones bajo las cuales, los suelos granulares pierden parte significativa de su resistencia no han sido completamente comprendidas, representando un magnifico campo de investigación.

En esta investigación la licuación o licuefacción es el tema más importante ya que los efectos devastadores provocaron la atención de los ingenieros geotécnicos desde los terremotos de Alaska (USA) y Niigata (Japón) ambos ocurridos en el año 1964 y con magnitudes superiores a 7.5.

Por lo cual se entiende y considera llevar este estudio sobre el comportamiento dinámico de los terrenos granulares finos, poniendo especial atención y énfasis en el fenómeno de licuación de suelos, factores que influyen en su ocurrencia así como los distintos métodos para su mitigación y dentro de ellos , aquellos que pueden ser aplicables a obras existentes.

Los objetivos desarrollados en esta tesis han sido:

- El desarrollo de un método de predicción del fenómeno de la licuación basado en ensayos de CPT.
- Desarrollar un nuevo método de diseño que permita mitigar el potencial de licuación, tanto en terrenos sin edificar así como en los ya edificados.

Estos objetivos se han alcanzado a partir de:

Análisis del fenómeno de licuación de suelos y los factores que influyen en su ocurrencia.

- Revisión de los diferentes métodos de predicción existentes para la evaluación del potencial de licuación, estudiando la manera en que tienen en cuenta las variables implicadas en el problema, con la finalidad de proponer un nuevo método de predicción basado en ensayos "in situ".
- Planteamiento de un nuevo método de predicción del potencial de licuefacción basado en los ensayos de CPT.

Entre los resultados y aportaciones originales más importantes obtenidas de esta tesis, se pueden señalar las siguientes:

- Con relación a los métodos existentes de evaluación del potencial de licuación se ha visto la conveniencia de utilizar aquellos basados en correlaciones empíricas de las características de los suelos obtenidas mediante ensayos in-situ con el comportamiento de los mismos observado en sismos anteriores y dentro de ellos los que se basan en los ensayos CPT.
- Un método para evaluar a susceptibilidad a la licuación sustentada en la correlación directa entre la resistencia a la licuación y la forma en que varía con la profundidad, la resistencia a la penetración con el CPT.

En el 2013 se realizó la tesis de maestría por el tesista Luis Miguel Cunha e Costa en la Universidad do Porto en la facultad de ingeniería con el título "FOUNDATION DESIGN OF A NEW HOSPITAL BUILDING IN KECSKEMET", la cual trata la elaboración del diseño de un edificio del hospital ubicado en Kecskemet, Hungría, centrándose esencialmente en aspectos geotécnicos. De manera, el procedimiento de cálculo.

En la investigación se utilizaron los datos recogidos del CPTu en su sitio, lo que permitió la correcta definición de las propiedades de la estratigrafía del suelo, la resistencia y deformabilidad y posteriormente, la evaluación precisa del sistema de cimentación más eficaz, donde se eligió una solución de cimentación profunda.

El objetivo era el diseño geotécnico fundación de un nuevo hospital ubicado en Kecskemet, una ciudad en el centro de Hungría a 86 km de Budapest.

Se mostraron diferentes enfoques para resolver el mismo tipo de problema y al mismo tiempo una amplia gama de propuestas y soluciones consecuentes que dominan la geotecnia en la actualidad.

## 2.2 PROYECTOS RELACIONADOS CON EL CPTu.

### 2.2.1 Proyecto Chinchero-Cusco.

El terreno tiene una extensión de aproximadamente 3'570,000 m<sup>2</sup> y se encuentra ubicado en el distrito de Chinchero, a aproximadamente 29 Km de la ciudad del Cusco, al Oeste de la carretera Chinchero - Urubamba y al Sur del centro poblado Racchi Ayllu, en la provincia de Urubamba, departamento de Cusco.



Figura 2.1: Ubicación del distrito de Chinchero

En este proyecto se han realizado 15 ensayos de perforación CPTu con la finalidad de explorar el subsuelo de chinchero en cusco donde se realizaron sondeos desde los 8 m en el punto CPT-13 hasta los 40 m en el punto del CPTu-8.



Figura 2. 2: Unidad CPT camión oruga de 20 ton.

### 2.2.2 Proyecto minero el Abra-chile.

La mina el Abra es una mina a tajo abierto que produce cobre y está ubicado a 75.6 kilómetros al norte de la ciudad de Calama en Chile en la región de Antofagasta, Chile.

Funciona desde 1996, el abra cuenta con un futuro muy interesante. Donde se están realizando estudios de pre factibilidad para una posible operación de trituración a gran escala para procesar materiales de sulfuro adicionales. En los últimos años, los resultados de esos análisis en el abra indican la existencia de una fuente de sulfuro significativa, que posiblemente podría respaldar el proyecto de trituración a gran escala.

Freeport-McMoRan posee el 51% de la participación accionaria en El Abra y el 49% restante corresponde a la Corporación Nacional del Cobre de Chile (CODELCO), una empresa estatal.

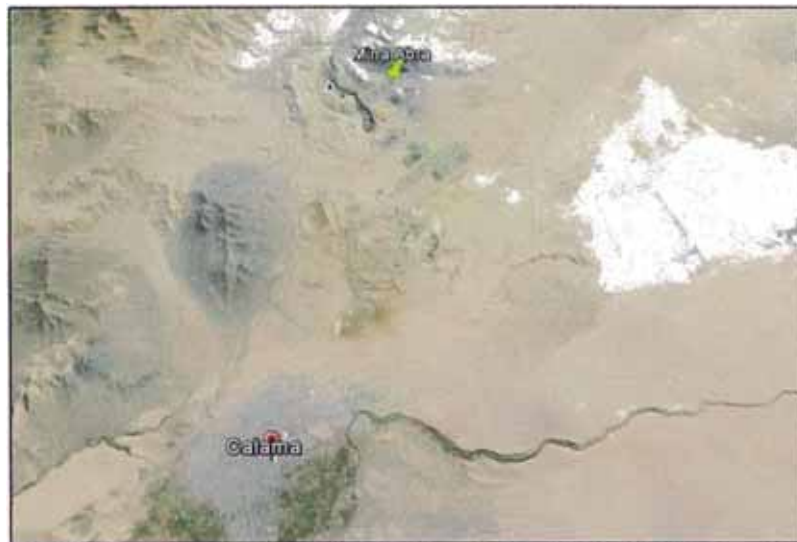


Figura 2. 3: Ubicación de la mina El Abra

En este proyecto se han realizado 50 ensayos de perforación CPTu con la finalidad de explorar el nivel freático de la pila de lixiviación en la mina Abra donde se realizaron sondeos desde los 30 m en hasta los 90 m.





**Figura 2. 4: Unidad CPT camión oruga de 20 ton.**

## CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO

### 3.1 ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO CON MEDIDA DE PRESIÓN DE POROS CPT<sub>u</sub>.

Dos investigaciones importantes en la Conferencia Europea sobre las pruebas de penetración (ESOPT-1) en Estocolmo en 1974, presentando ejemplos de la medida de presión de poros durante la penetración. Un piezómetro eléctrico (CPT<sub>u</sub>), desarrollado por el Instituto Noruego Geotécnico (NGI), fue utilizado por Janby y Senneset (1974) para medir las presiones de poros durante la penetración junto a los perfiles de CPT. Schmertmann (1974) también empujó una sonda de piezómetros y midió la penetración de presión de poros.

Schmertmann reconoció la importancia de la medición de presión de poros para la interpretación de los datos de CPT. Tanto Janbu, Senneset y Schmertmann mostraron los resultados de los cambios en las presiones de poros durante la perforación en la penetración.

Torstensson (1975) en Suecia y Wissa et al (1975) en los EE.UU desarrollo sondas piezometricas electrónicas con el propósito especial de medir la presión de poros del agua durante la penetración.

Schmertmann (1978) utiliza la sonda piezometrica tipo Wissa y un cono de 60° con filtro en la punta en el estudio de la evaluación del potencial de licuación de arenas.

Un gran número de piezoconos se han desarrollado en los últimos proyectos. Las presiones de poro normalmente se miden normalmente en una ubicación detrás del cono. Para proyectos de investigación se desarrollaron piezoconos con dos o tres posiciones de filtro.

### 3.2 PILOTES

Los pilotes son miembros estructurales hechos de acero, concreto o madera y se usan para construir cimentaciones que son profundas y cuestan más que las cimentaciones superficiales. A pesar del costo, el uso de pilotes es a menudo necesario para garantizar la seguridad estructural.

Tipos de pilotes:

En la construcción se usan diferentes tipos de pilotes, dependiendo de tipo de carga por soportar, de las condiciones del subsuelo y de la posición del nivel freático: (a) de acero; (b) de concreto, (c) de madera y (d) pilotes compuestos.

### 3.2.1 Pilotes de acero

Los pilotes de acero son generalmente a base de tubos o de perfiles H laminados. Los pilotes tubulares 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 como pilotes. Sin embargo se prefieren los perfiles H por que los espesores de sus almas y patines por que los espesores de sus almas y patines son iguales. En muchos casos, los tubos se llenan de concreto después de ser hincados.

La capacidad admisible estructural para pilotes de acero es  $Q_{adm} = A_s \cdot f_s$

$A_s$ =área de la sección transversal del acero.

$f_s$ =esfuerzo admisible del acero (0.33 a 0.5 $f_y$ ).

### 3.2.2 Pilotes de concreto

Los pilotes de concreto se dividen en dos categorías básicas: (a) pilotes precolados y (b) pilotes colados in situ.

Los pilotes precolados: Se preparan usando refuerzo ordinario y son cuadrados u octagonales en su sección transversal (figura 3.1) el refuerzo se proporciona para que los pilotes resistan el momento flexionante desarrollando durante su manipulación y transporte.

Ventajas:

- Pueden ser sometidos a un hincado de alto impacto.
- Son resistentes a la corrosión.
- Pueden combinarse fácilmente con una superestructura de concreto.

Desventajas:

- Difíciles de ser cortados a la precisa.
- Difíciles de transportar.

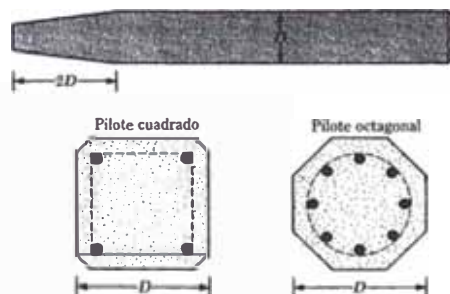


Figura 3.1: Pilotes prefabricados con refuerzo ordinario.

Los pilotes colados: Se construyen perforando un agujero en el terreno y llenándolo de concreto. Hay diferentes tipos de pilotes de concreto colados in

situ. Estos pilotes se dividen en: (a) ademados y (b) no ademados. Ambos tipos pueden tener un pedestal en el fondo.

a) Pilotes ademados: Se hacen hincando un tubo de acero en el terreno con ayuda de un mandril colocado dentro del ademe. Cuando el pilote alcanza la profundidad, se retira el mandril y el tubo se llena con concreto. Las figuras 3.2 muestran algunos ejemplos de pilotes ademados sin pedestal. La figura 3.2(e) muestra un pilote ademado con un pedestal que consiste en un bulbo de concreto expandido que se forma dejando caer un martillo sobre el concreto fresco.

Ventajas:

- Relativamente baratos.
- Posible inspección antes de verter el concreto.
- Fácil de extender.

Desventajas:

- Difíciles de emplamar después del fraguado.
- Los ademes delgados se pueden dañar durante el hincado.

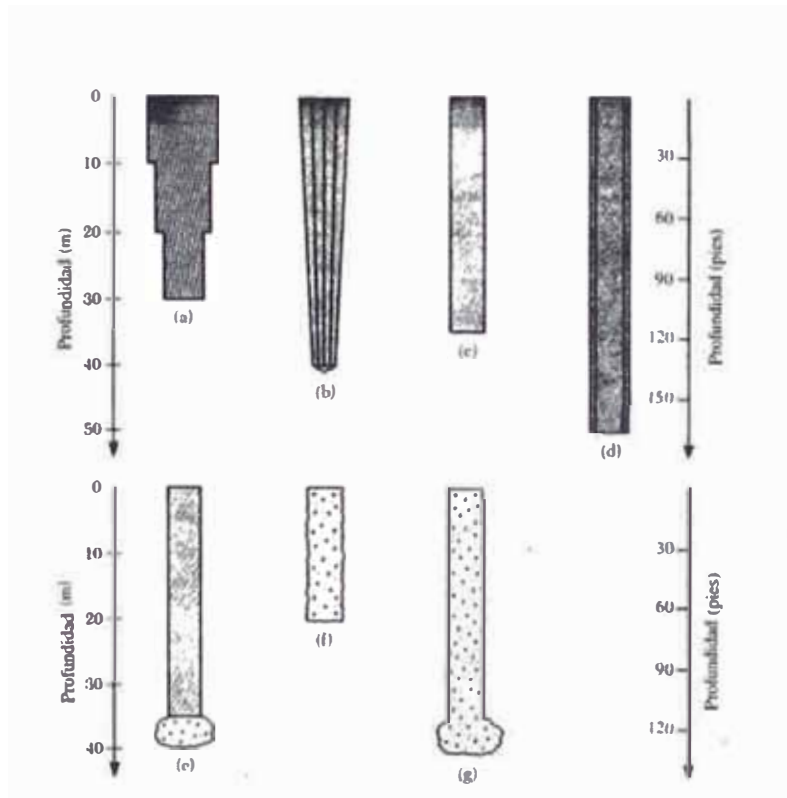


Figura 3.2: Pilotes de concreto colados in situ. (Descripción en la tabla 3.1)

**Tabla 3.1: Descripción de los pilotes colados mostrado en la figura 3.2 (Das Braja M, "Principios de Ingeniería de Cimentaciones")**

Parte en la figura 9.4	Nombre del pilote	Tipo de ademado	Profundidad usual máxima del pilote	
			(pies)	(m)
a	Raymond Step-Taper	Ademe corrugado, delgado, cilíndrico	100	30
b	Monotube o Unión Metal	Ademe de acero, delgado, alusado e hincado sin mandril	130	40
c	Western, ademado	Ademe de lámina delgada	100-130	30-40
d	Tubo sin costura o Armco	Ademe de tubo de acero recto	160	50
e	Franki con pedestal ademado	Ademe de lámina delgada	100-130	30-40
f	Western no ademado sin pedestal	-	50-65	15-20
g	Franki con pedestal no entubado	-	100-130	30-40

b) Los pilotes no ademados: se hacen hincando el tubo a la profundidad deseada y llevándolos con concreto fresco. El tubo se retira gradualmente. Ver figura 3.2 Ventajas:

- Económicos
- Pueden ser terminados a cualquier elevación

Desventajas:

- Se pueden crear vacíos si el concreto se coloca rápidamente.
- Difíciles de empalmar después del fraguado.
- En suelos blandos, los lados del agujero pueden derrumbarse, oprimiendo al concreto.

### 3.2.3 Pilotes de madera

Los pilotes de madera son troncos de árboles cuya rama y corteza fueron cuidadosamente recortadas. Las longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera esta entre 10 y 20 m. para calificar para uso como pilote, la madera debe ser recta, sana y sin defectos.

Se dividen en tres clases:

Pilotes clase A: Soportan cargas pesadas. Diámetro mínimo debe ser 356mm.

Pilotes clase B: Que se usan para tomar cargas medias. El diámetro mínimo del fuste debes ser de entre 305 y 330 mm.

Pilotes clase C: Que se usan en trabajos provisionales de construcción. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 305mm.

### 3.2.4 Pilotes compuestos

Las partes superior e inferior de los pilotes compuestos esta hechas de diferentes materiales, por ejemplo, los pilotes compuestos se fabrican de acero y concreto o de madera y concreto. Los pilotes de acero y concreto consisten en una porción inferior de acero y en una porción superior de concreto colado en el lugar. Este tipo de pilote es el usado cuando la longitud del pilote requerido para una capacidad de carga adecuada excede la capacidad de los pilotes simples de concreto colados en el lugar. Los pilotes de madera y concreto consisten en una porción inferior de pilote de madera debajo del nivel freático permanente y en una porción superior de concreto. En cualquier caso, la formación de juntas apropiadas entre dos materiales diferentes es difícil y por esta razón, los pilotes compuestos no son muy usados.

### 3.3 PILOTES CFA.

Los pilotes CFA son un tipo de cimentaciones perforadas en la que los pilotes se perforan hasta la profundidad final en un proceso continuo usando barrena continua (figura 3.3) .Mientras la barrena perfora el suelo , los tramos de la barrena se llenan con el suelo, proporcionando soporte lateral y el mantenimiento de la estabilidad del agujero (figura 3.3 (a)) al mismo tiempo la barrena es retirada del orificio ,se coloca mediante bombeo concreto o una lechada de arena/cemento a través del hueco del centro hueco del tubo de la barrena hasta la base de la barrena (figura 3.3 (b)). El bombeo simultaneo de la lechada o concreto y la retirada de la barrena proporciona un soporte continuo al agujero.

El refuerzo para pilotes CFA, reforzadas con acero se coloca en el agujero lleno de concreto fluido o mortero inmediatamente después de la retirada la barrena (figura 3.3 (c)).

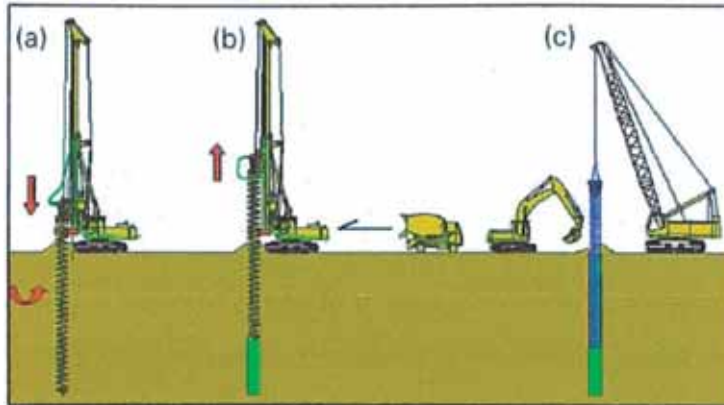


Figura 3.3: Construcción esquemática del pilote CFA.

Los pilotes CFA suelen instalarse con diámetros de 0.3 y 0.9 m con una longitud de hasta 30 m, aunque en ocasiones se han utilizado pilas largas. En estados unidos han realizado pilotes más pequeños con diámetro de 0.3 y 0.6, en europa se han utilizado hasta diámetros más grandes hasta de 1.5 m.

#### 3.4 PILOTES OMEGA

El pilote de Sistema Omega de ejecución permite mediante la aplicación rotación y empuje a la cabeza en la fase de perforación, rotación y tiro en la fase de extracción, la instalación de pilotes con total ausencia de vibraciones y produciendo un desplazamiento lateral del terreno que lo compacta y evita la extracción de detritus. Una jaula de refuerzo se coloca a través de la barrena hueca antes de la colocación del concreto. El concreto se coloca por gravedad a través del tubo hueco (figura 3.4).

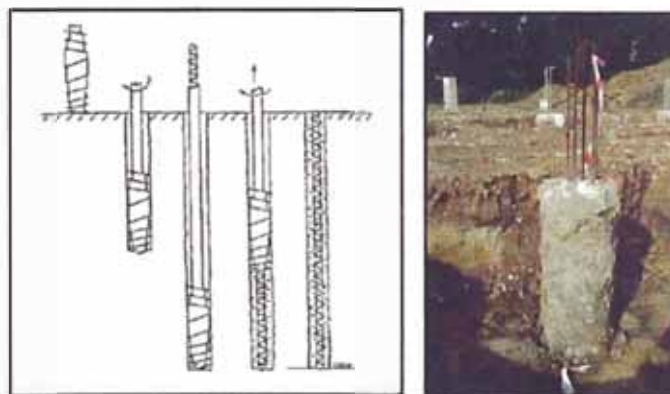


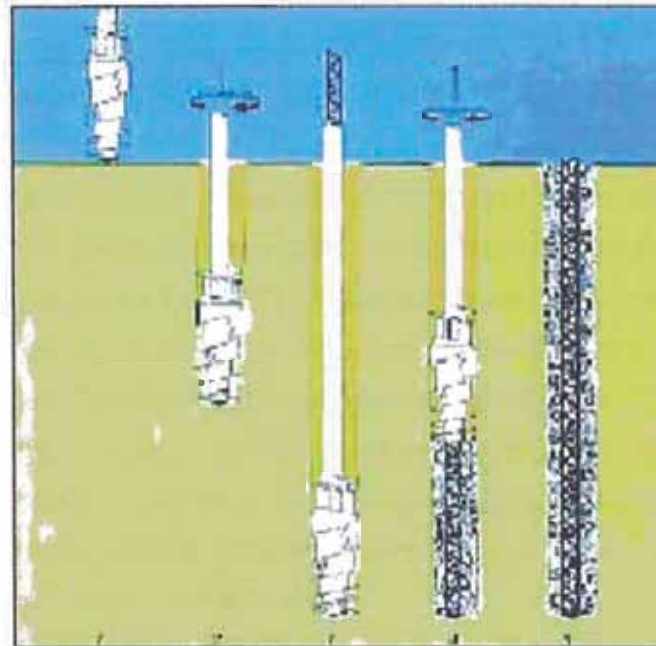
Figura 3.4: Construcción esquemática del pilote OMEGA.



**Figura 3.5: Pilote tornillo Omega.**

Durante la fase de descenso, el terreno es desplazado lateralmente mediante el especial diseño de la cabeza rotatoria, instalando con un alto par de rotación y aplicación del empuje vertical (figura 3.6(1-2-3)). Una vez alcanzada la profundidad necesaria la cabeza es extraída mientras el hormigón es inyectado a través de la varilla del tubo central. La cabeza permanece rotando en el mismo sentido y manteniendo el desplazamiento lateral del terreno (figura 3.6 (4)).

Al pilote se le coloca concreto bajo presión controlada (figura 3.6 (5)). Esto induce a un tercer estado de desplazamiento del terreno y asegura una perfecta cohesión terreno-concreto.



**Figura 3.6 : Proceso constructivo del pilote Omega.**



#### Particularidades y ventajas:

- bajo el nivel de ruido durante la ejecución. No se producen vibraciones.
- Comportamiento como pilote de desplazamiento, obteniendo elevadas capacidades de carga, especialmente alta resistencia a la fricción.
- Prácticamente no se generan residuos que transportar. Limpieza en la zona de obra.
- La ejecución del pilote puede ser controlada usando un sistema de monitorización especialmente diseñado. Esto facilita al maquinista el control del tiempo real del registro de parámetros, los cuales aseguran la correcta instalación del pilote.

### 3.5 TIPOS DE FUNDACIONES.

En el diseño de la cimentación, la consideración de una cimentación superficial como una primera aproximación es la solución más común, por qué se tomarían en cuenta los menores costos involucrados y la complejidad más sencilla en comparación a un sistema de cimentaciones profundas, pero el tipo de suelo de la zona de estudio es un material con muy baja capacidad de resistencia, por esta razón se ha evaluado la capacidad portante mediante cimentaciones profundas.

### 3.6 PRUEBA CPTu PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

#### 3.6.1 Descripción general de la prueba CPTu

La prueba de penetración de cono es uno de los más significativos ensayos in situ utilizados en la práctica de la geotecnia. Teniendo en cuenta que los primeros desarrollos del CPT mecánico comenzaron en la primera mitad del siglo 20, es una prueba utilizada por muchos investigadores para la caracterización del suelo. Las pruebas de CPT/CPTu responden a las preguntas centrales de la caracterización de los suelos, pues es una de las más importantes que se utilizan en el diseño geotécnico. Las principales ventajas del CPT/CPTu son el perfilado continuo, los datos fiables registrados y la sólida formación teórica desarrollada a través de los años, lo que permite que las correlaciones fiables .por otro lado, esta prueba requiere operadores expertos, alta inversión y también no proporciona muestra de suelo.

Aunque la penetración de prueba estándar (SPT) sigue siendo ampliamente el más usado en el mundo, debido a su simplicidad a su operación y bajo costo, el

CPTu ha demostrado ser una prueba mucho más fiable, ya que proporciona la medición de tres cantidades físicas, resistencia a la punta del cono,  $q_c$ , la resistencia a la fricción,  $f_s$ , y la presión de poros,  $u_2$ , este último es un registro particular del CPTu. Una de las mayores limitaciones del SPT es la medición de un solo parámetro (número de golpes,  $N$ ) con el fin de asegurar una caracterización completa del suelo en estudio. El CPT ha llenado lo que falta mediante el uso de diferentes parámetros físicos que al mismo tiempo puedan converger para confirmar un cierto comportamiento en el suelo.

Las primeras pruebas de penetrometro de cono se hicieron en 1932, como se indica más arriba, con una punta de cono fijado a la varilla de acero, con 10 cm<sup>2</sup> de área proyectada y un ángulo de vértice de 60° y se llevaron a cabo por el ingeniero holandés Pieter Barentsen en los Países Bajos.

En 1953, Begemann mejoró considerablemente la prueba de penetración de cono holandés con la medición de la fricción en la manga, es posible con la introducción de una "chaqueta de adhesión" detrás del cono. Así fue posible registrar no solo la resistencia de la punta del cono sino también la fricción de la manga, se realizó la primera clasificación del tipo de suelo sobre la base del CPT (Begemann, 1965).

Un cono eléctrico fue desarrollado en 1965 por Fugro con las dimensiones y la forma en que fueron adoptadas, como la base para los conos modernos y también para los procedimientos de prueba normalizados (por ejemplo ASTM). Las principales ventajas de la penetración eléctrica respecto a la parte mecánica fueron la eliminación de las lecturas incorrectas de la fricción de la manga y también las mediciones más precisas proporcionadas por un dispositivo eléctrico.

En cuanto a la evolución de los equipos, el año de 1974, trajo, finalmente, el mas notable aporte en la historia de las pruebas de penetración de cono. Los conos comenzaron a ofrecer un anillo de filtro (Piezocono), donde era posible medir la presión de poros .esta innovación en consecuencia llevo a un análisis eficaz de la tensión ,en lugar de la interpretación errónea de tensión utilizada hasta ahora.

El procedimiento de la prueba consiste en la penetración de un cono colocado en el extremo de una serie de varillas que se empujan en el suelo a una velocidad constante y proporciona mediciones simultáneas continuas de la resistencia del

cono, a fricción de la manga e incluso cuando se usa el piezocono la presión de poros. La medición de presión de poros es hoy en día muy común en la práctica geotécnica teniendo en cuenta las ventajas que aporta con respecto a la caracterización completa del suelo. El uso del piezocono en lugar del CPT eléctrico, implica también la introducción de una corrección en los valores medidos para la resistencia de cono, que se utiliza un parámetro llamado  $q_t$ . El filtro de anillo situado entre el extremo del manguito de fricción y el cono crea un efecto de área desigual (Campella et., 1982), la generación de presiones de agua en dirección descendente en la parte superior del cono. Esta presión adicional a la resistencia de cono  $q_c$ , corresponde a la resistencia total del suelo,  $q_t$ . Por lo tanto.

$$q_t = q_c + \frac{u_2(A_C - A_N)}{A_C} = q_c + u_2 \left(1 - \frac{A_N}{A_C}\right) = q_c + u_2(1 - a) \quad (3.1)$$

Donde:

$$A_C = 0.25\pi D^2$$

$$A_N = 0.25\pi d^2$$

La segunda parte de la ecuación 3.1 será mayor cuando más pequeño es el diámetro interior  $D$ . Actualmente, el equipo utilizado para llevar a cabo los ensayos con piezocono tiene valores para parámetros entre 0.70 y 0.85. De la ecuación 3.1, se llegó a la conclusión de que el efecto de área desigual podría ser muy significativo en la resistencia total de la punta del cono, sobre todo cuando el parámetro asume el límite inferior del rango. Debe de entenderse que esta corrección es solo pertinente para suelos cohesivos, como resultado del exceso de presión de poros inducida por la penetración. En suelos granulares, el valor del control de calidad se puede considerar igual a  $q_t$ , en relación al comportamiento drenado que domina en este tipo de materiales. Una corrección similar también se debe de aplicar a los valores de fricción de la manga cuando las áreas de sección transversal en la parte superior y la parte inferior de la manga son diferentes.

En la figura 3.7, una ilustración detallada de los parámetros de cono y su terminología se presenta, también. La interpretación del CPT/CPTu se realiza teniendo en cuenta los valores de la resistencia de cono,  $q_c$ , y la fricción de la manga,  $f_s$ . Por lo tanto, la resistencia del cono es la fuerza total que actúa sobre el cono,  $Q_c$ , dividido por el área proyectada del cono  $A_c$ , mientras que el

manguito de fricción  $F_s$ , dividido por el área de la fricción de la manga,  $A_s$ . Usualmente la presión de poros, ( $u$ ), se mide detrás del cono en la posición ( $u_2$ ), lugar menos común del cono ( $u_1$ ) y en la posición del maguito de fricción ( $u_3$ ), como se muestra en la figura 3.8. El software asociado al equipo también calcular la relación de fricción  $R_f$  la cual se muestra en la ecuación

$$R_f = f_s/q_c \quad (3.2)$$

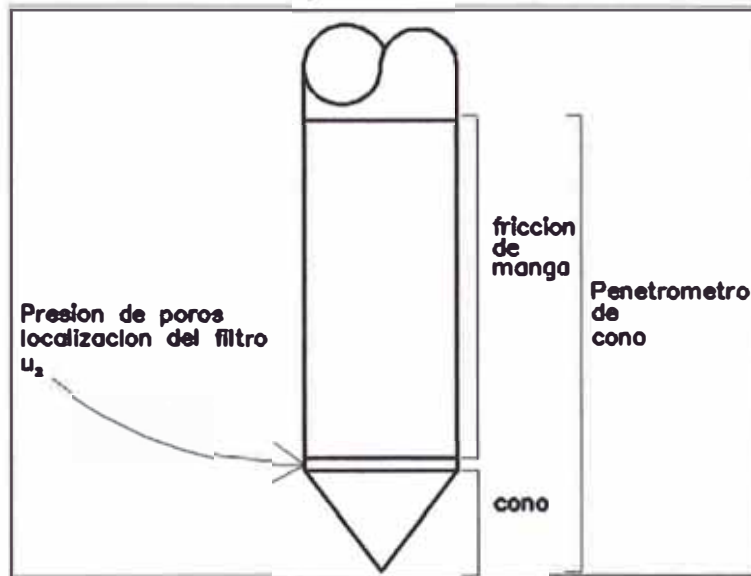


Figura 3.7: Detalles típicos del CPT (Robertson, 2012)

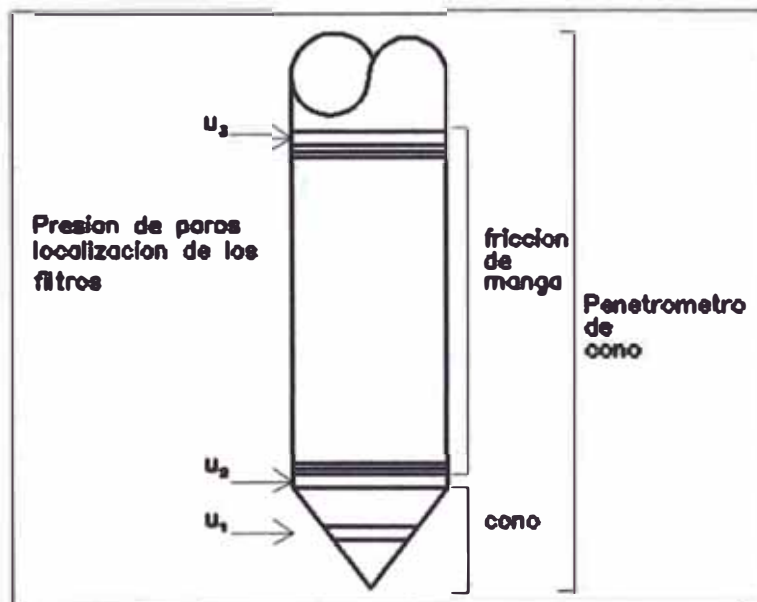


Figura 3.8: Localización del filtro de presión de poros (Lunne et al, 1997)

El diámetro de los parámetros de cono está definida por las propiedades de los suelos, que se utilizan principalmente los 10 cm<sup>2</sup> (D=35,7mm) y el 15 cm<sup>2</sup> (D=43,70mm) sondas del CPT. Solo en arcillas muy suaves e investigaciones

poco profundas donde se utilizan diámetros más pequeños y los más grandes se utilizan en caso de gravas. La longitud normalizada del manguito de fricción de la piel, en el caso del cono de penetrometro es de 10 cm<sup>2</sup>. El ángulo en el vértice del cono normalizado es de 60°.

Según Robertson (2012), una prueba in situ utilizado para la investigación del subsuelo, CPT/CPTu debe responder algunas preguntas fundamentales, como:

- La estratigrafía del suelo probado en base a la interpretación de las cantidades físicas medidas, que podrían complementarse con otras pruebas que proporcionan muestras de suelo.
- Condiciones de agua subterránea, lo cual se logra con el uso del piezocono.
- Las propiedades mecánicas de los suelos en el estudio a través de la interpretación de las cantidades medidas ( $q_c$  o  $q_t$ ,  $f_s$ ,  $u_2$ ).

El equipo utilizado para realizar los ensayos CPT/CPTu son hoy en día muy sofisticados (el equipo tiene mayor empuje y conos mas solidos), que permiten la aplicación de la prueba a una amplia gama de suelos. Además de este hecho, la medición de tres cantidades física diferentes hace las estimaciones de muchos parámetros, a través de la interpretación teórica empírica.

### 3.6.2 Interpretación CPTu

El CPTu no proporciona muestra de suelo y por consiguiente no es posible identificar el tipo de suelo directamente. Alternativamente las pruebas pueden ser completadas por otras perforaciones que conduzcan a la clasificación del suelo en base a las muestras recogidas. La forma indirecta es una asociación entre la tendencia de las cantidades físicas medidas y las características del suelo. Naturalmente, este procedimiento solo se hizo posible por separado, después se hizo junto con perforaciones. Por lo tanto, es comprensible que el CPT/CPTu no permita una estimación muy precisa de las características físicas del suelo, por ejemplo la distribución del tamaño del grano, pero las correlaciones para determinar las características mecánicas, tales como resistencia y deformabilidad. En otras palabras, el CPTu predice el tipo de comportamiento del suelo (SBT).

La experiencia mostro que los valores bajos de resistencia de cono ( $q_c$ ) podrían estar asociados a la arcilla suave y, por otro lado, valores altos de este parámetro pueden estar asociados normalmente relacionados con suelos

granulares. Lo contrario sucede con el valor de la relación de fricción ( $R_f$ ) que tiende a alta en la primera y baja en la segunda.

Después de la introducción del CPTu era posible calcular la evolución de la presión del agua en la profundidad, normalmente dibujando en el mismo cuadro como la línea ( $u_0$ ) la presión hidrostática. Por lo tanto cuando los valores ( $u_2$ ) la presión de poros son más altos que el ( $u_0$ ) el suelo atravesado ser arcilla blanda o media, con un comportamiento no drenado. Los suelos granulares exhiben un comportamiento drenado cuando se perfora por lo que la línea de presión de agua sería casi en un traslape la presión de poro de equilibrio de línea ( $u_0$ ). La última interpretación de los datos de presión calculada del agua están relacionada con los suelos sobreconsolidados y agrietados o incluso arenas muy densas en las que la penetración provoca la generación de excesos de presión de poros negativos por lo que la línea de presión de poros aparece bajo ( $u_0$ ). Esta versión mejorada de la prueba es particularmente relevante cuando se lleva a cabo en arcillas blandas, en las que es muy importante para los análisis hidráulicos y aun más el diseño de drenaje de la detección de una fina capa de arena.

La introducción de las medidas de fricción de la manga conduce a la primera tabla de lectura desarrollado por Begemann (1965), en relación a los valores de resistencia de la punta del cono y el manguito de fricción. Naturalmente, el gráfico (figura 3.9) demostró ser muy limitado, ya que se basa en los resultados.

De pruebas realizadas a poca profundidad (menos de 30 m). En arcillas normalmente consolidadas, en las grandes profundidades, los valores de control de calidad tienden a ser altos, incluso en el mismo rango que las arenas.

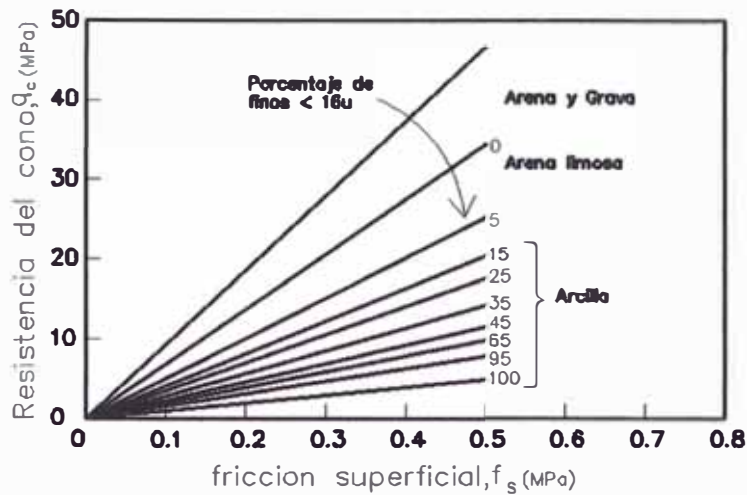


Figura 3.9: Primer cuadro basado en pruebas CPT (Begemann, 1965)

Otra grafica (figura 3.10) que merece una referencia es el desarrollado por Roberson y Campella (1983) que se correlaciona  $q_c$  y  $R_f$ , en el que las fronteras entre cada tipo de suelo no son líneas sino curvilíneas. No obstante el grafico anterior no era muy fiable así que carece exactamente en el mismo punto que el primero, ya que también fue desarrollado en poca profundidad.

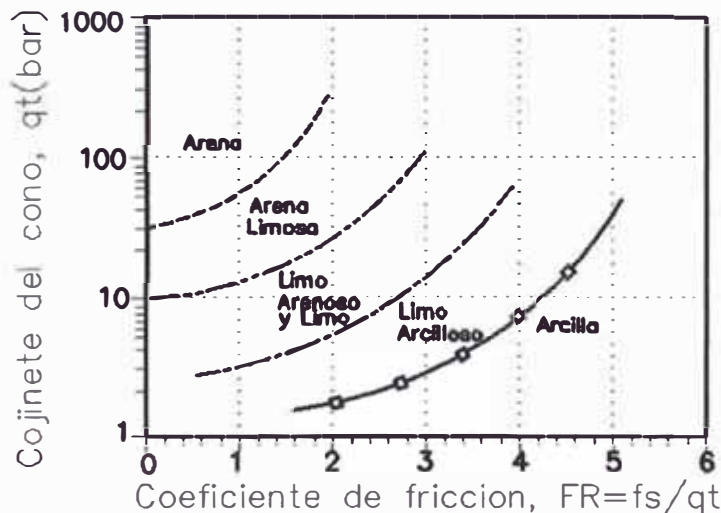


Figura 3.10: Cuadro simplificado del tipo de clasificación del suelo (Robertson y Campella, 1983)

En 1986, Robertson et al. Desarrollo el primer cuadro de clasificación del suelo en base a todos los datos facilitados por  $CPT_u$  ( $q_t$ ,  $f_s$ ,  $u$ ) que al mismo tiempo resulto ser el primero que interpretaba los resultados CPT de una manera fiable. Además, Robertson utiliza una cantidad adimensional denominada parámetro de presión de poro,  $B_q$ , introducido por Senneset y Janbu (1985). Este parámetro tiene en cuenta la influencia de la tensión de sobrecarga  $\sigma_{v0}$  como se muestra en la ecuación 3.3:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (3.3)$$

Robertson et al. (1986) propusieron dos tablas, dependiendo de si la prueba se lleva a cabo con o sin mediciones de la presión de poros, como se puede ver en la figura 3.11. Robertson et al identificando doce tipos de comportamiento de suelo que se pueden dividir en dos grupos principales:

- Del 1 al 6, los suelos cohesivos.
- Del 7 al 12, los suelos granulares.

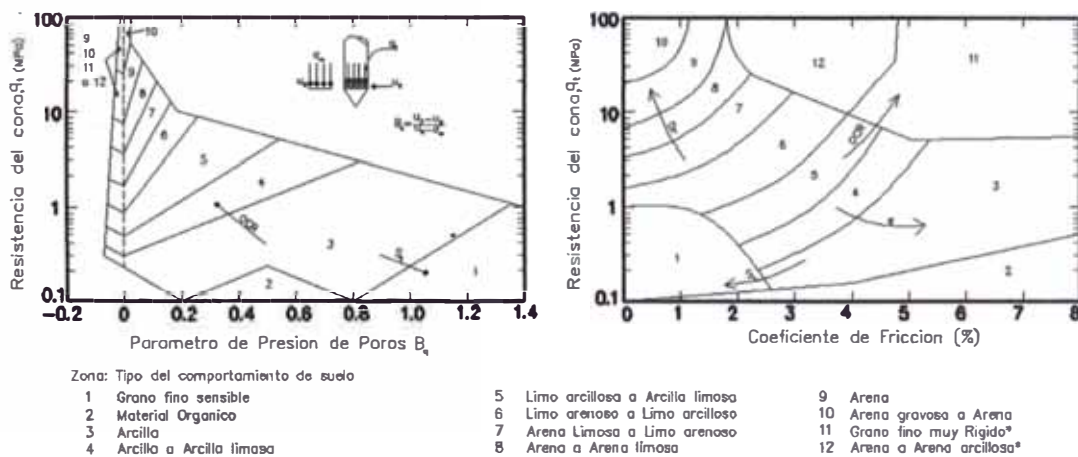


Figura 3.11: Cuadro característico del tipo de suelo basado en datos CPTu (Robertson et al., 1986)

La influencia del esfuerzo de sobrecarga efectiva tanto en la resistencia a la punta del cono y la fricción de la manga, el aumento de la primera implica la misma en el segundo, condujo al desarrollo de un nuevo enfoque de interpretación (Robertson, 1990) basado en parámetros normalizados. de esta manera, la profundidad de la perforación CPT ya no va afectar los resultados obtenidos. los parámetros normalizados son la resistencia del cono normalizado,  $q_t$  razón normalizada fricción, y la relación de la presión de poros,  $B_q$ , dada por la ecuación 3.4, 3.5 y 3.6, respectivamente:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (3.4)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (3.5)$$

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (3.6)$$



Donde:

$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$  Es el esfuerzo efectivo vertical.

$\Delta u = u_2 - u_0$  Es el exceso de presión de poros.

Una vez más Robertson creo dos tablas (tablas SBTN), basadas en el CPTU y el CPT (figura 3.12) y los límites se ajustaron para encajar los efectos de los parámetros normalizados. Se identificaron nueve zonas en base a una amplia gama de factores, tales como la relación de vacíos, la edad, la cementación en el caso de los suelos granulares y sobreconsolidación ratio (OCR) y la sensibilidad del suelo para suelos cohesivos. Las zonas se pueden incluir de nuevo en dos grupos principales:

- Del 1 al 4, los suelos cohesivos.
- Del 5 al 9, los suelos granulares.

La experiencia y la investigación extensa hicieron al SBTN muy popular y ampliamente utilizado en la práctica geotécnica común.

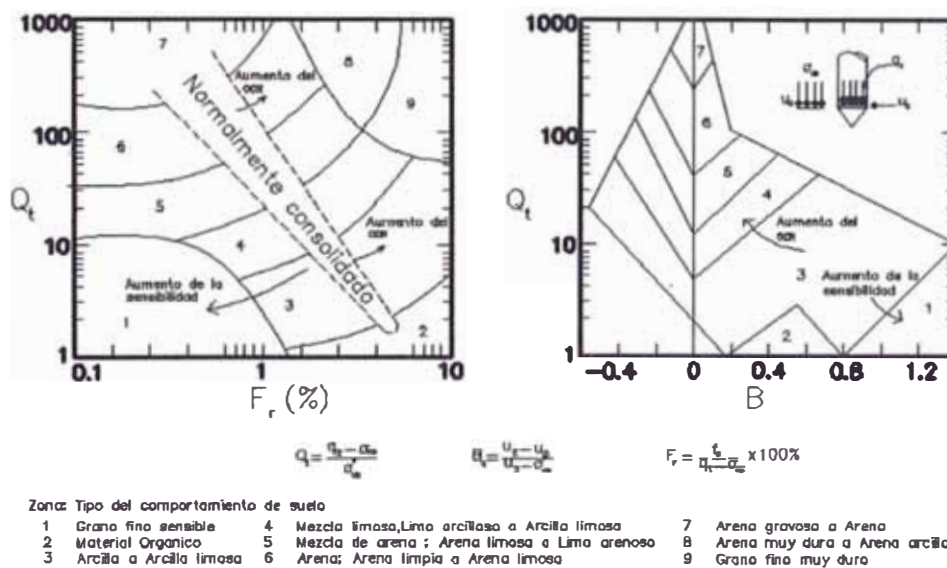


Figura 3.12: Clasificación del tipo de suelo normalizado cuadro basado en datos CPTu (Robertson et al, 1990)

Con el fin de evitar cualquier tipo de error usando la tabla no normalizada (Robertson et al., 1986) o el grafico normalizado (Robertson, 1990), (Robertson 2009, 2012) propuesto un enfoque unificado sobre la base de ambos. Esta opinión mejorada señalo nueve zonas SBT consistentes (tabla 3.2) trazada en una sola grafica (figura 3.13), que se refiere a la resistencia de cono normalizada ( $Q_{tn}$ ) y la relación de fricción normalizada ( $F_r$ ). El primer parámetro adimensional

(ecuación 3.7) se modificó a partir del ( $Q_t$ ) original, ahora teniendo en cuenta no solo los efectos del esfuerzo verticales, sino también la influencia del esfuerzo horizontal, lo que lleva a una interpretación normalizada completa.

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a}\right) \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n \quad (3.7)$$

Donde:

$n$  =esfuerzo exponencial que varía con el tipo de suelo y nivel de esfuerzo.

$p_a$  =presión atmosférica.

Otra adición importante fue el índice de tipo de comportamiento del suelo,  $I_c$  (ecuación 3.8) que proporciona la información necesaria para definir el tipo de comportamiento del suelo, ya que el índice también se representó en el grafico como contornos. El parámetro se basa en ( $Q_{tn}$ ) y ( $F_r$ ), y debe ser calculado sobre la base de un proceso iterativo, sugerido por Zhang et al (2002), en el que el exponente de la tensión,  $n$ , podría estimarse utilizando  $I_c$  y el ultimo debe ser determinada utilizando  $Q_{tn}$ .

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q_T)^2 + (\log F_r + 1.22)^2} \quad (3.8)$$

Además del índice de  $I_c$  y el exponente de la tensión , $n$ , el enfoque unificado trajo una interpretación del CPT mucho mas amplia, con correlaciones entre las tablas de SBTN y una amplia gama de las propiedades del suelo ,tales como el parámetro de estado ( $\psi$ ) ,ángulo de fricción pico ( $\Phi'_p$ ) la velocidad de onda de corte ( $V_{s1}$ ), pequeño modulo de corte de tensión ( $G_0$ ) el modulo de Young ( $E'$ ), modulo limitante ( $M$ ) y la tendencia de la tierra para ser dilatada contractiva y drenado sin escurrir.

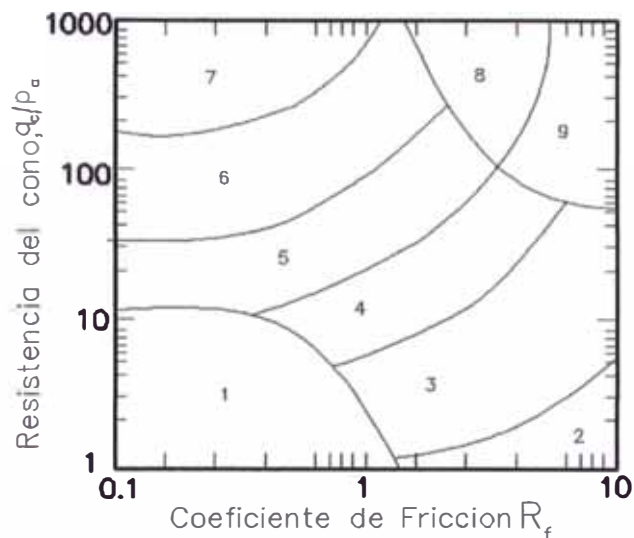


Figura 3.13: Cuadro de clasificación del comportamiento del tipo de suelo (Robertson, 2010).

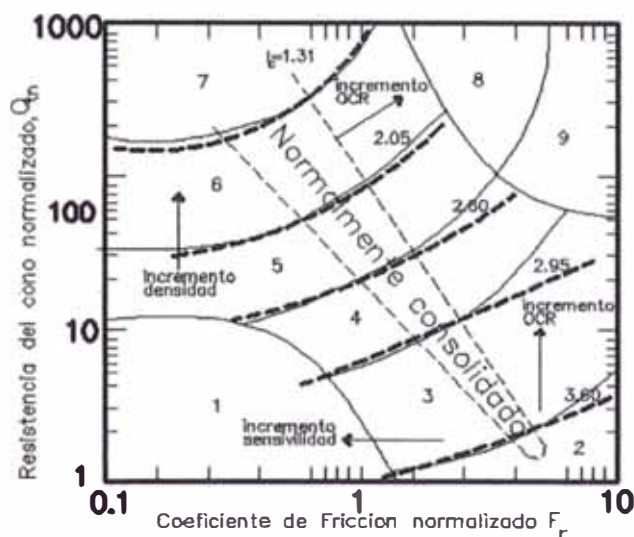


Figura 3.14: Cuadro de clasificación del comportamiento del tipo de suelo normalizado (Robertson, 2010).

Tabla 3. 2: Tipo de comportamiento del suelo (Robertson, 2010).

Zona	Tipo de comportamiento del suelo	$I_c$
1	Grano fino sensible	N/A
2	Suelo orgánico- arcilla	>3.60
3	Arcillas – arcilla limosa a arcilla	2.95-3.60
4	Mezclas de limos – limo arcilloso a arcilla limosa	2.60-2.95
5	Mezcla de arenas – arena limosa a limo arenoso	2.05-2.60
6	Arenas – arena limpia a arena limosa	1.31-2.05
7	Arena gravosa a arena densa	<1.31
8	Arena muy dura a arena arcillosa*	N/A
9	Grano fino muy duro*	N/A

\*Densamente sobreconsolidados o cementados.

Las zonas se pueden incluir una vez más en dos grupos principales:

- Del 1 al 4, suelos cohesivos.
- Del 5 al 9, los suelos granulares.

### 3.7 ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD.

#### 3.7.1 Peso de la unidad de estrato definido.

El estimativo de la unidad de peso ( $\gamma$ ) se hizo sobre la base de la figura 3.15 que se correlaciona con el parámetro de fricción ( $f_s$ ) y la gravedad específica del sólido,  $G_s$ .

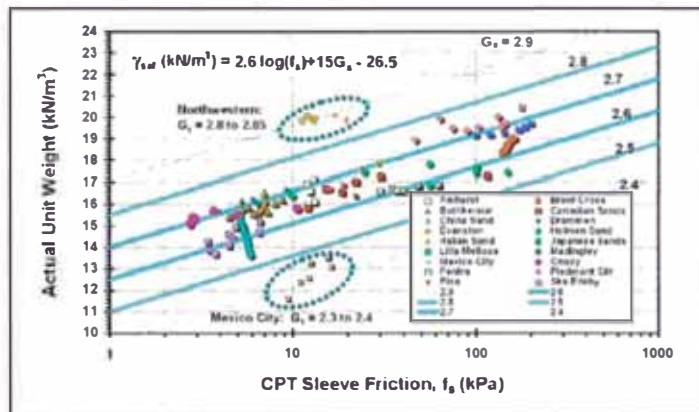


Figura 3.15: Correlaciones del peso unitario con datos CPT (Mayne, 2007).

#### 3.7.2 Valor adoptado por la relación de poisson.

Dado que no había datos relativos a la estimativa de la relación de poisson ( $\nu$ ) en el ámbito de la investigación geotécnica, no se consideraron los valores medios relativos a los tipos de suelo tanto:

Los suelos granulares  $\nu=0.3$

Los suelos cohesivos  $\nu=0.2$  a  $0.3$  considerando un comportamiento drenado.

#### 3.7.3 Estimación del módulo de Young.

La correlación más común usada para determinar el módulo de Young ( $E$ ) a través de la prueba CPT se expresa la ecuación 3.9.

$$E = \alpha_E \cdot q_c \quad (3.9)$$

Donde:

$\alpha_E$  Es el factor del modulo

El valor de  $\alpha$  es, en este caso, un coeficiente relacionado con el módulo de Young ( $E$ ), por lo general se indica con la letra "E". La ecuación 3.10 fue

propuesta por Robertson (2009), depende del índice del tipo de comportamiento del suelo ( $I_c$ ).

$$\alpha_E = 0.015 [10^{(0.55I_c + 1.68)}] \quad (3.10)$$

Teniendo en cuenta el comportamiento dominante, se define un valor ( $I_c$ ) para materiales granulares y cohesivos. Para los suelos cohesivos, la determinación de un único tipo de comportamiento no es tan simple, porque en este caso predominan las zonas de tipo 5 y 6, entonces el tipo de comportamiento de los suelos cohesivos varía en gran medida de arcilla limosa a limo arcilloso, que se define por el índice de SBT.

Usando la ecuación escrita en la figura 3.15, es posible estimar el peso unitario del suelo, de la siguiente manera.

$$\gamma_{sat} = 2.6 \log(f_s) + 15G_s - 26.5 \quad (3.11)$$

Si el valor obtenido para los suelos de grano fino excediera en gran medida, las recomendaciones de varios autores (Senneset, 1992, Kulhawy y Mayne, 1990), indica que los límites para el factor de módulo limitado como  $\alpha_M$  de 4 a 8.

En la elasticidad lineal, el módulo limitado  $M$  está vinculada a la del módulo de Young  $E$  a través de:

$$M = \frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

Teniendo en cuenta la relación aprobada  $\nu$  de poisson=0.2-0.3, característicos de los suelos cohesivos con comportamiento drenado, entonces:

$$E = (0.9 - 0.743)M$$

Adoptar de forma conservadora  $\nu=0.3$  y  $\alpha_M=14$ , que se puede escribir:

$$E \cong 10. q_c$$

Cabe señalar que la fórmula propuesta presentada en la ecuación 3.10 se asocia a la resistencia del cono neta ( $q_t - \sigma_{vo}$ ). sin embargo, este matiz se descuido.

### 3.8 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

El valor de la capacidad de carga de un pilote ( $Q_{ult}$ ) comprende dos componentes:

- Carga final resistencia por punta ( $Q_b$ ) (KN).
- Carga de fricción lateral (resistencia del eje), ( $Q_s$ ) (KN).

Por lo tanto:

$$Q_{ult} = Q_b + Q_s \quad (3.12)$$

La ecuación 3.12 puede también ser escrito en términos de resistencia (R), de la siguiente manera:

$$R_c = R_b + R_s = A_b q_b + \sum A_{si} q_{si} \quad (3.13)$$

Donde:

$A_b$  = área de la sección transversal del pilote (m<sup>2</sup>)

$q_b$  = Resistencia de la punta unitaria (MPa)

$A_{si}$  = Área lateral asociada al tipo de suelo (m<sup>2</sup>)

$q_{si}$  = Fricción unitaria superficial del pilote (MPa)

En el ámbito de aplicación del diseño geotécnico, gobernado por el Eurocodigo 7 (EC7), los resultados obtenidos son los valores calculados, por lo general la ecuación 3.13 se debe escribir de la siguiente manera:

$$R_{c;cal} = R_{b;cal} + R_{s;cal} \quad (3.14)$$

Donde:

$R_{b;cal}$  = Resistencia ultima de la base del pilote.

$R_{s;cal}$  = Fricción cortante ultima, calculado a partir de los resultados de pruebas del suelo.

Según EC7, la determinación del valor de diseño de fundaciones depende de diferentes factores que se deben aplicar al valor característico, reduciéndola:

El método utilizado para determinar los valores característicos, cuando el número de pruebas es mayor que uno, se obtiene de la siguiente manera:

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} = \frac{R_{b;cal} + R_{s;cal}}{\xi} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} \quad (3.15)$$

Donde:

$R_{b;k}$  = valor característico de la resistencia de la base en un pilote.

$R_{s;k}$  = valor característico de la resistencia por fricción en un pilote.

$\xi$  = el factor de corrección en función del número de pilotes probados o de los perfiles de las pruebas.



Figura 3.16: Componente de la capacidad de carga de un pilote.

El valor del diseño  $R_{c;d}$  es igual a:

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \quad (3.16)$$

$R_{c;d}$  = resistencia a la compresión del terreno frente a un pilote, en el estado límite último.

$\gamma_t$  = es el factor de resistencia para el pilote en compresión.

### 3.8.1 Método para determinar la resistencia a la compresión de un pilote basado en (RUITER Y BERINGEN)

El método ideado por Ruitter y Beringen (1979) está resumido en la tabla 3.3 tiene diferentes procedimientos que son usados para arcillas y arenas.

En arcillas el primer paso es calcular para aplicar un método adecuado multiplicando el factor  $S_u$ .

Con respecto a las arenas, Ruitter y Beringen han encontrado que el pilote y la carga son gobernados por la resistencia del cono sobre una zona de 0.7 a 4 el diámetro por debajo de la punta del pilote. El procedimiento para calcular  $q_b$  representado en la figura 3.17.

De Ruitter y Beringen también observa que los pilotes hincados en arenas sobreconsolidadas algunas podrían experimentar una reducción en su capacidad debido a la conducción. En muchos casos es difícil para estimar el radio de sobreconsolidación en arenas. Con un alto  $q_c$  algunos conservadores en este sentido consideran especialmente en poca profundidad donde los efectos de

escala predominante. La influencia de la sobreconsolidación en arenas había llevado a Ruitter y Beringen a proponer un valor límite para pilotes y cargas,  $q_p$ , de 15 MPa, independientemente del cono de resistencia,  $q_c$ . En arenas normalmente consolidadas,  $q_c$  puede ser mayor que 15 MPa, pero los valores de  $q_p$  mayores que 15 MPa aún no han sido confirmados por la prueba de carga.

Tabla 3.3: Diseño del método por el método europeo CPT ( Ruitter y Beringen, 1979)

	arenas	arcillas
Unidad de fricción	Mínimo de:	$f = \alpha \cdot S_u$
Superficial, $f_p$	$f_1 = 0.12 \text{ MPa}$ $f_2 = \text{CPT fricción lateral, } f_s$ $f_3 = \frac{q_c}{300} \text{ (compresión)}$ $f_4 = \frac{q_c}{400} \text{ (tensión)}$	Donde: $\alpha = 1$ para arcillas N.C $\alpha = 0.5$ para arcillas O.C
Unidad de carga final $q_p$	Mínimo $q_p$ de la figura 3.17	$q_p = N_c \cdot S_u$ Donde: $N_c = 9$ $S_u = q_c / N_k$ $N_k = 15 \text{ a } 20$

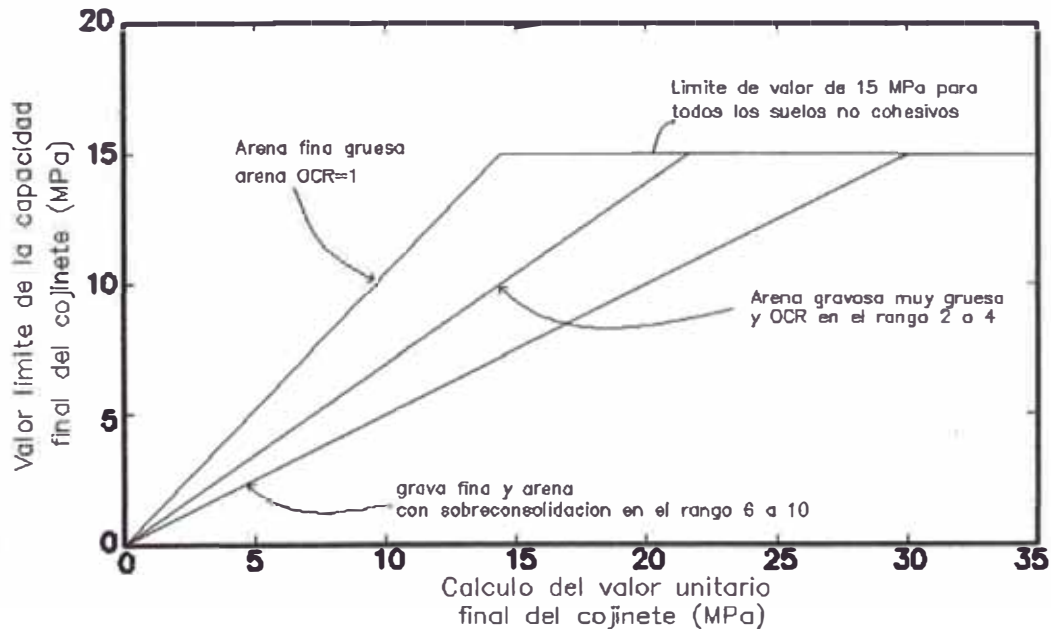


Figura 3.17 : Límite unitario final del cojinete para arenas sobreconsolidadas (Ruitter and Beringen, 1979)



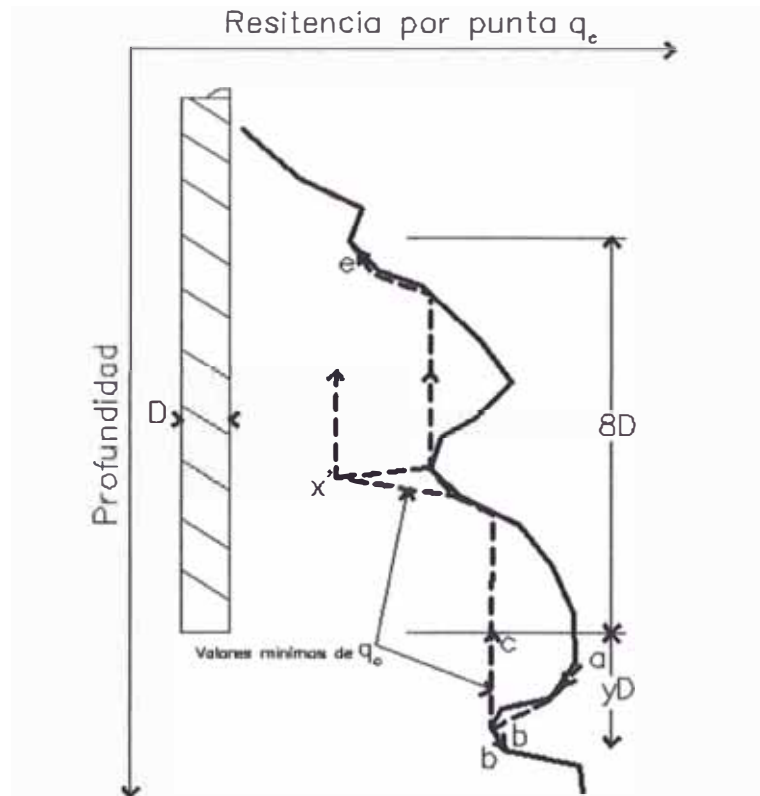


Figura 3.18: Cálculo del promedio de la resistencia del cono (Ruiters and Bearing, 1979)

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (3.17)$$

$q_{c1}$  = El promedio  $q_c$  sobre una distancia de " $yD$ " por debajo de la punta del pilote (trayectoria a-b-c) .sum  $q_c$  valores, tanto en el descendente (camino a-b) y hacia arriba (ruta b-c) instrucciones .Use los valores  $q_c$  a lo largo de (camino a-b) y la regla de ruta mínimo a lo largo de (camino b-c). Calcular  $q_{c1}$  para valores de " $y$ " de 0,7 y 4,0 y utilizar el valor  $q_{c1}$  mínimo obtenido.

$q_{c2}$  = El promedio  $q_c$  sobre una distancia de  $8D$  por encima de la punta del pilote (ruta c-e). Utilizar la regla de ruta mínimo como para la ruta b-c en los cálculos  $q_{c1}$ . Ignorar las depresiones 'x' pico menor si en la arena, pero incluir en camino mínimo si en arcilla.

3.8.2 Método para determinar la resistencia a la compresión de un pilote simple propuesto en el eurocodigo 7 basado en el método (Ruiters y Beringen).

Este método se describe en detalle en el EC 7, Anexo F donde se aplica la interpretación geotécnica sobre las pruebas de cono y piezocono. La guía sugiere enfoques para el cálculo de resistencia final en la base ( $q_b$ ) y la fricción superficial en el pilote ( $q_s$ ).

La determinación de  $q_b$ , llamado  $p_{max;base}$  esta dada por la ecuación 3.18

$$p_{max;base} = 0.5 \cdot \alpha_p \cdot \beta \cdot s \cdot \left[ \frac{q_{c,I;media} + q_{c,II;media}}{2} + q_{c,III;media} \right] \leq 15 \text{ MPa} \quad (3.18)$$

Donde:

$\alpha_p$  = factor de clase del pilote.

$\beta$  = factor que tiene en cuenta la forma del pilote.

$s$  = factor que tiene en cuenta la forma de la base del pilotes. Ecuación 3.19

$$s = \frac{1 + \frac{\sin\phi}{L/B}}{1 + \sin\phi} \quad (3.19)$$

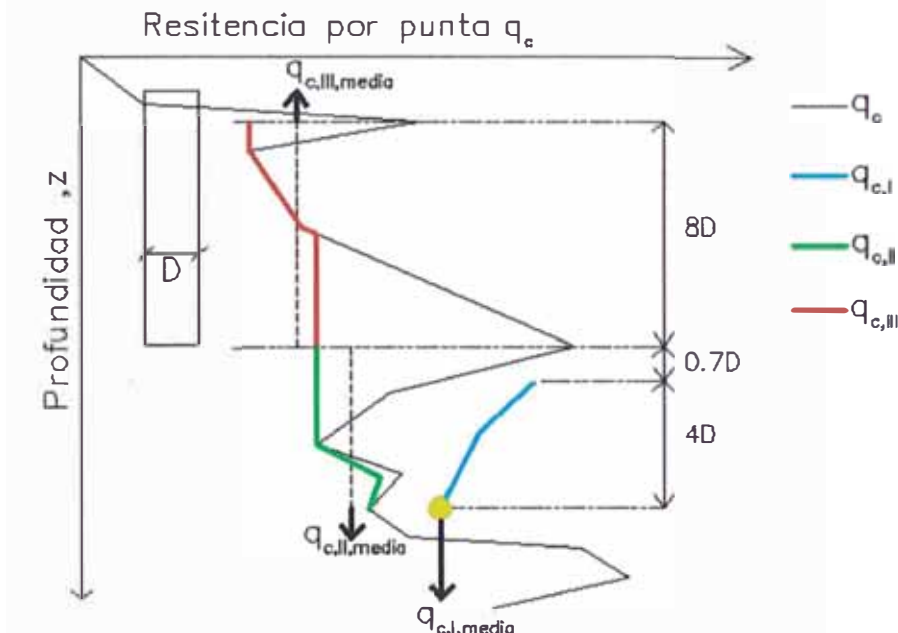


Figura 3.19: Cálculo del promedio de la resistencia de cono con EC7

$q_{c,I;media}$  = es el mínimo promedio de los valores  $q_{c,I}$  que va desde el nivel de la base del pilote a  $0.7 \times D$  hasta  $4 \times D$  veces el diámetro equivalente  $D_{eq}$  de la base del pilote.

$q_{c,II;media}$  = es el promedio de los valores  $q_{c,II}$  desde la profundidad crítica hasta la base del pilote. Este procedimiento se inicia con los bajos valores usados de  $q_{c,II}$  para el cálculo de  $q_{c,II;media}$ .

$q_{c,III;media}$  = es el promedio de los valores  $q_{c,III}$  desde la base del pilote hasta  $8D$  veces el diámetro del pilote por encima de la punta. este procedimiento se inicia

con los bajos valores usados de  $q_{c,III}$  para el cálculo de  $q_{c,III;media}$ . el límite superior para este componente es 2MPa.

Los valores del factor de clase de pilote ( $\alpha_p$ ) están resumidas en la tabla 3.4, según los resultados obtenidos por Lakatos (2011) en pruebas de carga de pilotes en Hungría. Los parámetros son válidos solo para pilotes colocados en suelo granular.

Tabla 3.4: Valores de  $\alpha_p$  (Lakatos, 2011).

CLASES DE PILOTES O TIPOS	$\alpha_p$
<b>Pilotes tipo suelo desplazado.</b>	
Hincado Concreto prefabricado reforzado	1.0
Hincado tubo de acero cerrado.	1.0
Hincado tubo de acero cerrado, removido y concreto in situ.	1.0
Pilote atornillado OMEGA.	0.80
<b>Pilotes tipo suelo reemplazado.</b>	
Pilotes CFA	0.70
Pilote perforado con lodo.	0.50
Pilote perforado entubado.	0.50

Actualmente el cálculo de  $q_{c,I}$  y  $q_{c,III}$  representan valores de  $q_c$  en el lado de la seguridad, este procedimiento introducido en primer lugar por Ruitter y Bearingen (1979).

$$q_b = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \leq 15MPa \quad (3.20)$$

Donde:

$q_{c,1}$ =es el igual que  $q_{c,I;media}$

$q_{c,2}$ =es igual que  $q_{c,III;media}$

Por lo tanto, hay que mencionar que el enfoque EC7 para la resistencia de base es una versión mejorada en Ruitter y Beringen (1979).

La determinación de  $q_s$ , llamado  $p_{max;shaft}$  de acuerdo a EC7, también se puede hacer el siguiente enfoque propuesto por Lakatos (el autor sugiere dos diferentes ecuaciones (3.20 y 3.21) para el cálculo de la unidad de fricción superficial ( $q_{si}$ ), uno para capas granulares ( $q_{si,g}$ ) y otro para capas cohesivos ( $q_{si,c}$ ).

$$q_{si,g} = \min\{\alpha_{s,g} \cdot \sqrt{q_{c,i;avg} \cdot q_{s,max}}\}, \quad q_{c,i;avg} [KPa] \quad (3.21)$$

Dónde:

$q_{s,g}$ =factor definido en la tabla 3.6

$q_{c,i;avg}$ =es el promedio de  $q_c$  en la capa "i"

$q_{s,max}$ =es el límite superior del eje de fricción.

$$q_{s;i;c} = \min\{1.2 \alpha_{s;g} \cdot \sqrt{q_{c;i;avg}; q_{s;max}}\}, \quad q_{c;i;avg} \text{ [KPa]} \quad (3.22)$$

Dónde:

$q_{s;c}$  = factor definido en la tabla 3.7.

$q_{c;i;avg}$  = es el promedio de  $q_c$  en la capa "i"

$q_{s;max}$  = es el límite superior del eje de fricción.

En la siguiente tabla 3.5 y la tabla 3.6 están los valores mostrados  $\alpha_{s;g}$  y  $\alpha_{s;c}$  y su respectivo límite superior para la resistencia superficial ( $q_{s;max}$ ).

Tabla 3.5: Valores de  $\alpha_{s;g}$  (Lakatos, 2011).

CLASES DE PILOTES O TIPOS	$\alpha_{s;g}$	$q_{s;max}$ (KPa)
<b>Pilotes tipo suelo desplazado.</b>		
Hincado Concreto prefabricado reforzado	0.90	150
Hincado tubo de acero cerrado.	0.75	120
Hincado tubo de acero cerrado, removido y concreto in situ.	1.10	160
Pilote atornillado OMEGA.	0.75	160
<b>Pilotes tipo suelo reemplazado.</b>		
Pilotes CFA	0.55	120
Pilote perforado con lodo.	0.55	100
Pilote perforado entubado.	0.45	80

Tabla 3.6: Valores de  $\alpha_{s;c}$  (Lakatos, 2011).

CLASES DE PILOTES O TIPOS	$\alpha_{s;c}$	$q_{s;max}$ (KPa)
<b>Pilotes tipo suelo desplazado.</b>		
Hincado Concreto prefabricado reforzado	1.05	85
Hincado tubo de acero cerrado.	0.85	70
Hincado tubo de acero cerrado, removido y concreto in situ.	1.10	90
Pilote atornillado OMEGA.	1.25	100
<b>Pilotes tipo suelo reemplazado.</b>		
Pilotes CFA	1.00	80
Pilote perforado con lodo.	1.00	80
Pilote perforado entubado.	1.00	80

### 3.8.3 Método LCPC (BUSTAMANTE Y GIANELLI -1982)

Las investigaciones han demostrado (Robertson et al., 1988; Briaud and Tucker, 1988; Tand and Funegard, 1989; Sharp et al., 1988) que los métodos de CPT dan generalmente predicciones superiores de capacidad de carga axial en comparación con la mayoría de los métodos convencionales. La principal razón de esto es que el CPT proporciona un perfil continuo de respuesta del suelo. Casi todos los métodos CPT utilizan factores de reducción a los valores medidos de CPT. La necesidad de tales factores de reducción se debe a una

combinación de las siguientes influencias: efecto de escala, la tasa de efectos de carga, la diferencia de la técnica de inserción, posición del manguito de fricción CPT y las diferencias en los desplazamientos horizontales de suelo. La superioridad de los métodos del CPT sobre los métodos no CPT ha sido confirmado en otros estudios (por ejemplo, O'Neill, 1986). El Método principal de CPT por Bustamante y Gianceselli (1982 - Método LCPC) se describe a continuación.

El método LCPC CPT se recomienda ya que proporciona una guía sencilla de cuenta para los diferentes métodos de instalación de un pilote y proporciona buenas estimaciones de la capacidad axial de pilotes individuales.

El método de Bustamante y Gianceselli se basó en el análisis de 197 pilotes de carga (y extracción) pruebas con una gran variedad de tipos de cimientos y de suelos, que pueden explicar en parte los buenos resultados obtenidos con el método. El método también conocido como el método LCPC, se resume en las siguientes tablas.

**Tabla 3.7: Factor de capacidad de carga,  $K_c$ .**

Naturaleza del suelo	Factor $K_c$		
	$q_c$ (MPa)	Grupo I	Grupo II
Arcilla blanda y barro.	< 1	0.4	0.5
Arcilla compactada moderadamente.	1 a 5	0.35	0.45
Limo y arena suelta.	≤ 5	0.4	0.5
Arcilla firme a compacta y limo compacto.	>5	0.45	0.55
Yeso suave.	≤ 5	0.2	0.3
Arena compacta moderadamente y grava.	5 a 12	0.4	0.5
Yeso fragmentado a degradado.	>5	0.2	0.4
Arena compacta a muy compacta y grava	>12	0.3	0.4

Grupo I: Pilotes simples perforados; pilotes perforados de barro; micropilotes(lechada bajo presión) ;pilotes perforados entubados; pilotes perforados de barrena hueca.  
Grupo II: pilotes prefabricados impulsados; pilotes tubulares pretensados; pilotes metálicos; micropilotes (pilotes de diámetro pequeño rellenados a alta presión con diámetro <250 mm); pilotes metálicos impulsados; pilotes rellenados a altas presiones de gran diámetro.

**Tabla 3.8: Coeficiente de fricción,  $\alpha$ .**

Naturaleza del suelo	$q_c$ (MPa)	Categoría									
		Coeficiente, $\alpha$				Límite máximo de $f_p$ (MPa)					
		I		II		I		II		III	
A	B	A	B	A	B	A	B	A	B		
Arcilla blanda y barro.	<1	30	90	90	30	0.015	0.015	0.015	0.015	0.035	
Arcilla compactada moderadamente.	1 a 5	40	80	40	80	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	≥0.12
Limo y arena suelta.	≤5	60	150	60	120	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	=
Arcilla firme a compacta y limo compacto.	>5	60	120	60	120	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	≥0.20
Yeso suave.	≤5	100	120	100	120	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	=
Arena compacta moderadamente y grava.	5 a 12	100	200	100	200	0.08	0.035	0.08	0.08	0.12	≥0.20
Yeso fragmentado a degradado.	>5	60	80	60	80	0.12	0.08	0.12	0.12	0.15	≥0.20
Arena compacta a muy compacta y grava	>12	150	300	150	200	0.12	0.08	0.12	0.12	0.15	≥0.20

Grupo IA: pilotes perforados simples; pilotes perforados de barro; pilotes perforados de barrena hueca; micropilotes (lechada bajo presión). Grupo IB: pilotes perforados entubados; Grupo IIA: pilotes prefabricados impulsados; pilotes tubulares pretensados; Grupo IIB: pilotes metálicos impulsados Grupo IIIA: pilotes con lechada impulsada; pilotes apisonadas impulsadas; Grupo IIIB: pilotes rellenados a altas presiones de gran diámetro > 250mm; micropilotes (con lechada a altas presiones).

La unidad final del cojinete del pilote  $q_p$ , es calculada del promedio equivalente del cono de resistencia,  $q_{ca}$  multiplicado por un coeficiente final del cojinete,  $K_c$  (tabla 3.7). la unidad de la fricción del pilote  $f_p$ , es calculado desde la medida de valores  $q_c$  dividido por un coeficiente de fricción,  $\alpha_{LCPC}$  (tabla 3.8).

$$q_p = K_c \cdot q_{ca} \quad (3.23)$$

$$f_p = \frac{q_c}{\alpha_{LCPC}} \quad (3.24)$$

También se recomiendan valores máximos de  $f_p$  basados en pilotes y tipos de suelos. Solo la medida del CPT  $q_c$  es usado para el cálculo de la fricción y la resistencia del cojinete final del pilote. Esto es considerado una ventaja por muchos debido a las dificultades asociadas en la interpretación de la resistencia por fricción de la manga ( $f_s$ ) en los datos del CPT.

El promedio equivalente del cono de resistencia  $q_{ca}$  en la base del pilote, usado para calcular la unidad final del cojinete del pilote,  $q_p$  es el promedio de los valores  $q_c$  medida a lo largo de dos distancias fijas, "a", ( $a=1.5D$ , donde D es la distancia del diámetro) por encima (-a) y por debajo (a) de la punta del pilote. El autor sugiere que  $q'_{ca}$ , el promedio  $q_c$  entre (-a) y (a) .el segundo paso es para eliminar los valores más altos que  $1.3q'_{ca}$  a lo largo de la longitud de (-a) y (a) y los valores más bajos que  $0.7q'_{ca}$  a lo largo de la longitud de (-a) y (a), que genera el espesor de la curva de mostrada en la figura 3.18 el tercer paso es calcular  $q_{ca}$ , el valor promedio del espesor de la curva.

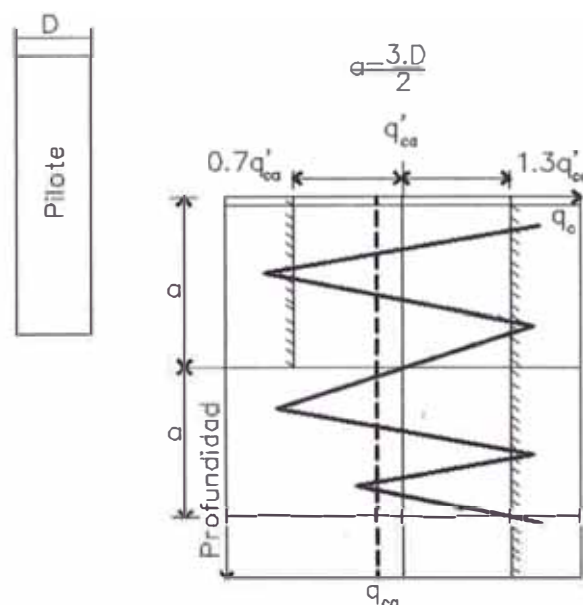


Figura 3.20: Cálculo del promedio equivalente de la resistencia del cono.

### 3.8.4 Método LCPC (BUSTAMANTE Y FRANK-1999)

El método propuesto por Bustamante y Frank (1999) es un método estático basado en correlaciones entre los resultados de las pruebas de caracterización geotécnica y resultados de pruebas de pilotes, siendo por lo tanto muy popular. Primero introducido por Bustamante y Gianceselli (1982), el método se mejoró en 1999 utilizando los datos recogidos proporcionados por Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC).

Estos datos se basan en más de 400 pruebas de carga realizadas sobre pilotes que permitieron la definición sólida de correlaciones para una amplia variedad de tipos de suelos y pilotes (materiales y procesos constructivos). El gran número de investigaciones conducen a valores refinados para la correcta evaluación de la fricción superficial y la capacidad de carga final. Además, es posible establecer correlaciones entre el método CPT y SPT con presímetro (PMT) cuando el último no se realizó durante la investigación de trabajo.

El penetrometro (CPT) se define  $q_b$  en la ecuación 3.25

$$q_b = K_c q_{ce} \quad (3.25)$$

Donde:

$q_{ce}$  = es la resistencia del cono alrededor de la base.

$K_c$  = es el factor de punta del cojinete del pilote.

La unidad de la fricción superficial del pilote ( $q_{si}$ ) está dado por la ecuación 3.26

$$q_{si} = \min \left\{ q_c / \beta; q_{s,max} \right\} \quad (3.26)$$

Donde:

$q_c$  = es el promedio de la resistencia de cono CPT asumido en cada capa.

$\beta$  = es el factor de correlación.

$q_{s,max}$  = es el límite superior del eje de fricción.

## 3.9 ANALISIS DE LOS ASENTAMIENTOS

### 3.9.1 Asentamiento

La instalación de pilotes cambia las características de deformación y de compresibilidad de la masa del suelo que rige el comportamiento de los pilotes individuales. Bajo carga, esta influencia se extiende por lo general unos pocos diámetros de la base del pilote. Meyerhof (1976) sugirió que el asentamiento total de un grupo de pilotes bajo carga de trabajo puede ser generalmente estimado asumiendo una fundación equivalente. Para un grupo predominante de

pilotes por fricción ( $Q_s > Q_b$ ) la fundación equivalente se asume para actuar en el suelo a una profundidad efectiva de las dos terceras partes del empotramiento del pilote. Para un grupo de pilotes donde predomina la resistencia de punta ( $Q_b > Q_s$ ) la fundación equivalente cerca a la base del pilote. El asentamiento resultante es calculado de una manera similar que las cimentaciones superficiales.

A veces grandes capacidades de pilotes son instaladas y usadas como pilotes simples y se requiere la respuesta de la carga de asentamiento de un pilote simple. Esta respuesta es controlada por la combinación característica de la resistencia por fricción ( $Q_s$ ) y la resistencia de la base ( $Q_b$ ). La resistencia lateral es generalmente desarrollado por un pequeño asentamiento de alrededor de 0.5 por ciento del diámetro del eje y generalmente entre 5 a 10 mm. En contraste con la resistencia lateral, la resistencia de base requiere movimientos más grandes para desarrollarse totalmente, por lo general alrededor de 10 a 20 por ciento del diámetro de la base. Por lo tanto, una estimación de la respuesta del asentamiento de carga de un pilote simple se puede hacer mediante la combinación de dos componentes de resistencia de acuerdo a las pautas anteriores.

De esta manera un pilote por fricción ( $Q_s > Q_b$ ) podría mostrar una falla clara en un pequeño asentamiento alrededor de 0.5% del diámetro del pilote. Por otro lado, un pilote por punta ( $Q_b > Q_s$ ) podría no mostrar una falla clara hasta muy grandes asentamientos han tenido lugar y por lo general los criterios de asentamientos gobiernan antes de que ocurra una falla. En ambos casos la fricción lateral está casi totalmente movilizado con cargas de trabajo. Por lo tanto es importante definir correctamente las proporciones de resistencia ( $Q_b/Q_s$ ).

Los métodos se han desarrollado para estimar las curvas carga-transferencia ( $t-z$ ) a partir de datos CPT (Verbrugge, 1988). Sin embargo, estos métodos son aproximados y están fuertemente influenciados por la instalación de los pilotes y el tipo de suelo. El método recomendado para estimar la respuesta del asentamiento de carga para pilotes simples es seguir los pasos anteriores con respecto al desarrollo de cada componente de resistencia.

### 3.9.2 Asentamiento de un pilote individual en arcilla.

El asentamiento de un pilote en una capa de espesor finito que subyace a un material incompresible puede obtener la expresión.



$$\rho = \frac{Q \cdot I_p}{L \cdot E_s} \quad (3.27)$$

Donde:

$Q$ =carga en el pilote.

$L$ =longitud del pilote

$E_s$ =módulo de Young del suelo para asentamiento a largo plazo.

$$E_s = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{m_\nu(1 - \nu)} \quad (3.28)$$

$m_\nu$ =es el valor promedio de la carga y ( $\nu$ ) es la relación de poisson: 0.4 arcilla SC, arcilla NC rígida y 0.2 arcilla NC blanda firme.

$I_p$ =factor de influencia, obtenido en las figuras. 3.21 y 3.22

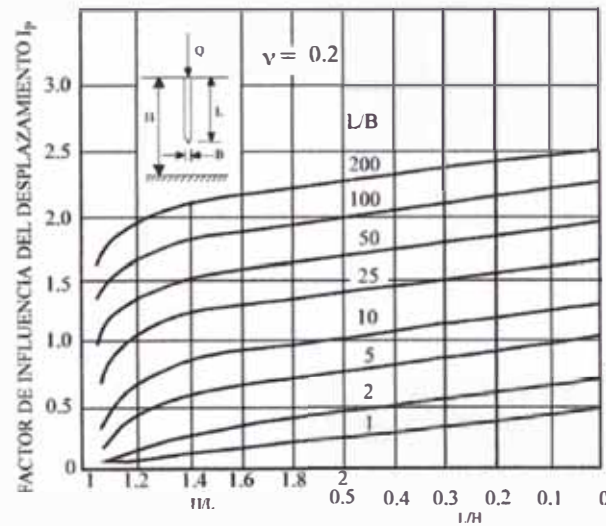


Figura 3.21: Valores del factor de influencia  $I_p$  para un pilote en un estrato compresible de profundidad finita  $\nu=0.2$

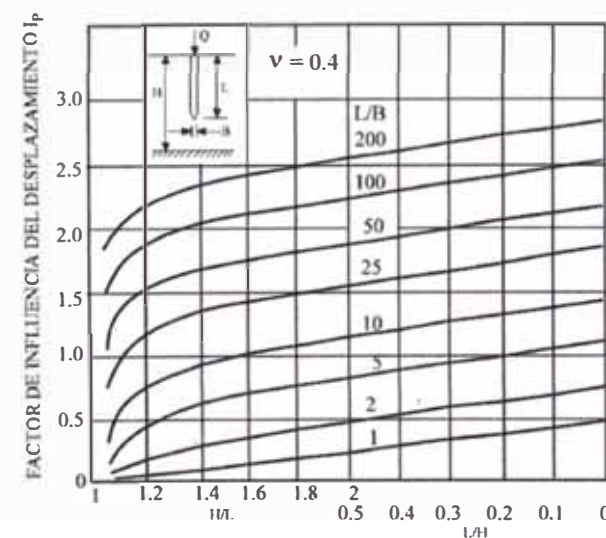


Figura 3.22: Valores del factor de influencia  $I_p$  para un pilote en un estrato compresible de profundidad finita  $\nu=0.4$

### 3.9.3 Asentamiento de un pilote individual en arena o grava

El asentamiento de un pilote hincado en suelo granular denso es muy pequeño y debido a que el asentamiento en el suelo granular es rápido, generalmente no hay problema .en pilotes excavados o pilotes hincados en suelo granular suelto, el asentamiento puede ser significativo, pero no existe métodos aceptados para predecir asentamientos con exactitud .el asentamiento vertical de un pilote puede estimarse como una carga en la base del pilote.

Sin embargo, el único método confiable para obtener la deformación de un pilote en un suelo granular es ejecutar un ensayo de carga.

## CAPÍTULO IV: INVESTIGACIONES GEOTECNICAS

### 4.1 DETALLES DEL PROYECTO

El objetivo de este trabajo es la elaboración de la capacidad portante en pilotes perforados para posibles estructuras que se vayan a construir como edificios, torres de control, etc. Donde se usara los resultados de los ensayos CPTu, la ubicación de la zona de estudio aeropuerto chinchero. (Ver Anexo: Plano de ubicación)

### 4.2 GEOLOGÍA

El área de estudio está representado en el mapa geológico se encuentra en formaciones depositadas durante las diferentes fases del periodo cuaternario, siendo algunos de ellos relativamente reciente. La letra inicial de las abreviaciones en la leyenda. (Ver anexo: Plano geológico).

Los sedimentos del cuaternario forman una delgada capa superficial de aproximadamente 10 m compuesto esencialmente por los depósitos de granos gruesos. El estrato posterior mayor consiste en capas arcillosas compactadas y sedimentos aluviales, que están sueltos y formados por una mezcla de arena y arcilla.

### 4.3 CONCEPTOS BASICOS.

#### 4.3.1 Ensayos CPTu.

Para realizar la estratificación y diseño se utilizaron 3 pruebas CPTu-11, CPTu-12 y CPTu13 cada uno respectivamente con sus registros (la resistencia por fricción,  $f_s$  resistencia por punta,  $q_t$  coeficiente de fricción,  $R_f$ ) las pruebas de perforación CPTu se muestran en las figura.4.1, figura.4.3, figura 4.5. Los colores en el registro de  $R_f$  corresponde a las zonas identificadas en el cuadro de clasificación.

**Tabla 4. 1: Cuadro de clasificación (CONETEC)**

Zone	$q_t / N$	Soil Behavior Type
1	2	Sensitive fine grained
2	1	Organic soil
3	1	Clay
4	1.5	Silty clay to clay
5	2	Clayey silt to silty clay
6	2.5	Sandy silt to clayey silt
7	3	Silty sand to sandy silt
8	4	Sand to silty sand
9	5	Sand
10	6	Gravelly sand to sand
11	1	Very stiff fine-grained soil *
12	2	Very stiff sand to clayey sand *

\* overconsolidated or cemented

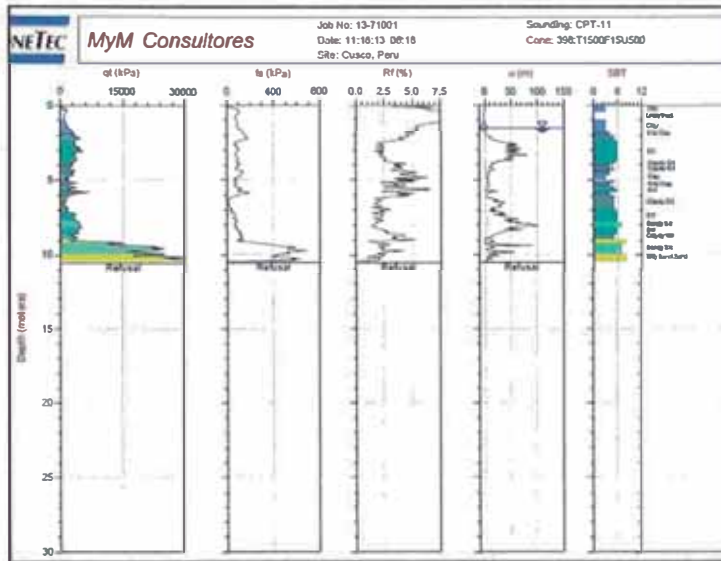


Figura 4.1: Reporte del CPTu-11 (CONETEC)

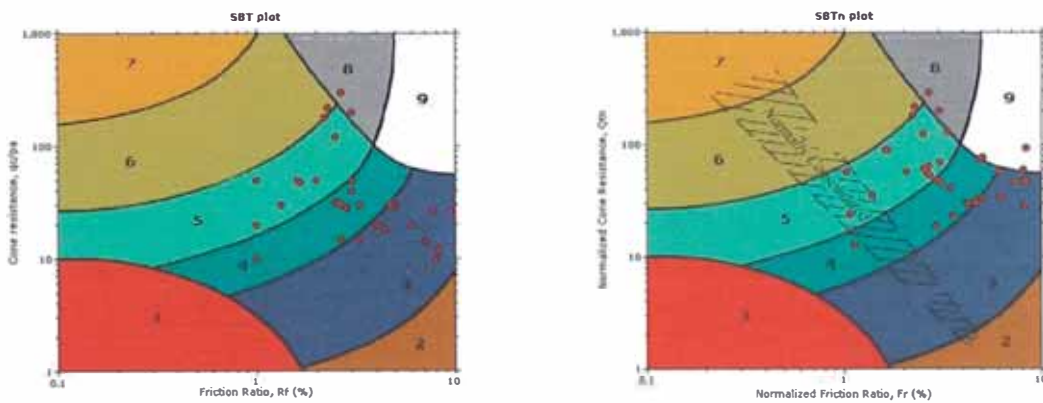


Figura 4.2: Datos dentro de la tabla de clasificación adoptada.

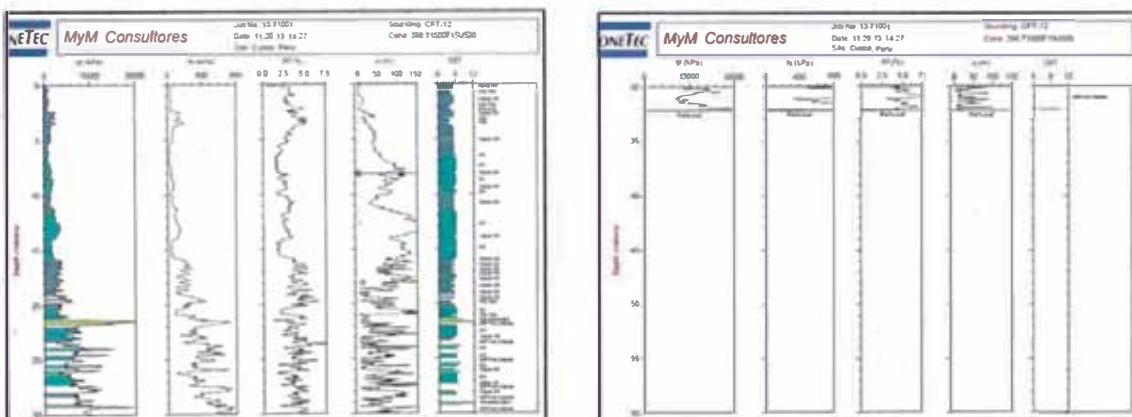


Figura 4.3: Reporte del CPTu-12 (CONETEC)

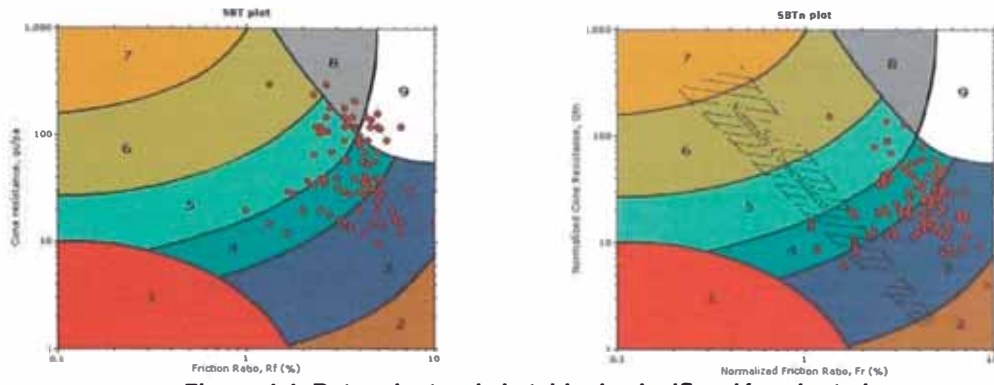


Figura 4.4: Datos dentro de la tabla de clasificación adoptada.

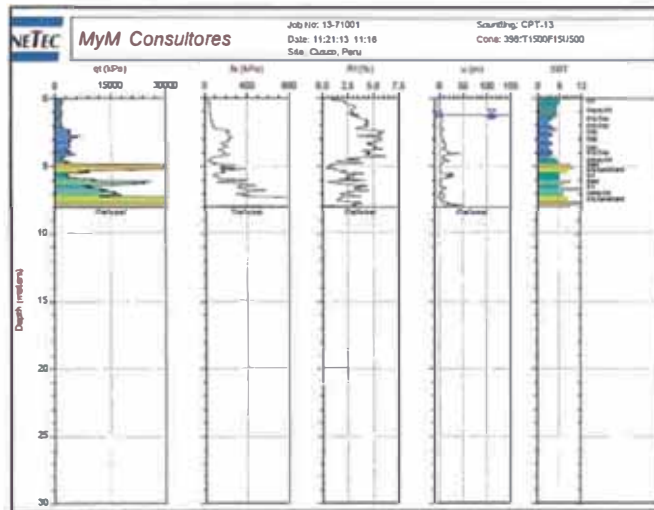


Figura 4.5: Reporte del CPTu-13 (CONETEC)

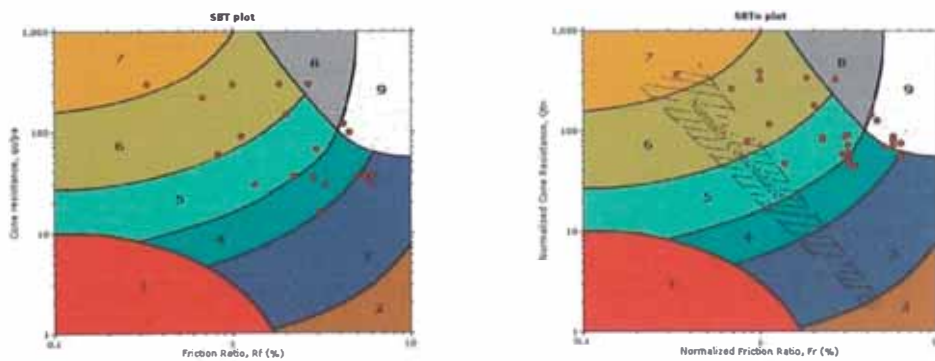


Figura 4.6: Datos dentro de la tabla de clasificación adoptada.

#### 4.3.2 Ensayos SPT

Para realizar la estratificación también se usó el resultado del ensayo SPT-5 y para realizar la comparación del comportamiento de los ensayos CPTu y SPT utilizaron los ensayos SPT-4 y SPT-2 todos los resultados de los ensayos se pueden observar en el anexo A.

#### 4.4 PERFIL DEL SUBSUELO.

Se realizaron varias perforaciones que permitió la definición de la estratigrafía del suelo asociada a la zona del trabajo en la vista en la figura 4.7 donde se representan las 15 ensayos de perforaciones CPTu y los 6 SPT en toda la obra de aeropuerto chincheros de los cuales se utilizaran para este estudio 3 ensayos CPTu y 1 ensayo SPT9. (Ver Anexo: Plano de planta)

La sección transversal AA en la figura 4.7 muestra un depósito de limo – arcilla ligeramente orgánica en el punto CPTu-11, CPTu-12, CPTu-13 y SPT-05 con 8.75 metros, 21.25 metros ,4.75 metros y 22.00 metros de espesor respectivamente seguido de estas profundidades se distingue otro tipo de suelo arena limosa.

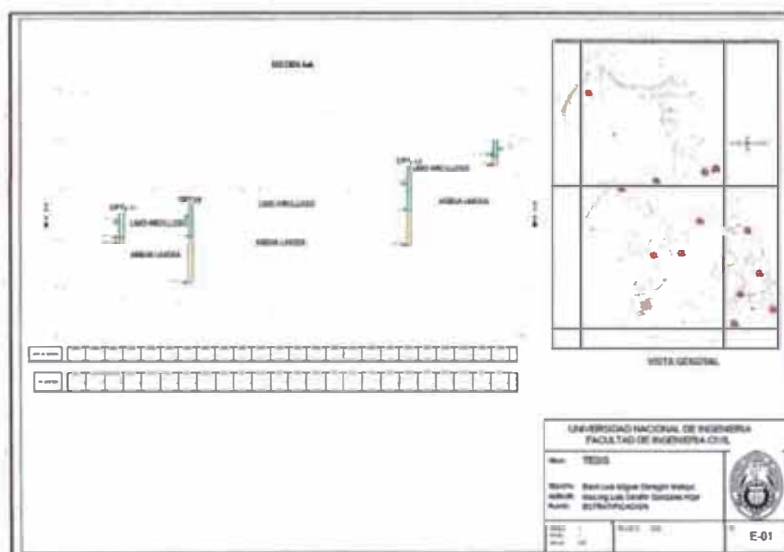


Figura 4.7: Secciones de las perforaciones.

En este caso la posición del nivel freático varía de 1.50m a 8.00 m de profundidad. La evaluación de los niveles de agua subterránea se hace con la profundidad de todos los pozos.

En el marco de este trabajo, los datos de interpretación CPT proporcionados por la empresa responsable se hizo a través de las listas del SBT desarrollado por Robertson et al. (1990). Usando la relación de fricción ( $R_f$ ) de registro en la

Figura 4.1, Figura 4.3, Figura 4.5 y asociar los colores a los que en las listas de clasificación respectivos Figura 4.2, Figura 4.4, Figura 4.6 fue posible definir dos tipos principales de comportamiento del suelo:

- Granular.
- Cohesivo.

Esta distinción es muy común e importante, ya que casi todos los métodos de diseño basado CPT sugiere diferentes coeficientes si el suelo es arena o arcilla. La estratificación de los suelos adoptados se presenta en la Tabla (4.2, 4.3, 4.4).

En la Zona 3

**Tabla 4.2: CPTu-11 resultado para el tipo de comportamiento del suelo.**

SBT	capas	hi(m)	hf(m)	H(m)
COHESIVO	1	0	8.75	8.75
GRANULAR	2	8.75	10.5	1.75

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4.3: CPTu-12 resultado para el tipo de comportamiento del suelo.**

SBT	capas	hi(m)	hf(m)	H(m)
COHESIVO	1	0	21.25	21.25
GRANULAR	2	21.25	32.25	11

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4.4: CPTu-13 resultado para el tipo de comportamiento del suelo.**

SBT	capas	hi(m)	hf(m)	H(m)
COHESIVO	1	0	4.75	4.75
GRANULAR	2	4.75	8	3.25

Fuente: Elaboración propia

Asociadas a cada una de las capas definidas anteriormente, corresponde un valor medio de la resistencia ( $q_c$ ) punta de cono y la fricción de manga ( $f_s$ ) como sigue en la siguiente tabla (4.5, 4.6, 4.7).

**Tabla 4.5: CPTu- 11 promedio de valores  $q_c$  y  $f_s$ .**

capas	$q_c$ (Mpa)	$f_s$ (Kpa)
1	2.407	82.778
2	17.433	475.000

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4.6: CPTu- 12 promedio de valores  $q_c$  y  $f_s$ .**

capas	$q_c$ (Mpa)	$f_s$ (Kpa)
1	2.633	97.791
2	13.234	442.727

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4.7: CPTu-13 promedio de valores  $q_c$  y  $f_s$ .**

capas	qt(Mpa)	fs(Kpa)
1	2.558	106.500
2	17.985	353.846

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con las tablas se definió un promedio ponderado de ( $f_s$ ), tanto para granular y tipos de suelos cohesivos, teniendo en cuenta el espesor de las capas. Por ejemplo, el valor medio de la fricción de manga granular asociada al CPT-1.

$$f_{s,CPT1}^{granular} = \frac{H_1 f_{s1} + H_3 f_{s3} + H_5 f_{s3}}{H_1 + H_2 + H_3} \quad (4.1)$$

Tablas (4.8, 4.9) resumen los valores de ( $f_s$ ) ponderados para los dos tipos de comportamiento del suelo en cada una de las pruebas CPTu realizadas. La última columna incluye los valores adoptados.

**Tabla 4.8: Valores estimados de  $f_s$**

SBT	fs,CPTu-11(KPa)	fs,CPTu-12(KPa)	fs,CPTu-13(KPa)
GRANULAR	475.000	442.727	353.846
COHESIVO	82.778	97.791	106.500

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4.9: Valor estimado de  $f_s$**

SBT	fs,Prom(KPa)
GRANULAR	423.858
COHESIVO	95.689

Fuente: Elaboración propia

El valor considerado para el parámetro  $G_s$  fue de 2.6 para ambos los tipos de suelo, lo que lleva a los pesos unitarios respectivos en la tabla 4.10.

**Tabla 4.10: Valores estimados de la densidad.**

SBT	fs,Prom(KPa)	$\gamma$ (KN/m3)
GRANULAR	423.858	19.331
COHESIVO	95.689	17.650

Fuente: Elaboración propia

Con la ecuación 4.12 podemos obtener el  $\alpha_E$

**Tabla 4.11: Valores propuestos de  $\alpha_E$**

SBT	lc	$\alpha_E$
GRANULAR	1.8	7.016
COHESIVO	3.1	36.40



De acuerdo a la recomendación de autores como (Senneset, 1992, Kulhawy y Mayne, 1990), los valores  $\alpha_E$  adoptados se reanudaron en la tabla 4.12

**Tabla 4.12: Valores adoptados de  $\alpha_E$**

SBT	lc	$\alpha_E$
COHESIVO	3.1	6.00
GRANULAR	1.8	7.016

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.13, tabla 4.14 y tabla 4.15 promedio del resumen del módulo de Young en cada capa.

**Tabla 4.13: Estimación de los E basados en los resultados CPT11**

CPTu 11	CAPAS	H(m)	qc(Mpa)	E(Mpa)
COHESIVO	1	8.75	2.41	14.442
GRANULAR	2	1.75	17.43	122.313

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4.14: Estimación de los E basados en los resultados CPT12.**

CPTu 12	CAPAS	H(m)	qc(Mpa)	E(Mpa)
COHESIVO	1	21.25	2.63	15.797
GRANULAR	2	11	13.23	92.851

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4.15: Estimación de los E basados en los resultados CPT13.**

CPTu 13	CAPAS	H(m)	qc(Mpa)	E(Mpa)
COHESIVO	1	4.75	2.56	15.345
GRANULAR	2	3.25	17.98	126.181

Fuente: Elaboración propia

Después de ajustar estos coeficientes, es importante definir una tendencia o asignar una evolución del módulo de Young mediante la profundidad, por lo que se generó una evolución lineal del módulo a partir de la superficie con un valor distinto de cero, teniendo en cuenta los resultados obtenidos a través de las pruebas en tierra.

Los valores obtenidos para el módulo de Young, asociado al punto medio de cada capa, se representa en la figura 4.8.

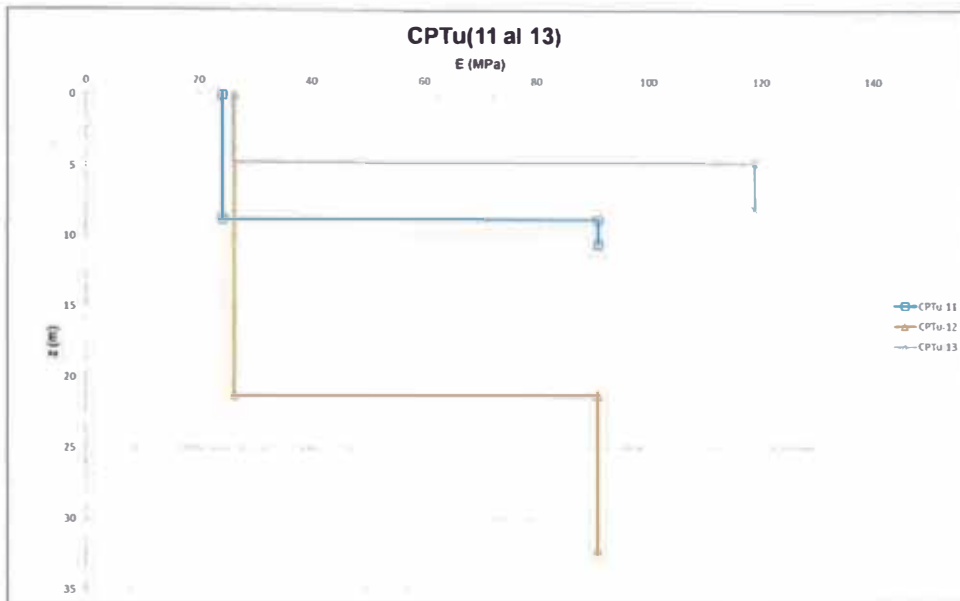


Figura 4.8: Módulo de Young vs profundidad.

Como puede verse, la evolución de la profundidad muestra ser muy inconsistente como resultado de la variabilidad del control de calidad.

#### 4.5 INTERPRETACIÓN DE ENSAYOS SPT Y CPTu.

Como se ha mencionado anteriormente se han realizado 15 ensayos CPTu y 7 SPT de los cuales se han comparado los CPTu y SPT más cercanos, para poder observar e interpretar el comportamiento de cada ensayo.

Fuente: Elaboración propia

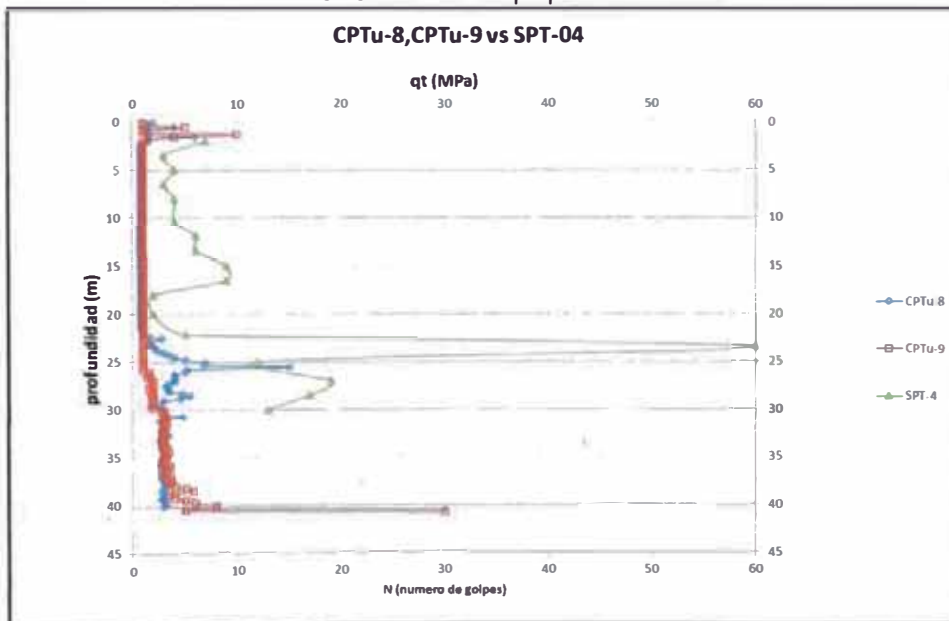


Figura 4.9: Cuadro comparativo de los ensayos CPTu-8, CPTu-9 vs SPT-04.

Fuente: Elaboración propia

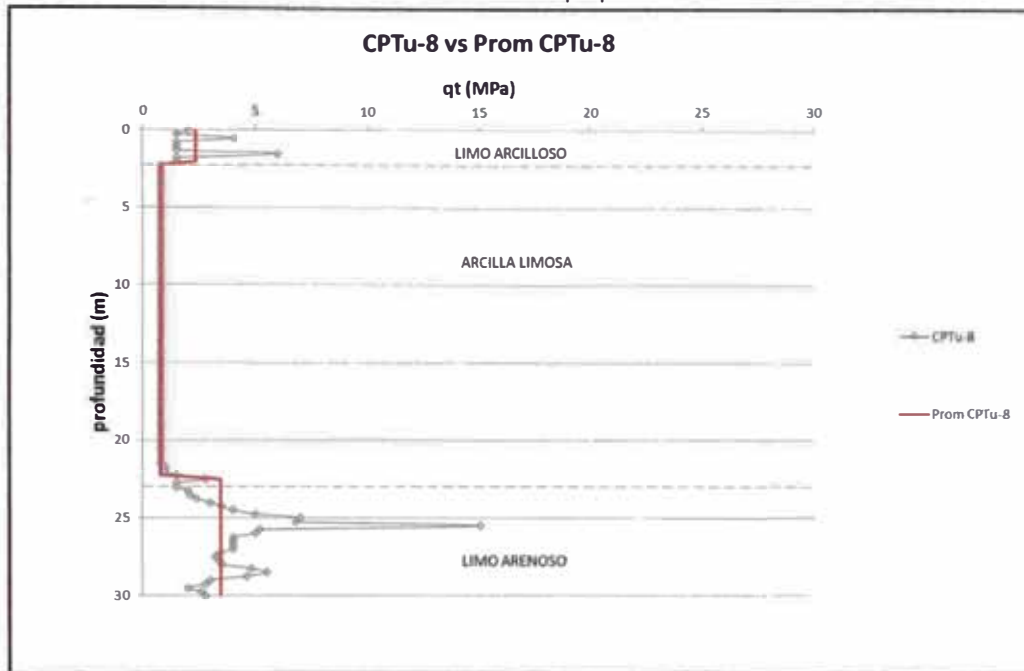


Figura 4.10: Cuadro comparativo del CPTu-8 vs promedio CPTu-8.

Fuente: Elaboración propia

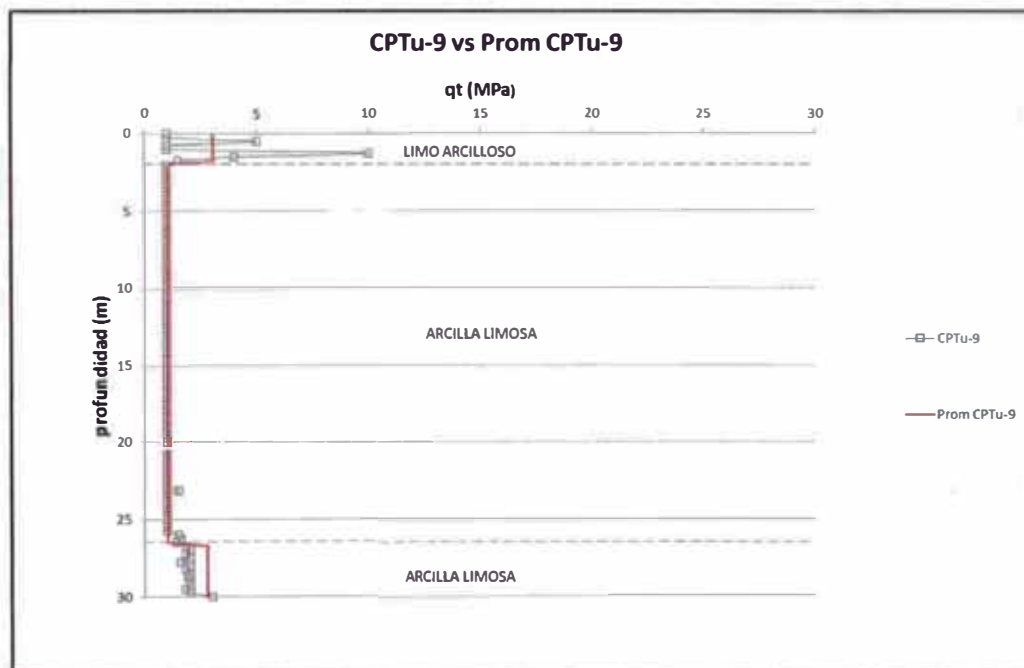


Figura 4.11: Cuadro comparativo del CPTu-9 vs promedio CPTu-9.

Fuente: Elaboración propia

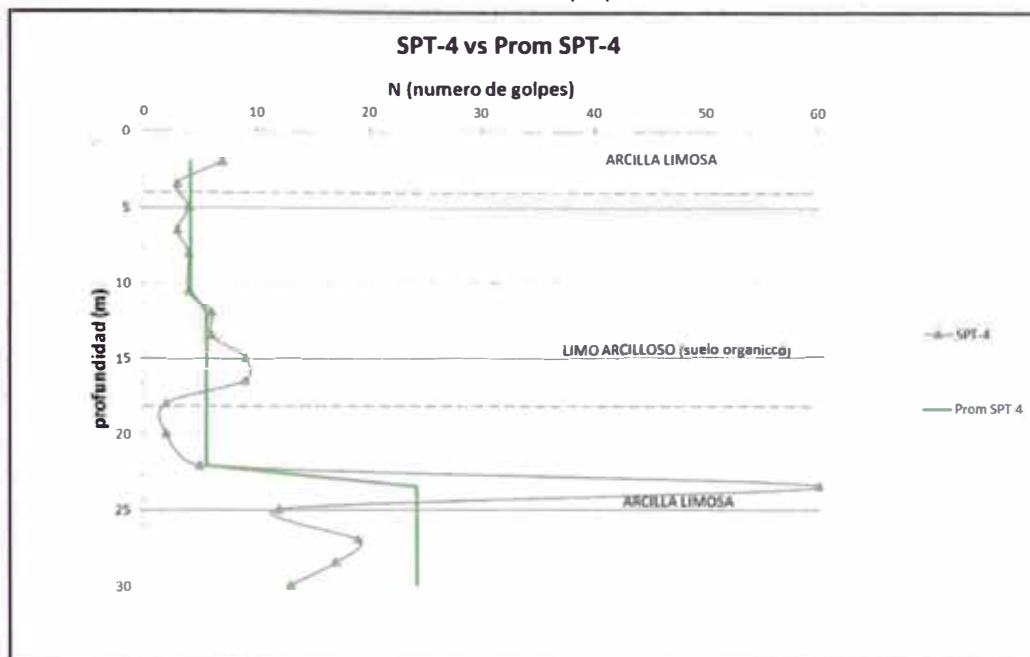


Figura 4.12: Cuadro comparativo del SPT vs promedio SPT-4.

Interpretación de las perforaciones CPTu-1, CPTu-2 y SPT-2

Fuente: Elaboración propia

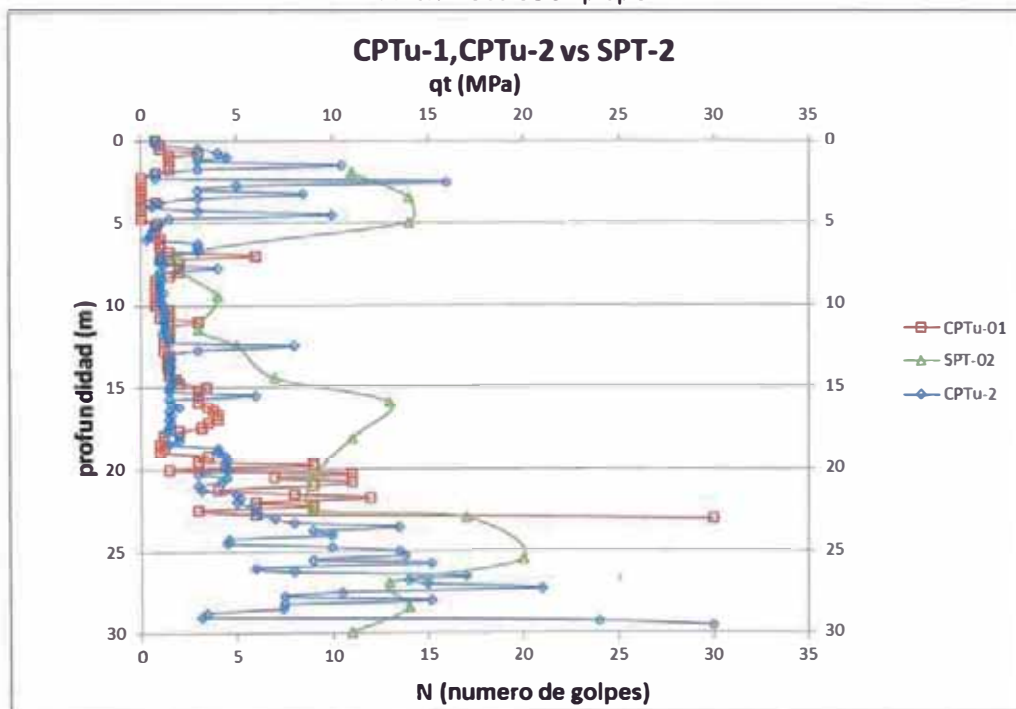


Figura 4.13: Cuadro comparativo de los ensayos CPTu-1, CPTu-2 vs SPT-2.

Fuente: Elaboración propia

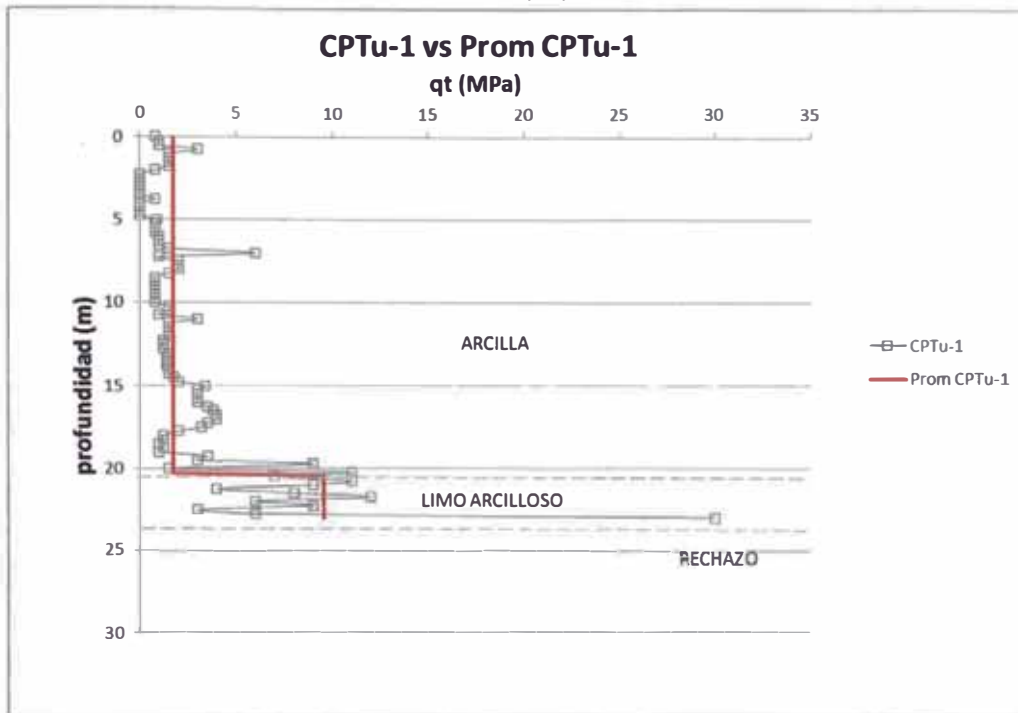


Figura 4.14: Cuadro comparativo del CPTu-1 vs promedio CPTu-1.

Fuente: Elaboración propia

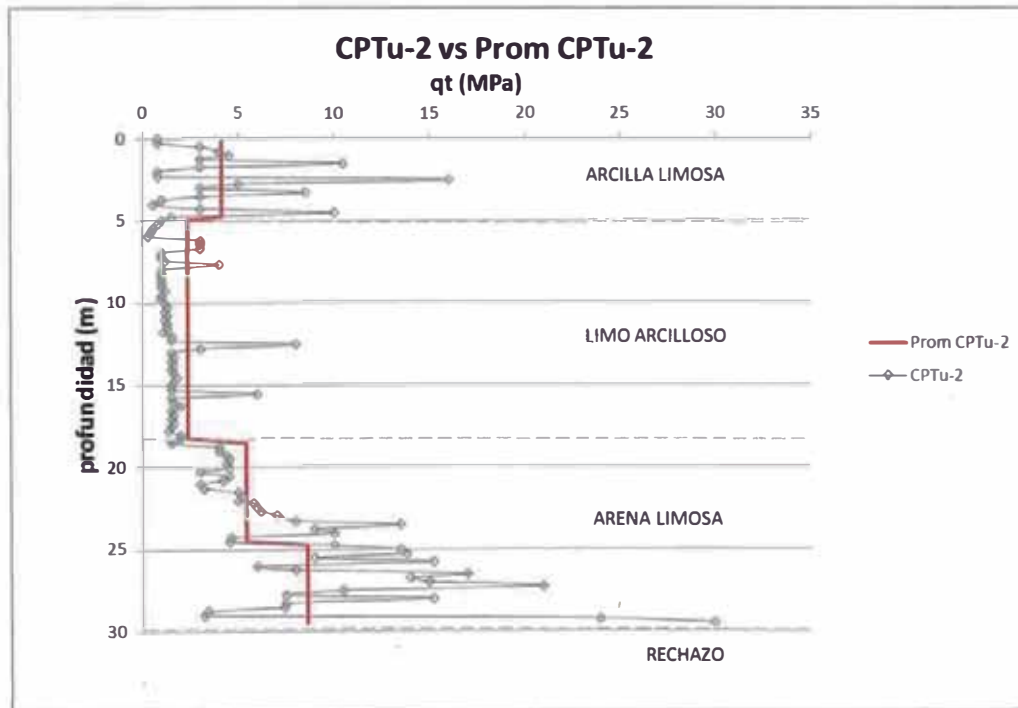


Figura 4.15: CPTu-2 vs promedio CPTu-2.

Fuente: Elaboración propia

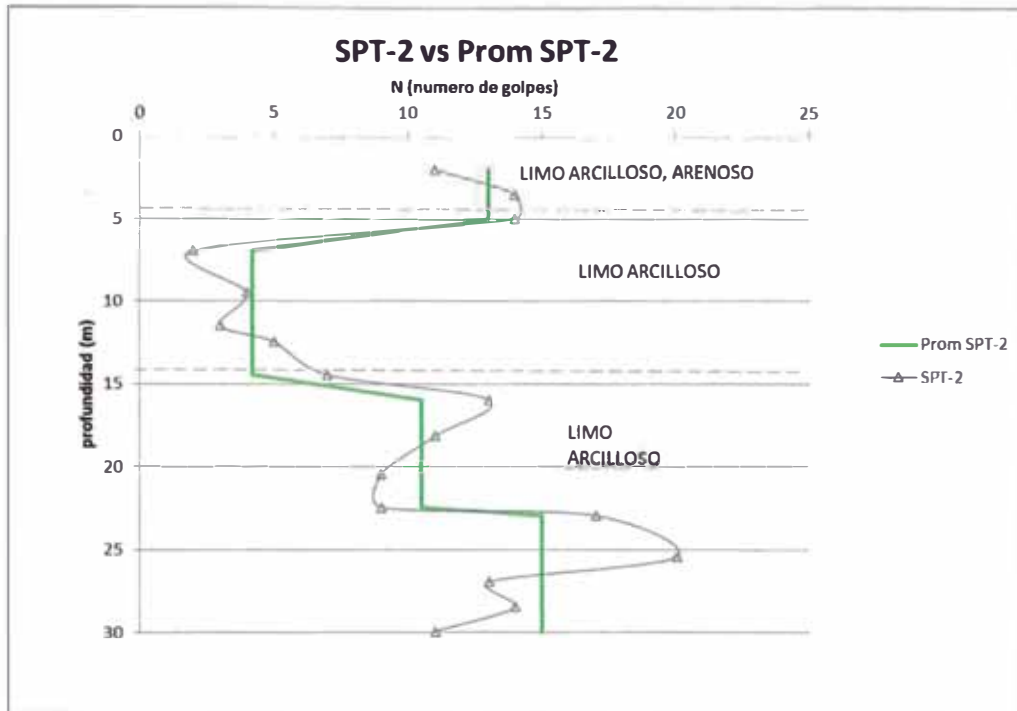


Figura 4.16: SPT-2 vs promedio SPT-2.

## CAPÍTULO V: EVALUACIÓN DE LOS ENSAYOS CPT<sub>u</sub> PARA LA OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA

### 5.1 CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO REALIZADO CON EL MÉTODO PROPUESTO POR EL EUROCODIGO 7

La obtención de resultados para  $p_{max;base}$  de los pilotes CFA y OMEGA son mostrados arriba tan bien como el procedimiento del cálculo.

Considerando la ecuación 3.7,  $\beta=1$  pues los diámetro de los pilotes son constantes en toda su longitud tanto los pilotes CFA y OMEGA y  $s=1$  por que la base del pilote es circular,  $L/B=1$ .

Para explicar el cálculo de  $q_{c,I;media}$ ,  $q_{c,II;media}$ ,  $q_{c,III;media}$  considerando los valores  $q_c$  extraídos de un registro CPT/CPTU en la tabla 5.1 suponiendo hipotéticamente que la punta del pilotes esta a 4m de profundidad y un diámetro equivalente ( $D_{eq}$ ) de 0.4m.

$$H_{-8D} = 4 - 8 \times 0.4 = 0.6 \approx 0.8 \text{ m}$$

$$H_{+0.7D} = 4 + 0.7 \times 0.4 = 4.24 \approx 4.40 \text{ m}$$

$$H_{+4D} = 4 + 4 \times 0.4 = 5.60 \text{ m}$$

Tabla 5.1: Data hipotética de  $q_c$ .

Profundidad (m)	$q_c$ (MPa)	$q_{c,I}$ (MPa)	$q_{c,II}$ (MPa)	$q_{c,III}$ (MPa)
0.00	0			
0.40	2.479			
0.80	4.349			4.349
1.20	5.981			5.981
1.60	6.761			6.559
2.00	7.775			6.559
2.40	7.937			6.559
2.80	7.454			6.559
3.20	6.895			6.559
3.60	6.559			6.559
4.00	6.881		5.874	6.881
4.40	7.102	6.992	5.874	
4.80	6.645	6.876	5.874	
5.20	5.874	6.626	5.874	
5.60	7.745	6.849		
6.00	7.96			
6.40	7.85			
6.80	7.139			
7.20	6.419			

Valores de  $q_{c,I;media}$  (6.626 MPa), el mínimo promedio de  $q_{c,I}$  y también la profundidad donde el  $p_{max;base}$  se convierte en mínimo, llamado profundidad critica.

Mirando el punto hacia arriba a la punta del pilote, el  $q_{c;II}$  es el mínimo valor  $q_c$  entre la profundidad crítica y esta respectiva posición.  $q_{c;II;media}$  Es igual a 5.874 MPa (el promedio de todos los valores  $q_{c;II}$ ).

El modo para determinar el  $q_{c;III}$  (6.285 MPa) es el mismo como el anterior, cambiando el inicio y el punto final. Siendo respectivamente la punta del pilote y una profundidad de 8 veces el diámetro sobre la punta. En el EC7 un límite superior de 2MPa es definido para estos valores en el caso de pilotes CFA no hay especificaciones referentes para los pilotes OMEGA pero se decidió adoptar el mismo valor máximo.

En la tabla 5.2 todos los valores de  $q_{c;I;media}$  ,  $q_{c;II;media}$  ,  $q_{c;III;media}$  ,  $\alpha_p$  y  $p_{max;base}$  están representados en base a los ensayos CPTu1,CPTu2 y CPTu3 para los pilotes calculados CFA y OMEGA . Lakatos (2011) para  $p_{max;media}$  sugiere un límite superior de una resistencia de 5MPa para los suelos cohesivos y suelos granulares.

**Tabla 5.2: Capacidad de carga final ( $p_{max;base}$  ) de acuerdo con EC7.**

	CPTu12				CPTu13				CPTu11			
	OMEGA		CFA		OMEGA		CFA		OMEGA		CFA	
	0.4	0.6	0.6	0.8	0.4	0.6	0.6	0.8	0.4	0.6	0.6	0.8
$q_{c;I;medio}$ (Mpa)	5	5.00	5.00	9.5	30	30	30	30	26	26	26	30
$q_{c;II;medio}$ (Mpa)	2.7143	6.09	6.09	1.5	30	30	30	30	26	26	26	22
$q_{c;III;medio}$ (Mpa)	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$\alpha_p$	0.8	0.8	0.7	0.7	0.8	0.8	0.7	0.7	0.8	0.8	0.7	0.7
$p_{max;base}$ (Mpa)	2.34	3.02	2.64	2.63	12.80	12.80	11.20	11.20	11.20	11.20	9.80	9.80
$p_{max;base}$ (Mpa)	2.34	3.02	2.64	2.63	5	5	5	5	5	5	5	5

Fuente: Elaboración propia

El límite superior de 2 MPa para  $q_{c;III;mean}$  reduce significativamente esta influencia en el valor final, resultando que  $q_{c;I;mean}$  tiene mayor contribución seguido por  $q_{c;II;media}$ .

Finalmente, los valores de fuerza final del cojinete ( $R_{b;cal}$ ) son mostrados en la tabla 5.3, como resultado de la multiplicación de los valores  $p_{max;base}$  por las respectivas áreas de las bases de los pilotes ( $A_B$ ).

**Tabla 5.3: Fuerza de carga final ( $R_{b;cal}$ ) de acuerdo con EC7**

$R_{b;cal}$ (KN)	CFA		OMEGA	
	0.6	0.8	0.4	0.6
CPTu11	1413.72	2513.27	628.32	1413.72
CPTu12	746.70	1319.47	294.41	853.37
CPTu13	1413.72	2513.27	628.32	1413.72

Fuente: Elaboración propia



Los resultados obtenidos por  $p_{max;shaft}$  para los pilotes CFA y OMEGA son mostradas en la tabla 5.4, tabla 5.5 y tabla 5.6, considerando la ecuación 3.3 o 3.4 dependiendo del tipo de capa perforada.

El método detallado en 3.8.2 difiere del planeamiento inicial presentado en el Eurocodigo 7 básicamente en la evolución del  $q_s$  con el incremento del  $q_c$ . El enfoque elegido utiliza una función de raíz cuadrada ajustada a la relación entre la fricción superficial y la resistencia de cono (figura 5.1). Usando los valores de la fricción efectiva de la superficie registrados en el pilote de prueba de carga CFA y trazando entonces a lado del cono de resistencia, una tendencia era posible para definir. Los resultados cohesivos crecen más rápido que el granular y el suelo de transición, con el cual justifica el factor de 1.2 en la ecuación 3.11 en este caso, esto era usado en la resistencia efectiva del cono,  $q_E$ , en lugar de utilizar la medida total de la resistencia del cono en la prueba CPTU, con la cual la determinación de una fórmula matemática no es relevante.

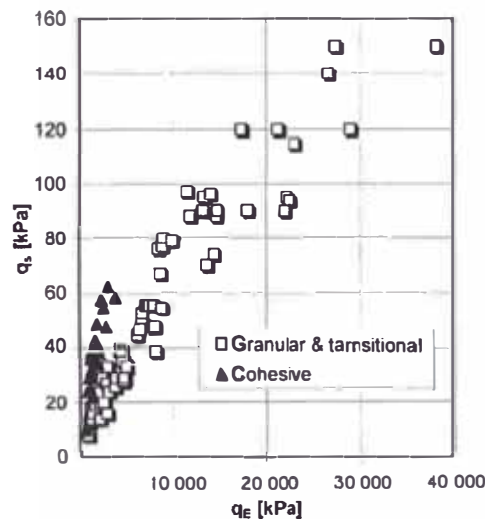


Figura 5. 1: Relación entre la fricción de la superficie y la resistencia del cono efectiva (Mahler, 2007)

Usando los valores  $q_{c,media}$  indicado en la tabla 4.5, tabla 4.6 y tabla 4.7 y los respectivos espesores de la capa presentada en la tabla 4.2, tabla 4.3 y tabla 4.4 esto es posible para determinar la unidad de fricción superficial ( $q_{si}$ ) como se presenta en la tabla 5.4, tabla 5.5 y tabla 5.6.

**Tabla 5.4: CPTu11 valores de  $q_s$  para pilotes CFA y OMEGA.**

$q_c, \text{mean (Mpa)}$	CFA			OMEGA		
	$\alpha_s$	$q_s; \text{max (KPa)}$	$q_{si} \text{ (Kpa)}$	$\alpha_s$	$q_s; \text{max (KPa)}$	$q_{si} \text{ (Kpa)}$
2.407	1	80	1.862	1.25	100	2.327
17.433	0.55	120	2.296	0.75	160	3.131

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 5.5: CPTu12 valores de  $q_s$  para pilotes CFA y OMEGA.**

$q_c, \text{mean (Mpa)}$	CFA			OMEGA		
	$\alpha_s$	$q_s; \text{max (KPa)}$	$q_{si} \text{ (Kpa)}$	$\alpha_s$	$q_s; \text{max (KPa)}$	$q_{si} \text{ (Kpa)}$
2.633	1	80	1.947	1.25	100	2.434
13.234	0.55	120	2.001	0.75	160	2.728

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 5.6: CPTu12 valores de  $q_s$  para pilotes CFA y OMEGA.**

$q_c, \text{mean (Mpa)}$	CFA			OMEGA		
	$\alpha_s$	$q_s; \text{max (KPa)}$	$q_{si} \text{ (Kpa)}$	$\alpha_s$	$q_s; \text{max (KPa)}$	$q_{si} \text{ (Kpa)}$
2.558	1	80	1.919	1.25	100	2.399
17.985	0.55	120	2.332	0.75	160	3.181

Fuente: Elaboración propia

Los valores de la fricción de carga superficial ( $R_{s;cal}$ ) están mostradas en la tabla 5.10, como resultado de la suma del producto de  $q_{si}$  por la respectiva área del eje en cada capa.

**Tabla 5.7: CPTu11 fuerza de fricción superficial.**

CPTu11	CFA				OMEGA			
	0.6		0.8		0.4		0.6	
H	$A=D*H*\pi$	$A*fs$	$A=D*H*\pi$	$A*fs$	$A=D*H*\pi$	$A*fs$	$A=D*H*\pi$	$A*fs$
8.75	16.493	30.706	21.991	40.942	10.996	25.589	16.493	38.383
1.75	3.299	7.575	4.398	10.100	2.199	6.886	3.299	10.330
		38.281		51.042		32.475		48.713

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 5.8: CPTu12 fuerza de fricción superficial.**

CPTu12	CFA				OMEGA			
	0.6		0.8		0.4		0.6	
H	$A=D*H*\pi$	$A*fs$	$A=D*H*\pi$	$A*fs$	$A=D*H*\pi$	$A*fs$	$A=D*H*\pi$	$A*fs$
21.25	40.055	77.995	53.407	103.993	26.704	64.996	40.055	97.494
11	20.735	41.486	27.646	55.315	13.823	37.715	20.735	56.572
		119.481		159.308		102.710		154.066

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 5.9: CPTu13 fuerza de fricción superficial.**

CPTu13	CFA				OMEGA			
	0.6		0.8		0.4		0.6	
H	$A=D*H*\pi$	$A*fs$	$A=D*H*\pi$	$A*fs$	$A=D*H*\pi$	$A*fs$	$A=D*H*\pi$	$A*fs$
4.75	8.954	17.184	11.938	22.912	5.969	14.320	8.954	21.480
3.25	6.126	14.289	8.168	19.052	4.084	12.990	6.126	19.485
		31.473		41.964		27.310		40.965

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 5.10: Resumen fuerza de fricción superficial.**

Rs;cal(KN)	CFA		OMEGA	
	0.6	0.8	0.4	0.6
CPTu11	38.281	51.042	32.475	48.713
CPTu12	119.481	159.308	102.710	154.066
CPTu13	31.473	41.964	27.310	40.965

Fuente: Elaboración propia

El promedio  $((R_{c;cal})_{media})$  y el mínimo  $(R_{c;cal})_{min}$ , valores de la resistencia a la compresión en un pilote son mostrados en la tabla 5.12.

**Tabla 5.11: Fuerza de fricción superficial  $R_{s;cal}$  de acuerdo a EC7.**

Rc;cal(KN)	CFA		OMEGA	
	0.6	0.8	0.4	0.6
CPTu11	1451.998	2564.316	660.794	1462.429
CPTu12	866.180	1478.777	397.123	1007.436
CPTu13	1445.190	2555.238	655.629	1454.682

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 5.12: Valores mínimos y promedios de resistencia a la compresión**

(KN)	CFA		OMEGA	
	0.6	0.8	0.4	0.6
$(R_{c;cal})_{media}$	1254.456	2199.444	571.182	1308.183
$(R_{c;cal})_{min}$	866.180	1478.777	397.123	1007.436

Fuente: Elaboración propia

Finalmente en la tabla 5.13 los valores del diseño son calculados, como el resultado de la aplicación del método EC 7 para determinar la resistencia a la compresión de un pilote simple.

**Tabla 5.13: Diseño de la resistencia total de los pilotes.**

(KN)	CFA		OMEGA	
	0.6	0.8	0.4	0.6
$(R_{c;cal})_{media}$	1254.46	2199.44	571.18	1308.18
$\xi_3$	1.33	1.33	1.33	1.33
$(R_{c;cal})_{min}$	866.18	1478.78	397.12	1007.44
$\xi_4$	1.23	1.23	1.23	1.23
$R_{c;k}$	704.21	1202.26	322.86	819.05
$\gamma_t$	1.10	1.10	1.10	1.10
$R_{c;d}$	640.19	1092.96	293.51	744.59

Fuente: Elaboración propia

## 5.2 CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO DE ACUERDO CON EL MÉTODO (BUSTAMANTE Y GIANELLI-1982)

Procedimiento para el ingreso de datos de los ensayos CPTu-11, CPTu-12, CPTu-13 en el programa CPeT-IT.

El CPeT-IT utiliza correlaciones empíricas establecidas para estimar los parámetros geotécnicos. Muchos de ellos tienen constantes que tienen valores en función del tipo de suelo, origen geológico y otros factores.

Las siguientes correlaciones empíricas se han utilizado para calcular los parámetros:

Entrada:

- Unidades de visualización (imperial o métrica) (atm. Presión,  $pa=0.96tsf$  o 0.1 MPa)
- La elevación de la superficie del terreno (pies o metros)
- La profundidad al nivel freático,  $z_w$  (pies o metros) es requerido para cada CPT.
- Relación de área neta de cono (predeterminada a 0.80)
- Densidad relativa constante, CDR (por defecto 350)
- Peso unitario del agua (por defecto  $g_w = 9.81 \text{ KN}/\text{m}^3$ )
- Sonda de radio (por defecto 0.0183 m)



Figura 5.2: Importación de datos.



Las propiedades de cálculo son:

- Intervalo de media: disponible en 1,3 o 5 el número indica cuantos valores serán utilizados con el fin de producir resultados promedios. Si se selecciona 1 no existe promedio de los datos. Cuando se selecciona 3 o 5 , los datos se promedian cada 3 o 5 intervalos y son presentados como una media móvil.
- Elevación del suelo: la elevación de la superficie del suelo libre. Este valor se puede introducir para cada archivo o se aplica a todos los archivos.
- GWT: agua subterránea por debajo de la superficie del terreno libre a partir del valor cero en la superficie.
- Radio del sondeo: radio del cono utilizado para el cálculo del  $c_h$  en el modulo de disipación.
- Relación del área del cono: la relación del área neta para el cono (valor por defecto 0.85)
- La resistencia del cono se corrige: cuando se activa el software asumira que los datos de capacidad de carga  $q_c$  ya están corregidos como  $q_t$ .
- Auto Nkt: si esta activada el factor de cono de resistencia al corte sin drenaje para arcillas, Nkt será estimado por el software en cada punto del CPTu de lo contrario se aplicara un valor predeterminado de 14.
- Ns: esta es una constante utilizada para el calculo de la sensibilidad de los suelos (oscila desde 5 a 10 , con un valor promedio de 7.10).
- $C_n$  corte: a profundidades muy bajas de penetración (cerca de la superficie del suelo libre) factor de normalización "n" puede tomar valores grandes  $Q_{tn}$ . Habilitando esta opción se establecerá un máximo al calcular  $C_n$  (valor por defecto es 2).

Detalles y características del pilote como diámetro de la punta del pilote y del eje del pilote y grupos de tipos de pilotes. Ver figura 5.5.

**Pile details**

Geometric data

Pile type: Solid pile

Eff. tip diameter: 0.80 m

Eff. shaft diameter: 0.80 m

Bearing capacity factor,  $k_c$

Group selection list: Group I

Group I: plain bored piles; mud bored piles; micro piles (grouted under low pressure); casted bored piles; hollow bored piles; plastic barrettes

Group III: cast screwed piles; driven precast piles; prestressed tubular piles; driven cast piles; jacked metal piles; micropiles (small diameter piles grouted under high pressure with diameter < 250 mm); driven grouted piles (low pressure grouting); driven metal piles; driven rammed piles; jacket concrete piles; high pressure grouted piles of large diameter

Friction coefficient, alpha

Group selection list: Group I A

Group IA: plain bored piles; mud bored piles; hollow auger bored piles; micro piles (grouted under low pressure); cast screwed piles; plastic barrettes

Group IB: casted bored piles; driven cast piles

Group IIA: driven precast piles; prestressed tubular piles; jacket concrete piles

Group IIB: driven metal piles; jacked metal piles

Unit side friction limits

Group selection list: Group I A

Group IA: plain bored piles; mud bored piles; hollow auger bored piles; micro piles (grouted under low pressure); cast screwed piles; plastic barrettes

Group IB: casted bored piles; driven cast piles

Group IIA: driven precast piles; prestressed tubular piles; jacket concrete piles

Group IIB: driven metal piles; jacked metal piles

Group IIIA: driven grouted piles; driven rammed piles

Group IIIB: high pressure grouted piles ( $d > 0.25m$ ), micropiles (grouted under high pressure)

Careful construction and min. disturbance of soil

OK Cancel

Figura 5.5: Cuadro de las características del pilote.

Cálculo de la capacidad de carga del pilote y colocación de los factores de seguridad para la punta y para el eje. Ver figura 5.5.

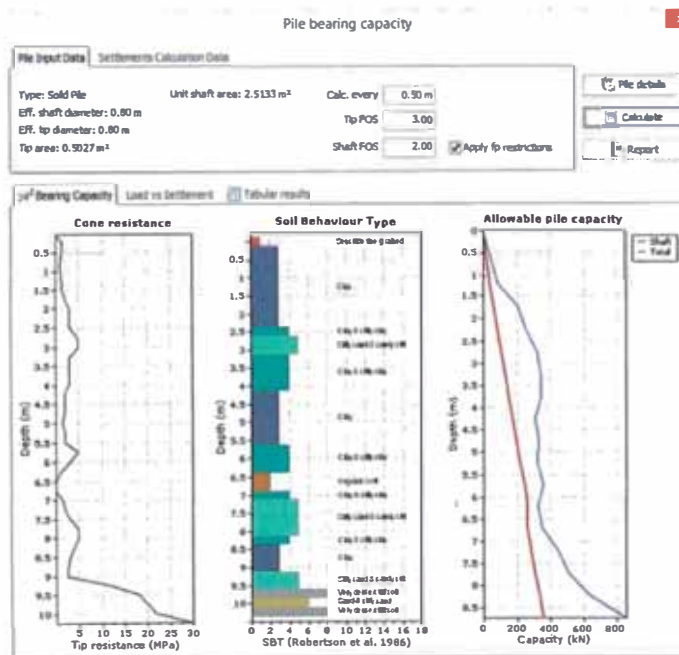


Figura 5.6: Cálculo de la capacidad de carga para el pilote CPTu-11

Calculo de la capacidad de la carga admisible a una profundidad de 10.00m tiene un asentamiento de 2.22 cm.

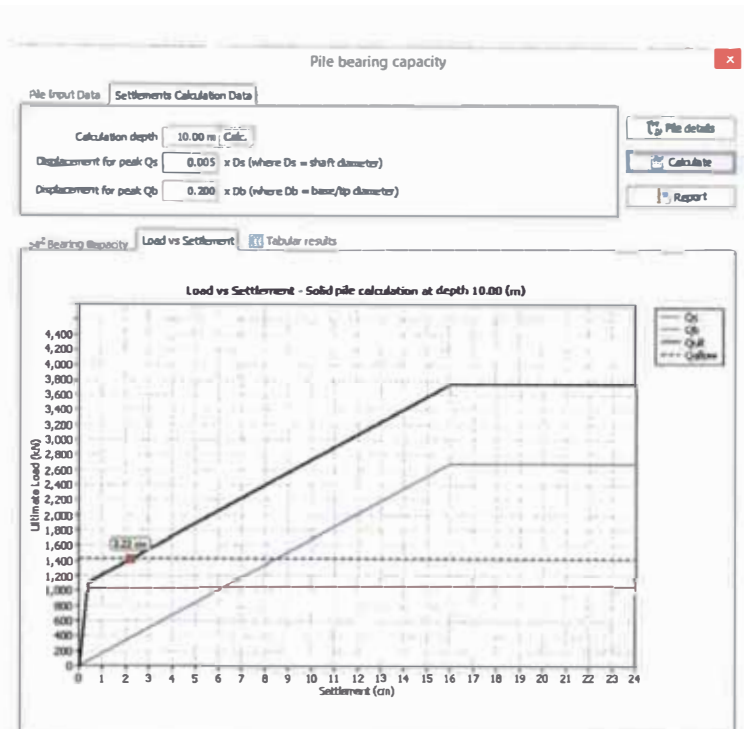


Figura 5.7: Cuadro de la carga vs asentamiento para el pilote CPTu-11.

Cuadro de resultados de la capacidad permitida, los resultados mostrados está realizados cada 0.5m.

The table displays the results of the pile bearing capacity calculation, showing the ultimate load capacity (Qult) and allowable load capacity (Qall) for a solid pile at various depths (0.5 m intervals) from 1.22 m to 8.72 m. The table includes columns for tip depth, shaft resistance (qt, q'ca), concrete strength (fcc), shaft resistance (qsp), shaft resistance (Qs), tip resistance (Qb), ultimate load (Qult), and allowable load (Qall).

fil	Tip depth (m)	qt (MPa)	q'ca (MPa)	fcc	qsp (MPa)	Qs (kN)	Qb (kN)	Qult (kN)	Qall (kN)
1	1.22	1.20	1.67	0.200	0.32	158.540	76.797	235.337	91.245
2	1.72	2.00	2.55	0.350	0.87	437.536	120.780	558.315	206.235
3	2.22	3.10	2.98	0.350	1.03	517.337	164.762	682.099	254.827
4	2.72	4.80	3.30	0.400	1.30	655.462	208.744	864.206	322.899
5	3.22	3.20	3.18	0.400	1.27	639.377	262.151	901.528	344.201
6	3.72	3.00	2.90	0.400	1.16	583.080	306.134	889.213	347.427
7	4.22	1.80	2.32	0.350	0.81	408.156	350.116	758.272	311.110
8	4.72	1.80	2.49	0.350	0.81	407.047	394.098	801.145	332.722
9	5.22	2.00	2.82	0.350	0.61	306.588	438.080	744.669	321.236
10	5.72	5.00	1.79	0.400	0.69	347.051	491.488	838.538	361.427
11	6.22	1.00	1.96	0.300	0.39	196.998	523.951	720.949	327.508
12	6.72	0.05	2.56	0.200	0.53	266.870	525.312	792.183	351.613
13	7.22	2.00	2.46	0.400	0.98	492.644	588.247	1080.891	448.338
14	7.72	5.00	2.88	0.400	1.19	597.405	621.654	1219.059	509.962
15	8.22	4.00	5.72	0.400	1.80	906.468	675.061	1581.529	639.687
16	8.72	2.60	9.42	0.350	2.95	1483.224	719.644	2202.867	853.930

Figura 5.8: Cuadro de la capacidad admisible para el pilote CPTu-11.



Colocando datos principales para el cálculo de la capacidad de carga para el ensayo CPTu-12.

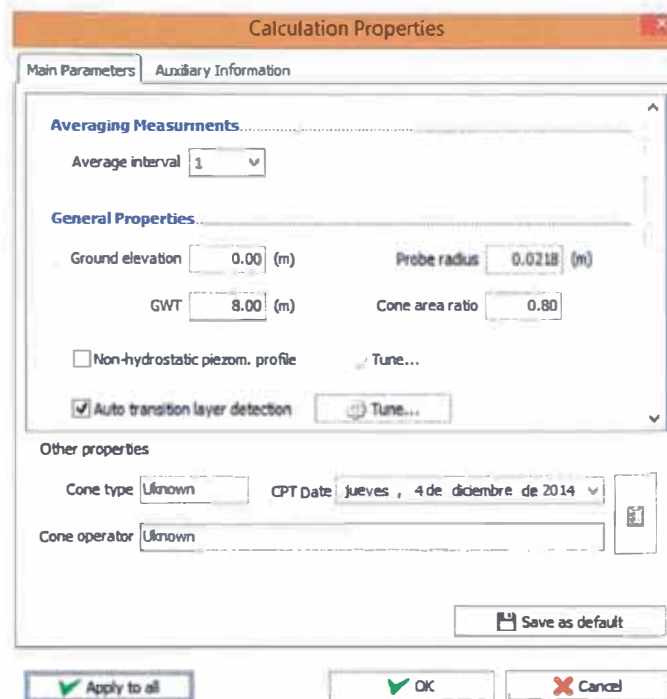


Figura 5.9: Cuadro de los principales parámetros para el pilote CPTu-12.

Calculo de la capacidad de carga del pilote y colocación de los factores de seguridad para la punta y para el eje .Ver figura 5.5.

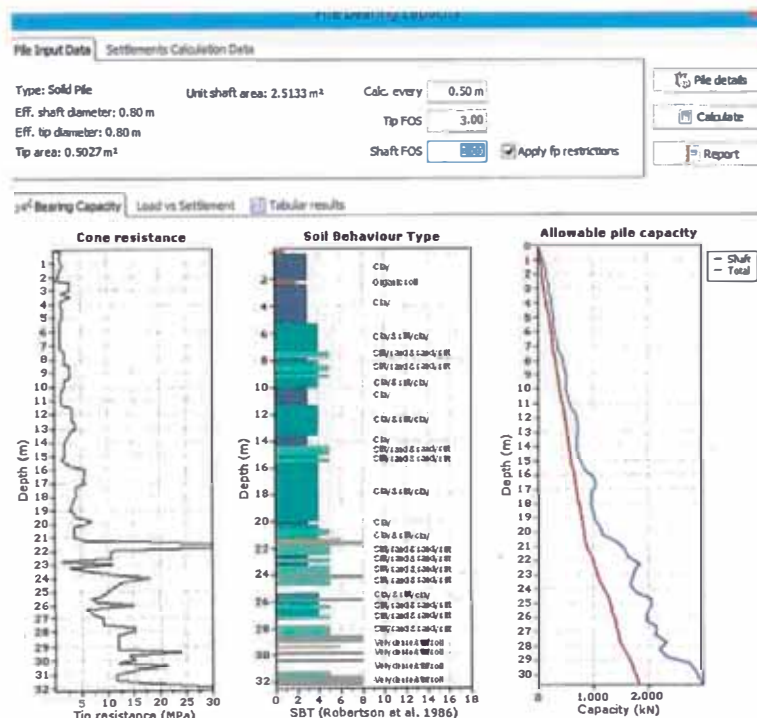


Figura 5.10: Calculo de la capacidad de carga para el pilote CPTu-12.

Calculo de la capacidad de la carga admisible a una profundidad de 22.00 m tiene un asentamiento de 0.36 cm.

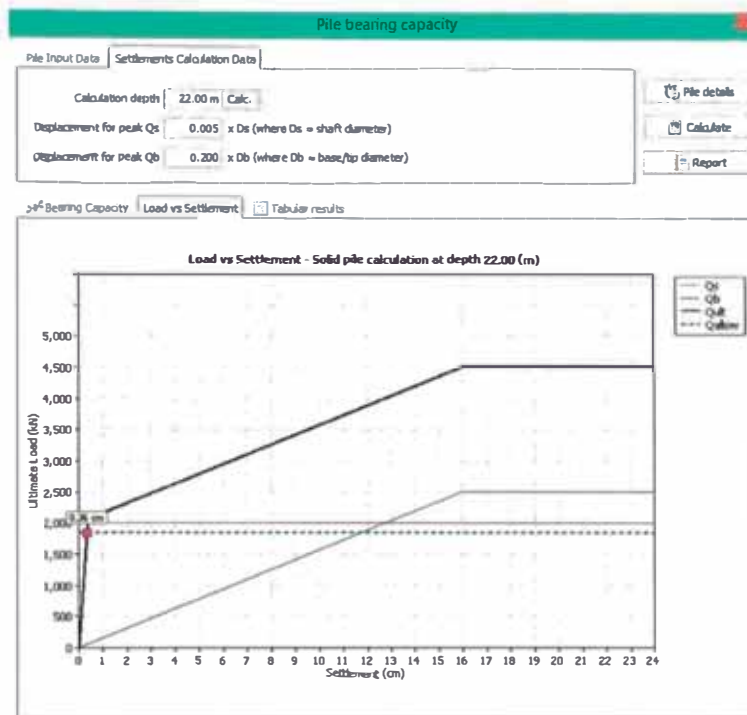


Figura 5.11: Cuadro de la carga vs asentamiento para el pilote CPTu-12.

Cuadro de resultados de la capacidad permitida, los resultados mostrados está realizados cada 0.5m.

Bo	Tip depth (m)	qt (MPa)	q'ca (MPa)	fcc	qp (MPa)	Qb (kN)	Qs (kN)	Qult (kN)	Qall (kN)
41	21.22	6.00	11.40	0.400	4.09	2057.668	1806.374	3864.042	1369.076
42	21.72	30.00	11.89	0.300	3.91	1964.410	1957.170	3921.581	1633.389
43	22.22	10.60	12.13	0.400	4.95	2488.966	2057.701	4546.667	1858.506
44	22.72	1.50	11.53	0.350	4.16	2091.094	2129.938	4221.052	1762.010
45	23.22	3.00	9.91	0.350	3.61	1816.293	2202.215	4018.508	1706.538
46	23.72	12.00	9.85	0.300	3.07	1544.156	2321.595	3865.751	1675.516
47	24.22	13.00	10.20	0.300	3.19	1602.665	2472.392	4075.055	1770.417
48	24.72	11.00	11.50	0.400	4.80	2311.207	2598.055	4909.262	2069.430
49	25.22	9.00	9.76	0.450	4.29	2155.364	2642.038	4797.401	2039.473
50	25.72	8.00	8.84	0.450	3.82	1920.212	2686.020	4606.232	1983.081
51	26.22	6.00	8.54	0.400	3.42	1717.069	2799.117	4516.186	1971.915
52	26.72	7.00	9.94	0.450	4.35	2184.136	2862.577	5046.713	2159.334
53	27.22	9.00	10.04	0.400	3.92	1970.166	2934.834	4905.000	2124.139
54	27.72	15.00	11.18	0.450	5.05	2536.999	2978.816	5515.816	2335.075
55	28.22	12.00	13.20	0.300	3.77	1894.607	3128.613	5024.219	2196.342
56	28.72	12.00	14.30	0.300	4.13	2074.808	3280.409	5355.218	2331.807
57	29.22	12.00	14.60	0.450	6.25	3143.201	3377.799	6521.000	2736.633
58	29.72	14.00	15.00	0.450	6.80	3358.991	3475.188	6834.179	2857.258
59	30.22	12.00	14.96	0.450	6.66	3348.767	3572.577	6921.344	2902.544
60	30.72	16.00	16.16	0.450	6.87	3451.912	3669.967	7121.878	2985.621

Figura 5.12: Cuadro de la capacidad admisible para el pilote CPTu-12.

Colocando datos principales para el cálculo de la capacidad de carga para el ensayo CPTu-13.

Figura 5.13: Cuadro de los principales parámetros para el pilote CPTu-13.

Calculo de la capacidad de carga del pilote y colocación de los factores de seguridad para la punta y para el eje. Ver figura 5.5.

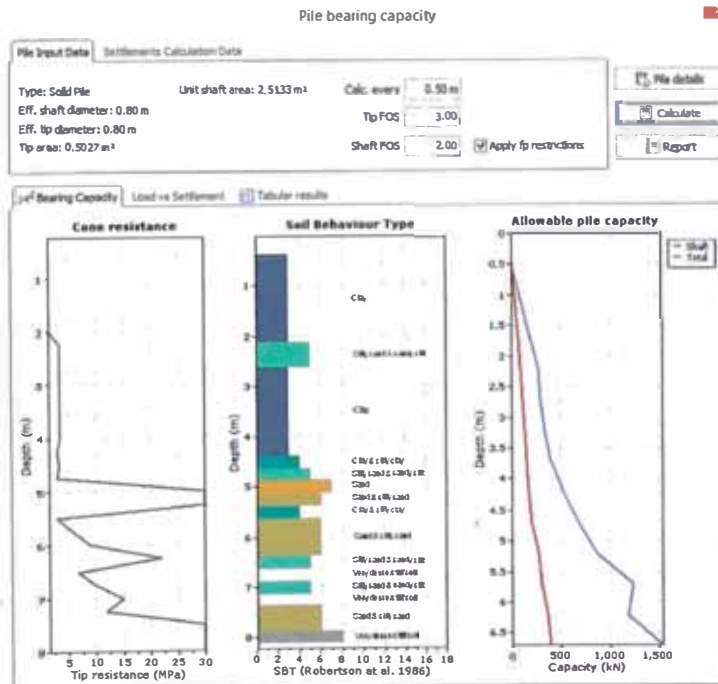


Figura 5.14: Calculo de la capacidad de carga para el pilote CPTu-13.

Calculo de la capacidad de la carga admisible a una profundidad de 7.50 m tiene un asentamiento de 2.56 cm.



Figura 5.15: Cuadro de la carga vs asentamiento para el pilote CPTu-13.

Cuadro de resultados de la capacidad permitida, los resultados mostrados está realizados cada 0.5m.

No	Tip depth (m)	qt (MPa)	q'ca (MPa)	fs	sp (MPa)	Qb (kN)	Qs (kN)	Qult (kN)	Qall (kN)
1	1.50	1.60	2.33	0.350	0.75	175.471	131.947	307.418	291.130
2	2.20	3.60	2.69	0.400	1.11	557.656	175.929	733.585	273.850
3	2.70	3.60	3.05	0.390	1.12	563.206	218.911	782.118	297.691
4	3.20	3.60	3.38	0.380	1.20	602.129	263.894	866.022	332.656
5	3.70	3.60	3.88	0.390	1.45	726.907	307.876	1034.784	396.241
6	4.20	3.00	8.23	0.390	2.08	1046.706	351.858	1398.564	524.831
7	4.70	3.00	8.94	0.400	2.66	1439.736	395.841	1835.577	677.832
8	5.20	30.00	10.90	0.300	3.53	1775.148	546.637	2321.785	865.035
9	5.70	6.00	12.57	0.400	5.54	2784.674	606.327	3391.002	1231.389
10	6.20	22.00	15.80	0.300	4.90	2460.998	731.991	3192.989	1186.328
11	6.75	10.00	15.80	0.450	6.79	3411.838	796.708	4208.546	1535.633

Figura 5.16: Cuadro de la capacidad admisible para el pilote CPTu-13.

### 5.3 CAPACIDAD PORTANTE DE DISEÑO DE ACUERDO CON EL METODO LCPC (BUSTAMANTE Y FRANK, 1999)

Los resultados obtenidos para  $q_b$  tanto para CFA y pilotes OMEGA se muestran anteriormente de acuerdo con la ecuación 3.23.

Los valores de  $q_{ce}$  se resumen en la tabla 5.14 representa el promedio entre un diámetro de (0.5D) por encima de la punta del pilote y (1.5 D) por debajo. Hay que destacar los altos valores de  $q_c$  registrados alrededor de la base, validación de la elección realizada en relación con la posición de la punta del pilote.

**Tabla 5.14: Valores de  $q_{ce}$  para los diferentes valores de los diámetros considerados**

q <sub>ce</sub> (Mpa)	D=0.4m	D=0.6m	D=0.8m
CPTu11	25.8	23.7	20.41
CPTu12	23.21	20.025	20.025
CPTu13	23.7	23	21.88

Fuente: Elaboracion propia

El valor de  $K_c$  toman en cuenta el tipo de pilote y el tipo de suelo. Sugiere por Bustamante (1986), para limos o arcillas limosas, un valor de  $K_c=0.45$  para pilotes (perforado o excavado) y  $K_c=0.55$  para pilotes (impulsados). La punta de pilotes se coloca en todos los casos en suelo granular, se adoptaron los valores mencionados, respectivamente, para los pilotes CFA y OMEGA. Además de los mayores  $K_c$ , tener un promedio ligeramente más grande de valor  $q_{ce}$  debido a los diámetros más pequeños y por consiguiente, más cercanos a la base de influencia.

**Tabla 5.15: Capacidad de carga final ( $q_b$ ) de acuerdo al método LCPC.**

q <sub>b</sub> (Mpa)	CFA		OMEGA	
	0.6	0.8	0.4	0.6
CPTu11	10.665	9.185	14.190	13.035
CPTu12	9.011	9.011	12.766	11.014
CPTu13	10.350	9.846	13.035	12.650

Fuente: Elaboración propia

Los valores de la fuerza del cojinete final ( $R_{b,cal}$ ) se muestran en la tabla 5.16 como resultado de la multiplicación de los valores de  $q_b$  por el área de la base ( $A_b$ ) de los pilotes.

**Tabla 5.16: Capacidad de carga final ( $R_{b,cal}$ ) de acuerdo al método LCPC.**

R <sub>b,cal</sub> (KN)	CFA		OMEGA	
	0.6	0.8	0.4	0.6
CPTu11	3015.46	4616.63	1783.17	3685.56
CPTu12	2547.87	4529.55	1604.16	3114.06
CPTu13	2926.39	4949.14	1638.03	3576.70

Fuente: Elaboración propia.

El resultado obtenido para  $q_s$  de los pilotes CFA y OMEGA son mostrados anteriormente en la ecuación 3.24.

El promedio del cono de resistencia CPT<sub>u</sub> en cada capa definida, llamado  $q_{c,mean}$  están indicados en la tabla 4.5, tabla 4.6 y tabla 4.7. El coeficiente  $\beta$  es un factor de correlación para aplicar directamente a los valores existentes definidos solo para 3 tipos de pilotes (tabla 5.17).

Tabla 5.17: Correlación del factor  $\beta$  y  $q_{s,max}$  basados directamente en datos del CPT<sub>u</sub> (Viana da Fonseca 2012).

Tipo de pilote	suelos			Arcillas y Limos			Arenas y Grabas		
	Rango de $q_c$ (MPa)	<3	3-6	>6	<5	8-15	>200		
Perforado sin tubo(método seco)	$\beta$	-	75		200	200	200		
	$q_{s,max}$ (KPa)	15	40	80	40	80	120		
Perforado con tubo temporal.	$\beta$	-	100	100	100	250	300		
	$q_{s,max}$ (KPa)	15	40	60	40	80	40	120	
Concreto prefabricado hincado.	$\beta$	-	75		150	150	150		
	$q_{s,max}$ (KPa)	15	80	80			120		

Considerando que ninguno de los tipos de pilotes está presente en la tabla 5.17, fue necesario el uso de tablas de las tablas de correlación (figura 5.17), convirtiendo el promedio CPT<sub>u</sub>  $q_c$  en un equivalente PMT  $p_l$ . este procedimiento permite la estimación de  $q_{si}$  basado en resultados de pruebas presiometricas, con los cual eran definidas 10 curvas relacionando  $p_l$  y  $q_s$  (figura 5.18) dependiendo del tipo de pilote (tabla 5.21) y del tipo de suelo atravesado (tabla 5.22).

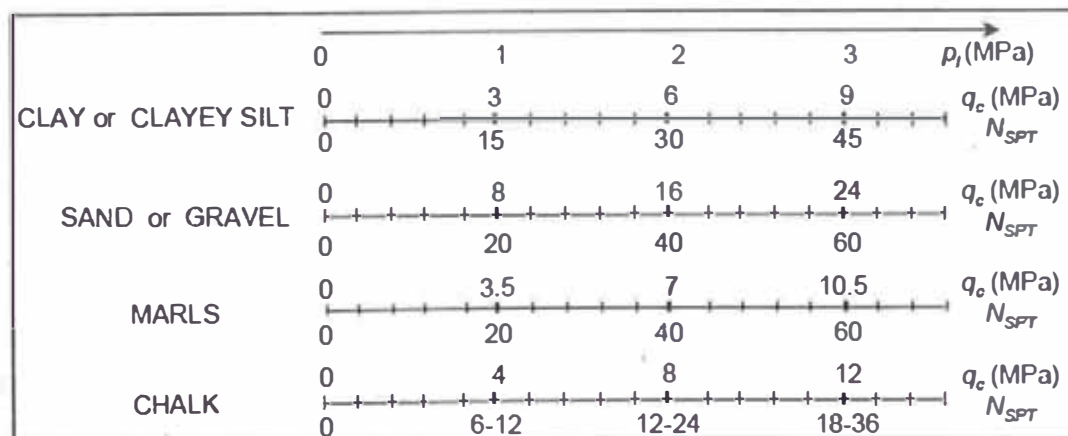


Figura 5.17: Equivalente de  $p_l$  según el tipo de suelo. (Bustamante y Gianceselli, 1996)

De acuerdo con la figura 5.17, la relación  $q_c/p_t$  de arcillas o limos arcillosos es de 3 y para arenas o gravas es de 8. En las tablas 5.18, tabla 5.19 y tabla 5.20 se presentan los  $p_t$  equivalentes asociados a cada uno de los estratos identificados, aplicando la proporción equivalente para material granular y cohesivo.

**Tabla 5.18: CPT<sub>u11</sub> valores equivalente de  $p_t$**

CPT <sub>u</sub> 11	CAPAS	H(m)	qc,med(Mpa)	pl(Mpa)
COHESIVO	1	8.75	2.41	0.840
GRANULAR	2	1.75	17.43	2.240

**Tabla 5.19: CPT<sub>u12</sub> valores equivalente de  $p_t$**

CPT <sub>u</sub> 12	CAPAS	H(m)	qc,med(Mpa)	pl(Mpa)
COHESIVO	1	21.25	2.63	2.910
GRANULAR	2	11	13.23	1.310

**Tabla 5.20: CPT<sub>u13</sub> valores equivalente de  $p_t$**

CPT <sub>u</sub> 13	CAPAS	H(m)	qc,med(Mpa)	pl(Mpa)
COHESIVO	1	4.75	2.56	0.850
GRANULAR	2	3.25	17.98	2.610

Como se hace referencia, la curva Q que contenga el  $p_t$  a  $q_s$  debe ser elegido primero el tipo de pilote y después el suelo atravesado.

**Tabla 5.21: Descripción de los 418 pilotes analizados (Bustamante 2009)**

Código	N° tipo	Pilotes <sup>(3)</sup> Qty	$\phi$ <sup>(1)</sup>	H <sup>(2)</sup>	Técnica de construcción
1	1	8	500-2000	11.5-23	Perforado simple (pilote o barreta)
	2	64	270-1800	6-78	Perforado con lodo (pilote o barreta)
	3	2	270-1200	20-56	Perforado entubado (tubo perdido)
	4	28	420-1100	5.5-29	Perforado entubado (tubo recuperado)
	5	4	520-880	19-27	Perforado simple o con lodo, ranurado o pozo.
2	6	50	410-980	4.5-30	Perforado mecha continua simple o doble rotacional CFA (2 tipos)
3	7	48	310-710	5-19.5	Atornillado colado en sitio
	8	1	650	13.5	Atornillado entubado
4	9	30	280-520	6.5-72.5	Hincado hormigón prefabricado o precomprimido (2 tipos)
	10	15	250-600	8.9-20	Hincado recubierto (hormigón-mortero-lechada)
	11	19	330-610	4-29.5	Hincado colado en sitio
	12	27	170-810	4.5-45	Hincado tubo acero cerrado

5	13	27	190-1220	8-70	Hincado tubo acero abierto
6	14	23	260-600	6-64	Hincado perfil H
	15	4	260-430	9-15.5	Hincado perfil H inyectado
7	16	15	-	3.5-12.5	Tablaestacas hincadas
1	17		80-140	4-12	Micropilote tipo I
	18	8	120-810	8.5-37.5	Micropilote tipo II
8	19	23	100-1220	8.5-67	Pilote o micropilote inyectado IGU(tipo III)
	20	20	130-660	7-39	Pilote o micropilote inyectado IRS(tipo IV)

(1) Diámetro teórico  $\phi$  mínimo y máximo. (2) Longitud mínima y máxima en el suelo

(3) Algunos pilotes sometidos a varias pruebas.

Para los pilotes CFA el "Bored pile with a single or double rotation CFA (2 tipos)", que corresponden al tipo 6 y al grupo 2, mientras que para los pilotes OMEGAS fue seleccionado el "Screwed Cast-in Place Pila" número 7 y el grupo 3.

Basado en la característica anterior de los dos pilotes, la relación está claro considerar que el pilote CFA tiene un tipo de especificación con su nombre. El pilote OMEGA tiene partes de "Screw Piles" como define la norma europea.

Tabla 5.22: Curvas de tipo de pilote  $Q_i$  asociado a un tipo de suelo (Bustamante 2009)

Tipo de pilote N°	Arcillas, Limos	Arena, Grava	Creta	Marga calcarea	Roca alterada
1	Q2	Q2*	Q5	Q4	Q6**
2	Q2	Q2	Q5	Q4	Q6**
3	Q1	Q1	Q1	Q2	Q1**
4	Q1	Q2	Q4	Q4	Q4**
5	Q3	Q3*	Q5	Q4	Q6**
6	Q2	Q4	Q3	Q5	Q5**
7	Q3	Q5	Q4	Q4	Q4**
8	Q1	Q2	Q2	Q2	Q2**
9	Q3	Q3**	Q2	Q2**	(a)
10	Q6	Q8	Q7	Q7	(a)
11	Q2	Q3	Q6**	Q5**	(a)
12	Q2	Q2**	Q1	Q2**	(a)
13***	Q2	Q1	Q1	Q2	(a)
14	Q2	Q2	Q1	Q2**	(a)
15***	Q6	Q8	Q7	Q7	(a)
16***	Q2	Q2	Q1	Q2**	(a)
17	Q1	Q1	Q1	Q2	Q6**
18	Q1	Q1	Q1	Q2	Q6**
19	Q6	Q8	Q7	Q7	Q9**
20	Q6	Q9	Q9	Q9	Q10**

\*si la resistencia del suelo lo permite

\*\*realizar ensayos de carga para justificar valores superiores.

\*\*\*Para el cálculo del perímetro.

(a) En los casos en los que la alteración permita el empotramiento, tomar los valores propuestos para la marga calcárea o superiores si se justifican con un ensayo de carga u otra referencia.



La información en la tabla 5.22 establece el  $Q_i$  para un cierto tipo de pila en un tipo de suelo perforado. En consecuencia “arcilla, limo” corresponden a las capas cohesivas y “arena, grava” para capas granulares. De ahí que las curvas adoptadas son presentadas en la tabla 5.23.

Tabla 5.23: Curvas adoptadas respectivamente  $Q_i$

	Granular	Cohesivo
CFA	Q4	Q2
OMEGA	Q5	Q3

Finalmente los valores de  $q_{si}$  son obtenidos mediante el análisis de los ábacos en la figura 5.18 .el resultado son mostrados en la tabla 5.24, tabla 5.25 y tabla 5.26.

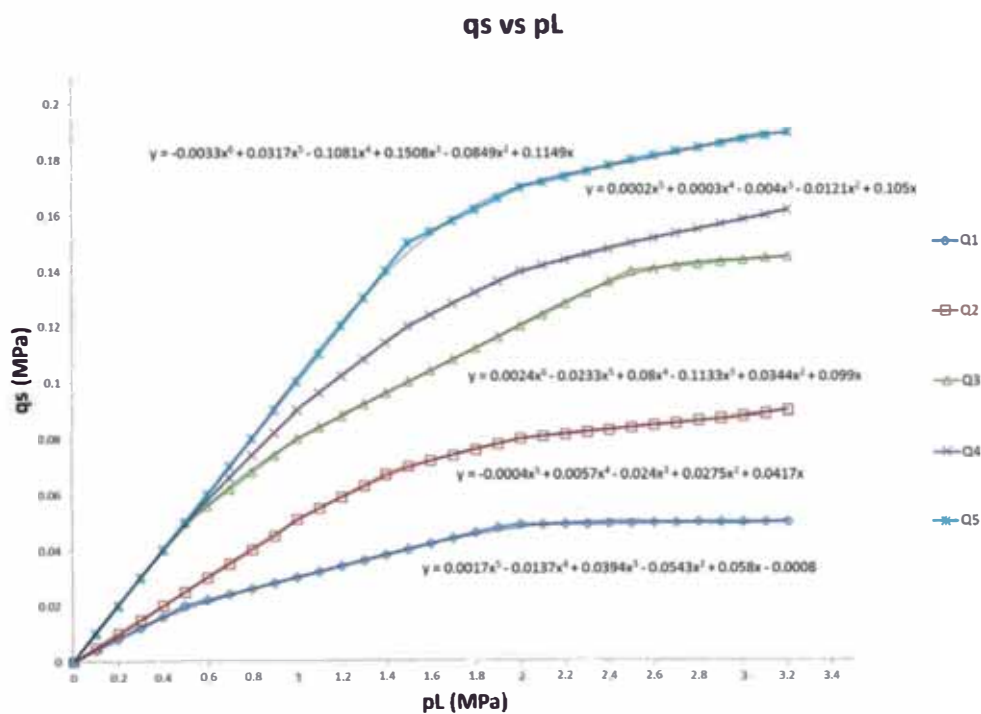


Figura 5.18: Abaco  $Q_i$  Correlación Presión Límite de Ménard ( $p_{LM}$ ) con la fricción superficial ( $q_s$ ) (Bustamante, 2009).

Tabla 5.24: CPT<sub>U11</sub> valores  $q_{si}$  para los pilotes CFA y OMEGA.

CPT <sub>U11</sub>	CFA		OMEGA	
	Tipo	$q_s$ (Kpa)	Tipo	$q_s$ (Kpa)
0.84	Q2	42.88	Q3	71.208
2.24	Q4	148.361	Q5	175.576

**Tabla 5.25: CPTu12 valores  $q_{si}$  para los pilotes CFA y OMEGA.**

CPTu12	CFA		OMEGA	
	Tipo	qs(Kpa)	Tipo	qs(Kpa)
2.91	Q2	88.08	Q3	119.434
1.31	Q4	109.448	Q5	131.099

**Tabla 5.26: CPTu13 valores  $q_{si}$  para los pilotes CFA y OMEGA.**

CPTu13	CFA		OMEGA	
	Tipo	qs(Kpa)	Tipo	qs(Kpa)
0.85	Q2	43.37	Q3	71.751
2.61	Q4	158.650	Q5	182.565

La última versión del método LCPC no proporciona pautas respecto a un límite superior para la fricción superficial ( $q_{s,max}$ ).sin embargo, cuando correlacionamos con  $P_t$ , los valores de  $q_s$  son definidas implícitamente por la evolución de la curva (figura 5.18).

La carga de fricción lateral ( $R_{s,cal}$ ) son mostrados en la tabla 5.28, como resultados de la suma del producto de  $q_{si}$  por la zona respectiva del eje del área ( $A_{si}$ ) de cada capa.

**Tabla 5.27: Valores de suma del  $q_{si}$  por H.**

(KN)	CFA	OMEGA
	$\sum QS \cdot H$	$\sum QS \cdot H$
CPTu11	634.811894	930.325689
CPTu12	3075.59284	3980.05418
CPTu13	721.632629	934.154636

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 5.28: Fuerza de fricción superficial  $R_{s,cal}$  de acuerdo al método LCPC.**

Rs;cal(KN)	CFA		OMEGA	
	0.6	0.8	0.4	0.6
CPTu11	1196.59	1595.46	1169.08	1753.62
CPTu12	5797.36	7729.81	5001.48	7502.23
CPTu13	1360.25	1813.66	1173.89	1760.84

Fuente: Elaboracion propia.

**Tabla 5.29: Suma de los valores  $R_{s,cal} + R_{b,cal}$**

Rs;cal+Rb;cal (KN)	CFA		OMEGA	
	0.6	0.8	0.4	0.6
CPTu11	4212.05	6212.09	2952.25	5439.18
CPTu12	8345.23	12259.36	6605.64	10616.29
CPTu13	4286.64	6762.80	2811.92	5337.54

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 5.30: Promedio y valores mínimos de la resistencia a la compresión.**

(KN)	CFA		OMEGA	
	0.6	0.8	0.4	0.6
(Rc;cal)med	5614.64	8411.42	4123.27	7131.01
(Rc;cal)min	4212.05	6212.09	2811.92	5337.54

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 5.31: LCPC diseño de la resistencia total de los pilotes.**

(KN)	CFA		OMEGA	
	0.6	0.8	0.4	0.6
(Rc;cal)med	5614.64	8411.42	4123.27	7131.01
$\xi_3$	1.33	1.33	1.33	1.33
(Rc;cal)min	4212.05	6212.09	2811.92	5337.54
$\xi_3$	1.23	1.23	1.23	1.23
Rc;k	3424.43	5050.48	2286.11	4339.47
$\gamma_t$	1.10	1.10	1.10	1.10
Rc;d	3113.12	4591.34	2078.29	3944.97

Fuente: Elaboración propia

#### 5.4 EVALUACIÓN DEL ASENTAMIENTO EN ARENA.

El asentamiento de un pilote hincado en suelo granular denso es muy pequeño y debido a que el asentamiento en el suelo granular es rápido, generalmente no hay problema. En pilotes excavados o pilotes hincados en suelo granular suelto, el asentamiento puede ser significativo, pero no existe métodos aceptados para predecir asentamientos con exactitud. el asentamiento vertical de un pilote puede estimarse como una carga en la base del pilote.

Sin embargo, el único método confiable para obtener la deformación de un pilote en un suelo arenoso es ejecutando un ensayo de carga.

#### 5.5 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

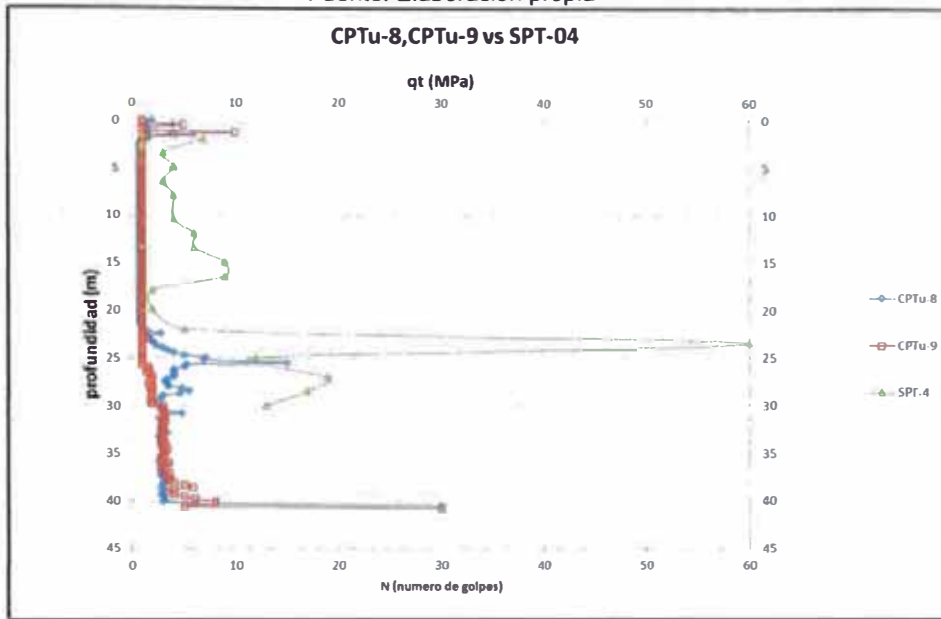
Los resultados han sido analizados e interpretados de forma minuciosa con la finalidad de identificar los procesos y fenómenos involucrados como la influencia entre ellos.

Se ha escogido diferentes variables relevantes que contribuyen al entendimiento de nuestro problema y una discusión de cada uno de ellos se describe a continuación.

##### 5.5.1 Comportamiento de los ensayos SPT y $CPT_u$ .

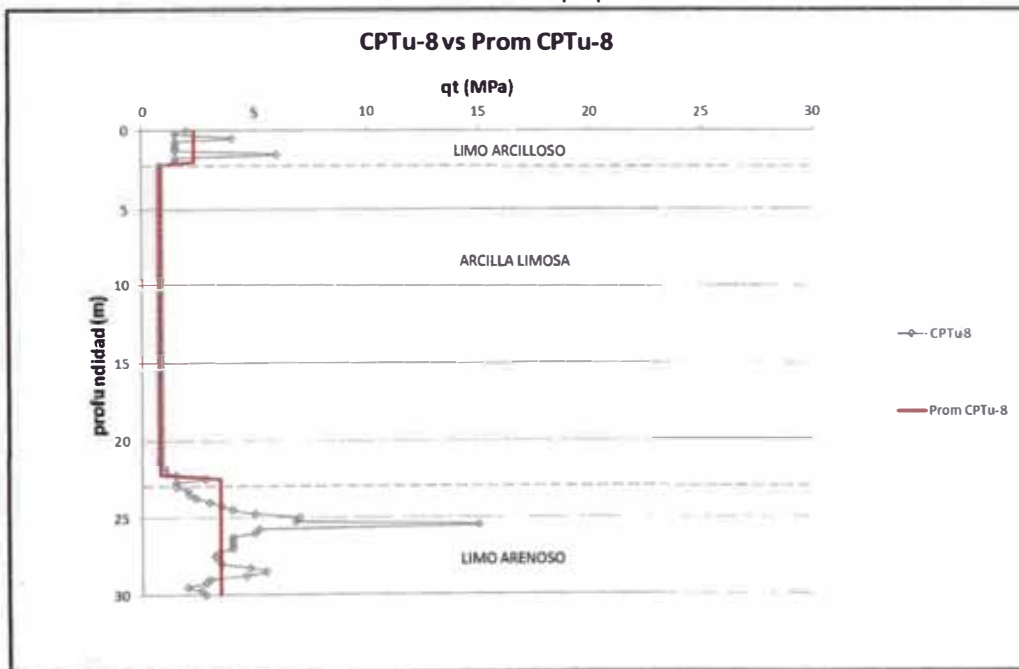
El comportamiento de la resistencia por punta y el valor N en los ensayos de perforación mostrados desde la figura 4.9 y figura 4.12.

Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.9: Cuadro comparativo de los ensayos CPTu-8, CPTu-9 vs SPT-04.**  
En este grafico podemos observar los tres ensayos, los cuales nos muestran el comportamiento de la resistencia de punta y el valor N con la profundidad del terreno donde se puede reconocer promedios para cada uno de los valores.

Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.10: Cuadro comparativo del CPTu-8 vs promedio CPTu-8.**

Fuente: Elaboración propia

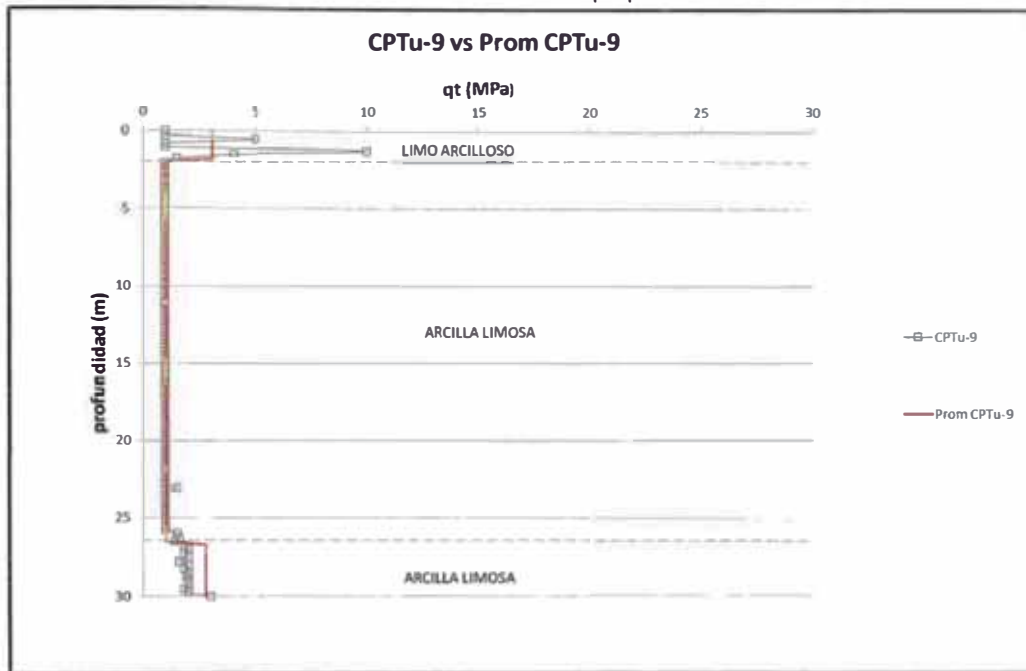


Figura 4.11: Cuadro comparativo del CPTu-9 vs promedio CPTu-9.

Fuente: Elaboración propia

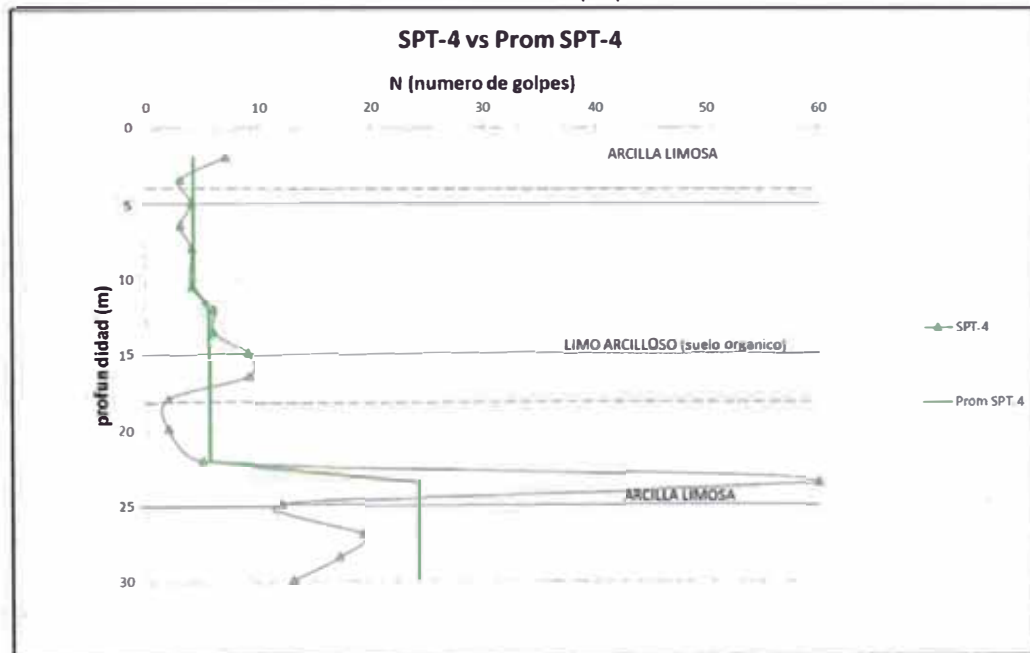


Figura 4.12: Cuadro comparativo del SPT vs promedio SPT-4.

En las figura 4.10, figura 4.11 podemos observar comportamientos similares a pesar que están distanciados unos 80 metros mientras que en la figura 4.12 podemos observar un comportamiento muy diferente en el promedio del N a pesar que el ensayo esta distanciada a 40 metros de los ensayos CPTu.

### 5.5.2 Interpretación del resultado de diseño con el método Eurocodigo 7

El resultado de la capacidad de carga por el método de Eurocodigo 7 se muestra en la tabla 5.13

**5.13: Diseño de la resistencia total de los pilotes.**

(KN)	CFA		OMEGA	
	0.6	0.8	0.4	0.6
(Rc;cal)media	1254.46	2199.44	571.18	1308.18
$\xi_3$	1.33	1.33	1.33	1.33
(Rc;cal)min	866.18	1478.78	397.12	1007.44
$\xi_4$	1.23	1.23	1.23	1.23
Rc;k	704.21	1202.26	322.86	819.05
$\gamma_t$	1.10	1.10	1.10	1.10
Rc;d	640.19	1092.96	293.51	744.59

Fuente: Elaboración propia

Se observa en la tabla 5.13 los resultados de la capacidad portante para los pilotes CFA y OMEGA con diámetros de 0.4, 0.6 y 0.8 de estos se elegirá para hacer el diseño tipo CFA con diámetro 0.8 m se realizara una comparación con otros métodos.

### 5.5.3 Interpretación del resultado con el método (Bustamante y Gianelli-1982)

El resultado de la capacidad de carga por el método de Eurocodigo 7 se muestra en la siguiente tabla.

PILOTE	D	Profundidad (m)	Asentamiento (cm)	Qtotal (KN)
CPTu-11	0.8	10.00	2.22	1400
CPTu-12	0.8	22.00	0.36	1700
CPTu-13	0.8	7.50	2.56	1400

Se observa en la tabla el resumen de los resultados de la capacidad portante para los pilotes CFA con diámetros de 0.8 de estos se elegirá el CPTu-12 que tiene mayor capacidad de carga ultima 1700KN.

### 5.5.4 Interpretación del resultado con el método (Bustamante y Frank- 1999)

El resultado de la capacidad de carga por el método de Eurocodigo 7 se muestra en la tabla 5.31

**Tabla 5.31: LCPC diseño de la resistencia total de los pilotes.**

(KN)	CFA		OMEGA	
	0.6	0.8	0.4	0.6
(R <sub>c</sub> ;cal)med	5614.64	8411.42	4123.27	7131.01
ξ <sub>3</sub>	1.33	1.33	1.33	1.33
(R <sub>c</sub> ;cal)min	4212.05	6212.09	2811.92	5337.54
ξ <sub>3</sub>	1.23	1.23	1.23	1.23
R <sub>c</sub> ;k	3424.43	5050.48	2286.11	4339.47
γ <sub>t</sub>	1.10	1.10	1.10	1.10
R <sub>c</sub> ;d	3113.12	4591.34	2078.29	3944.97

Fuente: Elaboración propia

Se observa en la tabla 5.31 los resultados de la capacidad portante para los pilotes CFA y OMEGA con diámetros de 0.4, 0.6 y 0.8 de estos se elegirá para hacer el diseño tipo CFA debe tenerse en cuenta la mayor resistencia con el diámetro 0.8m.

## CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1 CONCLUSIONES

- Los resultados de los ensayos CPTu-8, CPTu-9 .Ver (figura 4.9) y (figura 4.10) están separados 80 m, sin embargo muestran un comportamiento similar con 2 estratos de suelo (Limo arcilloso, Arcilla limosa) pero un poco diferenciado al ensayo SPT-04, que está a una distancia de 40 m entre los dos.
- Al observar los ensayos CPTu-1, CPTu-2 y SPT-2 en la figura 4.13 hay un comportamiento similar con tres estratos de suelo parecidos (arcilla limosa, limo arcilloso, arena limosa) entre el SPT-2 y el CPTu-2 esto se debe a que los ensayos están en una zona relativamente plana mientras que el CPTu-1 está al inicio de las colinas donde cambia la pendiente.
- Se puede observar de los resultados de la capacidad de carga última, el método del Eurocodigo 7 es más conservador por que se obtienen menores valores para un pilote CFA de diámetro 0.6, 0.8 nos dan valores de 640.19KN y 1092.96KN respectivamente que son menores al método de Bustamante.
- El valor de diseño de capacidad portante por el método EC7 genera un valor de 1092.96 KN, por el método LCPC tenemos un valor de 4591.34 KN y por el método de (Bustamante y Gianelli) un valor aproximado de 1700 KN, de estos valores utilizaríamos para nuestros diseños el valor de 1092.96 KN por ser el más conservador.



## 6.2 RECOMENDACIONES

- Para la realización de posibles diseños más detallados se tendrán que elaborar más estudios complementarios como ensayos SPT, ensayos de refracciones sísmicas, ensayos de laboratorio como ensayos triaxiales, ensayos de consolidación, etc.
- Se recomendaría hacer diseños con ensayos CPT para cimentaciones superficiales para lo cual el investigador tendría que recopilar información sobre métodos de diseños con CPT.
- Se recomendaría buscar más datos de ensayos CPTu para poder realizar correlaciones con otros ensayos SPT o con ensayos de granulometría.

## BIBLIOGRAFÍA

- Atala Abad Cesar Augusto; "Estudio experimental sobre correlaciones en el suelo granulares finos (arenas) compactados, usando equipo de penetración"; tesis de Maestría Universidad Nacional de ingeniería; Lima; 2011.
- Alva Hurtado Jorge E.; "Cimentaciones" ; Instituto de la construcción y la Gerencia-ICG; Lima;2013.
- Castro Napaico Edmundo Dante; "Diseño y construcción de unidades de cimentación utilizando pilotes pre excavados "; tesis de grado Universidad Nacional de Ingeniería; Lima; 2001.
- Costa Cunha Luis Miguel ; " Foundtion desing of a new hospital building in Kecskemet"; tesis de Maestría Universidad de Porto;Portugal;2013.
- Das Braja M; "Principios de ingeniería de cimentaciones"; 5º edición; edamsa impresiones S.A; México; 2006.
- Euocode 7; "Geotechnical design-general rules"; Europa; 1997.
- Kulhawy y Mayne; "Manual on Estimating Soil Propieter for foundation"; Cornell Univbersity; New York; UUEE;1990.
- Lambe y Whitman; "Mecanica de Suelos" Instituto Tecnológico de Massachusetts ;EEUU;2001.
- Lunne Tom Robertson Peter K.,Powell John JM; "Cono testing in geotechnical practice"; Blackie Academic y Professional;Chapman y Hall; London; 2005.
- Mayne Paul W.; "Cone Penetration Testing"; National Cooperative Highway Research Program"; www.TRB.org;EEUU; 2007.
- Robertson, PK.,Campanella,R.G.,Davies,M.G.and Sy,A."Axial capacity of driven piles in details soils using CPT".Proceedings of the International Symposium on penetration testing, ISOPT-1,Orlando,2,919-28,Balkema pub.,Rotterdam;1988.
- Robertson,PK; "Interpretation of Cone Penetration Tests"; Canadian Geotechnical Journal ; Canada;2009.
- Robertson,PK ; "Guide to cone penetration testing"; Gregg Drilling y testing; 5ª edición; Noviembre 2012.
- Robertson,PK; "Introduction to CPT"; Conferencia, Universidad Nacional Agraria la Molina;Facultad de Ingenieria Agricola ; Lima; Peru; 2014.

- Sharp, M.R., McVey, M.C., Townsend, F.C. and Asnett, C.R. "Evaluation of pile capacity from in situ tests". Soil properties Evaluation from Centrifugal Models and Field performance: session at the ASCE National Convention, Nashville, Tennessee, 135-56, American Society of Engineers (ASCE); 1988.
- Vera Ruiz Kenny Eduardo; "Pilotes excavados para cimentaciones profundas aplicación puente Ignacio Escudero: Diseño geotécnico"; tesis de grado Universidad Nacional de Ingeniería; Lima; 2007.
- Velarde Santa María José Luis; "El Rol del Piezocono en la Evaluación en la Estabilidad de Taludes de Suelos"; Conferencia, Colegio de Ingenieros del Perú; Lima; 2015.