

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL.

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE PILOTES A
DIFERENTES ESTRATOS PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN PROFUNDA
EN PUENTES CON APLICACIÓN AL PROYECTO ESMERALDAS.

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL.

ELABORADO POR: WILLIAM RAMIRO MORALES CHALCO.

SANGOLQUÍ, ENERO DE 2009.

EXTRACTO.

El presente estudio define criterios de análisis de los numerosos métodos estáticos y dinámicos para determinar la capacidad de carga de fundaciones profundas. Esta investigación presenta un resumen de la información recopilada de los archivos del proyecto vial Esmeraldas referentes a los estudios geotécnicos. Este proyecto también presenta predicciones de carga última de pilotes utilizando métodos estáticos con los datos disponibles de la información recopilada de este proyecto vial. Se presenta un análisis comparativo sobre las predicciones hechas con los distintos métodos estáticos y otros estudios para mejores resultados.

ABSTRACT.

The present study defines judgments of analysis of numerous static and dynamic methods to determine bearing capacity of deep foundations. This research presents a summary of the compiled information from the archives of Esmeralda's road project regarding to geotechnical studies. This research also presents predictions on the ultimate capacity of deep foundations obtained by static methods with the measurements obtained of the compiled information of this road project. A comparative analysis is presented on the predictions obtained from the various static methods and other studies for best results.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. WILLIAM RAMIRO MORALES CHALCO como requerimiento parcial a la obtención del título de INGENIERO CIVIL.

Fecha

ING. MILTON TORRES

ING. ERNESTO PRO

REVISADO POR

ING. JORGE ZUÑIGA

DEDICATORIA

Este trabajo se lo quiero dedicar a toda mi familia, en especial a mis padres Fernando y Tatiana, a mi abuelita Rosario por el apoyo y amor incondicional que me han brindado a lo largo de mis años de estudio. Todo lo alcanzado se lo debo a ustedes.

Dedico también este trabajo, como parte de la culminación de una fase importante de mi vida, a todas las personas que siempre me supieron apoyar en los momentos difíciles, como lo fueron Elba, Cesar y sus hijos, además de mis amigos Luís y Pablo, al Sr.Cesar Báseca que con su esfuerzo me ayudo a pagar mis estudios y no permitió que me rindiera, y de manera muy especial dedico esto a Silvia Maldonado una linda amiga que siempre estará en mi mente y en mi corazón esperando le vaya súper bien en su vida, a todos ellos y demás que siempre confiaron en mí.

William Ramiro Morales Chalco.

AGRADECIMIENTOS

El autor desea agradecer a la Escuela Politécnica del Ejército, a la Facultad de Ingeniería Civil y a todos y cada uno de los que fueron mis profesores, que a más de compartir sus conocimientos, me dieron con su ejemplo, normas éticas y morales de comportamiento. También quiero agradecer el apoyo brindado por el Ing.Hugo Bonifaz encargado del Laboratorio de Mecánica de Suelos por toda la atención brindada durante la etapa de recolección de información del Proyecto Esmeraldas.

Mi reconocimiento especial y profunda admiración al Ing.Milton Torres y al Ing.Ernesto Pro por proveer el apoyo técnico y académico necesario durante el desarrollo de este tema de tesis, último eslabón en esta etapa de mi carrera, permitiéndome terminar con éxito mi preparación de pre-grado.

William Ramiro Morales Chalco.

ÍNDICE DE CONTENIDOS.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN.

1.1 Antecedentes.....	2
1.2 Objetivos.....	4
1.2.1 Objetivos generales.....	4
1.2.2 Objetivos específicos.....	4
1.3 Justificación e importancia del tema.....	5
1.4 Ubicación y zona de influencia del proyecto.....	6

CAPÍTULO 2

DEFINICIONES.

2.1 Introducción.....	8
2.2 Tipos de pilotes.....	9
2.2.1 Según su material.....	10
2.2.2 Según su construcción.....	12
2.2.3 Según su aplicación de carga.....	23
2.3 Interacción suelo-fundación.....	25
2.4 Importancia del diseño de la cimentación en puentes.....	31
2.4.1 Antecedentes.....	31
2.4.2 Tipos de cimentaciones en puentes.....	32
2.5 Cimentación profunda con pilotes.....	33
2.5.1 Acción sobre los pilotes.....	33
2.5.2 Aplicación para el diseño de cimentaciones profundas en puentes.....	37

CAPÍTULO 3

PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA.

3.1 Introducción.....	40
3.2 Definición.....	41
3.3 Métodos de predicción de carga última de cimentaciones profundas.....	42
3.3.1 Pruebas dinámicas.....	42
3.3.2 Ensayos de penetración.....	45
3.3.3 Pruebas de carga.....	46
3.3.4 Métodos estáticos.....	47
3.4 Métodos estáticos recomendados por la Administración Federal de Carreteras FHWA.....	48
3.4.1 Método estático de Meyerhof.....	50
3.4.2 Método estático Nordlund.....	52
3.4.3 Método estático Alfa.....	54
3.4.4 Método estático Beta.....	56

CAPÍTULO 4

MARCO TEÓRICO.

4.1 Introducción.....	57
4.2 Métodos clásicos.....	59
4.2.1 Capacidad de soporte.....	59
4.2.2 Asentamientos.....	61
4.3 Progresos teóricos y experimentales.....	63
4.3.1 Teoría de Cambeftort y su desenvolvimiento.....	63

4.3.2 Comprobación por los métodos de elementos finitos.....	67
4.3.3 Carga de fluencia. Normalización de ensayos.....	69
4.4 Teoría General.....	72
4.4.1 Leyes de interacción suelo-fundación.....	72
4.4.2 Relaciones generales entre carga y asentamiento.....	74
4.4.3 Largo crítico Pilotes cortos y largos.....	77
4.5 Estimativa del largo de las fundaciones profundas a través de sondajes.....	79
4.5.1 Criterios personales.....	79
4.5.2 Criterios basados en correlaciones con el numero (N) ó SPT.....	80
4.6 Capacidad admisible de Pilotes.....	86

CAPÍTULO 5

INFORMACIÓN RECOPIADA.

5.1 Introducción.....	89
5.2 Recopilación de Información.....	89
5.2.1 Trabajos de campo realizados.....	89
5.2.2 Trabajos de laboratorio.....	92
5.2.3 Estudio geotécnico de la zona.....	93
5.2.4 Perfil estratigráfico del suelo.....	94
5.3 Organización de la Información.....	97
5.4 Estudios realizados del Proyecto Esmeraldas.....	97
5.4.1 Informe de los sondeos P-1, P-2, P-2' y SD-1.....	97
5.4.2 Informe de los sondeos P-5, P-6 y SD-2.....	108
5.4.3 Informe de los sondeos P-9 y P-10.....	117
5.4.4 Informe de los sondeos P-12 y P-13.....	123

CAPÍTULO 6

APLICACIÓN PRÁCTICA.

6.1 Introducción.....	130
6.2 Diseño y verificación de carga axial en pilotes.....	131
6.3 Estimación de la capacidad de carga última.....	135
6.3.1 Descripción del método estático Beta del manual FHWA HI 97-013....	135
6.3.2 Procedimiento de cálculo con el método Beta.....	141
6.4 Desarrollo y aplicación práctica.....	144
6.4.1 Antecedentes.....	144
6.4.2 Consideraciones adoptadas.....	146
6.4.3 Predicción de carga última.....	151
6.4.4 Comentarios sobre las predicciones de carga.....	155

CAPÍTULO 7

ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.

7.1 Introducción.....	157
7.2 Evaluación preliminar con el método estático de Meyerhof (1976).....	158
7.2.1 Resultados del análisis preliminar.....	162
7.3 Determinación de la capacidad de carga de pilotes con el método estático Beta del manual FHWA HI 97-013.....	163
7.3.1 Resultados de la determinación de la capacidad de carga de diseño...	181
7.4 Análisis de resultados.....	181
7.4.1 Comparaciones generales.....	181
7.4.2 Informe final para el diseño de cimentación profunda.....	183

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

8.1 Introducción.....	187
8.2 Conclusiones.....	187
8.3 Recomendaciones.....	191
REFERENCIAS.....	194

LISTADO DE TABLAS.

Tabla 3.1: Métodos estáticos recomendados por la FHWA.

Tabla 4.1: Adherencia= f (SPT)= f_s .

Tabla 4.2: Coeficiente de punta (C).

Tabla 4.3: Coeficientes de correlación para diferentes estratos Aoki-Veloso.

Tabla 4.4: Coeficientes de correlación para diferentes estratos Ubirajara 1982.

Tabla 4.5: Factores de seguridad según el criterio analizado.

Tabla 5.1: Ubicación de los sondeos P-1,P-2,P-2' y SD-1.

Tabla 5.2: Estratigrafía del sondeo P-1.

Tabla 5.3: Valores de penetración estándar del sondeo P-1.

Tabla 5.4: Estratigrafía del sondeo P-2'.

Tabla 5.5: Estratigrafía del sondeo P-2.

Tabla 5.6: Valores de penetración estándar para el sondeo P-2'.

Tabla 5.7: Estratigrafía del sondeo SD-1.

Tabla 5.8: Valores de penetración estándar para el sondeo SD-1.

Tabla 5.9: Resumen capacidad de carga de pilotes P-1, La Isla.

Tabla 5.10: Resumen capacidad de carga de pilotes P-2', El Cabezón.

Tabla 5.11: Resumen capacidad de carga de pilotes SD-1, cauce.

Tabla 5.12: Ubicación de los sondeos P-5, P-6 y SD-2.

Tabla 5.13: Estratigrafía del sondeo P-5.

Tabla 5.14: Valores de penetración estándar para el sondeo SD-1.

Tabla 5.15: Estratigrafía del sondeo P-6.

Tabla 5.16: Valores de penetración estándar para el sondeo P-6.

Tabla 5.17: Estratigrafía del sondeo SD-2.

Tabla 5.18: Valores de penetración estándar para el sondeo SD-2.

Tabla 5.19: Resumen capacidad de carga de pilotes P-5.

Tabla 5.20: Resumen capacidad de carga de pilotes P-6.

Tabla 5.21: Resumen capacidad de carga pilotes SD-2.

Tabla 5.22: Ubicación de los sondeos P-9 Y P-10.

Tabla 5.23: Estratigrafía del sondeo P-9.

Tabla 5.24: Valores de penetración estándar para el sondeo P-9.

Tabla 5.25: Estratigrafía del sondeo P-10.

Tabla 5.26: Valores de penetración estándar para el sondeo P-10.

Tabla 5.27: Resumen capacidad de carga para pilotes en P-9, Margen Izquierda manglar Norte.

Tabla 5.28: Resumen de capacidad de carga para pilotes en P-10, Margen derecha, Colegio Barbizotti.

Tabla 5.29: Ubicación de los sondeos P-12 Y P-13.

Tabla 5.30: Estratigrafía del sondeo P-12.

Tabla 5.31: Valores de penetración estándar para el sondeo P-12.

Tabla 5.32: Estratigrafía del sondeo P-13.

Tabla 5.33: Valores de penetración estándar para el sondeo P-13.

Tabla 5.34: Resumen capacidad de carga de pilotes P-12.

Tabla 5.35: Resumen capacidad de carga de pilotes P-13.

Tabla 6.1: Rango de coeficientes β y N_t (Fellenius, 1991).

Tabla 6.2: Pesos volumétricos en función del tipo de suelo.

Tabla 6.3: Evaluación empírica de ϕ' , Dr., y peso específico unitario basado en el N' SPT.

Tabla 6.4: Ubicación del sondeo P-1 del Puente Sur Proyecto Esmeraldas.

Tabla 6.5: Detalle resumido de la estratigrafía y del N SPT.

Tabla 6.6: Análisis comparativo de resultados para el sondeo P-1.

Tabla 7.1: Resultados de la evaluación de la capacidad admisible.

Tabla 7.2: Resultados de la determinación de la capacidad admisible con el método Beta.

Tabla 7.3: Análisis comparativo de resultados.

Tabla 7.4: Informe final para el diseño de cimentación profunda, carga de diseño.

Tabla 7.5: Eficiencia de un grupo de pilotes-capacidad de carga última.

Tabla 8.1: Análisis comparativo entre métodos de predicción.

Tabla 8.2: Análisis de la variación de resultados en porcentaje.

LISTADO DE CUADROS

- Cuadro 6.1: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-1.
- Cuadro 6.2: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-1.
- Cuadro 6.3: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-1.
- Cuadro 6.4: Estimación de la capacidad de carga ultima admisible mediante criterios basados en correlaciones con el N SPT.
- Cuadro 7.1: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-2'.
- Cuadro 7.2: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo SD-1.
- Cuadro 7.3: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-5.
- Cuadro 7.4: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-6.
- Cuadro 7.5: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo SD-2.
- Cuadro 7.6: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-9.
- Cuadro 7.7: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-10.
- Cuadro 7.8: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-12.
- Cuadro 7.9: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-13.
- Cuadro 7.10: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-2'.
- Cuadro 7.11: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-2'.
- Cuadro 7.12: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo SD-1.
- Cuadro 7.13: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo SD-1.
- Cuadro 7.14: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-5.
- Cuadro 7.15: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-5.
- Cuadro 7.16: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-6.
- Cuadro 7.17: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-6.
- Cuadro 7.18: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo SD-2.

Cuadro 7.19: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo SD-2.

Cuadro 7.20: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-9.

Cuadro 7.21: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-9.

Cuadro 7.22: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-10.

Cuadro 7.23: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-10.

Cuadro 7.24: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-12.

Cuadro 7.25: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-12.

Cuadro 7.26: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-13.

Cuadro 7.27: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-13.

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1.1: Perforaciones realizadas en el Río Esmeraldas sobre balsas y con la ayuda de grúas.

Figura 2.1: Extracción de tierra para colocar luego la armadura.

Figura 2.2: Encepados para un pilar, con varios pilotes, y encepado de muro.

Figura 2.3: Excavación de encepado de dos pilotes.

Figura 2.4: Encepado de un único pilote.

Figura 2.5: Pilotes de desplazamiento con azuche y entubación recuperable.

Figura 2.6: Pilote de desplazamiento con tapón de gravas.

Figura 2.7: Excavaciones para el hormigonado de pilotes.

Figura 2.8: Pilote de fricción-flotante.

Figura 2.9: Pilote de punta.

Figura 2.10: Términos básicos de fundaciones profundas.

Figura 2.11: Fundación profunda bajo carga axial.

Figura 2.12: Comportamiento de la fundación profunda a medida que se aplica carga axial.

Figura 2.13: Esfuerzos desarrollados en el suelo alrededor de un pilote.

Figura 3.1: Equipo PDA utilizado durante una prueba dinámica (tomado de Pile Dynamics Inc.)

Figura 3.2: Resultados típicos prueba dinámica PDA.

Figura 4.1: Fases de comportamiento de pilotes cortos y largos.

Figura 4.2: Esfuerzos verticales en el suelo que rodea el pilote.

Figura 4.3: Estabilización de cada patamar de carga.

Figura 4.4: Gráfica de la tensión tangencial vs. asentamiento.

Figura 4.5: Gráfica de tensión en la punta vs. Asentamiento.

Figura 4.6: Equilibrio de fuerzas en la cimentación.

Figura 4.7: Capacidad de carga de un pilote a partir del SPT.

Figura 5.1: Muestras tomadas de las perforaciones en el proyecto Esmeraldas.

Figura 5.2: Ensayos de laboratorio sobre las muestras tomadas.

Figura 5.3: Panorámica del puente sobre el Estuario del Río Esmeraldas.

Figura 5.4: Registro de perforación para el sondeo P-2'.

Figura 6.1: Gráfica del coeficiente β en función del ángulo ϕ' .

Figura 6.2: Gráfica del coeficiente N_t en función del ángulo ϕ' .

Figura 6.3: Diagrama P_o , función de los esfuerzos vs. la profundidad.

Figura 6.4: Muestras tomadas de las perforaciones para el sondeo P-1.

Figura 6.5: Ubicación en coordenadas UTM del sondeo en el pozo 1.

Figura 6.6: Registro de perforación P-1 de 0m a 10 m de profundidad.

Figura 6.7: Registro de perforación P-1 de 10m a 20 m de profundidad.

Figura 6.8: Registro de perforación P-1 de 20m a 24 m de profundidad.

Figura 7.1: Gráfica del análisis comparativo de la carga de diseño.

Figura 7.2: Gráfica de la capacidad de carga de diseño final vs. Sondeo-largo del pilote.

Figura 7.3: Espaciamiento mínimo del grupo de pilotes de 1.52 de diámetro.

Figura 8.1: Gráfica de la variación de la capacidad de carga admisible.

NOMEMCLATURA UTILIZADA.

A_f = área perimetral del fuste.

A_p = Área de punta.

A_s = Área superficial suelo-pilote del perímetro del pilote y la longitud.

ASTM = American Society of Testing Materials.

A_t = Área en el pie del pilote.

α = coeficiente de adhesión.

α_f = factor adimensional que depende de la razón largo-ancho de la fundación.

BOR = Beginning of restrrike.

β = coeficiente beta = $K_s \tan \delta$.

β_1 = factor de escala entre la resistencia en punta del cono de penetración y la punta del pilote.

β_2 = factor de escala entre la fricción sobre la camisa del penetrómetro y el fuste del pilote.

CAPWAP = Case Pile Wave Analysis Program.

C_F = factor de corrección cuando $\delta \neq \varphi$

C_d = perímetro de la fundación a profundidad d .

C = coeficiente de punta de la fundación del suelo.

C_p = Coeficiente de correlación de punta.

C_s = Coeficiente de correlación del estrato.

d = diámetro de la fundación.

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el material de la fundación.

D = penetración de la fundación.

D_r = Densidad relativa.

D_b =profundidad de penetración.

Δd =largo del segmento de fundación.

EHE = Instrucción de hormigón estructural.

EOD = End of driving.

σ'_v =esfuerzo vertical efectivo.

F = tensión tangencial del rozamiento.

FHWA = Federal Highway Administration.

f_s = Resistencia de fuste unitaria.

F_{lim} = ley de rozamiento límite.

F_{máx} = ley de rozamiento máximo.

F_i = coeficiente de correlación de rozamiento.

F_p = coeficiente de correlación de punta.

FS=Factor de seguridad.

h_c = largo crítico.

ϕ' = ángulo de fricción interna.

K_δ =coeficiente de presión lateral a la profundidad d.

K_s = coeficiente de presión lateral del suelo.

L = Largo del pilote.

N = número de golpes.

N_c =valor de N corregido.

N_{SPT} =N obtenido de la prueba de SPT.

$N'q$ =factor de capacidad de carga.

N_t = coeficiente de capacidad de punta.

N_i = SPT, en cota deseada.

$N_{qm\acute{a}x}$ = Factor de punta determinado experimentalmente a través de ensayos en pilotes.

n = eficiencia de grupo.

n_1 = pilotes en dirección y.

n_2 = pilotes en dirección x.

ϕ = ángulo de fricción del suelo.

PDA = Pile Driving Analyzer.

P = carga axial.

p_i = esfuerzo efectivo en la punta.

p_p = esfuerzo vertical efectivo en la punta.

p_d = esfuerzo vertical efectivo al centro de cada incremento d.

$\overline{p_0}$ = esfuerzo efectivo promedio a lo largo del fuste.

P-1 = Sondeo Margen derecha (La Isla).

P-2 = Sondeo Margen izquierda (El Cabezón).

P-2' = Sondeo auxiliar Margen izquierda (El Cabezón).

P-5 = Sondeo Margen izquierda (Manglar), Ramal Norte.

P-6 = Sondeo Margen izquierda (Manglar), Ramal Norte.

P-9 = Sondeo Manglar norte, margen izquierdo.

P-10 = Sondeo Manglar, el arenero, margen derecho.

P-12 = Sondeo Rivera izquierda río esmeraldas.

P-13 = Sondeo Rivera izquierda río esmeraldas.

p = perímetro de pilote.

% = porcentaje.

Q = capacidad de carga.

Q_{ult} = Capacidad última.

Q_{Pult} = valor último de resistencia de punta

Q_f = capacidad de fuste.

Q_p = capacidad de punta.

Q_{lim} = capacidad de punta máxima.

Q_a = Carga de diseño.

Q_{adm} = capacidad de carga admisible para cada pilote.

$Q_g(u)$ = capacidad de carga última de un grupo de pilotes.

q_c = resistencia compresión simple.

R_s = Resistencia a fricción lateral.

R_t = Resistencia en punta.

r = radio.

SD-1 = Sondeo Cauce entre sitios El Cabezón e La Isla

SD-2 = Sondeo cauce del río.

S_u = resistencia al corte no drenada.

S_ℓ = Área lateral del pilote.

$S_{\ell i}$ = Área lateral.

S_p = Sección del pilote.

SUCS = Sistema unificado de clasificación de suelos.

SPT = Estándar Penetration Test.

t = tiempo.

WOP = Peso de la fundación.

γ = peso específico.

γ_w = peso específico del agua.

Y1 = asentamiento característico del suelo a profundidad.

Z = profundidad.

RESUMEN

El presente estudio se presenta un análisis de los métodos de determinación de carga última para pilotes a diferentes estratos para el diseño de cimentación profunda en puentes los cuáles se dividen en pruebas dinámicas, ensayos de penetración, pruebas de carga y métodos estáticos. Se tocan temas importantes como los tipos de pilotes y su aplicación para el diseño de cimentaciones profundas. Se hace énfasis en el estudio de los métodos estáticos recomendados por la Administración Federal de carreteras de los Estados Unidos FHWA (por sus siglas en Ingles), para predecir la capacidad de carga en pilotes hincados y fustes barrenados.

Por otra parte se realiza un resumen de la información recopilada del proyecto Esmeraldas el cuál contiene información y datos geotécnicos del estudio de mecánica de suelos para la cimentación. Luego se describe la aplicación práctica con el método estático Beta del manual FHWA HI 97-013 para el análisis de los sondeos de este proyecto vial. Se hace un análisis comparativo de resultados de capacidad de carga con otros métodos y estudios para por último realizar un informe final que contenga la capacidad de carga admisible y el estudio de la eficiencia de grupo para pilotes circulares de hormigón de 1.52 m de diámetro, para así conocer la estructura que se puede proyectar con las cargas necesarias que no excedan la capacidad de carga última admisible de pilotes.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES.

En el desarrollo de Estudios Geotécnicos para utilizarlos en el diseño de Cimentación Profunda, es necesario considerar métodos que ayuden a que el tiempo empleado en el análisis y diseño de estas estructuras sea el menor posible, tal que los costos de inversión sean mucho menores a los beneficios, obteniendo resultados de mayor confiabilidad.

La construcción del puente sobre el estuario del río Esmeraldas posibilitará el desarrollo y ampliación de la ciudad, la conexión rápida entre la zona portuaria, el aeropuerto y la red vial estatal; con lo cual se impulsará el desarrollo turístico, descongestionará la zona urbana mediante una vía perimetral; permitirá además, implementar una área ecológica y eco turística en la isla Prado. A futuro, este puente y carreteras contribuirán al desarrollo de las zonas de La Tola, Río Verde y otras, integrándolas al intercambio agropecuario, económico y turístico de la provincia. Por lo tanto es interesante conocer sobre la cimentación del mismo y la importancia de la capacidad de carga última de los pilotes en este proyecto.

La mayoría de los puentes están apoyados sobre fundaciones profundas, como pilotes hincados o fustes barrenados. Esto debido a razones como por ejemplo: la baja capacidad de carga de los suelos superficiales, problemas de socavación, o a la magnitud de las cargas de la superestructura, hacen

necesario transmitir las cargas de fundación a estratos más profundos. El primer paso para un diseño óptimo requiere obtener un acertado valor de la capacidad de carga de la fundación. Sin embargo esto no es tarea fácil ya que la capacidad axial de un pilote depende de varios factores como por ejemplo el material del pilote, el tipo de suelo, la forma y dimensiones de la sección transversal. Existen varias metodologías para predecir la capacidad de carga, pero a pesar de esto la precisión de estos métodos es muy variable y a veces cuestionable ya que los parámetros de suelo utilizados no son los apropiados por tal razón debido a la incertidumbre presente, a veces es necesario usar factores de seguridad mayores de 3. Mientras mayor sea la incertidumbre mayor deberá ser el factor de seguridad para obtener un diseño seguro, esto a su vez eleva los costos de fundación.

Ante esta preocupación de contar con métodos más rápidos y mecanizados, se introduce algunos para calcular la capacidad de carga axial de pilotes los cuales se diferencian entre **métodos estáticos** y **pruebas dinámicas**, los cuales se detallaran posteriormente.

En el desarrollo de este proyecto se desarrollará un método para establecer parámetros de diseño, las condiciones para usarlo y su aplicación en el diseño de la cimentación de puentes. Los resultados obtenidos serán comparados con otros métodos para dar las conclusiones y recomendaciones finales.

1.2 OBJETIVOS.

1.2.1 OBJETIVOS GENERALES.

“Desarrollar una metodología para determinar la capacidad la mas cercana a la realidad de pilotes a utilizar como cimentación profunda de puentes.”

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Desarrollar un método mucho más rápido y mecanizado que ayude a que el tiempo empleado en el análisis y diseño de cimentaciones sea el menor posible para la determinación de los parámetros de diseño de cimentación profunda en puentes, obteniendo resultados de mayor confiabilidad.

- Tomar en cuenta los estudios geotécnicos del sector a fin de conocer las características y el comportamiento de los estratos que conforman el perfil del suelo, mediante la exploración directa e indirecta del suelo.

- Desarrollar e investigar mediante los estudios de suelos de una zona determinada del proyecto “Puentes sobre el Estuario del Río Esmeraldas y vías de acceso”, este tema de tesis.

- Establecer la capacidad de carga axial de un pilote, la carga de diseño, resistencia en punta y resistencia a fricción lateral bajo condiciones actuales, parámetros requeridos para el diseño de cimentación profunda con pilotes en puentes.

1.3 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL TEMA.

El tema de investigación de este proyecto de tesis es de gran importancia en la actualidad puesto que en el país ante la emergencia vial en el que se encuentra se están ejecutando muchas obras relacionadas con puentes, como es el caso del Proyecto “Puentes sobre el Estuario del Río Esmeraldas y vías de acceso”, que es la obra más grande a cargo del cuerpo de Ingenieros del Ejército que se está ejecutando al norte del país, donde por el momento se está trabajando en la cimentación de los mismos, por tal motivo estos estudios servirán mucho para ser tomado en cuenta en el diseño de la cimentación en puentes ya sea para obtener o comparar resultados de la capacidad axial de pilotes de fundación, será una alternativa que disminuirá el tiempo empleado en el análisis y diseño de cimentaciones con resultados de mayor confiabilidad.

Esta investigación es importante puesto que el primer paso para un diseño óptimo es obtener un buen estimado de la capacidad de carga de la fundación. Con esto se espera contribuir a diseños de pilotes más eficientes, seguros y económicos.

1.4 UBICACIÓN Y ZONA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO.



Figura 1.1: Perforaciones realizadas en el Río Esmeraldas sobre balsas y con la ayuda de grúas. ⁽³¹⁾

Como uno de los catorce proyectos correspondientes a la primera fase de la Emergencia Vial, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército tiene a su cargo la “Construcción del puente sobre el estuario del río Esmeraldas”, obra que alcanza un 30% aproximado de ejecución y que comprende la realización de cuatro puentes y tres vías de acceso.

Este ambicioso proyecto ha sido una vieja aspiración de los habitantes de la ciudad de Esmeraldas y de la provincia, puesto que conectará a la población de Tachina (aeropuerto) con la capital de la provincia, a través de una vía norte de 2.3 Km. de extensión, una vía sur de 2.3 Km. y una vía central de 2.7 Km.

Con respecto a la construcción de los puentes, el principal de 434 m. de longitud se encuentra ubicado sobre el brazo derecho del río Esmeraldas, tiene 7 tramos, 6 pilas intermedias y 2 estribos; el segundo y el tercero están

ubicados en el acceso norte, tienen 2 tramos, 1 pila y 2 estribos; y el cuarto, es de 160 m. situado en el acceso sur, tiene 3 tramos, 2 pilas y 2 estribos.

En realidad, el hincado de pilotes es una de las tareas más complicadas de la obra, según la planificación de los ingenieros.

Los pilotes, que deben instalarse a 31,5 m sobre una especie de roca en el lecho del río, se enlazan con las pilas. Estas últimas son el soporte del tablero que contendrá a las vigas metálicas del puente.

Los constructores disponen de 450 m de tubería para instalar la mitad de los pilotes, lo que permitirá agilizar los trabajos.

Por ahora han comenzado con los procesos precontractuales para la contratación de la mano de obra y la adquisición de materiales de construcción, la mayor demanda es de acero.

Otros trabajos que se ejecutan es la instalación del estribo derecho del puente principal. En el momento, está fundida la zapata de hormigón armado. También las vías de acceso están listas, aproximadamente, en un 40%, según los técnicos.

La obra no solo beneficiará a los habitantes de la ciudad de Esmeraldas. Los puentes también ayudarán al desarrollo de los cantones Río verde, Eloy Alfaro y San Lorenzo.

CAPÍTULO 2

DEFINICIONES.

2.1 INTRODUCCIÓN

Fundaciones profundas suelen seleccionarse como sistema de cimentación cuando los depósitos de suelos superficiales tienen poca capacidad de carga o tienen deformaciones excesivas al someterse a las cargas de la superestructura.-Esto por lo general sucede cuando los suelos cercanos a la superficie del terreno son poco competentes haciendo necesario transmitir las cargas a estratos mejores a mayor confiabilidad.

Los pilotes transmiten al terreno las cargas que reciben de la estructura mediante una combinación de rozamiento lateral o resistencia por fuste y resistencia a la penetración o resistencia por punta. Ambas dependen de las características del pilote y del terreno, y la combinación idónea es el objeto del proyecto.

Cabe señalar que, como en todo trabajo relacionado con la ingeniería geotécnica, existe cierto grado de incertidumbre en la capacidad final de un pilote. Es por esto que buena parte de la investigación que se viene desarrollando en este campo tiene que ver con métodos que permitan hacer un control de calidad a bajo costo del pilotaje antes de aplicar las cargas. El método más obvio aunque el más costoso es hacer una prueba de carga.

En muchos casos las teorías que permiten estimar la resistencia de fuste y la resistencia de punta son de tipo empírico. Es decir, son el resultado de un

análisis estadístico del comportamiento de ciertos pilotes en determinadas condiciones de terreno. Por lo tanto, es sumamente importante conocer el origen y las condiciones bajo las cuales determinadas fórmulas de cálculo son válidas.

2.2 TIPOS DE PILOTES.

Los tipos de fundación profunda más utilizados en puentes son los pilotes hincados y los de fuste barrenado (*drilled shaft* en inglés). Los **pilotes hincados** son pre-manufacturados y por lo general están hechos de acero, concreto, madera o una combinación de estos. Estos son instalados comúnmente con un martillo que aplica golpes sucesivos en la cabeza del pilote haciéndolo penetrar en el suelo. Los **fustes barrenados** se construyen excavando un agujero vertical de una determinada profundidad en el suelo, luego se coloca el acero de refuerzo y finalmente se vierte el concreto en el agujero. Ambos tipos de fundación profunda tienen sus consideraciones especiales de diseño debido principalmente a las diferencias en su método de instalación.

Un problema común que tienen ambos tipos de fundación profunda es la dificultad que existe en estimar su capacidad de carga última. A pesar de los numerosos estudios e intentos que se ha realizado en el pasado para desarrollar métodos efectivos y confiables para estimar la carga última de fundaciones profundas, aún tenemos gran dificultad haciendo estimados confiables de capacidad de carga última.

Se observa la gran limitación que existe en el diseño de fundaciones profundas que se evidencia por los factores de seguridad altos que se deben utilizar en sus diseños debido a las incertidumbres inherentes, en el problema por la variabilidad de la estratigrafía y demás condiciones geotécnicas, las variaciones durante el proceso constructivo,ect.

2.2.1 SEGÚN SU MATERIAL.

MADERA.

La madera se emplea desde la prehistoria; en ese entonces los habitantes lacustres construían sus chozas apoyándolas sobre troncos hincados en el lecho del lago. Estos troncos lograron conservarse mientras las aguas que los rodeaban eran ácidas, es decir de pantanos turbosos.

Los rollizos de madera se conservan más tiempo si se los mantiene permanentemente mojados o secos, pero si se alternan estas condiciones de humedad, se destruyen rápidamente.

Antes de colocar los pilotes se aconseja impregnarlos a presión con una sustancia protectora para evitar el ataque de hongos o insectos que destruyen sus fibras.

Las maderas más usadas, por ser más económicas, son pino y abeto. Si se requiere de mayor resistencia por el ataque de aguas de mar o por impactos,

se debe recurrir a maderas más costosas pero de mayor dureza, como por ejemplo la haya o la teca.

Los rollizos naturales son más económicos, pero si poseen sección cuadrada, son mejores para sus posibles empalmes.

El hincado debe realizarse con golpeteo suave sobre la parte más gruesa del tronco.

En pilotes más grandes la carga de trabajo no ha de superar las 25 T. Esta clase de pilotaje se emplea donde el tronco de árbol es un material habitual fácil de encontrar en ese lugar, o cuando se trata de cimentaciones en zonas lacustres.

ACERO.

Se utilizan con secciones en H o en Cajón.

En tipo cajón pueden rellenarse de hormigón después de haberse colocado.

A veces se constituye el pilotaje con perfiles planos empalmables, es el *tablestacado*, que se consiguen con secciones de acero laminado en caliente.

Se los utiliza como contención de tierras y como barrera del agua en caso de excavaciones para cimentaciones, sótanos. En muelles y zonas ribereñas también suele usarse.

Para evitar la corrosión, el acero puede contener una cantidad importante de cobre, se lo llama *acero de oxidación controlada* o estar impregnado con pintura bituminosa.

Los hincados en pilotes de acero son más fuertes y vigorosos.

Si es necesario, pueden recuperarse y se les puede hacer variar su longitud por corte o por soldadura.

HORMIGÓN.

Los pilotes fabricados de este material se dividen en:

- Pilotes Prefabricados
- Pilotes Hormigonados In Situ

2.2.2 SEGÚN SU CONSTRUCCIÓN.

PILOTES PREFABRICADOS.

Los Pilotes Prefabricados pertenecen a la categoría de Cimentaciones Profundas, también se los conoce por el nombre de Pilotes Premoldeados; pueden estar contruidos con hormigón armado ordinario o con hormigón pretensado.

Los pilotes de hormigón armado convencional se utilizan para trabajar a la compresión; los de hormigón pretensado funcionan bien a la tracción, y sirven para tablestacas y cuando deben quedar sumergidos bajo agua.

Estos pilotes se clavan en el terreno por medio de golpes que efectúa un martinete o con una pala metálica equipada para hincada del pilote.

Su sección suele ser cuadrada y sus dimensiones normalmente son de 30 cm. x 30 cm. ó 45 cm. x 45 cm.

También se construyen con secciones hexagonales en casos especiales.

Están compuestos por dos armaduras: una longitudinal con 4 diámetros de 25 mm. y otra transversal compuesta por estribos de varilla de sección 8 mm. como mínimo.

La cabeza del pilote se refuerza uniendo los cercos con una separación de 5 cm. en una longitud que oscila en 1 m.

La punta va reforzada con una pieza metálica especial para permitir la hinca.

PILOTES HORMIGONADOS IN SITU.

Los Pilotes Hormigonados In Situ son un tipo de Pilotes ejecutados en obra, tal como su nombre lo indica, en el sitio, en el lugar.

Armaduras de Pilotes

Las armaduras se conforman como si fuesen jaulas; las armaduras longitudinales están constituidas por barras colocadas uniformemente en el perímetro de la sección, y el armado transversal lo constituyen un zuncho en espiral o cercos redondos de 6 mm. de sección, con una separación de 20 cm.

El diámetro exterior del zuncho será igual al diámetro de pilote, restándole 8 cm; así se obtiene un recubrimiento mínimo de 4 cm.



Figura 2.1: Extracción de tierra para colocar luego la armadura.⁽³²⁾

La cantidad de barras y el diámetro de las mismas, se calcula en función de la carga que deba soportar el pilote.

Hormigonado de Pilotes

En referencia al hormigón utilizado, con posterioridad al año 1999, la EHE (Instrucción de hormigón estructural; tiene por objeto regular el proyecto, ejecución y control de las estructuras de hormigón, tanto en obras de edificación como de ingeniería civil, al objeto de conseguir la adecuada seguridad de las mismas, preservando la de las construcciones que en ella se sustentan y la de los usuarios que las utilizan) obliga a utilizar hormigones superiores a 250 Kg./cm² y con una consistencia medida en cono de Abrams de 10 a 15 cm.

Descabezado y Encepado

Como hemos visto, se llaman **encepados** a los elementos estructurales prismáticos que sirven de unión entre los pilotes y el resto de la estructura del edificio, generalmente, pilares o muros.

Lo habitual es que un encepado reciba la carga de un pilar del edificio, y debajo tenga un número de pilotes variable según las características resistentes del terreno y la carga del pilar Fig. (2.2). El encepado hace que los pilotes trabajen conjuntamente, distribuyéndoles las cargas que recibe del pilar.

Por economía, se tiende a hacer menos pilotes y de mayor diámetro. Lo ideal es que un encepado tenga al menos tres pilotes, lo que lo hace estable. Si sólo tiene dos, el encepado se debe arriostrar con una viga riostra o de atado transversalmente, para que el conjunto no vuelque.

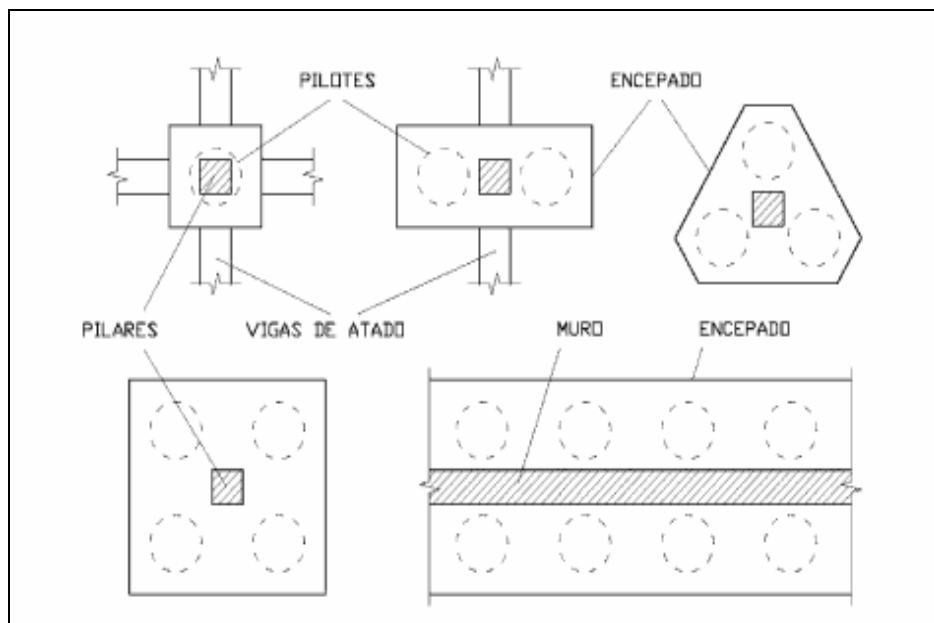


Figura 2.2: Encepados para un pilar, con varios pilotes, y encepado de muro.⁽²⁶⁾

El encepado sólo puede tener un pilote si se trata de un pilar de poca importancia y con escasas cargas, y en éste caso, el encepado se debe arriostrar en las dos direcciones.

Si lo que recibe el encepado es un muro entonces se dispondrá dos filas de pilotes, como indica la figura. Si sólo tiene una fila, se arriostrará transversalmente, con vigas de atado.

Los pilotes se **descabezan**, por ello, siempre se elimina el hormigón de baja calidad que queda en la parte superior para que queden las armaduras al descubierto que se entrelazan al encepado. La longitud de la armadura debe permitir que posterior al descabezado, queden sobresaliendo del pilote alrededor de 50 cm.

Una vez hormigonados los pilotes, se procede a la excavación en el terreno del lugar que ocupará el encepado. Los pilotes se han de descabezar, es decir, se ha de picar el hormigón hasta dejar sus armaduras con las longitudes de anclaje necesarias y hasta que desaparezca el hormigón contaminado con restos de excavación o de lodos.

En la base de la excavación se echa una capa de 10 cm. de hormigón de limpieza, sin que caiga encima del hormigón de los pilotes, el cual sobresaldrá unos centímetros en todo caso por encima del de limpieza, para quedar siempre en contacto con el hormigón del encepado. Finalmente se colocan las armaduras del encepado, con sus separadores y se hormigona.

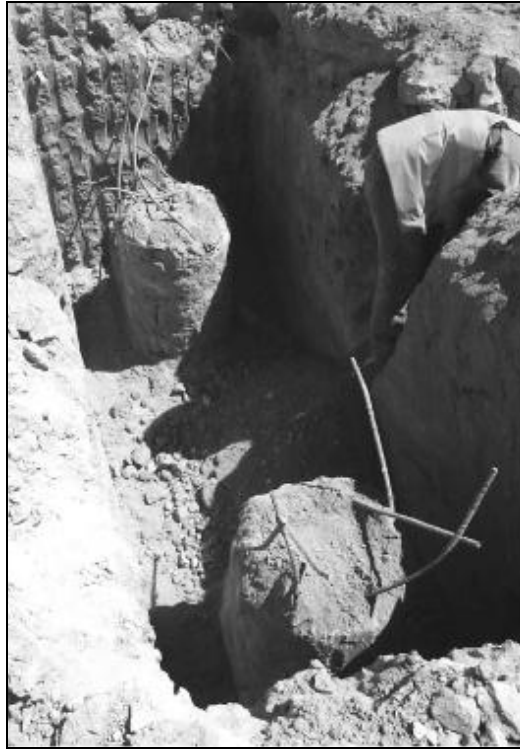


Figura 2.3: Excavación de encepado de dos pilotes.⁽²⁶⁾

El encepado sobre un pilote, es siempre rígido, en el que la única biela de compresión que crea el pilar se trasmite directamente al pilote, por el centro del encepado. Es necesario por lo tanto armarlo transversalmente, con cercos perimetrales que zunchen al encepado, como vemos en la Fig. (2.4), formando una jaula para confinar el hormigón.

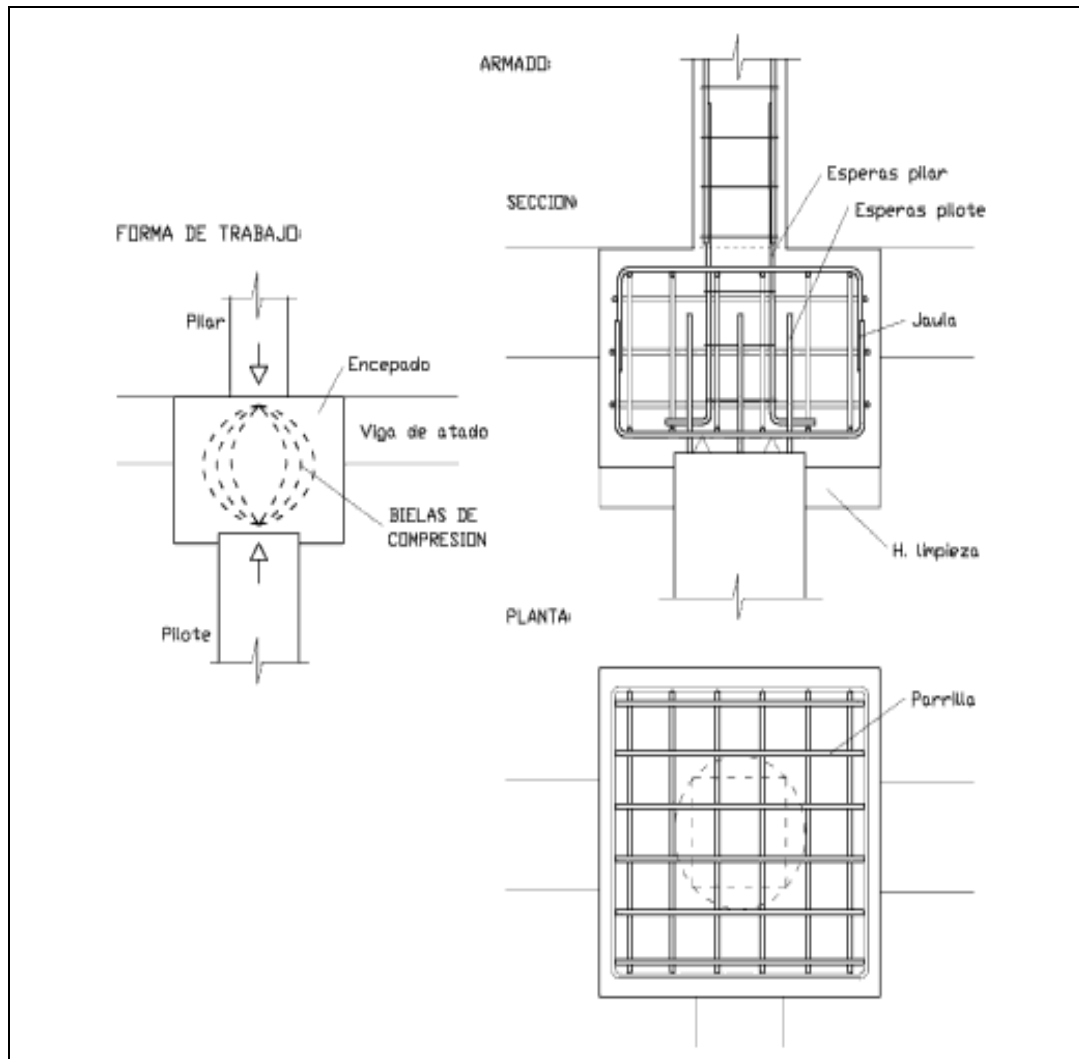


Figura 2.4: Encepado de un único pilote. ⁽²⁶⁾

Se tiene en cuenta además que por error de replanteo o de ejecución del pilote, se puede encontrar con que el eje del pilar y el del pilote no estén exactamente en la misma vertical.

Además, dentro del encepado se colocarán las esperas del pilar, con los mismos diámetros que tenga éste, y con la longitud de anclaje necesaria. Por su parte, las armaduras del pilote han de entrar en el encepado también una longitud de anclaje.

El encepado se arriostrara según sus dos ejes horizontales con vigas de atado, salvo que el pilote tenga un diámetro superior a un metro, en cuyo caso no hace falta.

PILOTES DE DESPLAZAMIENTO.

Los Pilotes de Desplazamiento son los Pilotes que se construyen sin extraer las tierras del terreno y tienen dos sistemas de ejecución diferentes.

Los sistemas de ejecución de los pilotes de desplazamiento son:

1. Pilotes de desplazamiento con azuche.
2. Pilotes de desplazamiento con tapón de gravas.

Pilotes de Desplazamiento con Azuche.

Se utilizan cuando los pilotes poseen diámetros pequeños (se considera diámetros entre 30 y 65 cm. aproximados) y el terreno es resistente pero poco estable. Se ejecuta la hincada con una entubación que posee un azuche de punta cónica o plana en su extremo inferior, la entubación puede ser metálica o de hormigón.

El azuche posee un diámetro exterior mayor en aproximadamente 5 cm. que el pilote, con la parte superior cilíndrica ya preparada para introducir en el extremo inferior de la entubación. Con golpes de maza o martillo se hincada desde la parte superior de la entubación y se encaja hasta la profundidad que se requiere para el pilotaje.

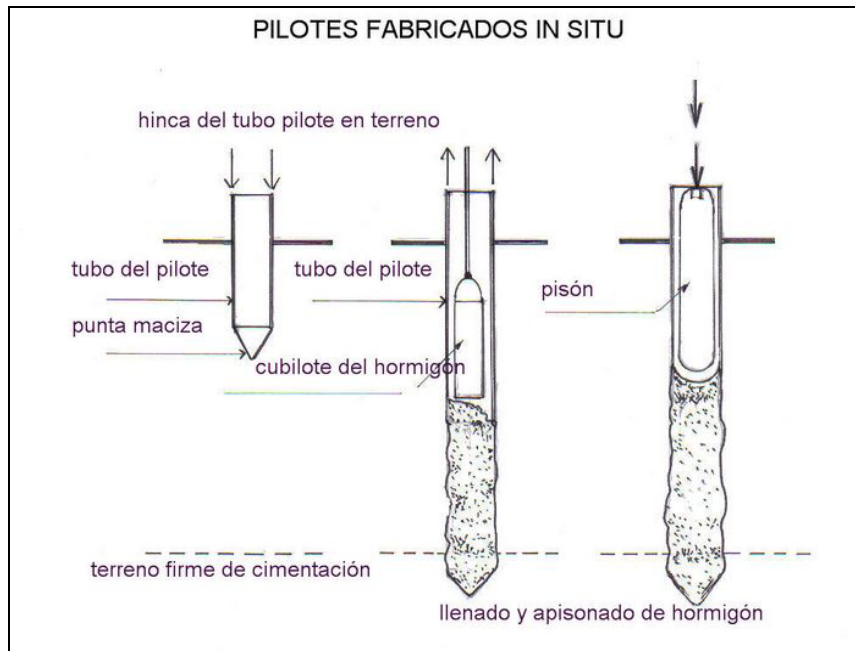


Figura 2.5: Pilotes de desplazamiento con azuche y entubación recuperable. ⁽²⁹⁾

Luego se extrae la entubación con la precaución de que quede un mínimo de hormigón igual a 2 veces el diámetro interior; de esta manera se impide la entrada de agua por la parte inferior. La forma de extraer la entubación es con un golpe en la cabeza, logrando el efecto de vibrado del hormigón.

Pilotes de Desplazamiento con Tapón de Gravas

Este sistema se realiza por una hinca y entubación por golpe sobre un tapón de gravas u hormigón, introducido antes en la entubación.

El hormigón se coloca en pequeñas tongadas y se va compactando hasta obtener un tapón que debe tener como mínimo tres veces el diámetro del pilote.

Con la presión ejercida por las paredes del tubo se va progresivamente efectuando un desplazamiento lateral del terreno, llegando con el tubo hasta la

profundidad calculada para el pilotaje. El golpe de maza desaloja el tapón del tubo y queda ensanchada la punta de los pilotes.

Luego se coloca la armadura, se quita la camisa y se realiza la hormigonada por tongadas. Finalmente se apisona o se vibra para garantizar la continuidad del cuerpo del pilote.

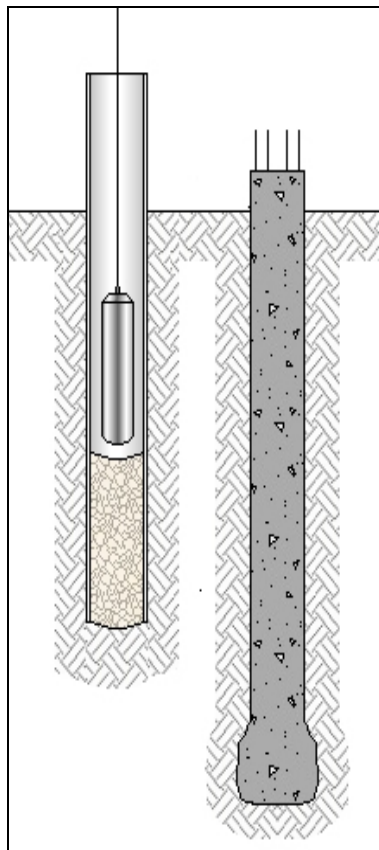


Figura 2.6: Pilote de desplazamiento con tapón de gravas. ⁽³⁴⁾

Se procede a extraer el tubo cuidando que quede un mínimo de hormigón que deberá ser el doble de su diámetro interno, para impedir el ingreso de agua por la parte inferior de la entubación.

PILOTES CON EXTRACCIÓN DE TIERRAS.

Este sistema de Pilotaje por Extracción de Tierras requiere que las tierras de la excavación sean extraídas antes de la ejecución del hormigonado de pilotes.



Figura 2.7: Excavaciones para el hormigonado de pilotes. ⁽²⁹⁾

La excavación se puede realizar de diferentes modos, de acuerdo a las características del terreno. Para lo cual se utilizan maquinarias diferentes como cucharas, trépanos, barrenas y otros.

En terrenos poco cohesivos o cuando el terreno resistente queda debajo del Nivel Freático, se pueden producir desmoronamientos o filtraciones de la napa (capa de agua subterránea).

Para evitar estos problemas se recurre a una *camisa metálica*, que es un tubo que tiene la misma función de un encofrado; esta camisa se va clavando al tiempo que se efectúa la excavación.

Estas camisas pueden ser recuperables o perdidas si se dejan en el terreno; en este caso, el tubo metálico ha sido tratado en su cara externa con pinturas adecuadas para evitar la corrosión.

Existen otras soluciones que utilizan lodos tixotrópicos (lodos de perforación que tienen la propiedad de las suspensiones bentoníticas de pasar de gel a sol mediante agitación), para garantizar la estabilidad de las paredes de la excavación; o por extracción de tierras con barrena helicoidal, en terrenos coherentes donde no ocurran desmoronamientos.

Dentro de la clasificación de pilotes con extracción de tierras, se puede mencionar los Pilotes de Extracción con Entubación Recuperable que por lo general son pilotes de grandes dimensiones, con diámetros entre 45 y 125 cm.

2.2.3 SEGÚN SU APLICACIÓN DE CARGA.

PILOTES DE FRICCIÓN O FUSTE.

Los pilotes de fricción son cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción en su superficie lateral.

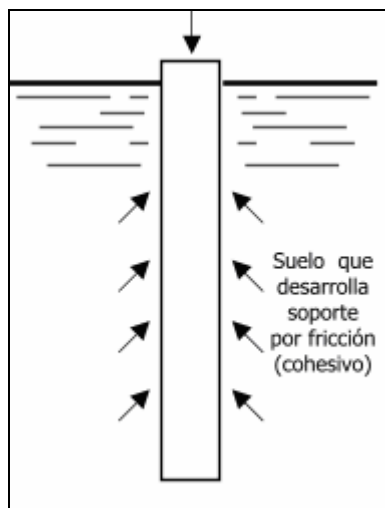


Figura 2.8: Pilote de fricción-flotante. ⁽³³⁾

Transmite cargas a un cierto espesor de suelo relativamente blando mediante fricción desarrollada sobre la superficie lateral del pilote, a lo largo de la longitud del mismo. Es aplicable cuando, dentro de profundidades alcanzables, no se encuentran estratos que provean soporte significativo en la punta

PILOTES DE PUNTA.

Los pilotes de punta son cuando la mayor parte de la carga del pilote se trasmite por apoyo directo del extremo del pilote a un manto resistente.

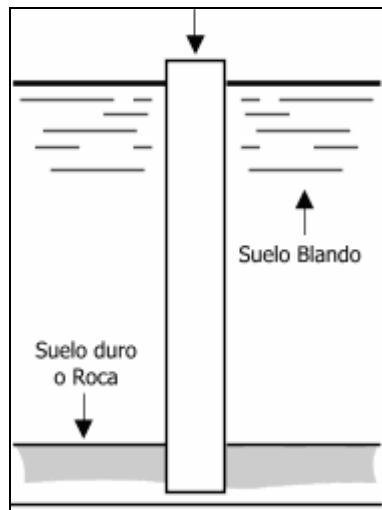


Figura 2.9: Pilote de punta.⁽³³⁾

Transmiten cargas a través de agua o suelos blandos hasta estratos con suficiente capacidad portante, por medio del soporte en la punta del pilote.

PILOTES POR APOYO MIXTO.

Los pilotes por apoyo mixto son una combinación de los dos anteriores, cuando parte de la carga del pilote se trasmite al terreno por fricción y el resto por apoyo directo.

2.3 INTERACCIÓN SUELO-FUNDACIÓN.

Antes de iniciar la discusión sobre la interacción suelo-fundación conviene definir algunos términos básicos de una fundación profunda. La figura (2.10a) muestra una fundación profunda instalada en el suelo bajo cero carga axial. En esta figura se indican las partes de la fundación: cabeza, punta y fuste. Al extremo superior de la fundación profunda se le suele denominar cabeza, al extremo inferior punta y al área perimetral de la zona embebida de la fundación profunda fuste.

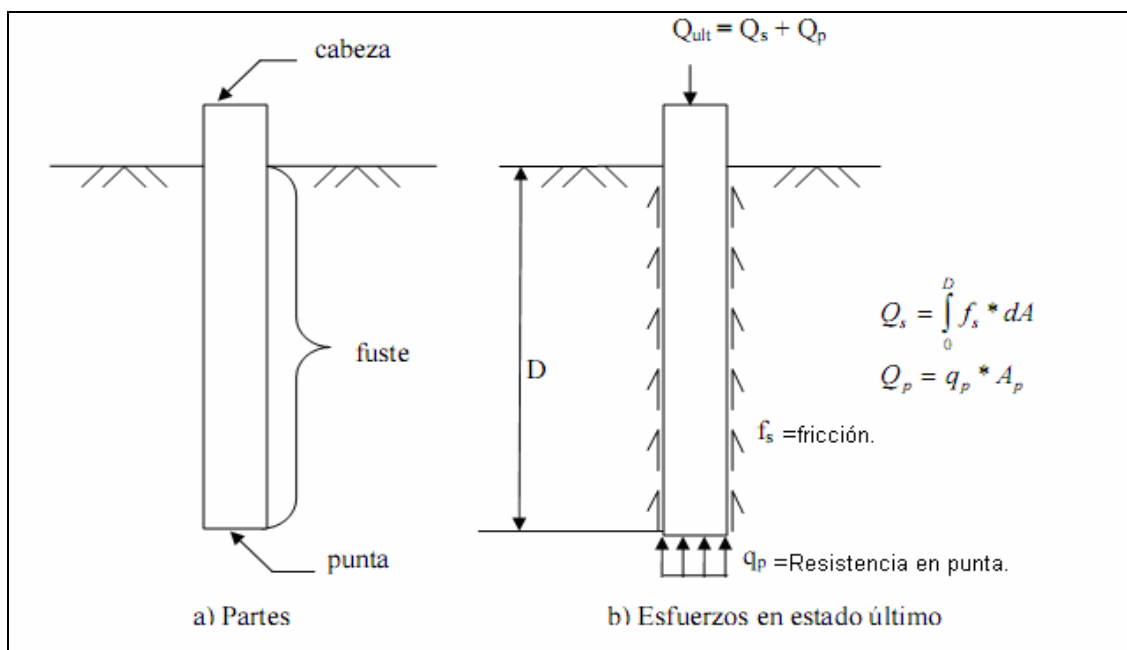


Figura 2.10: Términos básicos de fundaciones profundas. ⁽⁴⁾

La Figura (2.10b) muestra los esfuerzos que actúan sobre la fundación profunda al estar en estado de falla o carga última. Los esfuerzos cortantes que se generan a lo largo del fuste se suelen denominar fricción del fuste unitaria (f_s) y su magnitud dependerá de varios factores como el material de la fundación, tipo de suelo, método de instalación, nivel de desplazamiento relativo entre la fundación y el suelo, etc. Los esfuerzos normales que se generan en la base o punta (q_p) se suelen denominar esfuerzo unitario de punta y su magnitud dependerá, entre otras cosas, del tipo de suelo cerca de la punta, del nivel de esfuerzos alrededor de esta y del nivel de desplazamiento en la punta. Por ejemplo, se considera como punto inicial de referencia el estado después de instalado el pilote hincado o fuste barrenado (tomando en cuenta tanto su posición y los esfuerzos del suelo sobre la fundación). Si ahora la fundación profunda es sometida a una carga axial aplicada sobre su cabeza en forma gradual tenemos el inicio del proceso de interacción suelo-fundación.

Al iniciar la aplicación de la carga axial sobre la cabeza de la fundación se puede observar que ésta se empieza a desplazar hacia abajo gradualmente. Al moverse la cabeza una cierta cantidad, otros puntos de la fundación se desplazarán verticalmente, pero en menor medida que la cabeza. Esto se debe a que la resistencia generada a lo largo del fuste que disminuye la fuerza axial interna en la fundación. En otras palabras, al inicio de la aplicación de la carga axial puede que esta sea equilibrada por una pequeña porción del fuste; por lo tanto debajo de esta porción del fuste la fundación no siente el efecto de la carga axial aplicada. Excepto para el caso hipotético de una fundación

profunda infinitamente rígida donde todos los puntos de la fundación se deformarían la misma cantidad, el desplazamiento vertical por lo general disminuye con la posición vertical.

La Figura (2.11) muestra esquemáticamente una fundación profunda bajo una carga axial P_1 que genera compresión, donde solo se movilizan esfuerzos cortantes a lo largo del fuste hasta una profundidad Z_1 .

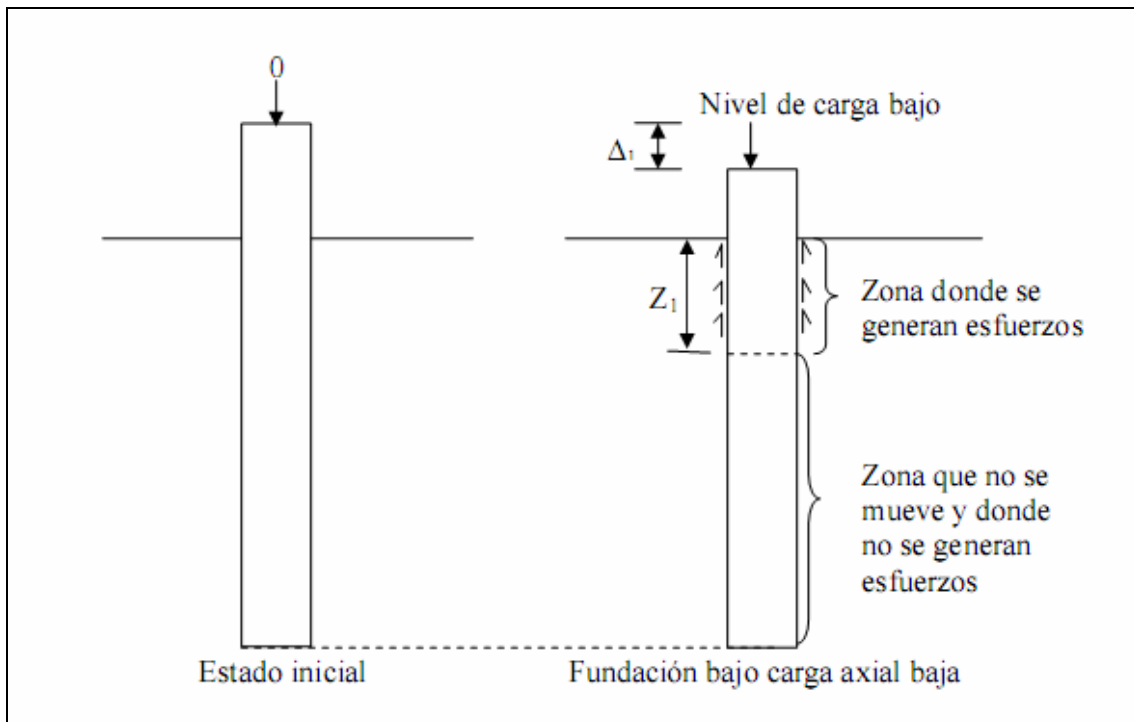


Figura 2.11: Fundación profunda bajo carga axial. ⁽⁴⁾

Esta figura ayuda a explicar porque la deformación varía a lo largo de la fundación, siendo mayor ocurre en la cabeza y disminuye con la profundidad hasta la profundidad Z_1 . Los puntos debajo de esta profundidad no se

desplazarían. La distribución de esfuerzos y deformaciones dependerá del nivel de carga axial aplicada, como se ilustra esquemáticamente en la Figura (2.12).

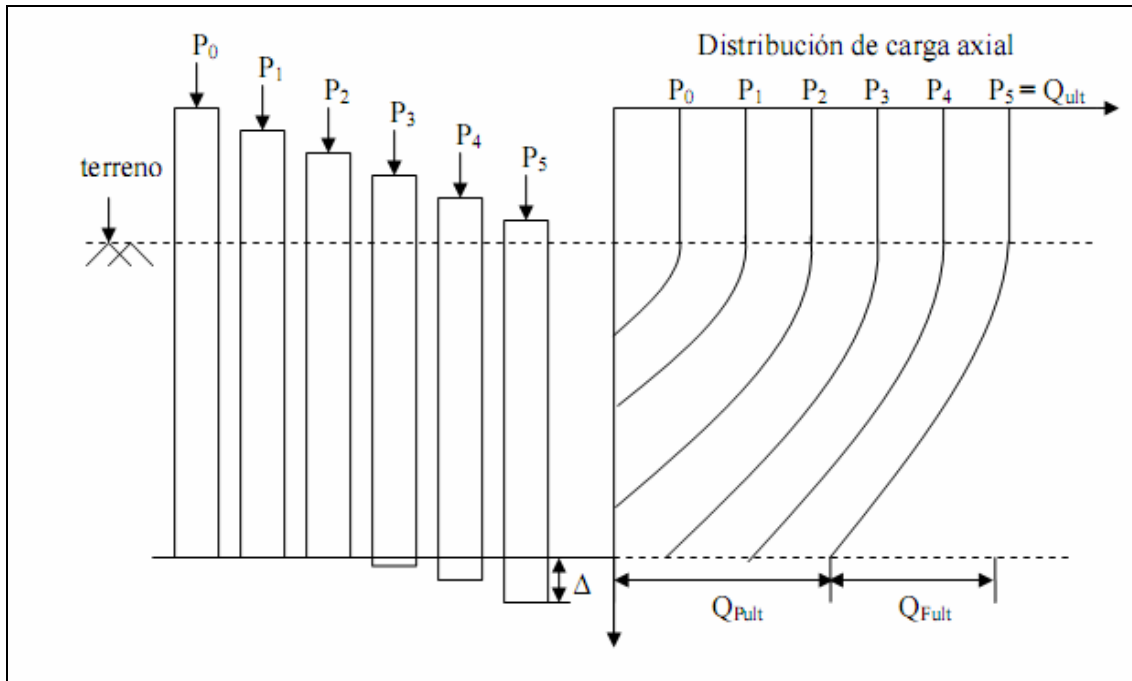


Figura 2.12: Comportamiento de la fundación profunda a medida que se aplica carga axial. ⁽⁴⁾

Para cargas axiales bajas es posible que una zona en la parte inferior de la fundación no se deforme. Esto ocurre porque la carga aplicada se equilibra con los esfuerzos cortantes generados en la porción superior del fuste. La punta de la fundación solo se empieza a mover verticalmente cuando la carga aplicada es lo suficientemente grande para transmitir carga axial a la punta. Esto corresponde a las cargas P_3 , P_4 y P_5 de la Figura (2.12). La distribución de carga axial para las cargas P_3 , P_4 y P_5 muestra valores de carga axial en la

fundación distintos de cero y se observa que aumentan a medida que la carga axial aplicada en la cabeza aumenta. Cuando la carga axial en la cabeza llega a P_5 se llega al valor último de resistencia de punta Q_{Pult} . La carga P_5 corresponde a la capacidad última de la fundación ya que a eses nivel de carga se llega a la capacidad última de fuste y punta.

La discusión anterior, aunque simplificada y abreviada, muestra como la carga aplicada a la fundación es transmitida al suelo a través de dos mecanismos: fricción de fuste y presión en la punta. La fricción de fuste se desarrolla en la interfase entre el suelo y la fundación. Esta se genera a medida que la fundación se deforma en forma relativa con respecto al suelo que lo rodea.

Esto suele ocurrir en forma gradual a medida que el nivel de carga axial aplicada aumenta, resultando en una variación gradual de la fricción a lo largo del fuste hasta que la resistencia última del fuste es alcanzada. Según Vesic (1977), la resistencia de fuste se suele movilizar relativamente rápido ya que solo requiere pequeñas deformaciones para desarrollarse. Vesic (1977) estima que un desplazamiento de la cabeza del orden de 1 cm. es suficiente para movilizar la resistencia de fuste en la mayoría de suelos y fundaciones profundas.

Como ya se indico, a medida que la carga axial aplicada en la cabeza aumenta se llega a un punto donde se empiezan a generar esfuerzos normales en la punta de la fundación. Esta ocurre cuando la punta se empieza a mover generando así esfuerzos de compresión entre la punta de la fundación y el

suelo debajo de ella. Según Vesic (1977), se requieren desplazamientos considerablemente más grandes para movilizar la capacidad de punta. Este autor estima que típicamente se requiere un desplazamiento en la punta de alrededor del 10% del diámetro de la fundación. Por lo tanto, se requiere aproximadamente de 3 cm. de desplazamiento en la punta para que se llegue a la capacidad de punta de la fundación.

De acuerdo a lo discutido en esta sección, la capacidad de carga axial de una fundación profunda se debe a dos componentes: la resistencia de fuste y de punta. En la práctica, la capacidad última de una fundación se suele estimar calculando por separado estas dos componentes de capacidad de la fundación profunda como se indica en la Ecuación (2.1).-El tercer término de esta ecuación se refiere al peso propio de la fundación (WOP), pero en la práctica este valor se desprecia por lo tanto la capacidad última se estima sumando solamente los 2 primeros términos de la ecuación.

$$Q_{ult} = q_p A_p + f_s A_f - WOP \quad (2.1)$$

Donde:

Q_{ult} = Capacidad última.

q_p = Resistencia unitaria de punta.

A_p = Área de punta.

f_s = Resistencia de fuste unitaria.

WOP = Peso de la fundación

Según esta ecuación, para determinar la capacidad última de una fundación profunda se requieren valores de q_p y f_s .-Estos se suelen estimar utilizando métodos estáticos. Debido a lo anterior, el diseño de cimentaciones a base de pilotes debe basarse en una evaluación detallada de la magnitud de los esfuerzos desarrollados en la punta y en el fuste del elemento y de las deformaciones consecuentes. Estos esfuerzos a su vez dependen de las características geométricas, de la rigidez y de la separación de los pilotes, así como de las propiedades mecánicas del suelo y de la magnitud de las cargas y de los abatimientos piezométricos.

2.4 IMPORTANCIA DEL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN EN PUENTES.

2.4.1 ANTECEDENTES.

Como antecedente necesario deberá recalcarse la gran importancia de la geología en la cimentación de los puentes. Por muy científicamente que esté diseñada una columna de un puente, en definitiva el peso total del puente y las cargas que soporta deberán descansar en el terreno de apoyo.

Los pilotes son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral. En suelos blandos, se usan comúnmente como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos. Opcionalmente, pueden usarse para soportar el peso total de la estructura y asegurar por si solos su estabilidad

Entre las obras de ingeniería, los puentes junto con las represas son las obras que transmiten cargas más importantes al terreno. Los apoyos y pilares de los puentes, transmiten al terreno cargas que normalmente son de miles o centenares de toneladas. Pero los puentes muchas veces están ubicados en puntos complicados, precisamente por eso se construyen allí, en suelos blandos, en la orilla y en el interior de ríos, en el mar, embalses y otros lugares en que no es fácil el acceso. Es decir, son cimentaciones grandes y pesadas, apoyadas en terrenos difíciles.

Para el estudio de la cimentación de un puente sobre el cauce de un río, es fundamental tener en cuenta la posible socavación del lecho del cauce cuando se produce un aluvión. De nada sirve construir un puente con una gran cimentación y una estructura muy estudiada, si cuando viene un aluvión se viene abajo al removerse toda la tierra y grava que hay en el lecho, descalzándose la cimentación por debajo.

2.4.2 TIPOS DE CIMENTACIONES EN PUENTES.

Las cimentaciones de los puentes pueden ser superficiales o profundas. Las superficiales mediante zapatas, están limitadas al caso de suelos suficientemente compactos y resistentes o de rocas, fuera del alcance de la socavación del río.

Lo más usual, en el caso de puentes, es que las capas superiores del terreno no sean capaces de soportar las cargas, y que el peligro de socavación sea alto, recurriéndose entonces a cimentaciones profundas, que suelen ser pilotes.

Los proyectistas de los puentes los tienen en cuenta para diseñar una cimentación suficientemente profunda y protegida contra las socavaciones producidas por las avenidas de los ríos. En algunos casos las profundidades alcanzadas son grandes.

2.5 CIMENTACIÓN PROFUNDA CON PILOTES.

2.5.1 ACCIÓN SOBRE LOS PILOTES.

Como introducción se citaran algunos fenómenos que tiene influencia importante en la capacidad de carga de los pilotes y que se refieren a las alteraciones que sufre el suelo por efecto de la instalación de los pilotes.

Se admite comúnmente que, además de los esfuerzos en la punta del pilote, se desarrollan esfuerzos de fricción negativa sobre la parte superior del elemento y de fricción positiva en la parte inferior y que existe un “nivel neutro” que separa ambas zonas, nivel en el cual no existe desplazamiento relativo entre pilote y suelo esto se lo puede apreciar en la figura (2.13).

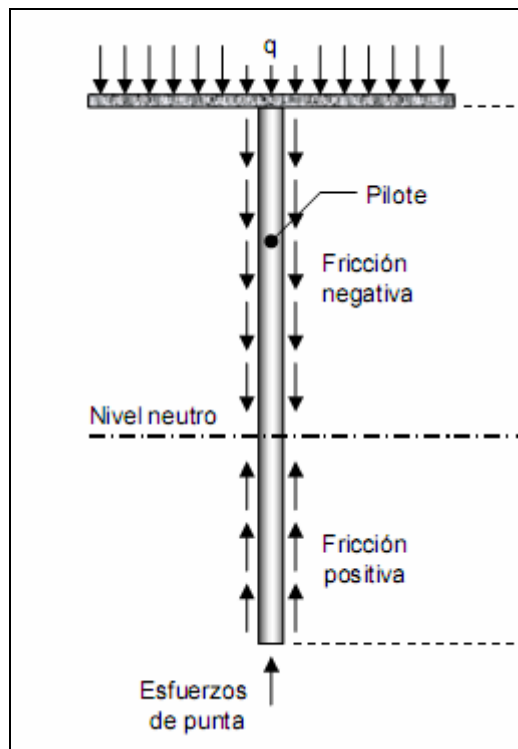


Figura 2.13: Esfuerzos desarrollados en el suelo alrededor de un pilote. ⁽²²⁾

ACCIÓN DE PUNTA.

Si el pilote se instala por hincado, el suelo inmediatamente alrededor de la punta está profundamente alterado por efecto de la hincada. Esta transformación de la estructura del suelo puede ser favorable por efecto de la densificación. Como ocurre en los suelos incoherentes (arena). Pero puede ser desfavorable en los suelos cementados o preconsolidados.

La rotura producida por la hincada puede resultar en una disminución de capacidad portante que no se recupera con la readaptación producida a través del tiempo.

Los pilotes preperforados y hormigonados en el lugar (*in situ*) en general producen una alteración menor en las propiedades resistentes del suelo alrededor de la punta del pilote. Este sistema podría ser favorable en suelos cementados o preconsolidados, sin embargo al no densificar el suelo circundante puede ser desfavorable ante pilotes hincados en suelos granulares sueltos.

ACCIÓN LATERAL.

La transferencia de carga por acción lateral se produce fundamentalmente a través de dos clases de fenómenos: a) adherencia entre el suelo y la superficie del pilote y b) fricción desarrollada por la presión existente en la superficie de separación entre suelo y pilote.

Es fácil darse cuenta de la variedad de situaciones que pueden presentarse de acuerdo a la incidencia del proceso constructivo en las propiedades de los distintos tipos de suelo.

A su vez la rotura por acción lateral puede producirse por la superficie de separación entre pilote y suelo a por corte del suelo circundante; de acuerdo a los valores relativos de la adherencia suelo-hormigón y resistencia al corte de los suelos.

FRICCIÓN NEGATIVA.

La fricción negativa es un fenómeno que aparece toda vez que el movimiento relativo entre suelo y pilote, en lugar de proveer resistencia para ayudar a soportar las cargas externas, se invierte y recarga el pilote sumándose a dichas cargas. Este arrastre puede derivar de tres causas, cada una de las cuales requiere, en general, soluciones diferentes.

a.- Hundimiento regional, como el que puede producirse en las arcillas blandas normalmente consolidadas, o ligeramente preconsolidadas, por un aumento de su peso efectivo originado en una depresión general del nivel freático.

b.- Consolidación de una capa blanda bajo su propio peso como consecuencia del amasado que produce la hincada de pilotes, en general cuando se tiene un grupo grande de pilotes con poco espaciamiento entre ellos.

- La consolidación de una capa blanda por el peso de un relleno reciente o de un depósito de mercaderías.

La fricción negativa que proviene de la consolidación de un estrato de suelo blando, provocada por el peso de un relleno, una carga permanente o una sobrecarga temporal, constituye, en cambio, un fenómeno bien conocido y claro que puede analizarse con detalle y amplitud.

Como ya sabe, el desplazamiento relativo entre pilote y suelo, necesario para movilizar íntegramente la fricción lateral, es muy pequeño. Solo llega a unos pocos milímetros y raramente excede el centímetro.

En la practica el cálculo de la capacidad portante de los pilotes se hace con la misma formula, pero resulta interesante el conocimiento claro del comportamiento de los mismos en las distintas condiciones de obra para poder evaluar correctamente los valores de capacidad de carga que intervienen en la formula.

El comportamiento de los distintos tipos de pilotes resulta útil para poder elegir el tipo de pilote mas adecuado para cada condición particular del proyecto.

2.5.2 APLICACIÓN PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS EN PUENTES.

Los pilotes moldeados en sitio son una de las soluciones actualmente preferidas para las fundaciones de **puentes**, especialmente porque permiten la adopción de grandes diámetros para resistir los momentos flectores que originan en la parte no soportada, que debe incluir la socavación del lecho, las fuerzas horizontales que transmiten los cabezales. Son de utilización frecuente en fundaciones en general por razones que hacen su empleo indispensable o se los prefiere en competencia con otras soluciones. En este proyecto solo se consideran las cargas axiales.

Como todos los pilotes, los moldeados en sitio deben necesariamente proyectarse de acuerdo con los asentamientos máximos que toleran las estructuras que soportan. Deben tomarse en cuenta los cálculos basados en la suma de las resistencias máximas teóricas de punta y de fricción afectándolas el factor de seguridad requerido.

En los pilotes en arena existe una gran diferencia en los asentamientos necesarios para alcanzar la fluencia plástica. Los de fricción son una fracción de los requeridos en la punta. El porcentaje de la carga soportada por fricción se incrementa a medida que aumenta el diámetro de los mismos.

En los pilotes en arcilla la fluencia plástica también se obtiene mucho antes por fricción que por resistencia de punta. Se señala que la misma se desarrolla con asentamientos considerablemente menores que en las arenas. Mientras que en estas últimas la fluencia plástica no se obtiene aún con asentamientos del orden del 20% del diámetro, en las arcillas los requeridos son del orden del 5%.

Como consecuencia de ello hay una diferencia entre las arenas y las arcillas en los porcentajes de la carga que se toma por fricción y por punta para asentamientos iguales de pilotes de igual diámetro.

Los pilotes moldeados en sitio pueden ejecutarse con una camisa metálica o de hormigón armado o sin camisa. Este último es el método más utilizado, es el que requiere más controles para asegurar que las cargas asignadas puedan ser soportadas por los mismos con los coeficientes de seguridad establecidos.

Particularmente en las arenas de compacidad media la capacidad de carga de los pilotes moldeados en sitio puede aumentarse apreciablemente mediante inyecciones bajo altas presiones de lechadas de cemento.

A pesar del uso extensivo de los pilotes moldeados en sitio es reducido el número de publicaciones originadas en el país que permitan entender y controlar correctamente su comportamiento. Es importante la investigación con pilotes instrumentados de inmediata aplicación práctica para la solución adecuada de proyectos y verificaciones que interesan a ingenieros proyectistas, ejecutores y controladores, aplicaciones que varían según la importancia de las obras y los coeficientes de seguridad introducidos en función de la mayor o menor información con que se efectuaron los proyectos y de los métodos de verificación durante la construcción.

CAPÍTULO 3

PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA.

3.1 INTRODUCCIÓN

La capacidad de carga de una fundación profunda bajo cargas axiales en compresión se suele hacer utilizando métodos estáticos los cuales se sirven para el diseño preliminar de las mismas y la definición de longitud preliminar. Para poder definir con mayor certeza la capacidad de carga de la fundación se debe considerar las condiciones reales del proyecto como condiciones geotécnicas y proceso constructivo.

Se presenta de forma simplificada, un estudio y crítica de los diferentes métodos empleados en la determinación de la capacidad de carga en la base de las cimentaciones sobre pilotes. La capacidad de una cimentación sobre pilotes para soportar cargas o asentamientos excesivos, depende de forma general de: el cabezal, el fuste del pilote, la transmisión de la carga que trasmite el pilote al suelo y los estratos subyacentes de roca o suelo que soportan la carga de forma instantánea.

3.2 DEFINICIÓN

La capacidad de carga última se define como el esfuerzo que se aplica a un suelo, mediante una cimentación, para producir una falla en el subsuelo por resistencia al esfuerzo cortante.

La capacidad portante de un pilote instalado en suelo depende de factores muy variados y resulta difícil establecer su valor con una única fórmula. El proceso debe incluir factores variables de acuerdo al tipo de fenómeno que se provoca durante la instalación de un pilote. La función del pilote consiste en recibir en su cabeza una carga de la superestructura y transferirla al suelo que lo rodea a través de toda su longitud.

El mecanismo de la transferencia de la carga desde el pilote al suelo resulta relativamente bien conocido. La carga del pilote al suelo se efectúa a través de la superficie lateral del pilote y por la resistencia a la penetración de la punta del mismo en el suelo. Hasta aquí el fenómeno es claro y la única diferencia con la capacidad de carga de las fundaciones directas superficiales es la contribución de la acción de la superficie lateral del pilote.

La dificultad principal consiste en las condiciones introducidas por el proceso de instalación del pilote en su lugar. La dificultad radica en que los ensayos de suelo se realizan sobre el material con su estructura natural y la evaluación de su capacidad portante se debe hacer sobre el mismo suelo, pero con su estructura totalmente alterada por los procesos constructivos.

Para determinar la capacidad de carga en pilotes se han desarrollado fórmulas y criterios que pueden agruparse en cuatro clases que se citan a continuación:

- Pruebas Dinámicas.
- Ensayos de Penetración.
- Pruebas de Cargas.
- Métodos Estáticos. (Teoría de la Plasticidad)

3.3 MÉTODOS DE PREDICCIÓN DE CARGA ÚLTIMA DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.

3.3.1 PRUEBAS DINÁMICAS.

Las pruebas dinámicas de fundaciones profundas normalmente consisten en tomar medidas de deformación unitaria (utilizando transductores ó strain gages) y de aceleración (utilizando acelerómetros) durante la hincada o rehincada de la fundación. La norma ASTM D-4945 detalla los procedimientos para realizar una prueba de carga dinámica (ASTM 2000). Los sensores suelen colocarse cerca de la parte superior de la fundación y sus medidas sirven para evaluar el desempeño del sistema de hincado, calcular esfuerzos inducidos durante la instalación de la fundación y estimar la capacidad estática de la suma. La Figura (3.1) muestra el equipo de PDA.

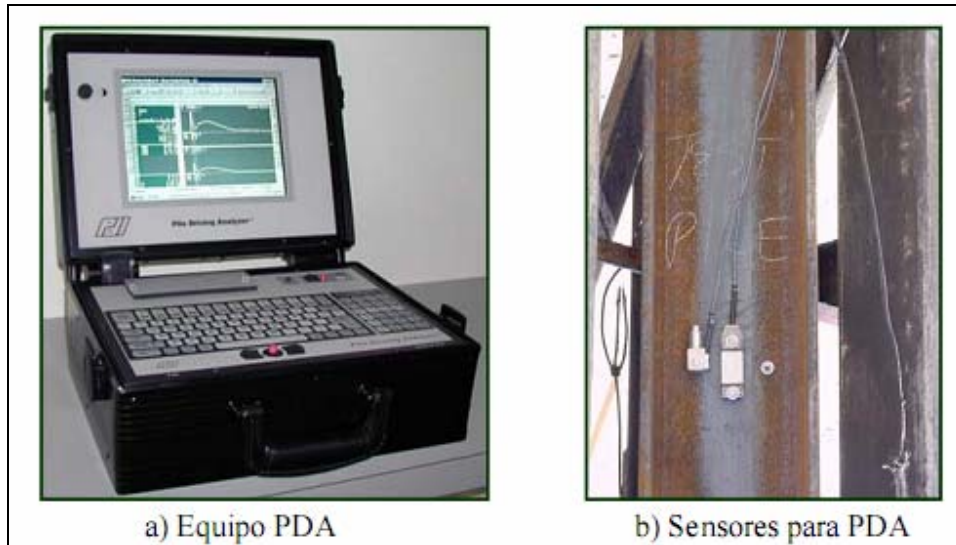


Figura 3.1: Equipo PDA utilizado durante una prueba dinámica (tomado de Pile Dynamics Inc.)⁽⁵⁾

Las medidas dinámicas en estas pruebas se registran y procesan automáticamente usando un analizador de hincado de pilotes (PDA, por las siglas en inglés de Pile Driving Analyzer). Un registro típico de PDA, para un golpe dado del martillo de hincado, se muestra en la figura (3.2).

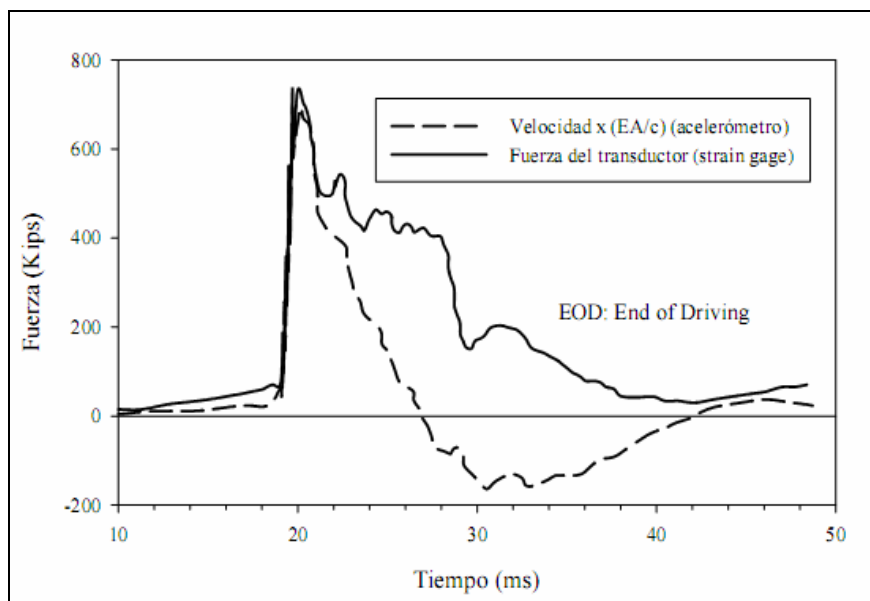


Figura 3.2: Resultados típicos prueba dinámica PDA.⁽⁵⁾

La Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA por sus siglas en inglés) ha encontrado que pruebas dinámicas normalmente cuestan menos y requieren menos tiempo que pruebas estáticas convencionales (Cheney y Chassie 1993). También han encontrado que éstas pruebas proveen importante información referente al sistema de hincado y el sistema suelo-fundación que no suele obtener mediante pruebas estáticas.

La capacidad estática de la fundación se puede predecir en el campo usando el método CASE y/o en la oficina utilizando un modelo más riguroso para un estimado más preciso como el método CAPWAP. La capacidad estática de la fundación se estima restando la resistencia del suelo por amortiguamiento (camping or dynamic resistance) de la resistencia total (que incluye la resistencia estática y dinámica). Como se acaba de mencionar, en el campo el estimado se hace usando el método CASE, donde el amortiguamiento se estima en forma aproximada usando un modelo con un amortiguamiento global basado principalmente en las características del suelo cercano a la punta del pilote para el sistema suelo-fundación (Goble et al.1975).

Estimados mas precisos de la capacidad se pueden hacer usando el método CAPWAP, que envuelve el uso de un programa de computadora donde se modela la resistencia del suelo (estática y dinámica) en una forma más detallada y rigurosa. Este método no se suele hacer en el campo ya que requiere preparar un modelo mas detallado del sistema suelo-fundación y normalmente incorpora distintos coeficientes de amortiguamiento a lo largo de la fundación. Este tipo de análisis se suele hacer al finalizar la hinca (EOD, por

las siglas en inglés de End of Driving) o al inicio de la rehinca (BOR, por las siglas en inglés de Beginning of Restrike). Por ser un método más elaborado y requerir más tiempo este método se hace principalmente en la oficina un cierto tiempo después de las mediciones de campo.

3.3.2 ENSAYOS DE PENETRACIÓN.

Los ensayos de penetración son utilizados frecuentemente para determinar la capacidad soportante de los pilotes. El estado tensional y deformacional en el suelo debido a un pilote cargado con su carga última y el de un penetrómetro que se introduce en el suelo son muy similares. Por esta razón se puede establecer una relación muy estrecha entre la resistencia a penetración y la capacidad soportante del pilote. Un análisis de las expresiones utilizadas para la determinación de la capacidad resistente por estabilidad del pilote aislado, nos evidencia, que esta no es más que la suma del aporte a fricción y en punta, afectados por un factor de escala entre la resistencia en punta del cono de penetración y la punta del pilote (β_1) y un factor de escala entre la fricción sobre la camisa del penetrómetro y el fuste del pilote (β_2).

Visto todo lo anterior, se puede concluir, que los ensayos de penetración, a pesar del grado de empirismo que encierran (Factores de escala), tienen un gran carácter regional, ya que se obtienen de ensayos realizados en lugares específicos. Por otra parte, debemos recordar que este método permite determinar la capacidad resistente por estabilidad del pilote aislado.

Para poder modelar matemáticamente este fenómeno, aunque se pudiera discutir al detalle el fenómeno de penetración del cono en el suelo, necesariamente se utilizan los factores de escala, por lo que los resultados obtenidos tendrían mayor validez en los suelos que se realizan los ensayos del modelo.

3.3.3 PRUEBAS DE CARGA.

Existe un consenso generalizado que el método más seguro para determinar la capacidad de carga de un pilote, para la mayoría de los lugares, es la prueba de carga. Dentro de ella se han desarrollado la prueba de asiento controlado (Controlando el incremento de asiento o a una velocidad de asiento constante) y la prueba con carga controlada (incremento de carga constante en el tiempo o asiento mínimo para un incremento de carga). Este último es el más usado, ya que permite determinar la carga última cuando se ha movilizó la resistencia del suelo que se encuentra bajo la punta y rodeando al pilote.

En esencia, estas pruebas, no son más que experimentar a escala real, un pilote, para procesar su comportamiento bajo la acción de cargas y determinar su capacidad de carga. Precisamente, su inconveniente fundamental estriba en su elevado costo y en el tiempo requerido para realizarla.

Los resultados del ensayo son una buena indicación del funcionamiento de los pilotes, a menos que se hagan después de un período de ajustes. Pero se muestra preocupación ya que el pilote de prueba puede representar o no la

calidad de los pilotes definitivos, y su experiencia le ha evidenciado que existen casos de pilotes de pruebas ejecutados peor que los definitivos. Otra limitación radica en que la prueba de carga se realiza generalmente en un solo pilote y conocemos que el comportamiento de un grupo es diferente al de la unidad aislada. De la literatura consultada, la prueba de carga a grupos de pilotes es muy escasa, debido al costo del ensayo, y la magnitud de la carga necesaria para movilizar la prueba.

Las pruebas de carga tienen su lugar en la determinación de la capacidad de carga del pilote, en el control de la calidad, como también lo tienen los registros de hinca, con o sin el empleo del analizador electrónico y las pruebas de integridad de los pilotes.

3.3.4 MÉTODOS ESTÁTICOS.

Existen numerosos métodos para predecir la capacidad última de una fundación profunda tanto para suelos cohesivos, no cohesivos o estratificados. Cabe destacar que los resultados obtenidos de estos métodos se suelen utilizar solo para diseño preliminar para estimar las dimensiones de las fundaciones. Estos suelen complementarse con otros métodos de lo contrario por usarse por sí solos van acompañados de un factor de seguridad bastante alto cercano a 3.

Estas fórmulas están basadas en principios teóricos y ensayos, que procuran determinar la capacidad máxima de carga que es capaz de resistir un pilote en

el suelo.entre otros coinciden en que la capacidad de carga se obtiene de la suma de la resistencia por la punta y por la fricción lateral en el instante de carga máxima:

$$Q_{ult} = Q_f + Q_p \quad (3.1)$$

Ambos valores están basados en el estado de esfuerzos alrededor del pilote y en la forma de distribución del esfuerzo cortante que se desarrolla la falla. Es de señalar que la carga máxima o de falla no necesariamente es igual a la suma de la carga en punta más la carga por fricción lateral, ya que puede ocurrir que no se movilizan simultáneamente la resistencia en punta y la fricción lateral en las diferentes secciones del fuste del pilote.

3.4 MÉTODOS ESTÁTICOS RECOMENDADOS POR LA ADMINISTRACIÓN FEDERAL DE CARRETERAS FHWA.

Para obtener un diseño óptimo de una fundación profunda se requiere un buen estimado de la capacidad de carga última de la fundación. Existen varios métodos para predecir la capacidad de carga de fundaciones profundas de los cuales los más comunes son los métodos estáticos recomendados por la Administración Federal de Carreteras, FHWA por sus siglas en inglés, los cuales se los detalla en la tabla 3.1, la cuál presenta una lista de los métodos estáticos utilizados para predecir la capacidad de carga en pilotes hincados y fustes barrenados.

Esta tabla comparativa indica una breve descripción de cada método e indica a que tipo de suelo cada método aplica. También provee la referencia original de cada método.

Estos métodos se describen en detalle en los reportes de FHWA por Hannigan (1998) y O'Neil y Reese (1999) que cubren el diseño de pilotes hincados y fustes barrenados respectivamente.

Tabla 3.1: Métodos estáticos recomendados por la FHWA. ⁽⁴⁾

Método	Tipo de Suelo	Descripción	Referencia
Meyerhof	no cohesivo	Método empírico basado en la prueba de SPT. Toma en consideración el valor de N de la prueba de penetración estándar, el esfuerzo vertical efectivo y el área de la fundación.	Meyerhof (1976).
Nordlund	no cohesivo	Método semi-empírico basado en observaciones de campo, considera la forma y material de la fundación, el volumen de suelo desplazado, el esfuerzo vertical efectivo, la fricción entre el suelo y fundación. Este método utiliza tablas y gráficas para obtener distintos factores de corrección para cada una de sus consideraciones.	Nordlund (1963).
Alfa	cohesivo	Método empírico basado en esfuerzos totales, se utiliza el valor de α para estimar la adhesión. Utiliza el factor α el cual se obtiene de tablas o figuras. Considera las dimensiones de la fundación, el método de instalación y el área de la fundación.	Tomlinson (1980).
Beta	Cohesivo y no cohesivo	Método semi-empírico basado en esfuerzos efectivos en la falla. Utiliza el factor β el cual se obtiene de tablas o figuras. Considera el tipo de fundación, el tipo de suelo, la fricción entre el suelo y la fundación y la presión lateral del suelo.	Fellenius (1991)

Todos estos métodos han sido extensamente investigados, pero a pesar de esto la precisión de las predicciones que se obtiene es muy variable, lo cuál se

debe a que estos métodos se basan en correlaciones de la capacidad con propiedades del suelo. Se pretende investigar estos métodos entre otros para determinar la capacidad de carga última de pilotes en puentes y así realizar una metodología que nos permita obtener resultados confiables considerando todos los factores que afectan la capacidad del pilote como son el material del pilote, su forma, o los parámetros de resistencia al corte del suelo, esto hará que utilicemos factores de seguridad bajos lo que a su vez representa un potencial ahorro en los costos.

3.4.1 MÉTODO ESTÁTICO DE MEYERHOF.

Este método presenta correlaciones empíricas basadas en la prueba de penetración estándar (SPT) y resultados de pruebas de carga estática de fundaciones en suelos no-cohesivos.-La metodología propuesta por Meyerhof (1976) es rápida y fácil de utilizar y se recomienda su uso solo para estimados preliminares y no para un diseño final.

Un resumen del método se puede encontrar en el manual de la FHWA (Hannigan et al.1998). Los pasos principales del método según esta referencia son:

- 1) Corregir los valores de N (# golpes) de la prueba de SPT utilizando la siguiente ecuación:

$$N_c = N_{SPT} (0.77 \log_{10} (\frac{20}{\sigma'_v})) \quad (3.2)$$

Donde:

N_c =valor de N corregido.

N_{SPT} =N obtenido de la prueba de SPT.

$\sigma'v$ =esfuerzo vertical efectivo en tsf.

2) Estimar la capacidad de fuste utilizando las siguientes ecuaciones:

$$Q_f = \frac{\overline{N_c}}{50} A_f, \text{ fundaciones de desplazamiento.} \quad (3.3)$$

$$Q_f = \frac{\overline{N_c}}{100} A_f, \text{ fundaciones de poco desplazamiento} \quad (3.4)$$

Donde:

Q_f =capacidad de fuste en toneladas.

N_c =valor de N corregido.

A_f =área perimetral del fuste en pies²

3) Estimar la capacidad de punta con la siguiente ecuación:

$$Q_p = \frac{0.4N_c D_b}{d} A_p \leq Q_{lim} \quad (3.5)$$

$$Q_{lim} = 4N_c A_p \quad (3.6)$$

Donde:

Q_p =capacidad de punta en toneladas.

d =diámetro de la fundación en pies.

D_b =profundidad de penetración en pies.

A_p =área de punta en pies²

Q_{lim} =capacidad de punta máxima en toneladas.

4) Estimar la capacidad última utilizando la siguiente ecuación:

$$Q_{ult} = Q_f + Q_p \quad (3.7)$$

Donde:

Q_{ult} =capacidad última.

Q_f =capacidad de fuste.

Q_p =capacidad de punta.

3.4.2 MÉTODO ESTÁTICO NORDLUND

Nordlund (1963) propuso un método estático basado en observaciones de campo y consideraciones de la forma de la fundación y el volumen del suelo desplazado durante la instalación de la fundación. Se basa en los resultados de

numerosas pruebas de carga estática en suelos no-cohesivos. Este método toma en cuenta posibles variaciones de la fricción entre el suelo y la fundación. Nordlund (1963) considera que la resistencia de fuste es función de varios parámetros. El método de Nordlund se explica en detalle en el manual del FHWA (Hannigan et al.1998). A continuación se presenta un breve resumen del método:

- 1) Estimar la capacidad del fuste. Para fustes rectos Nordlund propone utilizar la siguiente ecuación para estimar la resistencia de fuste:

$$Q_s = \sum_{d=0}^{d=D} K_{\delta} C_f p_d * \text{sen} \delta * C_d \Delta d \quad (3.8)$$

Donde:

d =profundidad.

δ =ángulo de fricción entre el suelo y el material de la fundación.

φ =ángulo de fricción del suelo.

D =penetración de la fundación.

K_{δ} =coeficiente de presión lateral a la profundidad d .

C_f =factor de corrección cuando $\delta \neq \varphi$

p_d =esfuerzo vertical efectivo al centro de cada incremento d .

C_d =perímetro de la fundación a profundidad d .

Δd =largo del segmento de fundación.

- 2) Estimar la capacidad de punta. Nordlund propone la siguiente ecuación para estimar la capacidad de punta:

$$Q_p = \alpha_t N_q A_p P_p \quad (3.9)$$

$$Q_{lim} = 4N \quad (3.10)$$

Donde:

α_t = factor adimensional que depende de la razón largo-ancho de la fundación.

N_q = factor de capacidad de carga.

A_p = área de punta.

p_p = esfuerzo vertical efectivo en la punta.

- 3) Estimar la capacidad última utilizando la ecuación 3.7.

3.4.3 MÉTODO ESTÁTICO ALFA.

Usualmente para fundaciones en arcillas se utiliza un análisis de esfuerzos totales, donde la capacidad última se estima usando la resistencia al corte no-drenada del suelo. Por lo tanto el método estático alfa asume que la resistencia de fuste se puede expresar en términos de un factor empírico de adhesión (α) multiplicado por la resistencia al corte no-drenada (Tomlinson 1980). Este

coeficiente empírico depende de la resistencia de la arcilla, las dimensiones de la fundación, el método de instalación, entre otros factores.

Los valores de α se estiman de figuras que relacionan α con S_u . Esta metodología incluyendo las figuras para estimar α se encuentran descritas en detalle en el manual de la FHWA (Hannigan et al.1998). Las ecuaciones utilizadas en esta metodología para el cómputo de capacidad de fuste y punta son las siguientes:

$$Q_f = \alpha S_u A_f \quad (3.11)$$

$$Q_p = 9 S_u A_p \quad (3.12)$$

Donde:

Q_f = capacidad de fuste.

α = coeficiente de adhesión.

S_u = resistencia al corte no drenada.

A_f = área de fuste.

Q_p = capacidad de punta.

A_p = área de punta.

La capacidad última de la fundación profunda se calcula sumando estas dos componentes.

3.4.4 MÉTODO ESTÁTICO BETA.

La capacidad estática de fundaciones profundas se puede estimar en un análisis esfuerzos efectivos. La capacidad de fuste y punta se calculan utilizando ecuaciones como las siguientes:

$$Q_f = \beta \overline{p_0} A_f \quad (3.13)$$

$$Q_p = N_t p_p A_p \quad (3.14)$$

Donde:

Q_f = capacidad de fuste.

β = coeficiente beta = $K_s \tan \delta$.

$\overline{p_0}$ = esfuerzo efectivo promedio a lo largo del fuste.

A_f = área de fuste.

K_s = coeficiente de presión lateral del suelo.

δ = ángulo de fricción entre la fundación y el suelo.

Q_p = capacidad de punta.

N_t = coeficiente de capacidad de punta.

p_t = esfuerzo efectivo en la punta.

A_p = área de punta.

Valores recomendados para β y N_t dependen del tipo de fundación, tipo de suelo entre otras cosas.

CAPÍTULO 4

MARCO TEÓRICO.

4.1 INTRODUCCIÓN:

La capacidad de soporte de cimentaciones profundas en los capítulos de mecánica de suelos es donde reina una gran confusión, dada la variedad de métodos de cálculo a la rotura, ninguno de los cuáles permite evaluar en orden de grandeza, aunque grosera, el asentamiento de las cimentaciones bajo la carga de servicio.

Se registraron progresos notables en la década de los 60, especialmente en Francia, ya sea por la importancia atribuida a la carga de fluencia y consecuentemente normalizada con los ensayos de carga, o por la previsión de asentamientos a través de métodos puramente elásticos o por métodos numéricos basados en la teoría presiométrica.

No obstante, los métodos elásticos no explican porque es que las curvas carga-asentamiento presentan las formas en que se conocen. Cambeafort responde a esta pregunta al analizar el comportamiento de pilotes aislados en medio homogéneo, partiendo de leyes elementales de interacción, rígido-elasto-plásticas, correspondientes a movilización del rozamiento lateral y la reacción de punta.

Así que se divulgó la teoría de Cambeftort, con el abandono de la ley de rozamiento límite en función de la profundidad, los autores a partir del análisis de varios ensayos de carga, pretenden:

- Generalizar la teoría de suelos heterogéneos y/o estratificados, entrando con parámetros medios de homogenización del terreno lateral.
- Presentar las ecuaciones de todas las fases de comportamiento, de modo que permitan el cálculo del asentamiento en cada parte de la carga de ensayo.
- Establecer relaciones entre carga de fluencia de cimentaciones profundas en los puntos característicos de las curvas de carga.
- Presentar correlaciones aproximadas entre parámetros de interacción, características geotécnicas del medio y tecnología de ejecución de cimentaciones profundas, que posibiliten la previsión de seguimiento de curvas de carga sin recurso a ensayos previos.
- Con base a esta previsión, proponer un nuevo criterio de evaluación de capacidad de soporte, teniendo en cuenta la seguridad en relación a la carga de fluencia.
- Relacionar la capacidad de soporte obtenida anteriormente con la calculada según las recomendaciones y métodos de cálculo existentes.

4.2 MÉTODOS CLÁSICOS.

4.2.1 CAPACIDAD DE SOPORTE.

Las teorías clásicas del cálculo a la rotura admiten que la carga límite de una cimentación profunda es la suma de la carga en punta y la carga de rozamiento lateral, determinados separadamente en función del ángulo de rozamiento interno y de la cohesión del suelo envolvente. La resistencia de punta depende del desarrollo de un bulbo de rotura que envuelve la base de la fundación en una altura llamada altura crítica. El cálculo del rozamiento lateral supone una movilización del impulso pasivo.

Aunque utilizando funciones matemáticas elegantes, tales como exponenciales, senos y tangentes, las fórmulas estáticas parecen irrealistas, en especial por los desplazamientos que implican, y constituyen un simplificado diseño arbitrario del mecanismo de cimentación profunda, pues solo consideran las características de rotura (ángulo de rozamiento y cohesión) e ignoran las propiedades de deformación del suelo.

La introducción de un coeficiente de seguridad elevado permite determinar la carga de servicio, no se entiende si este coeficiente sirve para cubrir las insuficiencias de los métodos de cálculo o para limitar los asentamientos.

Aunque no va la carga de servicio calculada aproximarse a la verdadera carga de rotura ensayada en laboratorio de suelos, se aplica un coeficiente de seguridad adicional a los parámetros medidos.

Resta argumentar que las fórmulas clásicas son peligrosas cuando se aplican a cimentaciones profundas de grandes secciones (pilotes, pozos o barretas), no solo porque es irrealista la consideración de un término de punta ($\gamma \cdot h \cdot N_q$) proporcional a la profundidad, sino también porque el factor $N_{q\text{máx}}$ fue determinado experimentalmente a través de ensayos en pilotes o penetrómetros de pequeño diámetro (≤ 0.32 m).

Estas teorías sobrentienden que las resistencias de punta y de fricción lateral se desenvuelven simultáneamente durante el asentamiento de la cimentación. Ahora el desplazamiento en el cabeza, necesario para la movilización de fricción lateral máximo y pequeño sobrepasa en general los 10 mm. Por otro lado la deformación en la cabeza exigida para una movilización de reacción máxima en punta es grande y sobrepasa los límites convencionales en la definición de carga límite (1/10 de diámetro y asentamiento residual de 50 mm).

En cimentaciones compresibles, donde los asentamientos en la cabeza son mucho mayores que en la punta, el rozamiento lateral en la parte superior se moviliza mucho más despacio que en la parte inferior, pudiendo suceder que haya baja transferencia de carga en punta.

También en una cimentación rígida, donde los asentamientos de punta y la cabeza se aproximan, el rozamiento lateral máximo se desarrolla más rápidamente en una reacción máxima de punta y solo una fracción de esta recae sobre la carga de servicio.

Aparecieron algunas reglas, como por ejemplo la de la pulgada, que limitaban los asentamientos a un cierto valor sobre la carga de servicio, más los que cuentan son los asentamientos diferenciales y no los asentamientos absolutos.

Como nadie sabía calcular los asentamientos de la cimentación, se jugaba con la suerte para determinar los ensayos de carga. Todavía estos ensayos son tediosos y de difícil interpretación porque raramente son elevados ante la carga límite, fijando así por esclarecer cual es la carga de seguridad en relación a la rotura.

4.2.2 ASENTAMIENTOS.

Hasta la década de los 60 fue dada mayor importancia a los problemas límites y por consecuencia, la rotura en que al comportamiento de cimentaciones profundas durante la carga hasta el momento en que las cargas impuestas alcancen un orden de grandeza de las cargas de servicio.

Hubo tentativas de aplicar las fórmulas de Boussinesq en el cálculo de asentamientos de pilotes, suponiendo que toda la carga estaba concentrada en la punta y despreciando los terrenos situados encima, visto como que se

tratase de cimentaciones superficiales. En 1936 Mindlin cálculo las deformaciones producidas por una fuerza concentrada en el interior de un macizo elástico semi-infinito. Pero la aplicación directa de estas fórmulas para el cálculo de asentamientos de pilotes también desprecia el efecto del rozamiento lateral y conduce a resultados absurdos.

En 1961 Gambim presentó un método numérico para el cálculo de asentamientos de cimentaciones profundas, basándose en la teoría presiométrica, en que postula leyes elásticas de rozamiento y de reacción de punta.

De 1963 a 1969 fueron efectuados los primeros cálculos de asentamiento de pilotes en elasticidad lineal, integrando las ecuaciones de Mindlin. Este método condujo a soluciones paramétricas adimensionales como las de Poulos y Davis, en que los asentamientos de cabeza del pilote es proporcional a la carga aplicada. El coeficiente de proporcionalidad tiene factores de correlación para la compresibilidad del pilote, la rigidez del estrato de soporte y el coeficiente de Poisson, que inciden sobre el factor de influencia, determinado en función de la rigidez y esbeltez del pilote.

Los métodos elásticos conducen a una recta en el gráfico de carga y no explica porque las curvas de ensayo tienen las formas que se conocen.

4.3 PROGRESOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES.

4.3.1 TEORIA DE CAMBEFORT Y SU DESENVOLVIMIENTO.

En 1964 Cambefort revolucionó el estado de conocimiento al admitir que la rotura por rozamiento lateral se da por deslizamiento relativo del suelo y del pilote y no como suponen algunas teorías, por plastificación de volúmenes enteros de suelo subiendo hasta la superficie.

La originalidad de esta teoría reside en el hecho de partir directamente de las leyes de comportamiento deducidas de observaciones experimentales sobre pilotes reales, ni postulando a priori la elasticidad del suelo, aunque la considere bajo ciertos aspectos.

En el inicio de la carga hay adherencia entre el fuste del pilote y el suelo envolvente, esto es, el asentamiento del suelo en contacto inmediato con el pilote es igual al asentamiento de esta y la tensión tangencial del rozamiento que varía linealmente con el asentamiento. A partir de una cierta carga, la deformación del suelo en la superficie alcanza un valor máximo característico Y_1 . Para cargas crecientes la cabeza del pilote se hunde más rápidamente que el suelo, dándose un desliz entre este y el fuste, y el asentamiento característico del suelo Y_1 se propaga en profundidad, manteniéndose la adherencia debajo de la zona afectada por el movimiento.

La ley de rozamiento límite inicialmente propuesta por Cambefort que es función lineal de la profundidad ya que se propaga o desliza entre el fuste y el suelo ($F_{lim} = g + fx$), fue sustituida por la ley de rozamiento máximo, correspondiente al asentamiento característico ($F_{m\acute{a}x} = A + By_1$), porque aquella es difícil de establecer además de que no facilita el estudio de cimentaciones profundas en suelos estratificados.

En 1971 Baguelin y Venon desarrollaron la teoría, distinguiendo el comportamiento de pilotes cortos y largos, consecuentemente la punta reacciona o no antes de que el rozamiento sature la cabeza, y precisando las fases de las respectivas curvas de carga. Estas fases están asociadas a esquemas muy simples de desarrollo de rozamiento lateral, su saturación en algunas zonas de simultaneidad y no de la movilización de la reacción de punta.

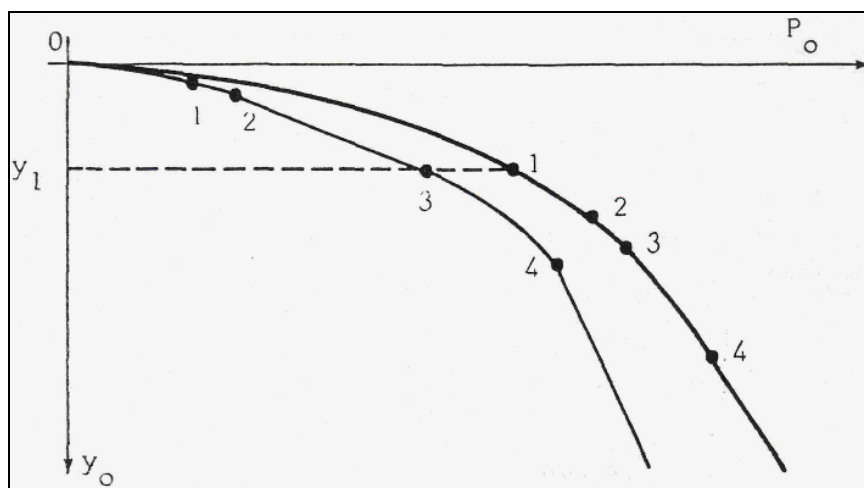


Figura 4.1: Fases de comportamiento de pilotes cortos y largos. ⁽⁷⁾

Los puntos característicos que definen las distintas fases de comportamiento de pilotes cortos y largos están representados en la figura (4.1). Nótese que la curva de carga de un pilote corto presenta dos fases lineales; una durante el desenvolvimiento del rozamiento lateral hasta saturar la cabeza, con movilización parcial de reacción de punta (fase 2-3), otra depende de la saturación de rozamiento en toda la altura de la cimentación (fase límite después del punto 4). Entonces el rozamiento se mantiene constante y solo la punta continúa reaccionando según una ley lineal hasta su punzonamiento. La curva del pilote largo presenta una sola fase lineal, antes del punzonamiento de la punta (fase límite después del punto 4). Estas fases lineales facilitan la interpretación de ensayos de carga y la determinación de parámetros de interacción, en especial en el caso de pilotes cortos.

El comportamiento de cimentaciones profundas depende de 5 parámetros de interacción, independientes del diámetro y de las características mecánicas de fundación:

- Parámetros de rozamiento lateral: A, B y $F_{\text{máx}}$ (ou y_1).
- Parámetros de reacción de punta: q y r.

$$\left(\sigma_p = qb + \frac{R}{b} y_p \right) \quad (4.1)$$

Se supone que Y_1 (ou $F_{m\acute{a}x}$) es una constante característica del suelo y el estado de la superficie de la cimentación profunda, dependiendo por lo tanto de la tecnología de ejecución.

Es importante subrayar que los parámetros relativos del rozamiento lateral son independientes de la profundidad y que la movilización de los esfuerzos a un dado nivel solo depende de una variable, del asentamiento absoluto a ese nivel. Esto significa que los fenómenos de movilización de rozamiento lateral nos da la resistencia de punta sin fenómenos locales y que se pasa a la cabeza o próximo a la punta sin que afecte a lo que pasa en medio del pilote.

Los parámetros de interacción pueden ser determinados utilizando un pilote piloto de pequeño diámetro y dispensando los ensayos de carga clásicos, que son muy costosos cuando los pilotes son de gran diámetro. Habrá por lo tanto que definir la esbeltez del pilote piloto y su proceso de carga, en base a una estimativa previa de aquellos parámetros, de modo de poder medir su resistencia de punta, pues si una esbeltez fuera muy grande corre el riesgo de que no pueda ser movilizada.

Solo en terrenos de muy buenas cualidades, donde raramente se justifica la construcción de pilotes, es que la punta puede no reaccionar antes de saturar el rozamiento en la cabeza y entonces el pilote funciona como largo. Es natural, por lo tanto que casi todos los pilotes tengan comportamiento de pilotes cortos. En el caso de pilotes fluctuantes en suelo blando, la rotura se da cuando el rozamiento máximo alcanza la punta, aunque esta se haya punzonado antes.

En pilotes largos, por el contrario, la propagación del rozamiento máximo hasta la punta se traduce simplemente en el aumento de la curva del gráfico de carga y a partir de la reacción de punta continua a aumentar, manteniéndose constante el rozamiento lateral. La carga última del pilote podrá ser alcanzada antes de verificarse el punzonamiento de la punta.

La capacidad de soporte de una fundación puede ser mejorada alargando la punta a profundidad con su largo suplementario. Considerando el inicio de carga y no su carga límite, lo que corresponde a las condiciones reales de utilización, la teoría de Cambefort permite verificar que un pequeño incremento en la cimentación, es más ventajoso que un gran alargamiento de la punta, excepto cuando el terreno en la punta ya es muy resistente.

Al contrario de lo que mucha gente piensa, el rozamiento lateral bajo la carga de servicio es generalmente muy superior a la reacción de punta, ya sea para cimentaciones de gran sección. En estos casos, una pequeña profundización de la cimentación es con certeza más eficaz y económica que un alargamiento de la punta.

4.3.2 COMPROBACIÓN POR LOS MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS.

Los resultados del modelo elástico lineal isotrópico aplicado al inicio de carga de un pilote, por el método de elementos finitos, indican que sobre la mayor parte del fuste del pilote, así como sobre los anillos concéntricos del suelo cercano, la tensión radial es muy pequeña comparada con la tensión

tangencial. También en medio dilatante la carga del pilote no provoca incremento notable en la tensión normal del fuste.

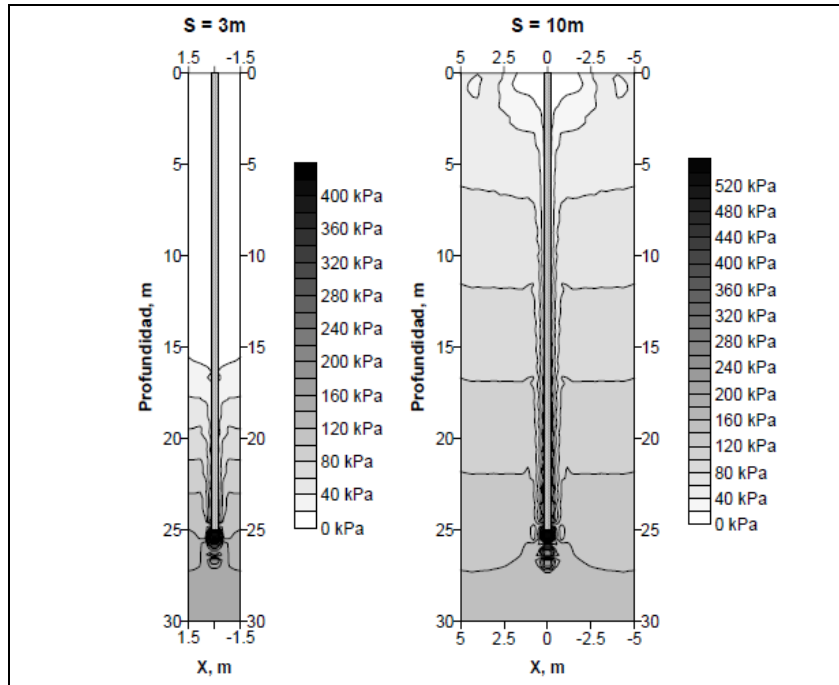


Figura 4.2: Esfuerzos verticales en el suelo que rodea el pilote. ⁽²²⁾

Este mecanismo, designado por corte puro, y perturbado por la adherencia del suelo a la cabeza, se traduce por una tensión normal de compresión importante. En la punta del pilote el suelo se desplaza para abajo y también es repulsado lateralmente. También es el caso de suelo incompresible, nunca se verifica una repulsión del suelo para arriba en la vecindad de la punta. Se confirma también que el parámetro B de Cambefort es independiente de la profundidad y de las características geométricas y elásticas del pilote.

Se verifica por lo tanto que la carga del pilote se traduce por un mecanismo de corte puro sobre el fuste y los cilindros concéntricos del suelo vecino, mecanismo cuya intensidad decrece en proporción con l/r hasta por lo menos

una distancia de $5r$, para profundidades situadas entre 2 y 8 diámetros. Para grandes radios la ley de decrecimiento es más acentuada.

La rotura se desarrollará entonces a lo largo de la superficie de contacto suelo-pilote (sobre una superficie paralela muy próxima, pudiendo quedar agarrado el pilote en una fina película del suelo). Esta superficie crítica, asociada a mecanismos de movilización locales, se concibe más fácilmente en volúmenes de suelo enteramente plastificados, con líneas de deslizamiento cerrados sobre el fuste del pilote (bulbo de rotura) o alcanzando la superficie del terreno (movilización del empuje pasivo), asociados a mecanismos directamente ligados a la profundidad.

4.3.3 CARGA DE FLUENCIA. NORMALIZACIÓN DE ENSAYOS.

La secuencia de trabajos de Cambefort y Chadeisson (1961), y las experiencias realizadas por los Laboratorios de Puentes y Caminos se concluyo que la carga de fluencia es una característica estable, independiente de los patamares de carga (aplicaciones de carga).

La carga de fluencia se puede definir como la carga a partir de la cual las velocidades de deformación aumentan muy rápidamente. La importancia de determinación de esta carga reside en el hecho de que para toda la carga que le es inferior, las deformaciones evolucionan muy poco en función del tiempo.

Por el contrario, para cargas que le son superiores, se produce deformaciones importantes e inadmisibles en el tiempo finito.

La carga de fluencia corresponde aproximadamente a la mudanza acentuada de la inclinación de la curva carga-asentamiento. Más precisamente, en el gráfico $\alpha = dy_o / d \log t$ (inclinación de la recta de la recta de estabilización de cada patamar de carga) en función de las cargas aplicadas en la cabeza, la carga de fluencia corresponde a la interacción de una primera línea casi lineal en un segundo tramo, rectilíneo o curvo. Figura (4.3).

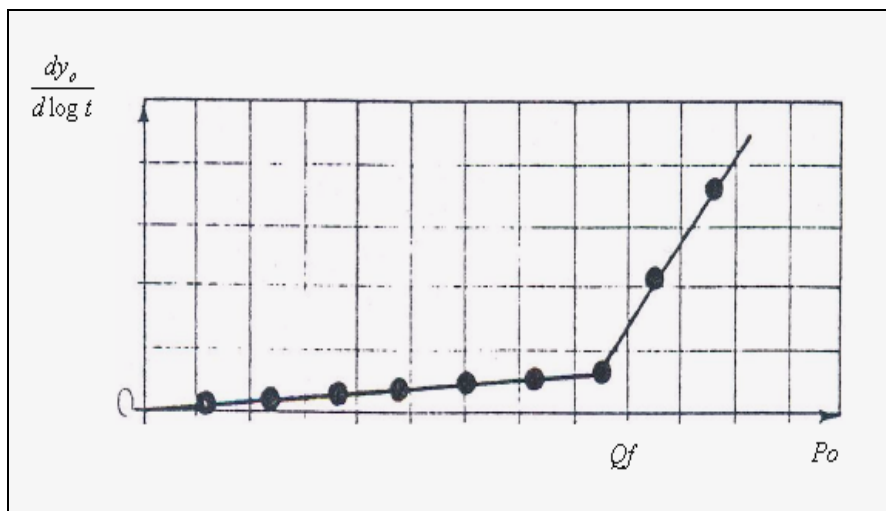


Figura 4.3: Estabilización de cada patamar de carga. ⁽⁷⁾

La abscisa de este punto singular delimita dos dominios característicos del asentamiento de las cimentaciones:

- Un primer dominio, en que los asentamientos de la cabeza, correspondientes a la carga nominal, son pequeños y generalmente

comprendidos entre 0.2 y 2% del diámetro del pilote, con valores extremos de 4 a 5%.

- Un segundo dominio, en que la amplitud de la velocidad de los asentamientos aumentan muy rápidamente para alcanzar valores inaceptables, por lo menos a largo plazo.

En suelos aparentemente homogéneos y para un dado asentamiento, la carga soportada por un pilote puede alejarse cerca de un 30% del valor medio. La dispersión de asentamientos verificados en pilotes idénticos e igualmente cargados son variables constantes de la carga considerada y puede por si sola proveer un limite superior a la carga de servicio a fin de limitar la importancia de los asentamientos diferenciales.

Aplicando a la carga de fluencia un coeficiente de seguridad comprendido entre 1.2 y 1.6, más generalmente igual a 1.4, para tener en cuenta la dispersión de los asentamientos, se obtiene la carga nominal.

La descarga de un pilote hace aparecer tensiones de tracción en la parte inferior de la misma, debido a los efectos irreversibles del rozamiento. Pero vale, por tanto, efectuar un solo ciclo de carga, con numerosos patamares de lectura, de que varios ciclos de carga y descarga, en que los fenómenos de histéresis perturban los resultados y pueden dificultar el análisis de ensayo.

El ensayo estático de cimentaciones profundas fue normalizado en Francia (1972), definiéndose un programa de carga en un método de interpretación. La intensidad de cada patamar es un quinto de la carga nominal, deducida del estudio geotécnico, en una duración de 90 min. El primer ciclo consiste en cargar el pilote hasta la carga nominal (en 5 patamares). Entonces se descargará completamente el pilote antes de efectuar en el día siguiente el segundo ciclo más largo, pues alcanza, antes de la descarga completa, el doble de la carga nominal (en 10 patamares). La evolucionada inclinación de las rectas de estabilización (asentamiento versus logaritmo de tiempo), en función de las cargas en la cabeza, permite determinar la carga de fluencia correspondiente a un asentamiento, entre 30 y 90 minutos, del orden de 0.3 a 1.0 mm.

4.4 TEORÍA GENERAL.

4.4.1 LEYES DE INTERACCIÓN SUELO-FUNDACIÓN.

La tensión tangencial del rozamiento F , a profundidad x , está ligada al asentamiento y a la misma profundidad, por la relación:

$$F = A + By \quad (4.2)$$

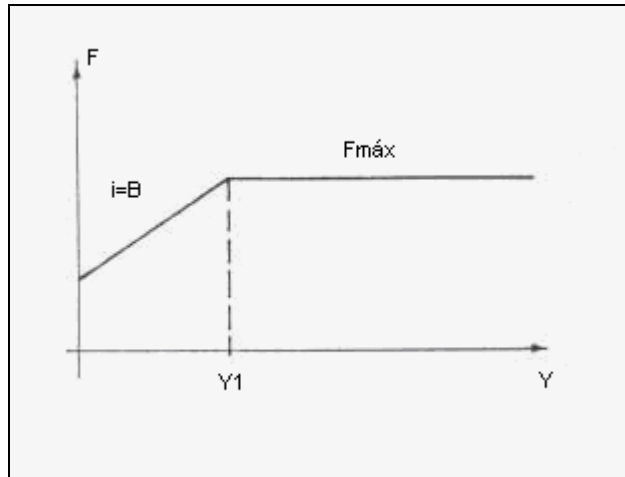


Figura 4.4: Gráfica de la tensión tangencial vs. asentamiento. ⁽⁷⁾

Alcanzado el asentamiento característico y_1 , se inicia el deslice entre la fundación y el suelo.

La zona deslizada, que se propaga desde la superficie del terreno hasta la punta, a medida que aumentan las cargas aplicadas, la ley del rozamiento será:

$$F_{máx} = A + By_1 \quad (4.2)$$

La tensión σ_p que se ejerce en la punta de la cimentación, es función lineal del asentamiento y_p :

$$\sigma_p = qb + \frac{R}{b} Y_p \quad (4.3).$$

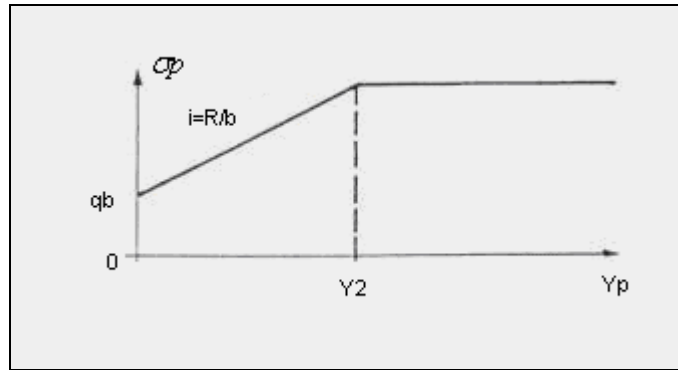


Figura 4.5: Gráfica de tensión en la punta vs. Asentamiento. ⁽⁷⁾

4.4.2 RELACIONES GENERALES ENTRE CARGA Y ASENTAMIENTO.

Se considera una cimentación de diámetro b , largo h y el módulo de deformabilidad E . Figura (4.6).

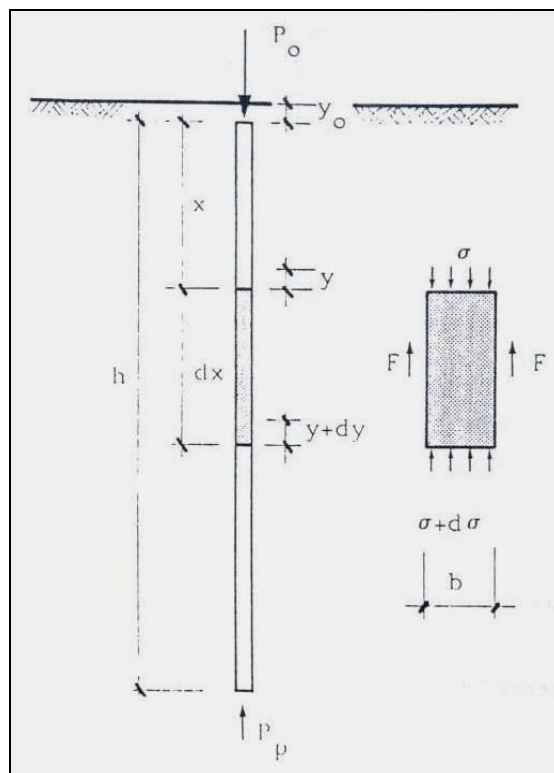


Figura 4.6: Equilibrio de fuerzas en la cimentación. ⁽⁷⁾

El equilibrio de un elemento con su fuste de espesura dx , a profundidad x y sobre el cuál se ejerce una tensión σ , conduce a:

$$\frac{\pi b^2}{4}(\sigma + d\sigma) = \pi b F dx = \frac{\pi b^2 \sigma}{4} \quad \text{ó} \quad \frac{d\sigma}{dx} + \frac{4F}{b} = 0 \quad (4.4).$$

Por otro lado el acortamiento elástico dy de ese elemento será:

$$dy = -\frac{\sigma}{E} dx \quad \text{ó} \quad \sigma = -E \frac{dy}{dx} \quad (4.5).$$

Derivando esta relación y sustituyendo el valor de $d\sigma/dx$ en la ecuación (4.4), se obtiene:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} - \frac{4F}{bE} = 0 \quad (4.6).$$

La integración de esta ecuación es inmediata en la zona de saturación del rozamiento lateral. Así mismo, admitiendo que bajo una carga a la cabeza P_0 , el deslice entre la cimentación y el suelo se propaga hasta la profundidad h_1 , será (para $0 \leq x \leq h_1$):

$$y = y_0 - \frac{4x}{bE} \left(\frac{P_0}{\pi b} - \frac{Fm \text{ áx} * x}{2} \right)$$

$$\sigma = \frac{4}{b} \left(\frac{P_0}{\pi b} - Fm \text{ áx * x} \right)$$

La zona donde el rozamiento lateral está en curso de movilización, se sustituye en la expresión (4.6) F dado por la ecuación (4.2), donde:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} - \frac{4(A + By)}{bE} = 0$$

Haciéndose $4B/bE = a^2$ resulta:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} - a^2 y = a^2 \frac{A}{B}$$

La integral de ésta ecuación da la forma:

$$y = M \cos x + N \sin x - \frac{A}{B} \quad (4.7)$$

Teniendo en cuenta las condiciones límites, permite calcular el asentamiento en cualquier sección de la cimentación.

En la cabeza de la cimentación, para $x=0$, la expresión será:

$$y_0 = M - \frac{A}{B} \quad (4.8).$$

4.4.3 LARGO CRÍTICO PILOTES CORTOS Y LARGOS.

Baguelin y Venon desarrollaron la teoría de Cambefort determinando el comportamiento de pilotes para pequeñas cargas y definiendo un largo crítico que les permitió distinguir dos tipos de comportamiento.

El inicio de carga se desarrollará el rozamiento lateral a partir de la cabeza en dirección de la punta, rigiéndose por la ecuación (4.2). Consecuentemente la punta reacciona o no antes de que el rozamiento sature la cabeza, distinguiéndose dos casos:

- La punta de la cimentación reacciona antes de que la deformación y_1 se instale en la cabeza, o sea antes de que el rozamiento lateral máximo se movilice a la superficie. PILOTE CORTO.
- La deformación en la cabeza alcanza el valor y_1 (saturación del rozamiento lateral) mucho antes de que la punta sea solicitada. PILOTE LARGO.

Se puede definir como pilote crítico aquel cuyo largo es tal que habiendo alcanzado $F_{\text{máx.}}$ en la punta sin que la punta sea solicitada, cualquier aumento infinitesimal de carga provocará la aparición de una reacción de punta. Este largo es designado por h_c -largo crítico.

Las condiciones límites del pilote crítico, serán:

- A la cabeza

$$X=0 \quad y_0=y_1$$

- En la punta

$$x=hc \quad y_p=0 \quad \sigma_p=0$$

Recorriendo la expresión general del asentamiento (4.7), será:

$$y_1 = M - \frac{A}{B} \quad (x=0).$$

$$M \cos hc + N \sin hc - \frac{A}{B} = 0 \quad (y_p=0)$$

$$M \sin hc + N \cos hc = 0 \quad (\sigma_p=0; \text{ecuación 4.5}).$$

Eliminando M y N de estas ecuaciones y haciendo $ahc=Zc$ (Largo crítico reducido), se obtiene:

$$ChZc = 1 + \frac{B}{A} y_1 = \frac{F_{\text{máx}}}{A} \quad (4.9)$$

El pilote de largo h y largo reducido $Z=ah$, será:

- CORTO si $h < hc$ o $Z < Zc$.
- LARGO si $h > hc$ o $Z > Zc$.

4.5 ESTIMATIVA DEL LARGO DE LAS FUNDACIONES PROFUNDAS ATRAVÉS DE SONDAJES.

Con los resultados de los sondeos a percusión ejecutados en determinado terreno es posible establecer el largo previo para las fundaciones profundas en un proyecto.

Avaluar el largo de una fundación profunda a partir de los datos de sondeos requiere de un especialista con experiencia profesional, conocimiento de los parámetros regionales del suelo, astucia y sentimiento teórico.

4.5.1 CRITERIOS PERSONALES.

- Pilotes pre-moldados de concreto y Madera.

a) En arcilla-arcilla arenosa.

$$Z = (Z \text{ SPT} + 3) \text{ creciente con } (Z) \geq \frac{15}{30}$$

b) En arena-arena arcillosa.

$$Z = (Z \text{ SPT} + 2) \text{ creciente con } (Z) \geq \frac{25}{30}$$

- Pilotes fabricados en sitio con punta abierta.

a) En arcilla-arcilla arenosa.

$$Z = (Z \text{ SPT} + 2) \text{ creciente con } (Z) \geq \frac{20}{30}$$

b) En arena-arena arcillosa.

$$Z = (Z \text{ SPT} + 1) \text{ creciente con } (Z) \geq \frac{30}{30}$$

- Pilotes metálicos.

a) En arcilla-arcilla arenosa.

$$Z = (Z \text{ SPT} + 5) \text{ creciente con } (Z) \geq \frac{30}{30}$$

b) En arena-arena arcillosa.

$$Z = (Z \text{ SPT} + 3) \text{ creciente con } (Z) \geq \frac{50}{30}$$

4.5.2 CRITERIOS BASADOS EN CORRELACIONES CON EL NÚMERO (N) O SPT.

LUCIANO DECOURT-PILOTES.

Luciano Decourt admite calcular la capacidad de carga de un pilote a partir del SPT con la expresión:

$$Q_u = R_A + R_P \quad (4.10)$$

Donde:

$$R_A = S\ell \times f_s$$

$$R_p = C \times N \times \text{Sección.}$$

$S\ell$ = Área lateral del pilote.

f_s = Adherencia del suelo en el pilote.

C=coeficiente de punta de la fundación del suelo.

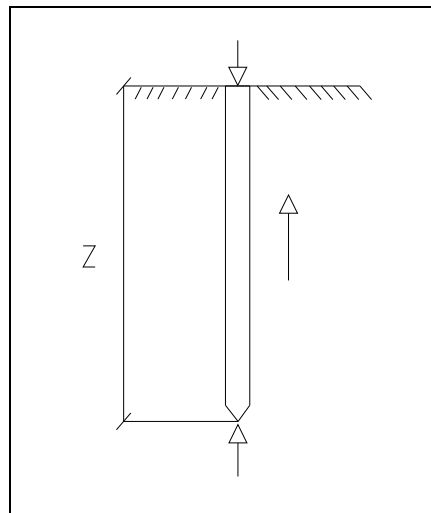


Figura 4.7: Capacidad de carga de un pilote a partir del SPT. ⁽⁸⁾

Tabla 4.1: Adherencia=f (SPT)=fs. ⁽⁸⁾

SPT medio (N) a lo largo del fuste.	Adherencia t/m ²
≤ 3	2
6	3
9	4
12	5
≥ 15	6

Tabla 4.2: Coeficiente de punta (C).⁽⁸⁾

Suelo.	C
Arcillas.	12
Limos arcillosos.	20
Limos arenosos.	25
Arenas.	40

RESUMEN DEL MÉTODO.

a) Resistencia de punta.

Se toma como valor del SPT a la media entre los valores correspondientes a la punta del pilote, la inmediatamente anterior y la inmediatamente posterior.

$$N = \frac{(N_i - 1) + N_i + (N_i + 1)}{3} \quad (4.11)$$

$$R_p = C \times N \times \text{Sección.} \quad (4.12)$$

b) Acción Lateral.

Se toma el SPT a lo largo del fuste del pilote y se obtiene la adherencia de la tabla (4.1).

$$R_A = \sum fs \times S\ell \quad (4.13)$$

Una evaluación del largo del pilote se puede realizar preparando una tabla de modo que a medida que se va calculando R_A y R_p se obtenga la suma del valor de la capacidad de carga del pilote.

AOKI-VELOSO.

Los ingenieros Aoki y Veloso publicaron la siguiente correlación:

$$Q = R_A + R_p$$

$$R_A = \sum C_s \times N_i \times S_{li} \quad (4.14)$$

$$R_p = C_p \times N_i \times S_p \quad (4.15)$$

Donde:

Q=capacidad de carga.

C_p = Coeficiente de correlación de punta.

C_s = Coeficiente de correlación del estrato.

N_i = SPT, en cota deseada.

S_{li} = Área lateral.

S_p = Sección del pilote.

Tabla 4.3: Coeficientes de correlación para diferentes estratos Aoki-Veloso. ⁽⁸⁾

Coeficientes.	Arcilla Sedimentaria	Arena Sedimentaria	Arcilla Residual	Arena Residual.
Cs	0.63	0.50	0.80	0.85
Cp	25	60	20	50

El largo de un pilote es establecido a partir de su capacidad de carga, mostrándose en una tabla en donde $R_A + R_p$ se aproxime al valor deseado.

MÉTODO UBIRAJARA (1982).

$$Q = R_A + R_p$$

$$R_A = \frac{N_i}{F_i} \times S_{li} \quad (4.16)$$

$$R_p = \frac{N_i^2}{F_p} \times S_p \quad (4.17)$$

Donde:

N_i =SPT o largo del fuste del pilote.

S_{li} =área lateral.

F_i =coeficiente de correlación de rozamiento.

N_i =SPT de la punta del pilote.

S_p =Sección del pilote.

F_p =coeficiente de correlación de punta.

Tabla 4.4: Coeficiente de correlación para diferentes estratos Ubirajara 1982. ⁽⁸⁾

Suelo.	F_i	F_p
Arena encima del nivel de agua.	5	4
Arcilla encima del nivel de agua.	3	5
Arena abajo del nivel de agua.	7	3
Arcilla abajo del nivel de agua.	4	6
Arena arcillosa y arcilla arenosa encima del nivel de agua.	3	4
Arena arcillosa y arcilla arenosa abajo del nivel de agua.	5	5

La evaluación del largo es obtenido fijando la capacidad de carga del pilote y buscando la profundidad Z donde $Q = R_A + R_p$ igual a la carga deseada.

$$R_p = \frac{N_i^2}{F_p} \times S_p \quad (4.18)$$

$$N_i = \frac{(N_i - 2) + (N_i - 1) + N_i + (N_i + 1) + (N_i + 2)}{5} \quad (4.19)$$

$$N_{i \text{ punta}} \cong N_i^2 \quad (4.20)$$

4.6 CAPACIDAD ADMISIBLE DE PILOTES.

Después que la capacidad última total de un pilote se ha determinado, al sumar la capacidad de carga de punta y la resistencia por fricción (superficial), debe usarse un factor de seguridad razonable para obtener la carga admisible total para cada pilote.

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS} \quad (4.21)$$

Donde:

Q_{adm} = capacidad de carga admisible para cada pilote.

FS = Factor de seguridad.

El factor de seguridad usado generalmente varía entre 2 y 4, dependiendo de las incertidumbres en el cálculo de la carga última.

Los resultados de los análisis estáticos proporcionan la capacidad última del pilote o la resistencia del suelo. La admisible resistencia del suelo pilote (carga de diseño) es seleccionada por la división de la capacidad última del pilote a diferentes estratos por un factor de seguridad. El rango en el factor de seguridad depende principalmente de la fiabilidad de los particulares métodos de análisis estáticos, se toma en consideración los siguientes ítems:

- El nivel de confianza en la introducción de parámetros. (Esta es en función de la clase y extensión de las superficies de exploración y testigos de laboratorio del suelo y materiales rocosos).
- La variedad del suelo y roca.
- Método de análisis estático.
- De los métodos de instalación de pilotes.
- Del nivel de monitoreo (pruebas de carga estática, análisis dinámico, análisis estático, etc.).

Un largo número de métodos de análisis estáticos son documentados en la literatura con recomendaciones en el factor de seguridad a ser usado con cada método. Estos factores de seguridad recomendados frecuentemente descuidan la influencia de la construcción, el control del método se usa para complementar el análisis estático.

Es importante que la fundación se diseñe cualitativamente valorando la validez del escogido método de análisis de diseño y la realidad de los parámetros de diseño geotécnicos.

Tabla 4.5: Factores de seguridad según el criterio analizado. ⁽⁸⁾

Método de Control.	Factor de seguridad.
Pruebas de carga estáticas.	2.00
Pruebas dinámicas.	2.25
Indicador de pilotes.	2.50
Análisis de ecuaciones de onda.	2.75
Métodos estáticos.	3.50

Mientras el rango en factores de seguridad en análisis estático son de 2 a 4, muchos de estos métodos de análisis estáticos recomiendan un factor de seguridad de 3.5.

Las cargas de diseño de las fundaciones tienden a incrementarse en el tiempo, el uso de factores de seguridad altos tiene frecuentemente problemas en la instalación de pilotes. Sin embargo, la experiencia ha mostrado que los métodos de control tienen una significativa influencia en la capacidad del pilote.

En ese punto, el factor de seguridad usado en análisis estático debería estar en base al método utilizado. Aunque los procesos recomendados son usados por la superficie de exploración y análisis, los siguientes factores de seguridad son recomendados, basados en el específico método de control.

CAPÍTULO 5

INFORMACIÓN RECOPIADA.

5.1 INTRODUCCIÓN.

EL CUERPO DE INGENIEROS DEL EJERCITO se encuentra ejecutando el proyecto vial sobre el estuario del Río Esmeraldas. Este capítulo presenta un breve resumen de toda la información recopilada de este proyecto, cuya información se lo obtuvo de los sondeos realizados del proyecto Esmeraldas, necesarios para la investigación de este tema de tesis.

Se detallará los sondeos más representativos realizados por parte de la Escuela Politécnica del Ejército por intermedio del Laboratorio de Ensayo de Materiales del Departamento de Ciencias de la Tierra, en los sitios donde corresponde la construcción de dichos puentes.

Se presentan los resultados de trabajos de campo, laboratorio y oficina realizados en el sitio mencionado donde se realizaron los sondeos respectivos para conocer la naturaleza del subsuelo donde se ubicará la cimentación determinando las características físicas mecánicas del depósito investigado.

Con toda esta información se determinará la capacidad de carga en profundidad, se sugerirá el tipo de cimentación y el nivel de implantación, mediante una metodología que nos permita conocer estos parámetros para el diseño de cimentación profunda en puentes.

La recopilación de la información se llevo a cabo mediante visitas diarias a la oficina de Mecánica de Suelos en la ESPE, en donde se recopiló diversa información disponible de los sondeos realizados en el proyecto Esmeraldas, se obtuvo datos geotécnicos, información acerca de las fundaciones e información relevante del proyecto como título, localización, mapas, ect. Esta etapa fue llevada a cabo con el Ing.Hugo Bonifaz responsable del laboratorio de Mecánica de Suelos. El proceso de recopilación culminó con la organización y almacenamiento de toda la información para finalmente realizar en este capitulo una descripción detallada y resumida de la información recopilada.

5.2 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.

5.2.1 TRABAJOS DE CAMPO REALIZADOS.

Previo a la realización de cualquier trabajo, se realizan tareas de investigación de interferencias y disposición de obras, para poder ubicar los sondeos en sectores representativos y que no afecten en un futuro las fundaciones de la nueva instalación.

.El **sondeo geotécnico** es un tipo de prospección manual o mecánica, perteneciente a las técnicas de reconocimiento geotécnico del terreno, llevadas a cabo para conocer las características del terreno. Se trata de perforaciones de pequeño diámetro, (entre 65 y 140 mm) que, aunque no permiten la visión "in situ" del terreno, de ellos se pueden obtener testigos del terreno perforado, así como muestras, y realizar determinados ensayos en su interior.



Figura 5.1: Muestras tomadas de las perforaciones en el proyecto Esmeraldas.

(3)

La cantidad de sondeos requerida en cada caso se define en función de las características generales del terreno, así como en función de la experiencia de nuestros expertos de acuerdo al tipo de instalación.

Se realiza la medición de cota de boca de sondeo y toma de muestras representativas para ser analizadas en laboratorio. En todos los casos se realizan penetraciones equivalentes normalizadas SPT, donde se presenten cambios en el perfil.

5.2.2 TRABAJOS DE LABORATORIO.

Los **ensayos de laboratorio** son pruebas realizadas para la determinación de las características geotécnicas de un terreno, como parte de las técnicas de reconocimiento de un reconocimiento geotécnico.



Figura 5.2: Ensayos de laboratorio sobre las muestras tomadas. ⁽³⁾

Los ensayos de compresión simple se realizaron directamente en el sitio del proyecto. Estos ensayos se ejecutan sobre las muestras previamente obtenidas en el terreno y, dependiendo del tipo de ensayo, se exigen distintas calidades de muestra.

Los estudios realizados en el laboratorio son necesarios para la clasificación e identificación geomecánica de las muestras recuperadas a diferentes profundidades. En los suelos para realizar su clasificación se realizaron los siguientes ensayos:

- Contenido de humedad. ASTM D-2216
- Granulometría por lavado. ASTM D-422
- Límites de Atterberg. ASTM D-4318

Luego se procedió a clasificar las muestras de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos SUCS, así también se reportan los porcentajes de finos, arena y gravas.

5.2.3 ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA ZONA.

Un estudio geotécnico tiene como objeto, obtener los datos mínimos necesarios que permitan conocer y evaluar cualidades, características y calidades de los terrenos de fundación, y a partir de estas definir los valores de presiones, cota de fundación y módulos de deformación - reacción en los distintos estratos, para que el ingeniero calculista adopte en una segunda etapa los valores correspondientes para el diseño civil de las estructuras a ser instaladas en dicho predio.



Figura 5.3: Panorámica del puente sobre el Estuario del Río Esmeraldas.⁽³¹⁾

Los **Estudios Geotécnicos** son necesarios en cualquier tipo de construcción, pero imprescindibles en el caso de puentes. Para poder llegar a una solución de cimentación, es necesario en cada caso, un reconocimiento detallado del terreno, que se realiza mediante sondeos y otras técnicas de tipo geofísico.

En los sondeos se perfora el terreno, usualmente recuperando un testigo continuo de los suelos o rocas atravesados, lo que permite apreciar visualmente sus características y tomar muestras para su ensayo en laboratorio.

Con las muestras obtenidas en los sondeos, se realizan ensayos en laboratorio, de cuyos resultados pueden extraerse los parámetros necesarios para el cálculo de las cimentaciones.

Es importante que los estudios geotécnicos, sus reconocimientos de campo y los ensayos de laboratorio sean realizados por técnicos y empresas debidamente preparados y con la experiencia adecuada al caso.

5.2.4 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SUELO.

Un perfil estratigráfico es una representación de la superposición y características de diferentes capas del suelo, que generalmente se realiza a través de dibujo o fotografía. Un perfil es una especie de radiografía del terreno sondeado, y se lo conforma de acuerdo a los estratos que identifican en los sondeos que realizados en el terreno. En el perfil también se incluye de manera

gráfica el contenido de humedad natural y los límites de Atterberg (Límites Líquido y Plástico), obviamente esto por estrato.

En el caso de que se hubiese realizado pruebas de penetración estándar en los sondeos, también se coloca de manera gráfica (tanto el número de golpes como de la prof. de la penetración).

Un ejemplo un perfil estratigráfico por sí mismo habla mucho más que ésta descripción, por lo que se lo detalla en la figura (5.4), el cual nos indica un ejemplo de perfil estratigráfico de un registro de perforación del proyecto Esmeraldas.

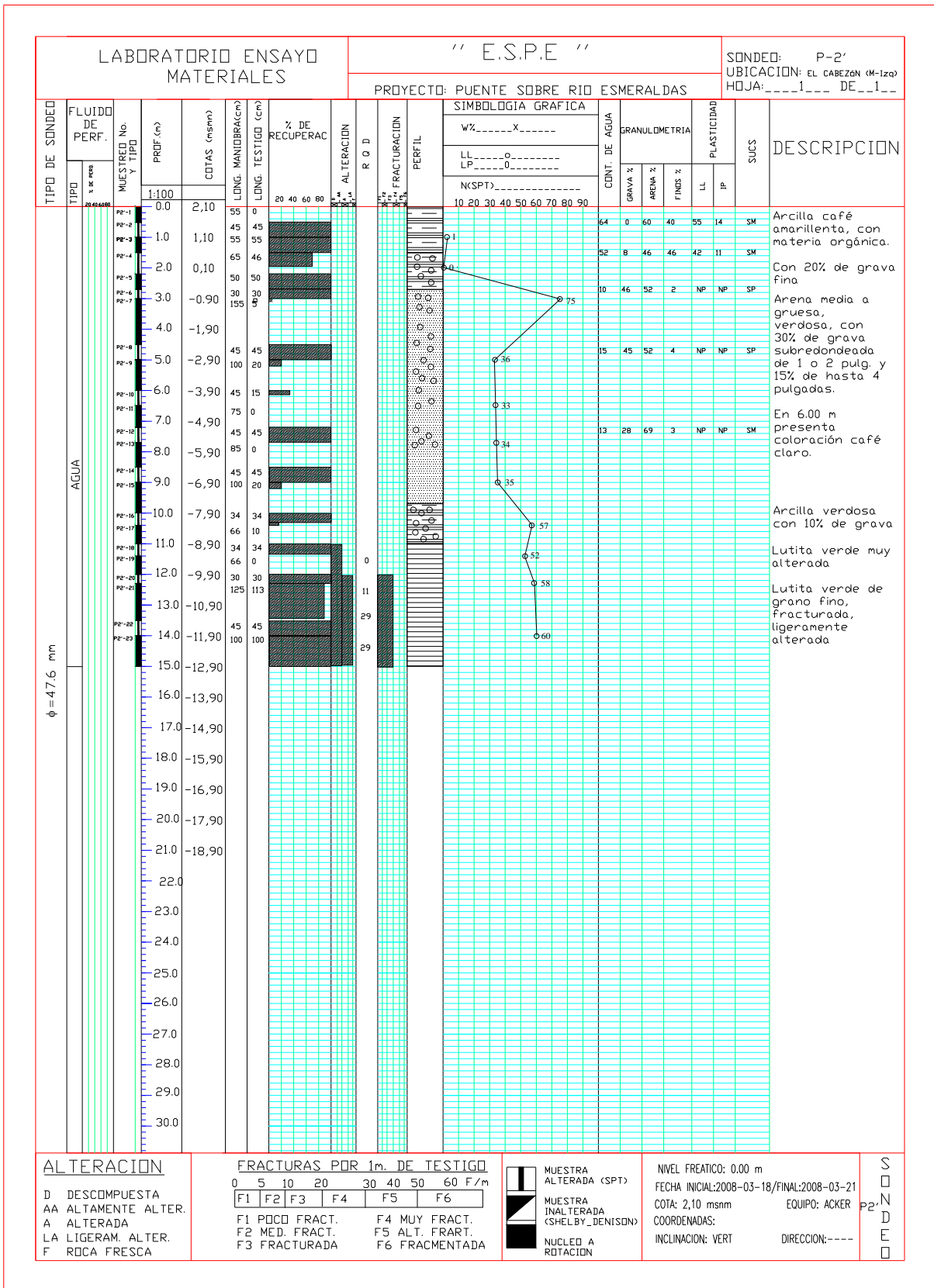


Figura 5.4: Registro de perforación para el sondeo P-2'. (3)

Cuando se desea determinar dicha estratigrafía en este caso se realiza una perforación del suelo con la adquisición de testigo, con esto podremos identificar las distintas capas, esto incluye, el tipo de suelo, la textura de la roca, el color, la estructura de subcapas dentro de una capa, etc.

5.3 ORGANIZACIÓN DE LA INFORMACIÓN.

La fase de organización consistió en agrupar toda la información correspondiente de los sondeos realizados del proyecto Esmeraldas. Como se menciona en la sección anterior, en esta información se encuentran los resultados de la capacidad de carga de los pilotes, información geotécnica, y propiedades y características de cada fundación profunda. Para facilitar el manejo de esta información recopilada se detalló desde los primeros sondeos hasta los últimos encontrados, con lo cual se resumió y sintetizó toda la información disponible.

5.4 ESTUDIOS REALIZADOS DEL PROYECTO ESMERALDAS.

5.4.1 INFORME DE LOS SONDEOS P-1, P-2, P-2' Y SD-1.

ESTUDIO DE MÉCANICA DE SUELOS SONDEOS P-1, P-2, P-2', SD-1

SITIOS: LA ISLA, EL CABEZON.

ALCANCE Y OBJETIVO DEL ESTUDIO.

En este reporte se presentan los resultados de trabajos de campo, laboratorio y oficina realizados en el sitio denominado El Cabezón donde se realizaron dos

sondeos P-2 y P-2', de la Isla Guerrero donde realizó un sondeo P-1, del cauce del río entre los dos anteriores donde se realizó el sondeo SD1.

El reporte tiene como objetivos específicos los siguientes:

- Conocer la naturaleza del subsuelo por medio de la clasificación de los suelos o rocas recuperadas en los sondeos
- Conocer las características del subsuelo de cimentación, por medio de la toma de muestras y ensayos de laboratorio.
- Evaluar la capacidad de carga admisible de cimentaciones profundas.

TRABAJOS DE CAMPO

Con el fin de conocer las características del subsuelo se realizaron tres perforaciones a rotación percusión. Dos sondeos en el sitio denominado EL Cabezón y un sondeo en la Isla. Las bocas de los sondeos hacen referencia a la cota 0.0 que corresponde al nivel del terreno al momento de la exploración.

En el caso del sondeo SD-1 la cota 0.0 corresponde al nivel de la plataforma de perforación a la fecha de ejecutado el sondeo.

La siguiente tabla muestra la ubicación y profundidad de cada perforación:

Tabla 5.1: Ubicación de los sondeos P-1,P-2,P-2' y SD-1.

SONDEO	UBICACIÓN	COORDENADAS UTM	Abs	PROF
P-1	Margen derecha (La Isla)	104544.59 N / 650648.27 E	0+838	24
P-2	Margen izquierda (El Cabezón)	104518.44 N / 650617.99 E	0+678	24
P2'	Margen izquierda (El Cabezón)	104438.03 N / 650524.92 E	0+675	15
SD-1	Cauce entre sitios El Cabezón e La Isla	104500.13 N/ 650596.81 E	0+770	20

En las perforaciones se realizaron ensayos de penetración estándar, tomándose el respectivo registro de “N” siguiendo la norma ASTM D1586-57.

Nivel freático

Para el sondeo P-1 se registra un nivel freático a 0.5 m y en los sondeos P-2 y P-2' el nivel freático es superficial 0.0 m de profundidad. En el sondeo SD-1 el subsuelo investigado está bajo el cauce (flujo de agua).

TRABAJO DE LABORATORIO

El programa de estudios de laboratorio tuvo como objetivo la clasificación de las muestras alteradas recuperadas a las diferentes profundidades y a su descripción manual visual.

Ensayos de clasificación

En primera instancia se mide la humedad natural de las muestras recuperadas, luego los ensayos necesarios para clasificar el suelo como son límites de consistencia y granulometrías por lavado debido al tamaño de los suelos finos.

De acuerdo a las siguientes normas:

- Contenido de humedad ASTM D-2216
- Granulometría por lavado ASTM D-422
- Límites de Atterberg ASTM D-4318

Con los resultados de estos ensayos se procedió a clasificar las muestras de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos SUCS.

Ensayos de compresión simple

Se realizaron ensayos de compresión simple en muestras de roca sedimentaria recuperadas de los sondeos P-1, P-2', SD-1, en el sitio de proyecto, las muestras no fueron transportadas al laboratorio.

CONDICIONES GENERALES DEL SITIO

Ubicación del sitio

El sondeo P-1 se localiza en la Isla margen derecha. Los sondeos P-2 y P-2' se localizan en el sitio denominado el Cabezón ubicado en el área de acceso a Esmeraldas.

El sondeo SD-1 se realizó en el cauce del río entre los dos anteriores.

Topografía

El sondeo P-1 se encuentra en área plana sin pendientes.

Los sondeos P-2 y P-2' se encuentran al pie de un talud que a la fecha de los estudios es un depósito de basura y materiales de construcción.

Geología del sector

El área de estudio es el estuario del Río Esmeraldas que se encuentra en un depósito aluvial con poca variación lateral, sobre la formación Borbón.

El sondeo P-1 se encuentra en depósitos aluviales de arenas y gravas redondeadas y subredondeadas en porcentajes variables cada una de ellas.

Los sondeos P-2 y P-2' han sido perforados en un coluvión al que sobreyace un depósito aluvial.

Subyace al depósito aluvial en el área de P-1, P-2 y P-2' roca sedimentaria lutita.

El sondeo SD-1 corresponde a un depósito aluvial semejante a los sitios anteriores sobre roca sedimentaria y que a la fecha de ejecución del sondeo se ubica en el cauce del río.

ESTRATIGRAFÍA DE LOS SITIOS

Estratigrafía sondeo P-1 margen derecha

En la isla el sondeo de investigación se denomina P-1. Se caracteriza por ser un depósito aluvial con suelo fino en la parte superior, subyace un depósito aluvial de grava y arena y este a su vez se deposita sobre roca sedimentaria.

Un detalle resumido de la estratigrafía se presenta a continuación:

Tabla 5.2: Estratigrafía del sondeo P-1.

Sondeo	Profundidad (m)	Descripción
P-1	0 - 2,5	Limo arcilloso café amarillento saturado hacia la base del estrato con grava (40%), hasta de 2 plg
	2,5 - 19,9	Aluvial, arena grano medio a grueso, grava 25 % a 50 %, de 2 a 3 plg
	19,9 - 24	Lutita color verde bastante a completamente meteorizada. Compresión simple a 24 m de profundidad 433.3 T/m ²

Condiciones de compacidad margen derecha P-1

En el siguiente cuadro se pueden caracterizar tres niveles de compacidad del subsuelo según N_{spt} de los registros de perforación:

Tabla 5.3: Valores de penetración estándar del sondeo P-1.

Margen	Nivel	Profundidad (m)	Valor de penetración estándar N
Derecha P-1	1	0,0 - 2.5	-
	2	2,5 – 19.9	49 – 50
	3	19.9 - 24	80(Rechazo)

Sondeos P-2 y P-2', El Cabezón margen izquierdo

P-2 y P-2' son dos sondeos con una separación de 3 m se observa que existe un depósito de pie de montaña identificado por una mezcla heterogénea de roca sedimentaria con gravas aluviales en P-2 que sobreyace a roca sedimentaria in situ identificada a 9 m de profundidad en P-2'.

El detalle resumido de la estratigrafía de los sondeos se presenta a continuación:

Tabla 5.4: Estratigrafía del sondeo P-2'.

Sondeo	Profundidad (m)	Descripción
P-2'	0.0 – 2.2	Arcilla.
	2.2 - 9	Aluvial. Grava (15 a 40 %) más arena.
	9,0 - 15,0	Roca sedimentaria, lutita alterada, resistencia compresión simple $q_c=317.2$ T/m ²

Tabla 5.5: Estratigrafía del sondeo P-2.

Sondeo	Profundidad (m)	Descripción
P-2	0,0 - 2,5 m	Sucesión de limo arcilloso, grava (muy poco)
	2.5 – 24 m	Coluvión. Arena con grava de hasta 2 plg (de 15 a 40 %). Mezcla de lutita y grava subredondeada

Condiciones de compacidad margen izquierda

Los sondeos P-2 y P-2' denotan que existe variación lateral en la estratigrafía del subsuelo y la mezcla de grava y lutita en P-2 delata la presencia de un coluvión.

En P-2' existe aluvial hasta la profundidad de 9 m, al mismo que lo subyace roca sedimentaria hasta los 15 m.

Por lo anterior se puede anotar que por lo que respecta a P-2' existen tres niveles de resistencia que han sido establecidos en función de los valores de penetración estándar y el tipo de suelo, depósito aluvial y roca sedimentaria.

Tabla 5.6: Valores de penetración estándar para el sondeo P-2'

Margen	Nivel	Profundidad (m)	Valor de penetración estándar N
Izquierda P-2'	1	0,0 - 2,2	0 – 1
	2	2,2 – 9	33 – Rechazo
	3	9 .0- 15	35 – Rechazo

Estratigrafía sondeo SD-1 en cauce de río

El estrato de depósito aluvial se encuentra hasta los 10 m de profundidad, subyace una capa de suelo de hasta 3 m de espesor, de 13 a 24 metros de profundidad se encuentra roca sedimentaria (limolita, lutita) color verdoso.

A continuación se presenta un detalle resumido de la estratigrafía:

Tabla 5.7: Estratigrafía del sondeo SD-1

Sondeo	Profundidad (m)	Descripción
SD-1	de 6 a 10 m	Aluvial
	de 10 a 13 m	Arena limosa y arcillas
	de 13 a 24 m	Roca sedimentaria lutita o limolita

Condiciones de compacidad cauce, sitio SD-1

Se presentan dos niveles:

- El nivel 1 perteneciente al aluvial.
- El nivel 2 de arena limosa con arcillas.
- El nivel 3 perteneciente a la roca sedimentaria lutita o limonita. En este nivel hay que tomar en cuenta que el rechazo en el ensayo SPT para el número de golpes lo provoca una roca, no un suelo granular, por lo tanto para caracterizar este estrato se tomaron ensayos de resistencia a compresión simple.

De acuerdo a los resultados de estos ensayos se puede caracterizar la roca de 13 a 24 m como muy blanda.

Tabla 5.8: Valores de penetración estándar para el sondeo SD-1

Sondeo	Nivel	Profundidad (m)	Número golpes SPT, qc
SD-1	1	de 6 a 10	-
	2	de 10 a 13	30-58
	2	de 13 a 24	De 36 a rechazo
			resistencia a compresión qc: 150,2 -177,5 T/m ² , roca muy blanda

ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA EN P-1, P-2', SD-1

Tomando en cuenta las condiciones del subsuelo y la estratigrafía del mismo se evalúa la capacidad de carga para pilotes hincados tubulares de hormigón.

Se analizan pilotes de 1.14 m, 1.52 m y 1.92 m de diámetro trabajando a punta y a fricción.

Los resultados obtenidos de capacidad de carga de los pilotes se muestran en los siguientes cuadros:

Tabla 5.9: Resumen capacidad de carga de pilotes P-1, La Isla.

	D=1.14m	D=1.52m	D=1.92m
PROF(m)	Qa (T)	Qa (T)	Qa (T)
1.00	0.00	0.00	0.00
14.00	204.76	346.07	534.28
17.60	305.58	513.83	790.51
20.25	354.88	593.57	909.86

Tabla 5.10: Resumen capacidad de carga de pilotes P-2', El Cabezón.

	D=1.14m	D=1.52m	D=1.92m
PROF(m)	Qa (T)	Qa (T)	Qa (T)
1.00	6.23	11.03	17.55
2.20	3.18	5.60	8.88
3.00	239.35	421.89	669.54
5.00	295.49	517.60	818.19
6.45	308.56	537.68	847.06
7.65	315.95	548.09	860.96
10.33	322.63	554.66	866.16
11.33	385.82	663.46	1036.21
12.30	402.77	690.58	1076.49
13.00	427.16	731.30	1138.84
14.00	440.11	753.34	1173.00

Tabla 5.11: Resumen capacidad de carga de pilotes SD-1, cauce

	D=1.14m	D=1.52m	D=1.92m
PROF(m)	Qa (T)	Qa (T)	Qa (T)
6.00	183.73	326.63	521.15
7.00	187.81	333.88	544.31
8.00	244.13	347.22	566.73
9.00	289.59	471.44	758.57
10.00	299.00	509.86	816.69
11.00	260.31	451.92	722.66
12.00	258.34	453.84	724.92
13.00	245.59	433.90	692.71
14.00	248.40	440.24	702.62
15.00	247.44	439.22	700.90
16.00	244.76	434.79	693.79
17.00	241.35	428.90	684.36
18.00	241.19	428.70	684.03
19.00	236.24	419.93	670.04

Número de pilotes y espaciamento

El número de pilotes y su espaciamento dependerá de las cargas de la estructura, tomando en cuenta que el espaciamento sea mayor a tres veces el diámetro del pilote con el objeto de que los mismos trabajen individualmente.

5.4.2 INFORME DE LOS SONDEOS P-5, P-6 Y SD-2.

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS SONDEOS P-5, P-6, SD-2

SITIO: RAMAL NORTE MARGEN IZQUIERDA Y DERECHA

ALCANCE Y OBJETIVO DEL ESTUDIO

En este reporte se presentan los resultados de trabajos de campo, laboratorio y oficina realizados en el sitio denominado Ramal Norte donde se realizaron tres sondeos P-5, P-6 y SD-2 correspondientes a las abscisas 3+689, 3+809 y 3+740 respectivamente.

El reporte tiene como objetivos específicos los siguientes:

- Conocer la naturaleza del subsuelo por medio de la clasificación de los suelos o rocas recuperadas en los sondeos
- Conocer las características del subsuelo de cimentación, por medio de la toma de muestras y ensayos de laboratorio
- Evaluar la capacidad de carga admisible de cimentaciones profundas.

TRABAJOS DE CAMPO

Con el fin de conocer las características del subsuelo se realizaron tres perforaciones a rotación percusión. Las bocas de los sondeos hacen referencia a la cota 0.0 que corresponde al nivel del terreno al momento de la exploración.

Para el sondeo SD-2 la cota 0.0 corresponde al nivel de la plataforma a la fecha de ejecución del mismo.

El siguiente cuadro muestra la ubicación y profundidad de cada perforación:

Tabla 5.12: Ubicación de los sondeos P-5, P-6 y SD-2.

SONDEO	UBICACIÓN	COORDENADAS UTM	Abs	PROF
P-5	Margen izquierda (Manglar), Ramal Norte	107210.77 N / 651028.74 E	3+689	25.4
P-6	Margen izquierda (Manglar), Ramal Norte	107329.36 N / 651010.4 E	3+809	18
SD-2	Cauce del río	107261.17 N / 651020.95 E	3+740	24.25

En las perforaciones se realizaron ensayos de penetración estándar, tomándose el respectivo registro de "N" siguiendo la norma ASTM D1586-57

Nivel freático

Para el pozo P-5 se registra un nivel freático a 0.0 m y en los pozos P-6 el nivel freático de igual manera 0.0 m de profundidad.

En el sondeo SD-2 el subsuelo investigado está bajo el cauce.

TRABAJO DE LABORATORIO

El programa de estudios de laboratorio tuvo como objetivo la clasificación de las muestras alteradas recuperadas a las diferentes profundidades y a su descripción manual visual. Los resultados de estos ensayos forman parte del Apéndice Ensayos de Laboratorio.

Ensayos de clasificación

En primera instancia se mide la humedad natural de las muestras recuperadas, luego los ensayos necesarios para clasificar el suelo como son límites de consistencia y granulometrías por lavado debido al tamaño de los suelos finos.

De acuerdo a las siguientes normas:

- Contenido de humedad ASTM D-2216
- Granulometría por lavado ASTM D-422
- Límites de Atterberg ASTM D-4318

Con los resultados de estos ensayos se procedió a clasificar las muestras de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos SUCS, así también se reportan los porcentajes de finos, arena y gravas.

CONDICIONES GENERALES DEL SITIO

Ubicación del sitio

El sondeo P-5 se localiza en la Isla margen izquierda, el sondeo P-6 se localiza en la margen derecha. Correspondientes a las abscisas 3+820 y 3+680 del ramal norte. Al momento del estudio el acceso solo es posible por vía fluvial.

El sondeo SD-2 se ubica en la abscisa 3+740.

Topografía

El sondeo P-5 se encuentra en área plana sin pendientes corresponde a un sitio de antiguas camaroneras.

El sondeo P-6 de igual manera se perforó en un área plana sin pendientes.

Ambos sitios poseen poco manglar.

El sondeo SD-2 se perforó en el cauce del río entre los dos sondeos anteriores.

Geología del sector

El área de estudio es el estuario del Río Esmeraldas que se encuentra en un depósito aluvial, sobre la formación Borbón.

Los sondeos P-5, P-6 y SD-2 se realizaron en un depósito cuaternario de origen aluvial.

ESTRATIGRAFIA DE LOS SITIOS

Sondeos P-5. Margen izquierda ramal Norte

En depósito superficial arenas con finos, subyace una sucesión de capas de arena y arenas con grava.

El detalle resumido de la estratigrafía de los sondeos se presenta a continuación:

Tabla 5.13: Estratigrafía del sondeo P-5

Sondeo	Profundidad (m)	Descripción
P-5	0.0 – 1.45	Arenas con finos
	1.45-5.5	Aluvial. Arena con grava (20 %) de 1 plg
	5.5 – 9.5	Aluvial. Arena
	9.5 -15	Aluvial. Arena con finos y grava (2%) de 2 plg
	15- 25.4	Aluvial. Arena

Condiciones de compacidad margen izquierda ramal norte

Los valores de SPT registrados delatan tres niveles de compacidad que se resumen en el siguiente cuadro:

Tabla 5.14: Valores de penetración estándar para el sondeo SD-1

Margen	Nivel	Profundidad (m)	Variación de penetración estándar N
Izquierda P-5	1	0,0 - 1.45	0 – 8
	2	1.45 – 14	22 -30
	3	14 -25.4	Rechazo

Estratigrafía sondeo P-6 margen derecha ramal Norte

Arenas limosas hasta los 2.45 m, subyace una sucesión de capas de arenas y arenas con grava de diferentes tamaños

Un detalle resumido de la estratigrafía se presenta a continuación:

Tabla 5.15: Estratigrafía del sondeo P-6

Sondeo	Profundidad (m)	Descripción
P-6	0 – 1.7	Aluvial con finos
	1.7 – 5	Aluvial. Arena
	5 – 8	Aluvial. Arena con grava (< 2plg)
	8 – 11	Aluvial. Arena con finos
	11 – 15	Aluvial. Arena con finos grava poco (<1.5 plg)
	15 -18	Aluvial. Arena

Condiciones de consistencia

En el siguiente cuadro se pueden caracterizar los niveles de consistencia del subsuelo según N_{spt} de los registros de perforación:

Tabla 5.16: Valores de penetración estándar para el sondeo P-6

Margen	Nivel	Profundidad (m)	Valor de penetración estándar N
Derecha P-6	1	0,0 - 2.45	0
	2	2.45 – 5.45	36
	3	5.45 – 17.38	Rechazo

Estratigrafía sondeo SD-2 cauce del río

Este sondeo es una sucesión de material aluvial con incremento de la compacidad hacia la profundidad excepto en dos estratos ubicados a 4 y 10 m

el espesor de los mismos no es mayor a 2m pero la compacidad en los mismos disminuye a suelta a medianamente suelta.

A continuación se presenta un detalle resumido de la estratigrafía:

Tabla 5.17: Estratigrafía del sondeo SD-2

Sondeo	Profundidad m	Descripción
SD-2	0 - 24	aluvial

Condiciones de compacidad

Los valores de Nspt delatan 5 niveles de compacidad resumidos en el siguiente cuadro:

Tabla 5.18: Valores de penetración estándar para el sondeo SD-2

SONDEO	NIVEL	Profundidad m	Variación Nspt
SD-2	1	0-3.3	31 - 49
	2	3.3-5.3	9
	3	5.3 - 9.3	33 -103
	4	9.3 – 11.3	5 - 10
	5	11.3 -24	48 - 75

ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA

Tomando en cuenta las condiciones del subsuelo y la estratigrafía del mismo se evalúa la capacidad de carga para pilotes hincados tubulares de hormigón.

Se analizan pilotes de 1.14 m, 1.52 m y 1.92 m trabajando a punta y a fricción.

Los resultados obtenidos de capacidad de carga de los pilotes se muestran en los siguientes cuadros:

Tabla 5.19: Resumen capacidad de carga de pilotes P-5

	D=1.14m	D=1.52m	D=1.92m
PROF(m)	Qa (T)	Qa (T)	Qa (T)
1.45	50.24	88.76	141.07
3.00	125.17	219.74	347.84
5.00	216.55	378.19	596.68
11.65	250.74	428.83	667.34
16.90	341.80	578.98	895.22
20.90	373.29	625.94	961.16
25.40	410.75	682.03	1040.17

Tabla 5.20: Resumen capacidad de carga de pilotes P-6

	D=1.14m	D=1.52m	D=1.92m
PROF(m)	Qa (T)	Qa (T)	Qa (T)
2.45	6.28	11.24	17.82
5.45	173.94	314.84	495.34
12.95	300.47	569.63	884.59
13.87	361.09	631.65	979.30
14.89	402.91	666.50	1031.20
17.38	427.62	690.01	1062.28

Tabla 5.21: Resumen capacidad de carga pilotes SD-2

	D=1.14m	D=1.52m	D=1.92m
PROF(m)	Qa (T)	Qa (T)	Qa (T)
1.30	192.09	339.59	539.95
2.30	176.27	310.34	492.13
3.30	226.95	398.32	630.41
4.30	151.11	263.09	414.24
5.30	305.36	533.83	842.74
6.30	394.50	688.72	1086.32
7.30	419.72	730.38	1149.61
8.30	500.06	869.03	1366.67
9.30	378.56	651.45	1017.94
10.30	226.47	380.94	586.20
11.30	162.93	267.64	405.08
12.30	261.41	440.37	678.34
13.30	343.38	583.29	903.57
14.30	381.05	647.55	1003.41
15.30	355.31	599.81	925.27
16.30	342.33	574.80	883.44
17.30	293.81	487.27	742.52
18.30	307.36	509.54	776.23
20.70	318.13	524.13	794.97
21.90	317.86	521.61	788.91
23.80	395.88	655.65	998.13

Número de pilotes y espaciamiento

El número de pilotes y su espaciamiento dependerá de las cargas de la estructura, tomando en cuenta que el espaciamiento sea mayor a tres veces el diámetro del pilote con el objeto de que los mismos trabajen individualmente.

5.4.3 INFORME DE LOS SONDEOS P-9 Y P-10

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS SONDEOS P-9, P-10

SITIOS: MANGLAR NORTE (MARGEN IZQUIERDO), COLEGIO BARBIZOTTI (MARGEN DERECHO)

ALCANCE Y OBJETIVO DEL ESTUDIO

Como parte de este proyecto la mencionada empresa ha planificado la construcción de un puente desde el manglar norte (P9 margen izquierda) hasta el arenero (P10 margen derecha) área cercana al colegio Barbizotti. En este reporte se presentan los resultados de trabajos de campo, laboratorio y oficina realizados en los sitios mencionados donde se realizaron dos sondeos denominados P-9, P-10

El reporte tiene como objetivos específicos los siguientes:

- Conocer la naturaleza del subsuelo por medio de la clasificación de los suelos o rocas recuperadas en los sondeos.
- Conocer las características del subsuelo de cimentación, por medio de la toma de muestras y ensayos de laboratorio.

ESTRUCTURA PROYECTADA

Se proyecta construir una estructura puente de aproximadamente 70 metros de luz.

TRABAJOS DE CAMPO

Con el fin de conocer las características del subsuelo se realizaron dos perforaciones a rotación percusión. Las bocas de los sondeos hacen referencia a la cota 0.0 que corresponde al nivel del terreno al momento de la exploración.

El siguiente cuadro muestra la ubicación y profundidad de cada perforación:

Tabla 5.22: Ubicación de los sondeos P-9 Y P-10.

SONDEO	UBICACIÓN	COORDENADAS UTM	Abs	PROF
P-9	Manglar norte , margen izquierdo	107970.27 N / 650778.81 E	4+495	20
P-10	Manglar , el arenero, margen derecho	107938.58 N / 650793.67 E	4+460	15

En las perforaciones se realizaron ensayos de penetración estándar, tomándose el respectivo registro de "N" siguiendo la norma ASTM D1586-57

Nivel freático

Para los sondeos P-9 se reporta nivel freático a 0.5 m y para el P-10 se reporte el sondeo a nivel de la marea.

TRABAJO DE LABORATORIO

El programa de estudios de laboratorio tuvo como objetivo la clasificación de las muestras alteradas recuperadas a las diferentes profundidades y a su descripción manual visual. Los resultados de estos ensayos forman parte del Apéndice Ensayos de Laboratorio.

Ensayos de clasificación

En primera instancia se mide la humedad natural de las muestras recuperadas, luego los ensayos necesarios para clasificar el suelo como son límites de consistencia y granulometrías por lavado debido al tamaño de los suelos finos.

De acuerdo a las siguientes normas:

- Contenido de humedad ASTM D-2216
- Granulometría por lavado ASTM D-422
- Límites de Atterberg ASTM D-4318

Con los resultados de estos ensayos se procedió a clasificar las muestras de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos SUCS, así también se reportan los porcentajes de finos, arena y gravas.

CONDICIONES GENERALES DEL SITIO

Ubicación del sitio

El sondeo P9 se localiza en la Isla margen izquierda en el sitio denominado manglar norte, el sondeo P10 se localiza en la margen derecha en el sitio denominado Arenero en área cercana Colegio Barbizotti.

Topografía

El sondeo P-9 se encuentra en área plana sin pendientes corresponde a un sitio de manglar a la margen izquierda del río,

El sondeo P-10 de igual manera se perforó en un área plana sin pendientes correspondiente al sector EL Arenero, a la margen derecha del río.

Geología del sector

El área de estudio es el estuario del Río Esmeraldas que se encuentra en un depósito aluvial.

Los sondeos P-9 y P-10 se realizaron en un depósito cuaternario de origen aluvial

ESTRATIGRAFÍA DE LOS SITIOS

Estratigrafía sondeo P-9 margen izquierdo

Suelo orgánico muy húmedo hasta la profundidad de 2 m donde tiene una compacidad muy suelta. Subyace una sucesión de arenas y arenas con grava de consistencia media hasta muy compacta. Hacia los 12 m se reporta una madera de hasta 15 cm.

Un detalle resumido de la estratigrafía se presenta a continuación

Tabla 5.23: Estratigrafía del sondeo P-9.

Sondeo	Profundidad (m)	Descripción
P-9	0 – 2	Suelo con materia orgánica, muy húmedo
	2 - 20	Aluvial. Capas de arena o arenas con grava de hasta 2 plg

Condiciones de consistencia margen izquierdo

En el siguiente cuadro se pueden caracterizar los niveles de consistencia del subsuelo según N_{spt} de los registros de perforación.

Tabla 5.24: Valores de penetración estándar para el sondeo P-9.

Margen	Nivel	Profundidad (m)	Valor de penetración estándar N
Derecha P-9	1	0 – 2	0 - 9
	2	2 - 20	36 - Rechazo

Sondeo P-10 margen derecha

Hasta los dos metros de profundidad existe un depósito de suelo orgánico con arena y restos de vegetación, como característica no ofrece resistencia al realizar el ensayo de penetración estándar. Subyace una sucesión de arenas aluviales con aumento de compacidad hasta los 15 metros de profundidad.

El detalle resumido de la estratigrafía de los sondeos se presenta a continuación:

Tabla 5.25: Estratigrafía del sondeo P-10.

Sondeo	Profundidad (m)	Descripción
P-10	0.0 – 2	Suelo orgánico muy húmedo
	2 - 15	Aluvial. Arenas

Condiciones de compacidad margen derecha

Los valores de SPT registrados delatan dos niveles de compacidad que se resumen en el siguiente cuadro:

Tabla 5.26: Valores de penetración estándar para el sondeo P-10.

Margen	Nivel	Profundidad (m)	Variación de penetración estándar N
Izquierda P10	1	0,0 - 2	0
	2	2 - 20	56 - 90

ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA PARA PILOTES EN P-9, P-10

Según las condiciones del subsuelo y la estratigrafía del mismo se evalúa la capacidad de carga para pilote hincados tubulares de hormigón.

Se han analizado pilotes con los siguientes diámetros: 1.14m, 1.52m, 1.92m trabajando a punta y a fricción. Un resumen de resultados para la capacidad de carga se muestra en los siguientes cuadros:

Tabla 5.27: Resumen capacidad de carga para pilotes en P-9, Margen Izquierda manglar Norte.

	D=1.14m	D=1.52m	D=1.92m
PROF(m)	Qa (T)	Qa (T)	Qa (T)
1,00	0,00	0,00	0,00
2,00	28,53	50,28	79,80
3,00	99,27	174,77	277,16
4,00	253,30	445,56	706,20
6,00	297,68	520,58	822,02
8,00	360,46	627,27	987,33
9,00	404,00	701,13	1101,65
10,00	394,49	681,45	1067,48
12,00	373,09	639,08	995,57
13,00	390,27	666,78	1036,94
14,00	398,68	678,99	1053,67
18,00	352,14	588,55	901,70
19,00	377,89	631,78	968,14
20,00	400,82	669,86	1026,23

Tabla 5.28: Resumen de capacidad de carga para pilotes en P-10, Margen derecha, Colegio Barbizotti

	D=1.14m	D=1.52m	D=1.92m
PROF(m)	Qa (T)	Qa (T)	Qa (T)
1,00	0,00	0,00	0,00
7,00	241,99	418,44	655,91
10,00	335,48	575,79	898,14
11,00	377,17	645,91	1006,04
12,00	397,38	678,47	1054,64
13,00	407,10	692,72	1074,36
14,00	411,74	698,15	1080,20
15,00	413,97	699,44	1079,59

Número de pilotes y espaciamiento.

El número de pilotes y espaciamiento dependerá de las cargas transmitidas por la estructura, tomando en cuenta que el espaciamiento sea mayor a tres veces el diámetro del pilote con el objeto que los mismos trabajen individualmente.

5.4.4 INFORME DE LOS SONDEOS P-12 Y P-13

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS SONDEOS P-12, P-13 SITIO: EL CABEZON, PUENTE SUR

ALCANCE Y OBJETIVO DEL ESTUDIO

En este reporte se presentan los resultados de trabajos de campo, laboratorio y oficina realizados en el sitio denominado El Cabezón con los sondeos P-12 y P-13, ubicados a un costado del camino de acceso a la mina artesanal de agregados para la construcción existente en la actualidad.

El reporte tiene como objetivos específicos los siguientes:

- Conocer la naturaleza del subsuelo por medio de la clasificación de los suelos o rocas recuperadas en los sondeos.
- Conocer las características del subsuelo de cimentación, por medio de la toma de muestras y ensayos de laboratorio.
- Evaluar la capacidad de carga admisible de las cimentaciones profundas.

TRABAJOS DE CAMPO

Con el fin de conocer las características del subsuelo se realizaron dos perforaciones a rotación percusión. Las bocas de los sondeos hacen referencia a la cota 0.0 que corresponde al nivel del terreno al momento de la exploración.

El siguiente cuadro muestra la ubicación y profundidad de cada perforación:

Tabla 5.29: Ubicación de los sondeos P-12 Y P-13.

SONDEO	UBICACIÓN	COORDENADAS UTM	Abs	PROF EXPLORACION
P-12	Izquierda camino acceso a mina artesanal. Rivera izquierda río Esmeraldas	104341.5 N / 650437.84 E	0+144.5	26
P-13	Izquierda camino de acceso a mina artesanal. Rivera izquierda río esmeraldas	104390.89 N / 650445.69 E	0+194.5	20

En las perforaciones se realizaron ensayos de penetración estándar en los depósitos de suelos y toma de muestras inalteradas en las rocas, tomándose el respectivo registro de “N” siguiendo la norma ASTM D1586-57

Nivel freático

Para el sondeo P-12 no se registra un nivel freático y en pozo P-13 el nivel freático se registra a 12.2 m de profundidad.

TRABAJO DE LABORATORIO

El programa de estudios de laboratorio tuvo como objetivo la clasificación de las muestras alteradas recuperadas a las diferentes profundidades y a su descripción manual visual. Los resultados de estos ensayos forman parte del Apéndice Ensayos de Laboratorio.

Ensayos de clasificación

En primera instancia se mide la humedad natural de las muestras recuperadas, luego los ensayos necesarios para clasificar el suelo como son límites de consistencia y granulometrías por lavado debido al tamaño de los suelos finos.

De acuerdo a las siguientes normas:

- Contenido de humedad ASTM D-2216
- Granulometría por lavado ASTM D-422
- Límites de Atterberg ASTM D-4318

Con los resultados de estos ensayos se procedió a clasificar las muestras de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos SUCS, así también se reportan los porcentajes de finos, arena y gravas.

Ensayos de compresión simple

Debe anotarse que los ensayos de compresión simple reportados en este informe se realizaron el sitio del proyecto, las muestras no fueron transportadas hacia el laboratorio.

CONDICIONES GENERALES DEL SITIO

Ubicación del sitio

Los sondeos P-12 y P-13 se localizan al costado izquierdo del acceso a la mina artesanal para materiales de construcción ubicada en el Cabezón. Es un área con varias viviendas y tienen acceso directo desde la vía principal de entrada a Esmeraldas por la parte superior.

Topografía

Las dos perforaciones se ubican en un talud con pendiente hacia el río.

Geología del sector

En esta área aflora una formación geológica sedimentaria caracterizada por areniscas y lutitas.

ESTRATIGRAFIA DE LOS SITIOS

Sondeo P12. Margen izquierda

Se evidencia un depósito de colusión hasta los 12 m de profundidad sobre roca sedimentaria. En el contacto de los dos estratos existe un nivel de meteorización que se evidencia por el aumento del número de golpes de SPT desde los 11 m hasta los 13 m de profundidad.

El detalle resumido de la estratigrafía de los sondeos se presenta a continuación:

Tabla 5.30: Estratigrafía del sondeo P-12.

Sondeo	Profundidad (m)	Descripción
P-12	0.0 – 12	Coluvión
	12-16	Arena y arcilla con grava
	16-26	Roca sedimentaria

Condiciones de compacidad margen izquierda

Los valores de SPT registrados delatan tres niveles de compacidad que se resumen en el siguiente cuadro:

Tabla 5.31: Valores de penetración estándar para el sondeo P-12.

Margen	Nivel	Profundidad (m)	Variación de penetración estándar N. Compresión simple
Izquierda P-12	1	0.0 – 12	0 – 10
	2	12- 26	56- Rechazo. Qc=230.6 T/m ²

Estratigrafía sondeo P-13 margen izquierda

Arenas limosas hasta los 7 m, subyace un estrato de roca sedimentaria blanda

Un detalle resumido de la estratigrafía se presenta a continuación.

Tabla 5.32: Estratigrafía del sondeo P-13.

Sondeo	Profundidad (m)	Descripción
P-13	0 – 7	Arenas limosas
	7-20	Lutita

Condiciones de consistencia

En el siguiente cuadro se pueden caracterizar los niveles de consistencia del subsuelo según Nspt de los registros de perforación.

Tabla 5.33: Valores de penetración estándar para el sondeo P-13.

Sondeo	Nivel	Profundidad (m)	Valor de penetración estándar N
P-13	1	0 – 7	3 - 33
	2	7-20	43 – 72 qc=113.16 T/m ²

ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA

Tomando en cuenta las condiciones del subsuelo y la estratigrafía del mismo se evalúa la capacidad de carga para pilotes hincados tubulares de hormigón.

Se analizan pilotes de 1.14 m, 1.52 m y 1.92 m trabajando a punta y a fricción.

Los resultados obtenidos de capacidad de carga de los pilotes se muestran en los siguientes cuadros:

Tabla 5.34: Resumen capacidad de carga de pilotes P-12

	D=1.14m	D=1.52m	D=1.92m
PROF(m)	Qa (T)	Qa (T)	Qa (T)
1.00	0.00	0.00	0.00
4.00	16.38	28.65	45.24
6.00	28.39	49.42	77.81
10.00	59.94	103.67	162.53
13.00	246.83	427.88	671.80
15.00	360.52	622.32	974.40
21.00	508.86	869.64	1352.68
24.00	625.85	1063.58	1648.10

Tabla 5.35: Resumen capacidad de carga de pilotes P-13.

	D=1.14m	D=1.52m	D=1.92m
PROF(m)	Qa (T)	Qa (T)	Qa (T)
1.00	0.00	0.00	0.00
2.00	21.91	38.63	61.31
3.00	83.80	147.56	234.03
4.00	110.39	193.81	306.82
5.00	160.28	280.97	444.34
6.00	272.35	477.38	754.92
7.00	304.19	531.56	838.95
8.00	421.38	736.00	1161.26
9.00	490.38	854.67	1346.62
10.00	539.34	937.58	1474.78
11.00	518.96	897.94	1408.15
12.00	517.98	892.73	1396.36
13.00	441.37	754.26	1173.16
14.00	420.43	714.55	1107.32
15.00	409.73	693.06	1070.59
16.00	404.28	680.97	1048.90
17.00	401.58	673.81	1035.12
18.00	400.37	669.33	1025.65
19.00	438.23	733.77	1125.60
20.00	441.92	737.74	1129.36

Número de pilotes y espaciamento

El número de pilotes y su espaciamento dependerá de las cargas de la estructura, tomando en cuenta que el espaciamento sea mayor a tres veces el diámetro del pilote con el objeto de que los mismos trabajen individualmente.

CAPITULO 6

APLICACIÓN PRÁCTICA.

6.1 INTRODUCCIÓN.

Este capítulo contiene aplicación práctica para la información recopilada de los sondeos representativos del proyecto Esmeraldas para lo cuál se hará las predicciones de carga última, para pilotes hincados tubulares de hormigón.

Se determinará la capacidad de carga última de pilotes a diferentes estratos de suelo utilizando principalmente el método Beta del manual FHWA HI 97-013, (Federal Highway Administration). Además para estimados preliminares se utilizará el método estático de Meyerhof (1976), que es un método rápido y fácil de usar, pero sus resultados solo servirán para realizar las comparaciones con el método estático Beta el cuál considera muchos mas parámetros para la determinación y diseño de la capacidad de carga última de pilotes.

En el desarrollo de este capitulo se describirá el procedimiento de cálculo del método Beta el cuál es uno de los métodos estáticos recomendados por este manual, se hace un análisis detallado paso a paso del primer sondeo de la información recopilada del proyecto Esmeraldas, para su entendimiento y uso posterior, y sus resultados serán comparados con los criterios de Luciano Decourt y Auki-Veloso, escritos y estudiados en capítulos anteriores.

Para la aplicación práctica de este método se realizó una hoja de cálculo en Excel, para el análisis de todos los sondeos representativos del proyecto

Esmeraldas, se tomará todas las consideraciones posibles para la investigación de este tema de tesis, ya que para obtener un diseño óptimo de una cimentación profunda se requiere un buen estimado de la capacidad de carga última de la fundación.

6.2 DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE CARGA AXIAL EN PILOTES.

Para el estudio y análisis de este tema de tesis se utilizará principalmente el manual FHWA HI 97-013, (Federal Highway Administration) para calcular la capacidad de carga axial de pilotes hincados.

El método estático Beta es un método semi-empírico basado en esfuerzos efectivos en la falla. Utiliza el factor β el cual se obtiene de tablas o figuras. Considera el tipo de fundación, el tipo de suelo, la fricción entre el suelo y la fundación y la presión lateral del suelo.

Se determinó y escogió este método estático puesto que sirve para suelos cohesivos y no cohesivos, su desarrollo y aplicación están basados con los parámetros encontrados en la información recopilada de los sondeos en la cimentación de los puentes, como por ejemplo, el diámetro del pilote, la profundidad, el material, la estratigrafía del lugar, la penetración estándar y otros datos geotécnicos del sector que son de utilidad para la aplicación de este método.

La metodología para la determinación de la carga última, se basa principalmente en los estudios geotécnicos a fin de conocer las características

y el comportamiento de los estratos que conforman el perfil del suelo. Es muy importante tomar en cuenta el perfil estratigráfico del suelo a partir de apropiados estudios geotécnicos.

En el desarrollo de este capítulo se presenta el método estático Beta, las condiciones para usarlo y su aplicación en el diseño y verificación de la capacidad de carga última de pilotes para la cimentación de puentes.

Cuadro 6.1: Ingreso de datos para la aplicación del método estático Beta. ⁽¹⁾

PREDICCIÓN DE CARGA ÚLTIMA DE PILOTES HINCADOS TUBULARES DE HORMIGÓN.						
PROYECTO:	PUENTE SOBRE EL RIO ESMERALDAS,			LARGO PILOTE:	20,25	m
UBICACION:	650648.27E/104544.59N			DIAMETRO:	1,52	m
LOCALIZACION	MARGEN DERECHA (RAMAL SUR)			P.ESP.AGUA:	9,8	KN/m3
SITIO:	EL CABEZON			F.SEGURIDAD:	3,5	
PROF.SONDEO	24	m				
SONDEO No:	P-1					
CALCULO DE CARGA PARA PILOTES MANUAL FHWA HI 97-013						
PASO 1						
PROFUNDIDAD	espesor	suelo	NSPT	N' SPT	Pesp(KN/m3)	ang.fricc
0						
2,5	2,5	arcilla	49	49	15,8	37
19,9	17,4	aluvial suelta	50	50	14,3	38
20,25	0,35	lutita	80	65	17	38

Esta cuadro forma parte de la hoja de salida del programa en Excel del Método Beta, elaborado por el responsable de este tema de tesis, aquí se puede observar los datos comunes de entrada (color rojo) para casi todos los métodos estudiados y los recomendados de manual FHWA, los cuales son: profundidad del sondaje, profundidad final de cada estrato, tipo de suelo de cada estrato, peso específico de cada estrato, valores del ensayo SPT para cada capa, el ángulo de fricción, además en la parte superior (color verde) podemos ingresar

el largo del pilote, su diámetro y el factor de seguridad el cual será tomado con criterio.

Finalmente este programa en Excel, mediante el uso de tablas y figuras que se detallarán posteriormente, nos sirve para determinar la capacidad de carga última de pilotes de diferente diámetro y largo a diferentes estratos. Los resultados finales de carga admisible esta expresado en toneladas.

Cuadro 6.2: Resultados de capacidad de carga del método estático Beta. ^(Autor)

Cálculo de la carga de diseno $Q_a=Q_u/FS$

Profundidad	Q_u	$Q_a(KN)$	$Q_a(T)$
0	0	0	0
2,5	2272,4	649,3	64,93
19,9	20674,7	5907,1	590,71
20,25	21181,2	6051,8	605,18

Rs=Resistencia a Fricción Lateral
Rt=Resistencia en punta.
Qu=Capacidad de carga última.
Qa=Carga de diseno

Para determinar la capacidad de carga admisible o de diseño se dividió la capacidad de carga última entre el factor de seguridad de 3.5, valor empleado para esta aplicación. De los resultados obtenidos se deducirán las conclusiones y recomendaciones finales.

Finalmente también se aplicará el método estático de Meyerhof para pilotes de poco desplazamiento, para poder comparar los resultados de todos los

sondeos de la información recopila y realizar un análisis comparativo de resultados.

Cuadro 6.3: Estimados preliminares de la capacidad de carga última Meyerhof 1976. ⁽¹¹⁾

PROYECTO: PILOTES ESMERALDAS							
OBRA	PUENTE						
FECHA:	2008-11-15						
ZONA:	ESMERALDAS Pozo 1						
Diseño de pilotes en arenas con el Nspt							
Pilotes Circulares de 1.5 m							
L=	20,25 m						
Diam =	1,52 m						
Fact.Area =	1,000						
σ =	50 Kpa						
<div style="border: 1px solid black; display: inline-block; padding: 2px;"> $Q_p = 4, N^*, \sigma_r \cdot A_p$ $Q_s = \sigma_r \cdot N^* / 100, A_s$ </div> Meyerhof, 76							
FS= 3,5							
Ls (m)	N	N*	Ap(m2)	As(m2)	Qp(T)	Qs(T)	Qa(T)
0,00	0	0	1,815	0,000	0,00	0,00	0,00
2,50	49	49	1,815	11,938	1812,73	29,81	526,44
19,90	50	50	1,815	83,089	1831,23	209,63	583,10
20,25	80	65	1,815	1,671	2404,65	5,54	688,62

El método estático de Meyerhof es un método empírico basado en la prueba de SPT. Toma en consideración el valor de N de la prueba de penetración estándar, el esfuerzo vertical efectivo y el área de la fundación, pero utilizaremos esta metodología propuesta por Meyerhof (1976) solo para estimados preliminares y no para un diseño final.

6.3 ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA.

6.3.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO ESTÁTICO BETA DEL MANUAL FHWA HI 97-013.

La capacidad de soporte última Q_u de un pilote en el suelo puede ser expresado por la suma de la resistencia del fuste R_s y la resistencia en la punta R_t .

$$Q_u = R_s + R_t \quad (6.1)$$

Esto también puede ser expresado de la forma:

$$Q_u = f_s * A_s + q_t * A_t \quad (6.2)$$

En el método estático Beta, la resistencia unitaria del fuste es calculada de la siguiente expresión:

$$f_s = \beta \overline{P_o} \quad (6.3)$$

Donde:

β = coeficiente beta = $K_s \tan \delta$

$\overline{P_o}$ = esfuerzo efectivo promedio a lo largo del fuste.

K_s = coeficiente de presión lateral del suelo.

δ = ángulo de fricción entre el pilote y el suelo.

La resistencia unitaria en la punta es calculada con:

$$q_t = N_t p_t \quad (6.4)$$

Donde:

N_t = coeficiente de capacidad de punta.

p_t = esfuerzo efectivo en la punta.

Recomendados rangos de coeficientes β y N_t están en función del tipo de suelo y el ángulo ϕ' de Fellenius (1991), están representadas en la siguiente tabla.

Tabla 6.1: Rango de coeficientes β y N_t (Fellenius, 1991).⁽¹⁾

TIPO DE SUELO	ϕ	β	N_t
Arcilla.	25-30	0.23-0.40	3-30
Aluvión.	28-34	0.27-0.50	20-40
Arena.	32-40	0.30-0.60	30-150
Grava.	35-45	0.35-0.80	60-300

Los gráficos de los rangos en los coeficientes β y N_c versus el rango en el ángulo ϕ' son sugeridos por Fellenius y son presentados en las figuras (6.3) y (6.4), respectivamente. Estos gráficos pueden ayudar en la selección de estos coeficientes.

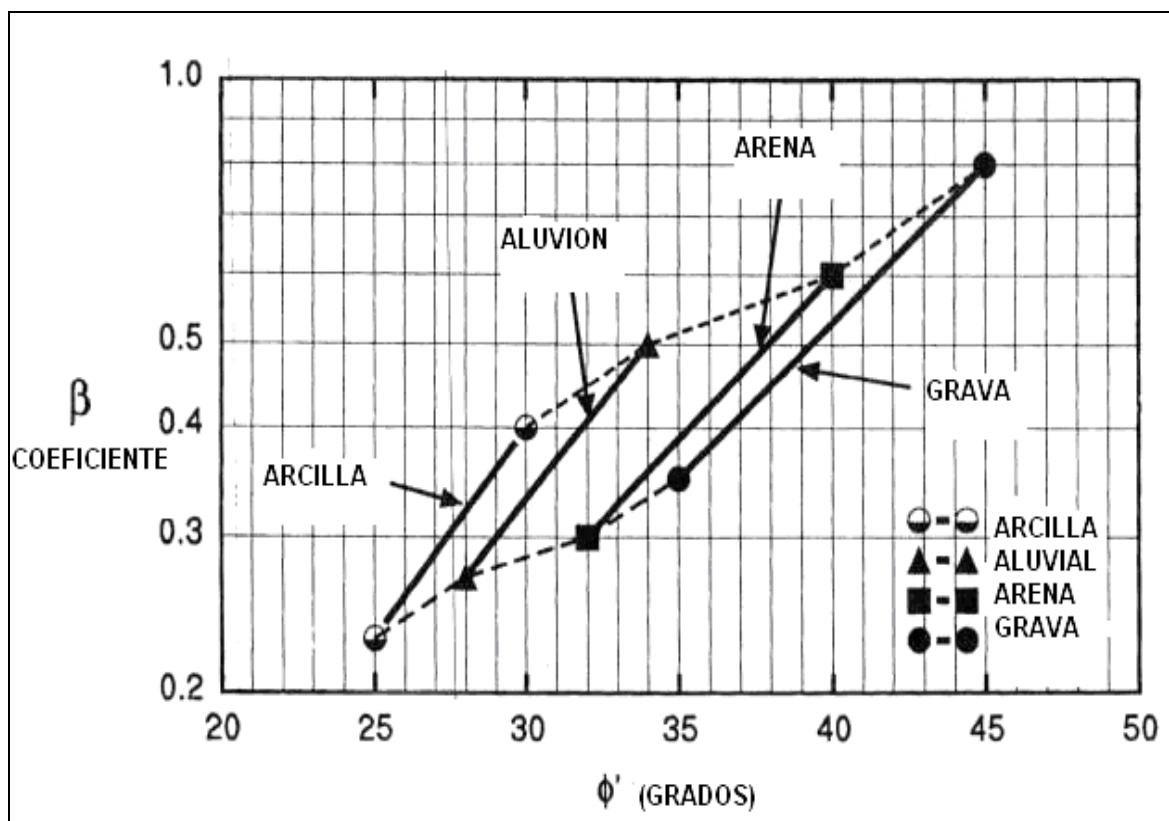


Figura 6.1: Grafica del coeficiente β en función del ángulo ϕ' . ⁽¹⁾

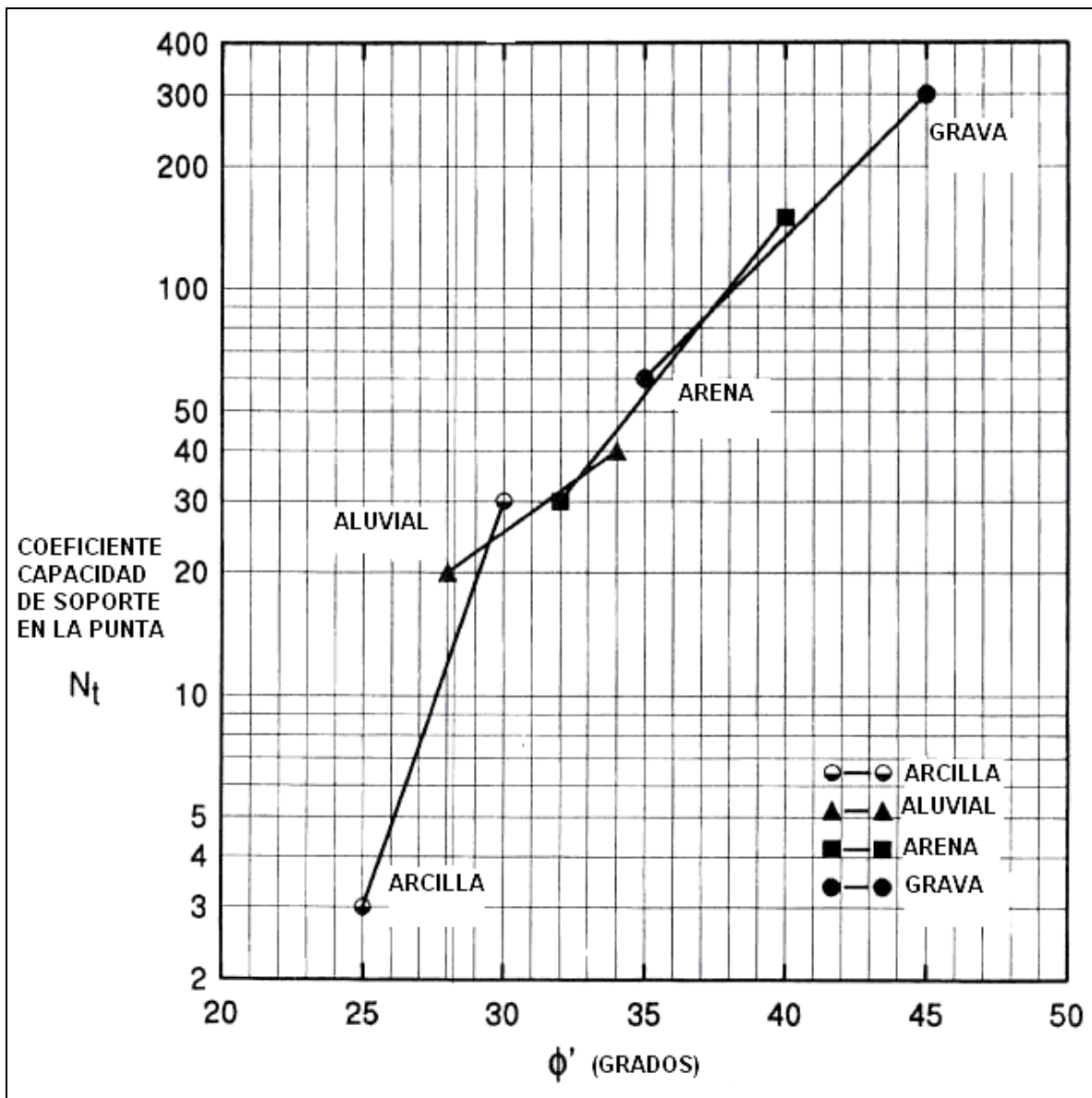


Figura 6.2: Grafica del coeficiente N_t en función del ángulo ϕ' . ⁽¹⁾

ESFUERZO EFECTIVO.

El trazo del esfuerzo efectivo versus la profundidad es llamado el “diagrama Po” y es usado en varios cálculos de la capacidad de carga ultima de pilotes.

Para construir el diagrama Po, se toma en cuenta el nivel freático, y se identifica los estratos según los reportes de la información recopilada del proyecto Esmeraldas.

Así se toma en cuenta el peso específico según las propiedades del estrato y se lo multiplicará por el espesor para obtener los esfuerzos. Para el cálculo del esfuerzo neutro se utiliza el peso específico del agua, en este caso el peso específico del agua $\gamma_w=9.8\text{KN/m}^3$, entonces el esfuerzo efectivo será igual al esfuerzo total menos el esfuerzo neutro.

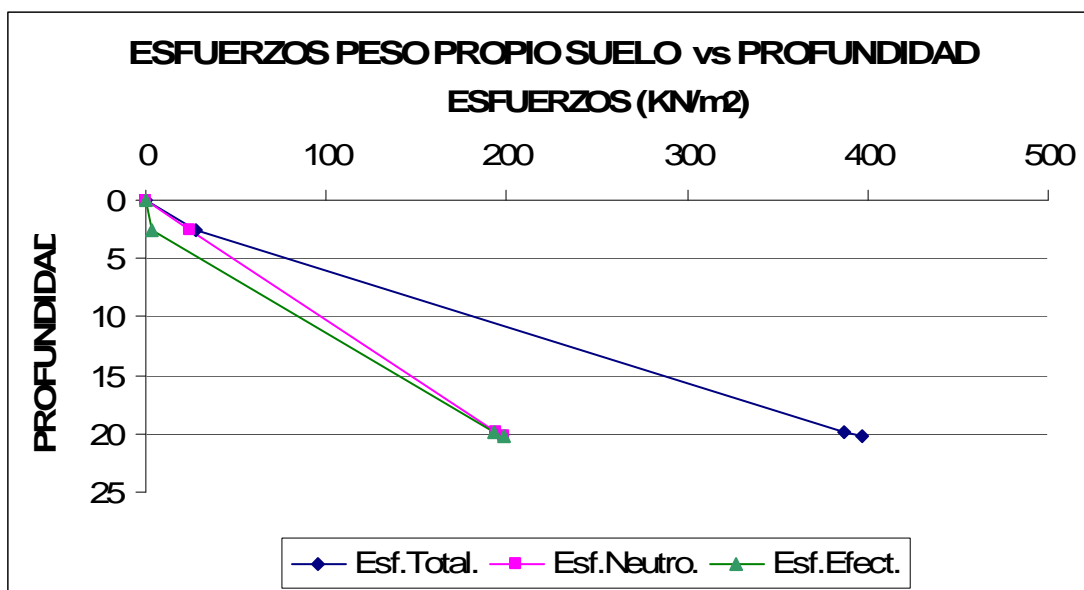


Figura 6.3: Diagrama Po, función de los esfuerzos vs. la profundidad. (Autor)

Así que es importante entender como se construye y se usa este diagrama ya que el método estático Beta es un método basado en esfuerzos efectivos en la falla. Algunos valores del peso volumétrico se pueden obtener de la siguiente tabla.

Tabla 6.2: Pesos volumétricos en función del tipo de suelo. ⁽²⁹⁾

<i>Descripción del suelo</i>	<i>Pesos volumétricos</i>		
	<i>Seco</i>	<i>Saturado</i>	<i>Sumergido</i>
	γ_s , en Tm/m^3	γ_{sat} , en Tm/m^3	γ_{sum} , en Tm/m^3
Grava húmeda	1.70	2.00	1.00
Arena uniforme suelta	1.43	1.89	0.89
Arena uniforme densa	1.75	2.09	1.09
Arena graduada suelta	1.59	1.99	0.99
Arena graduada densa	1.89	2.16	1.16
Material de acarreo, muy bien graduado	2.12	2.32	1.32
Arcilla suave		1.77	0.77
Arcilla rígida		2.07	1.07
Arcilla orgánica suave		1.58	0.58
Arcilla orgánica muy suave	1.	1.43	0.43
Bentonita suave		1.27	0.27

Mientras que cuando se basa en la penetración estándar corregida N' podemos estimar el ángulo de fricción interna ϕ' , la densidad del estrato y su peso específico unitario, esto se detalla en la siguiente tabla.

Tabla 6.3: Evaluación empírica de ϕ' , D_r , y peso específico unitario basado en el N' SPT. ⁽¹⁾

DESCRIPCIÓN	MUY SUELTO	SUELTO	MEDIO	DENSO	MUY DENSO
Densidad Relativa D_r .	0-0.15	0.15-0.35	0.35-0.65	0.65-0.85	0.85-1.00
Penetración estándar corregida N'	0 A 4	4 A 10	10 A 30	30 A 50	50+
Aproximado ángulo de fricción interna ϕ'	25-30°	27-32°	30-35°	35-40°	38-43°
Aproximado rango de peso específico unitario γ KN/m ³	11.0-15.7	14.1-18.1	17.3-20.4	17.3-22.0	20.4-23.6

6.3.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO CON EL MÉTODO BETA.

PASO 1

Ubicar el perfil del suelo en capas y determinar el ángulo de fricción ϕ' por cada capa.

- Se construye el diagrama P_o (Esfuerzos propios del suelo vs. profundidad) y se calcula el esfuerzo efectivo en cada estrato.
- Se determina el ángulo ϕ' por cada capa de suelo en el laboratorio o con datos en sitio.

- En la ausencia de laboratorio o datos en sitio, se determina el promedio corregido SPT N' evaluado por cada capa o estrato y se estima el ángulo ϕ' con la tabla 6.3.

PASO 2

Se selecciona el coeficiente β por cada capa de suelo.

- Se usa la experiencia local para seleccionar el coeficiente β por cada capa.
- En ausencia de experiencia local, se utiliza la tabla (6.1) o la figura (6.1) para estimar el coeficiente β del ángulo ϕ' de cada capa.

PASO 3

Por cada capa de suelo se calcula la resistencia unitaria del fuste f_s .

$$f_s = \beta * \overline{Po}$$

PASO 4

Se calcula la resistencia del fuste en cada capa del suelo y la resistencia última del fuste R_s (KN) con la suma de la resistencia de cada capa de suelo.

$$R_s = f_s * A_s$$

Donde:

A_s = Área superficial suelo-pilote del perímetro del pilote y la longitud.

PASO 5

Se calcula la resistencia unitaria en punta q_t .

$$q_t = N_t * p_t$$

- Se usa la experiencia local para seleccionar el coeficiente N_t .
- En la ausencia de experiencia local, se estima N_t de la tabla (6.1) o figura (6.2) basadas en el ángulo ϕ .
- Se calcula la presión efectiva en la punta del pilote. P_t .

PASO 6

Se calcula la resistencia última en punta R_t (KN).

$$R_t = q_t * A_t$$

Donde:

A_t = Área en la punta del pilote.

PASO 7

Se calcula la capacidad última del pilote Q_u (KN).

$$Q_u = R_s + R_t$$

PASO 8

Se determina la admisible carga de diseño Q_a (KN).

$$Qa = \frac{Qu}{\text{Factor de seguridad.}} \quad (6.5).$$

El factor de seguridad en este cálculo estático debería estar basado en las especificaciones de los métodos de control. Esto dependerá del tipo de método utilizado para el cálculo de la capacidad de carga última y tomando los criterios correspondientes.

6.4 DESARROLLO Y APLICACIÓN PRÁCTICA.

6.4.1 ANTECEDENTES.

Para la descripción del estudio se tomara como referencia el punto P1 del estudio de mecánica de suelos para la cimentación del puente Sur en el Cabezón en donde se detallará el procedimiento de cálculo de la capacidad de carga con su desarrollo y aplicación práctica.

Con el fin de conocer las características del subsuelo a lo largo del eje del puente se realizaron perforaciones a rotación percusión. Este sondeo se encuentra en el sitio denominado La Isla. Las bocas de los sondeos hacen referencia a la cota 0.0 que corresponde al nivel del terreno al momento de la exploración. En las perforaciones se realizaron ensayos de penetración estándar, tomándose el respectivo registro de "N" siguiendo la norma ASTM D1586-57.



Figura 6.4: Muestras tomadas de las perforaciones para el sondeo P-1. ⁽³⁾

El área de estudio es el estuario del Río Esmeraldas que se encuentra en un depósito aluvial con poca variación lateral, sobre la formación Borbón.

Este reporte tiene como objetivo conocer la naturaleza del subsuelo donde se ubicará la cimentación conociendo las características físico-mecánicas del depósito investigado para finalmente determinar la capacidad de carga de pilotes en el sondeo P-1 del proyecto vial sobre el estuario del Río Esmeraldas.

UBICACIÓN:

El sondeo P-1 se localiza en la Isla margen derecha. En el sitio denominado el Cabezón ubicado en el área de acceso a Esmeraldas.

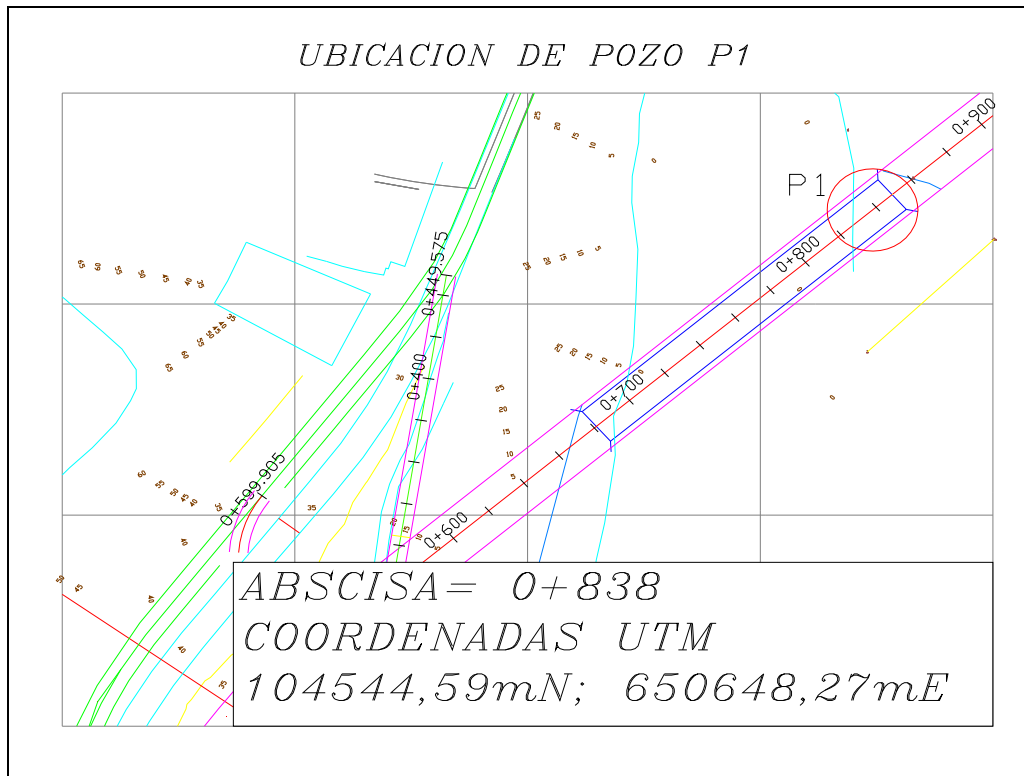


Figura 6.5: Ubicación en coordenadas UTM del sondeo en el pozo 1. ⁽³⁾

Tabla 6.4: Ubicación del sondeo P-1 del Puente Sur Proyecto Esmeraldas. ⁽³⁾

SONDEO	UBICACIÓN	COORDENADAS UTM	Abs	PROF
P-1	Margen derecha (La Isla)	104544.59 N / 650648.27 E	0+838	24

6.4.2 CONSIDERACIONES ADOPTADAS.

El sondeo P-1 se encuentra en depósitos aluviales de arenas y gravas redondeadas y subredondeadas en porcentajes variables cada una de ellas.

Se caracteriza por ser un depósito aluvial con suelo fino en la parte superior, subyace un depósito aluvial de grava y arena y este a su vez se deposita sobre roca sedimentaria de tipo lutita.

Un detalle resumido de la estratigrafía se presenta a continuación:

Tabla 6.5: Detalle resumido de la estratigrafía y del N SPT. ⁽³⁾

Sondeo	Profundidad (m)	Descripción	Valor de penetración Estandar N
P-1	0 - 2,5	Limo arcilloso café amarillento saturado hacia la base del estrato con grava (40%), hasta de 2 plg	-
	2,5 - 19,9	Aluvial, arena grano medio a grueso, grava 25 % a 50 %, de 2 a 3 plg	49-50
	19,9 – 24	Lutita color verde bastante a completamente meteorizada. Compresión simple a 24 m de profundidad 433.3 T/m ²	80(Rechazo).

Tomando en cuenta las condiciones del subsuelo y la estratigrafía del mismo se evaluará la capacidad de carga última para pilotes hincados tubulares de hormigón.

REGISTRO DE PERFORACIONES MECÁNICAS										HOJA 1 DE 3																			
Xavier Guachamin C. Ingeniero en Geotecnia					PROF. SONDEO: 24,00 m		SONDEO NUMERO		FECHA DE INICIO:		03/02/2008																		
					INCLINACION: 0° V		P-1		FECHA DE TERMINACION:																				
PROYECTO: PUENTES SOBRE RIO ESMERALDAS					N. FREATICO: 0,00		PERFORADO: J. VARGAS		10/02/2008																				
UBICACION: 650405 E / 0104194 N					FECHA: 04/02/2008		REGISTRADO: X. GUACHAMIN																						
LOCALIZACION: MARGEN DERECHA (RAMAL SUR)					PROF. REVESTIMIENTO: 22,00 m		DIAMETRO DE PERFORACION: NQ																						
PROFUNDIDAD (m)	COTA (MSNM)	MANOBRAS A ROTACION S.P.T.	MUESTRA	NUMERO DE GOLPES	% RECUPERACION	FLUIDO DE PERF.	FLUIDO DE RETORNO (%)	SIMBOLOGIA	DESCRIPCION	MAQUINA: ACKER ACE																			
										INDICE DE RESISTENCIA			NO. DE FRACTURAS			METEORIZACION			R. Q. D.	CONTENIDO DE AGUA		GRANULOMETRIA			SUCS	qc (T / m2)			
0.00	2.09				0	SECO			De 0,00 m a 1,50 m: LIMO arcilloso, café amarillento, blando, saturado, con presencia de materia orgánica.	5	4	3	2	1	5	4	3	2		1	5	4	3	2			1		
1.00	1.09		D																										
	1.50																												
2.00	0.09		RBD		90		70		De 1,50 m a 2,50 m: LIMO arcilloso, con 40 % de grava subredondeada volcánica (andesitas basálticas) de hasta 2 pulgadas, café oscuro, muy húmedo. Con raíces. (Aluvial)																				
3.00	-0.91								De 2,50 m a 19,90 m: (Aluvial) ARENA de grano medio a grueso, gris plomisa, con 25% de grava subredondeada volcánica (andesitas, basaltos) de hasta 3 pulgadas.																				
4.00	-1.91		RBD		40		80																						
5.00	-2.91		RBD		40		70																						
6.00	-3.91		RBD		60		80																						
7.00	-4.91		RBD		70		100																						
	7.25																												
8.00	-5.91		RBD		50		80		Desde 7,25 m hay mayor cantidad de grava de hasta 2 pulgadas (50%) en matriz areno limosa café clara (50%).																				
8.00	-5.91		RBD		60		70																						
9.00	-6.91		RBD																										
	9.70																												
10.00	-7.91		RBD		50		70																						

OBSERVACIONES: D: Perforación destructiva; S: Ensayo SPT; RBS: Recuperación continua barril simple pared; RBD: Recuperación continua barril doble pared

GRADO DE RESISTENCIA			Nº DE FRACTURAS			METEORIZACION		
qu (Kg/cm2)			INTERVALOS (cm)	SIMBOLOGIAS	DESCRIPCION			
S1	MUY DURA	> 2000	> 200	L1	MUY GRUESO	W1	SANA	
S2	DURA	600 - 2000	60 - 200	L2	GRUESO	W2	ALGO METEORIZADA	
S3	MEDIA	200 - 600	20 - 60	L3	MEDIO	W3	BASTANTE METEORIZADA	
S4	BLANDA	60 - 200	6 - 20	L4	FINO	W4	MUY METEORIZADA	
S5	MUY BLANDA	20 - 60	< 6	L5	MUY FINO	W5	COMP. METEORIZADA	
TRANSICION SUELO ROCA			4 - 20					

Figura 6.6: Registro de perforación P-1 de 0m a 10 m de profundidad. (3)

REGISTRO DE PERFORACIONES MECÁNICAS										HOJA 2 DE 3																			
Xavier Guachamin C. Ingeniero en Geotecnia				PROF. SONDEO: 24,00 m		SONDEO NUMERO		FECHA DE INICIO:		03/02/2008																			
				INCLINACION: 0° V		P-1		FECHA DE TERMINACION:		10/02/2008																			
PROYECTO: PUENTES SOBRE RIO ESMERALDAS				N. FREATICO: 0,5 m		PERFORADO: J. VARGAS																							
UBICACION: 650405 E / 0104194 N				FECHA: 08/02/2008		REGISTRADO: X. GUACHAMIN																							
LOCALIZACION: MARGEN DERECHA (RAMAL SUR)				PROF. REVESTIMIENTO: 22,00 m		DIAMETRO DE PERFORACION: NQ																							
PROFUNDIDAD (m)	COTA (MSNM)	MANOBRAS A ROTACION	MUESTRA S.P.T.	NUMERO DE GOLPES	% RECUPERACION	FLUIDO DE PERF.	FLUIDO DE RETORNO (%)	SIMBOLOGIA	DESCRIPCION	MAQUINA: ACKER ACE																			
										INDICE DE RESISTENCIA		NO. DE FRACTURAS		METEORIZACION		R.Q.D.	CONTENIDO DE AGUA		GRANULOMETRIA		INDICE PLASTICIDAD	SUCS	qc (T / m2)						
										5	4	3	2	1	5		4	3	2	1				5	4	3	2	1	
11,00	-8,91	RBD			50		70																						
12,00	-8,91	RBD			30		70																						
13,00	-10,91								De 12,90 m a 14,00 m: ARENA limosa, rojiza, con gravas subredondeada volcánica de hasta 4 pulgada. (Aluvial)																				
14,00	-11,91	S	1	16 28 21	100	SECO														8	75	16	9	NP	NP	GP-GM			
15,00	-12,91	RBD			44		70		De 14,00 a 19,90 m: ARENA arcillosa, verdosa con 15% de grava subredondeada volcánica de hasta 1 pulgada. (Mezcla de lutita completamente meteorizada con grava) (Aluvial)																				
16,00	-13,91	RBD			0		70																						
17,00	-14,91	S	2	7 15 35	100	SECO														23	74	25	1	NP	NP	GW			
18,00	-15,91	RBD			50		70																						
19,00	-16,91	RBD			40		70																						
20,00	-17,91	S	3	22																34	1	65	34	NP	NP	SM			

OBSERVACIONES: D: Perforación destructiva; S: Ensayo SPT; RBS: Recuperación continua barril simple pared; RBD: Recuperación continua barril doble pared

GRADO DE RESISTENCIA			No DE FRACTURAS			METEORIZACION		
		qu (Kglcm2)	INTERVALOS (cm)	SIMBOLOGIAS	DESCRIPCION			
S1	MUY DURA	> 2000	> 200	L1	MUY GRUESO	W1	SANA	
S2	DURA	600 - 2000	60 - 200	L2	GRUESO	W2	ALGO METEORIZADA	
S3	MEDIA	200 - 600	20 - 60	L3	MEDIO	W3	BASTANTE METEORIZADA	
S4	BLANDA	60 - 200	6 - 20	L4	FINO	W4	MUY METEORIZADA	
S5	MUY BLANDA	20 - 60	< 6	L5	MUY FINO	W5	COMP. METEORIZADA	
TRANSICION SUELO ROCA		4 - 20						

Figura 6.7: Registro de perforación P-1 de 10m a 20 m de profundidad. (3)

REGISTRO DE PERFORACIONES MECANICAS										HOJA 3 DE 3																
Xavier Guachamin C. Ingeniero en Geotecnia					PROF. SONDEO: 24,00 m INCLINACION: 0° V COTA: 3,63 msnm		SONDEO NUMERO P-1		FECHA DE INICIO: 03/02/2008																	
					N. FREATICO: 0,5 m		FECHA DE TERMINACION: 10/02/2008																			
					UBICACION: 650405 E / 0104194 N		PERFORADO: J. VARGAS																			
LOCALIZACION: MARGEN DERECHA (RAMAL SUR)					PROF. REVESTIMIENTO: 22,00 m		REGISTRADO: X. GUACHAMIN		DIAMETRO DE PERFORACION: NQ																	
PROFUNDIDAD (m)	COTA (msnm)	MANERA A ROTACION	MUESTRA S.P.T.	NUMERO DE GOLPES	% RECUPERACION	FLUIDO DE PERE. SECO	FLUIDO DE RETORNO (N)	SIMBOLOGIA	DESCRIPCION	MAQUINA: ACKER ACE			R. Q. D.	CONTENIDO DE AGUA	GRANULOMETRIA				SUCS	qc (T/m2)						
										INDICE DE RESISTENCIA	NO. DE FRACTURAS	METEORIZACION			GRAVA (%)	ARELLA (%)	FINES (%)	LIMITE LIQUIDO			INDICE PLASTICIDAD					
										5	4	3	2	1	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1		
21,00	-18,91				40				De 19,90 m a 24,00 m: LUTITA, verde, blanda a muy blanda, fracturamiento muy fino a fino, de bastante meteorizada a completamente meteorizada.																	
		RBD			40																					
22,00					80																					
23,00					90																					
		RBD																								
24,00	24,00				0																					433,3
									FIN DEL SONDEO: 24,00 m																	
25,00																										
26,00																										
27,00																										
28,00																										
29,00																										
30,00																										

OBSERVACIONES: D: Perforación destructiva; S: Ensayo SPT; RBS: Recuperación continua barril simple pared; RBD: Recuperación continua barril doble pared

GRADO DE RESISTENCIA			No DE FRACTURAS		METEORIZACION		
Intervalos	Simbologias	Descripción	Intervalos (cm)	Simbologias	Descripción	Simbologias	
S1	MUY DURA	qu (Kg/cm2) > 2000	> 200	L1	MUY GRUESO	W1	SANA
S2	DURA	600 - 2000	60 - 200	L2	GRUESO	W2	ALGO METEORIZADA
S3	MEDIA	200 - 600	20 - 60	L3	MEDIO	W3	BASTANTE METEORIZADA
S4	BLANDA	60 - 200	6 - 20	L4	FINO	W4	MUY METEORIZADA
S5	MUY BLANDA	20 - 60	< 6	L5	MUY FINO	W5	COMP. METEORIZADA
TRANSICION SUELO ROCA							

Figura 6.8: Registro de perforación P-1 de 20m a 24 m de profundidad. (3)

6.4.3 PREDICCIÓN DE CARGA ÚLTIMA.

Se analizan pilotes para 1.52 m de diámetro trabajando a punta y a fricción con el método estático beta recomendado por el manual FHWA HI 97-013. Para este análisis se hará una hoja de cálculo en Excel, con el procedimiento estudiado anteriormente. Se realizará estimados preliminares de capacidad de carga última con el método estático de Meyerhof 1976.

Los resultados obtenidos serán comparados para este sondeo con los criterios de Luciano Decourt y Auki-Veloso, escritos y estudiados en capítulos anteriores para sacar las conclusiones y recomendaciones finales de este tema de tesis.

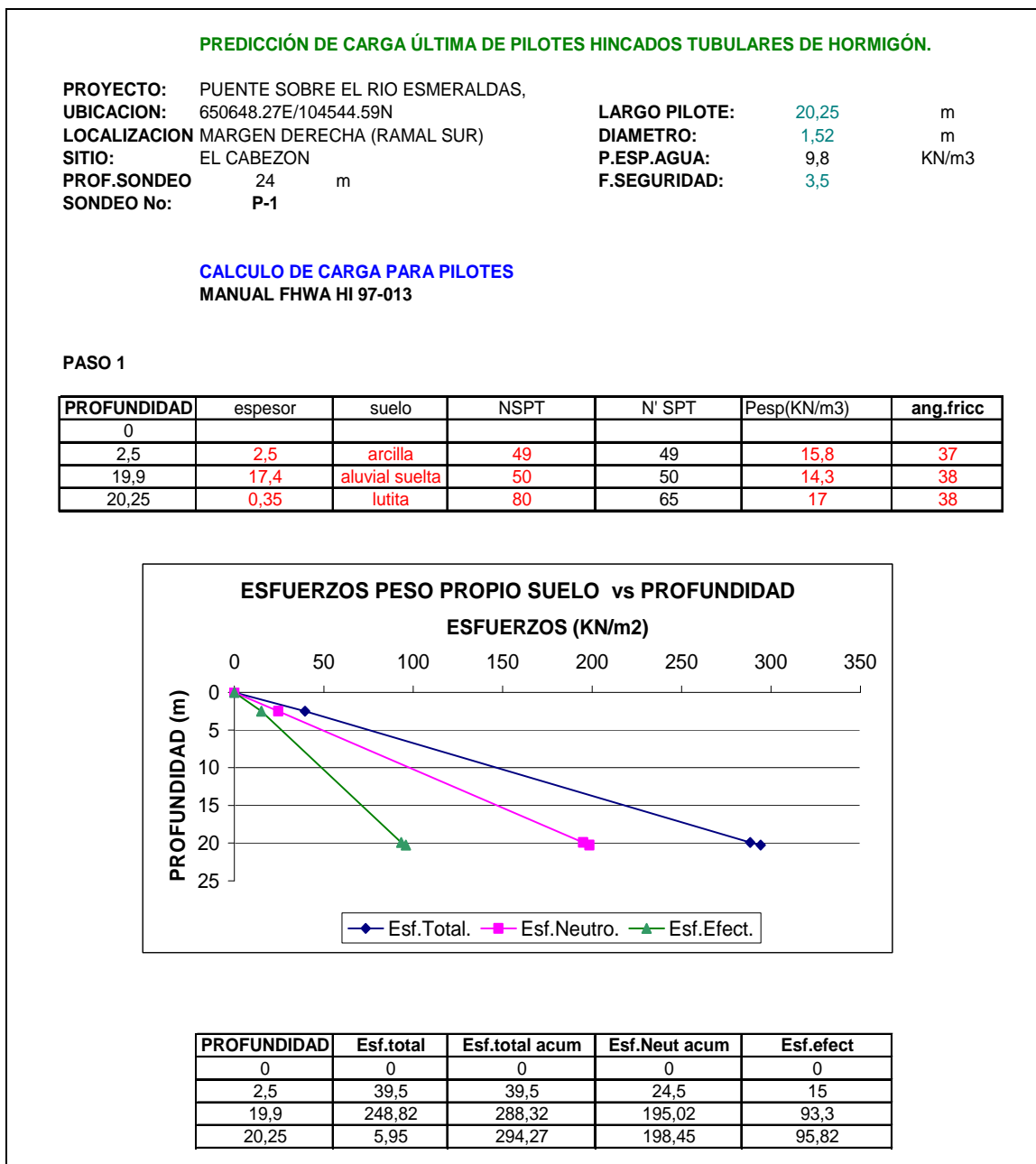
MÉTODO ESTÁTICO DE MEYERHOF (1976).

Cuadro 6.1: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-1. ⁽¹¹⁾

PROYECTO: PILOTES ESMERALDAS							
OBRA	PUENTE						
FECHA:	2008-11-15						
ZONA:	ESMERALDAS Pozo 1						
Diseño de pilotes en arenas con el N_{spt}							
Pilotes Circulares de 1.5 m							
L=	20,25 m						
Diam =	1,52 m						
Fact.Area =	1,000						
σ_r =	50 Kpa						
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;"> $Q_p = 4, N^*, \sigma_r, A_p$ $Q_s = \sigma_r, N^*/100, A_s$ </div> Meyerhof, 76							
FS= 3,5							
Ls (m)	N	N*	Ap(m2)	As(m2)	Qp(T)	Qs(T)	Qa(T)
0,00	0	0	1,815	0,000	0,00	0,00	0,00
2,50	49	49	1,815	11,938	1812,73	29,81	526,44
19,90	50	50	1,815	83,089	1831,23	209,63	583,10
20,25	80	65	1,815	1,671	2404,65	5,54	688,62

MÉTODO ESTÁTICO BETA DEL MANUAL FHWA HI 97-013.

Cuadro 6.2: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-1. ⁽¹⁾



Cuadro 6.3: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-1. ⁽¹⁾

PASO 2	Determinación del factor B																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ang.Fricc</th> <th>Factor B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>37</td> <td>0,53</td> </tr> <tr> <td>38</td> <td>0,58</td> </tr> <tr> <td>38</td> <td>0,45</td> </tr> </tbody> </table>	Ang.Fricc	Factor B	37	0,53	38	0,58	38	0,45												
Ang.Fricc	Factor B																				
37	0,53																				
38	0,58																				
38	0,45																				
PASO 3	Cálculo de la resistencia unitaria del fuste fs																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Esf.efec total KN/m2</th> <th>Factor B</th> <th>fs KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>15</td> <td>0,53</td> <td>7,95</td> </tr> <tr> <td>93,3</td> <td>0,58</td> <td>54,114</td> </tr> <tr> <td>95,82</td> <td>0,45</td> <td>43,119</td> </tr> </tbody> </table>	Esf.efec total KN/m2	Factor B	fs KN/m2	15	0,53	7,95	93,3	0,58	54,114	95,82	0,45	43,119								
Esf.efec total KN/m2	Factor B	fs KN/m2																			
15	0,53	7,95																			
93,3	0,58	54,114																			
95,82	0,45	43,119																			
PASO 4	Cálculo la resistencia del fuste en cada capa de suelo y la resistencia última del fuste, Rs(KN) con la suma de la resistencia del fuste de cada capa de suelo Rs=fs*As																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>fs KN/m2</th> <th>Rs KN</th> <th>Rs ult. KN</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>7,95</td> <td>94,9</td> <td>94,9</td> </tr> <tr> <td>54,114</td> <td>4496,3</td> <td>4591,2</td> </tr> <tr> <td>43,119</td> <td>72,1</td> <td>4663,2</td> </tr> </tbody> </table>	fs KN/m2	Rs KN	Rs ult. KN	7,95	94,9	94,9	54,114	4496,3	4591,2	43,119	72,1	4663,2								
fs KN/m2	Rs KN	Rs ult. KN																			
7,95	94,9	94,9																			
54,114	4496,3	4591,2																			
43,119	72,1	4663,2																			
PASO 5	Cálculo de resistencia unitaria en punta unitaria qt cálculo factor Nt																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ang.fricc grados</th> <th>Nt</th> <th>Esf.efec total KN/m2</th> <th>qt=Nt*Pt KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>37</td> <td>80</td> <td>15</td> <td>1200</td> </tr> <tr> <td>38</td> <td>95</td> <td>93,3</td> <td>8863,5</td> </tr> <tr> <td>38</td> <td>95</td> <td>95,82</td> <td>9102,9</td> </tr> </tbody> </table>	ang.fricc grados	Nt	Esf.efec total KN/m2	qt=Nt*Pt KN/m2	37	80	15	1200	38	95	93,3	8863,5	38	95	95,82	9102,9				
ang.fricc grados	Nt	Esf.efec total KN/m2	qt=Nt*Pt KN/m2																		
37	80	15	1200																		
38	95	93,3	8863,5																		
38	95	95,82	9102,9																		
PASO 6	Cálculo de la resistencia ultima en punta Rt(KN) Rt=qt*At																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>At=</th> <th></th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>1,81</td> <td>m2</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th>qt=Nt*Pt KN/m2</th> <th>Rt (KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1200</td> <td>2177,5</td> </tr> <tr> <td>8863,5</td> <td>16083,6</td> </tr> <tr> <td>9102,9</td> <td>16518,0</td> </tr> </tbody> </table>	At=				1,81	m2	qt=Nt*Pt KN/m2	Rt (KN)	1200	2177,5	8863,5	16083,6	9102,9	16518,0						
At=																					
	1,81	m2																			
qt=Nt*Pt KN/m2	Rt (KN)																				
1200	2177,5																				
8863,5	16083,6																				
9102,9	16518,0																				
PASO 7	Cálculo de la capacidad última del pilote Qu(KN)=Rs+Rt																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Rsult KN</th> <th>Rt (KN)</th> <th>Qu (KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>94,9</td> <td>2177,5</td> <td>2272,4</td> </tr> <tr> <td>4591,2</td> <td>16083,6</td> <td>20674,7</td> </tr> <tr> <td>4663,2</td> <td>16518,0</td> <td>21181,2</td> </tr> </tbody> </table>	Rsult KN	Rt (KN)	Qu (KN)	94,9	2177,5	2272,4	4591,2	16083,6	20674,7	4663,2	16518,0	21181,2								
Rsult KN	Rt (KN)	Qu (KN)																			
94,9	2177,5	2272,4																			
4591,2	16083,6	20674,7																			
4663,2	16518,0	21181,2																			
PASO 8	Cálculo de la carga de diseno Qa=Qu/FS																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Profundidad</th> <th>Qu</th> <th>Qa(KN)</th> <th>Qa(T)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>2,5</td> <td>2272,4</td> <td>649,3</td> <td>64,93</td> </tr> <tr> <td>19,9</td> <td>20674,7</td> <td>5907,1</td> <td>590,71</td> </tr> <tr> <td>20,25</td> <td>21181,2</td> <td>6051,8</td> <td>605,18</td> </tr> </tbody> </table>	Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)	0	0	0	0	2,5	2272,4	649,3	64,93	19,9	20674,7	5907,1	590,71	20,25	21181,2	6051,8	605,18
Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)																		
0	0	0	0																		
2,5	2272,4	649,3	64,93																		
19,9	20674,7	5907,1	590,71																		
20,25	21181,2	6051,8	605,18																		
	<p>Rs=Resistencia a Fricción Lateral Rt=Resistencia en punta. Qu=Capacidad de carga última. Qa=Carga de diseno</p>																				

CRITERIOS DE LUCIANO DECOURT Y AOKI-VELOSO.

Cuadro 6.4: Estimación de la capacidad de carga ultima admisible mediante criterios basados en correlaciones con el N SPT. ⁽⁸⁾

CAPACIDAD DE CARGA PILOTES HINCADOS TUBULARES DE HORMIGÓN.

CRITERIO DE LUCIANO DECOURT.

F.SEGURIDAD= 5 LARGO PILOTE= 20,25 m
 DIAMETRO PILOTE (m)= 1,52

SUELO	COTA (m)	RESISTENCIA DE ROZAMIENTO.				RESISTENCIA DE PUNTA.						
		N SPT	N'	SI	fs	RAi	Sum RA	C	Sp	Rp	Q=RA+Rp	Qa(T)
ARCILLA	2,5	49	49	11,94	6	71,63	71,63	12	1,81	1066,98	1138,60	227,72
ALUVIAL	19,8	50	50	82,61	6	495,67	567,30	25	1,81	2245,55	2812,84	562,57
LUTITA	20,25	80	65	2,15	6	12,89	580,19	25	1,81	2948,70	3528,89	705,78

CRITERIO DE AOKI-VELOSO

SUELO	COTA (m)	RESISTENCIA DE ROZAMIENTO.				RESISTENCIA DE PUNTA.						
		N SPT	N'	SI	Cs	RAi	Sum Rai	Cp	Sp	Rp	Q=RA+Rp	Qa(T)
ARCILLA	2,5	49	49	11,94	0,63	368,53	368,53	15	1,81	1333,72	1702,25	340,45
ALUVIAL	19,8	50	50	82,61	0,5	2044,63	2413,16	20	1,81	1796,44	4209,60	841,92
LUTITA	20,25	80	65	2,15	0,5	69,84	2483,00	20	1,81	2358,96	4841,95	968,39

COMPARACIONES ENTRE MÉTODOS DE PREDICCIÓN.

Tabla 6.6: Análisis comparativo de resultados para el sondeo P-1. ^(Autor)

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO ESMERALDAS.				
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PILOTES EN EL SONDEO P-1				
LARGO PILOTE (m)=		20,25		
DIAMETRO PILOTE (m)=		1,52		
Profundidad	BETA	MEYERHOF	LUCIANO DECOURT	AOKI-VELOSO
(m)	Qa(T)	Qa(T)	Qa(T)	Qa(T)
0	0	0,00	0	0
2,5	64,93	526,44	227,72	340,45
19,9	590,71	583,10	562,57	841,92
20,25	605,18	688,62	705,78	968,39

6.4.4 COMENTARIOS SOBRE LAS PREDICCIONES DE CARGA.

La capacidad de carga última admisible fue estimada utilizando dos métodos estáticos de predicción recomendados por el manual FHWA HI 97-013 como son el método Beta y el método de Meyerhof (1976) para resultados preliminares, y estos valores medidos fueron comparadas con los criterios de Luciano Decourt y Auki-Veloso para pilotes circulares.

Los distintos métodos que se utilizaron dieron valores razonables aunque el valor que difirió entre estos fue el estimado con el criterio de Auki-Veloso de 968,39 T, que era el valor más alto de los valores medidos, esto talvez se deba a que los coeficientes de correlación de fricción y punta utilizados en este

criterio no están en función directa del N SPT como los demás métodos, sino solo del tipo de estrato.

En general para el sondeo P-1, para el caso de pilotes hincados circulares de hormigón de 1,52 m de diámetro, los métodos estáticos resultaron conservadores para los criterios utilizados con las respectivas condiciones geológicas. La estimación de carga con los criterios de Luciano Decourt y Aoki-Veloso resultaron mayores a los estimados con los métodos estáticos.

Un factor muy importante que pudo haber influido en estos resultados fue que en algunos casos, se tuvo que asumir las propiedades del estrato basándose en el perfil encontrado. Esto pudo haber incurrido en la utilización de propiedades que no representaban las condiciones reales.

Otro detalle importante es que la mayoría de las propiedades del suelo se estimaron a base de correlaciones encontradas en la literatura las cuales se basan en condiciones que no son precisamente iguales a las que se tiene entre diferentes métodos de predicción y donde a veces el rango de valores es amplio. Además debido a la variabilidad de los suelos es muy difícil encontrar valores que se ajusten particularmente a las condiciones que se tiene.

Aunque las predicciones con pruebas de carga podrían darnos resultados más reales, debido a su costo y difícil acceso e instalación en el lugar, no se lo considero en este proyecto de tesis, por lo cuál se creo una metodología basada en el método Beta el cuál nos puede dar resultados confiables ya que toma todos los parámetros posibles del proyecto.

CAPITULO 7

ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.

7.1 INTRODUCCIÓN.

En la fase de análisis de la información se realizará el análisis de la información recopilada de todos los sondeos realizados en la cimentación de los puentes con el método Estático Beta y el método Estático de Meyerhof para resultados preliminares y así se compararán para poder obtener resultados de mayor confiabilidad que nos permita obtener una buena estimación de carga última de pilotes a diferentes estratos para un diseño óptimo de la cimentación en puentes.

Para poder hacer las predicciones se tomará en cuenta la información geotécnica de los sondeos representativos del Proyecto Esmeraldas, los cuales se encuentran detallados y resumidos para su buen uso en el capítulo 5 “Información Recopilada” de acuerdo a su ubicación y localización. Luego de identificar el sondeo con su detalle resumido de la estratigrafía y de acuerdo al N SPT en cada estrato, se procedió a estimar las propiedades como peso unitario, Angulo de fricción interna, coeficientes de fricción y de punta, etc. ; necesarios para la aplicación del método Beta. Estas propiedades se estimaran de acuerdo a diversas correlaciones existentes en la literatura principalmente del manual FHWA HI 97-013. Las tablas y figuras utilizadas para estimar dichos parámetros son detalladas en el capítulo anterior, como también el procedimiento de cálculo utilizado para determinar la capacidad de carga de pilotes con el método estático Beta.

7.2 EVALUACIÓN PRELIMINAR CON EL MÉTODO ESTÁTICO DE MEYERHOF (1976).

Cuadro 7.1: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-2'

PROYECTO: PILOTES ESMERALDAS
OBRA: PUENTE
FECHA: 2008-11-15
ZONA: ESMERALDAS Pozo 2'

Diseño de pilotes en arenas con el Nspt

Pilotes Circulares de 1.5 m

L= 14 m
 Diam = 1,52 m
 Fact.Area = 1,000

$Q_p = 4, N^*, \sigma_r, A_p$
 $Q_s = \sigma_r, N^* / 100, A_s$ Meyerhof, 76

FS= 3,5

Ls (m)	N	N*	Ap(m2)	As(m2)	Qp(T)	Qs(T)	Qa(T)
0,00	0	0	1,815	0,000	0,00	0,00	0,00
2,20	1	1	1,815	10,505	36,99	0,54	10,72
9,00	42	22	1,815	32,472	795,38	35,58	237,42
14,00	56	49	1,815	23,876	1812,73	59,63	534,96

Cuadro 7.2: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo SD-1

PROYECTO: PILOTES ESMERALDAS
OBRA: PUENTE
FECHA: 2008-11-15
ZONA: ESMERALDAS Pozo SD1

Diseño de pilotes en arenas con el Nspt

Pilotes Circulares de 1.5 m

L= 19 m
 Diam = 1,52 m
 Fact.Area = 1,000

$Q_p = 4, N^*, \sigma_r, A_p$
 $Q_s = \sigma_r, N^* / 100, A_s$ Meyerhof, 76

FS= 3,5

Ls (m)	N	N*	Ap(m2)	As(m2)	Qp(T)	Qs(T)	Qa(T)
6,00	0	0	1,815	28,651	0,00	0,00	0,00
10,00	30	30	1,815	19,101	1109,84	29,21	325,44
13,00	58	44	1,815	14,326	1627,76	32,13	474,25
19,00	36	47	1,815	28,651	1738,75	68,63	516,39

Cuadro 7.3: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-5

PROYECTO: PILOTES ESMERALDAS
OBRA: PUENTE
FECHA: 2008-11-15
ZONA: ESMERALDAS Pozo 5
 Diseño de pilotes en arenas con el Nspt

Pilotes Circulares de 1.5 m

L= 25,4 m
 Diam = 1,52 m
 Fact.Area = 1,000

$Q_p = 4, N^*, \sigma_r \cdot A_p$
 $Q_s = \sigma_r \cdot N^* / 100, A_s$

Meyerhof, 76

FS= 3,5

Ls (m)	N	N*	Ap(m2)	As(m2)	Qp(T)	Qs(T)	Qa(T)
0,00	0	0	1,815	0,000	0,00	0,00	0,00
1,45	8	8	1,815	6,924	591,91	5,65	170,73
14,00	22	15	1,815	59,929	1109,84	91,63	343,28
25,40	30	26	1,815	54,438	1923,72	144,28	590,86

Cuadro 7.4: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-6

PROYECTO: PILOTES ESMERALDAS
OBRA: PUENTE
FECHA: 2008-11-15
ZONA: ESMERALDAS Pozo 6
 Diseño de pilotes en arenas con el Nspt

Pilotes Circulares de 1.5 m

L= 17,38 m
 Diam = 1,52 m
 Fact.Area = 1,000

$Q_p = 4, N^*, \sigma_r \cdot A_p$
 $Q_s = \sigma_r \cdot N^* / 100, A_s$

Meyerhof, 76

FS= 3,5

Ls (m)	N	N*	Ap(m2)	As(m2)	Qp(T)	Qs(T)	Qa(T)
0,00	0	0	1,815	0,000	0,00	0,00	0,00
2,45	18	18	1,815	11,699	998,85	16,10	289,99
5,45	36	27	1,815	14,326	1498,28	29,57	436,53
17,38	36	36	1,815	56,968	1997,71	156,79	615,57

Cuadro 7.5: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo SD-2

PROYECTO: PILOTES ESMERALDAS
OBRA: PUENTE
FECHA: 2008-11-15
ZONA: ESMERALDAS Pozo SD2
 Diseño de pilotes en arenas con el N_{spt}

Pilotes Circulares de 1.5 m

L= 23,8 m
 Diam = 1,52 m
 Fact.Area = 1,000

$Q_p = 4, N^*, \sigma_r, A_p$
 $Q_s = \sigma_r, N^* / 100, A_s$ Meyerhof, 76

FS= 3,5

Ls (m)	N	N*	Ap(m2)	As(m2)	Qp(T)	Qs(T)	Qa(T)
0,00	0	0	1,815	0,000	0,00	0,00	0,00
3,30	29,6	30	1,815	15,758	1642,56	35,66	479,49
11,30	37,5	34	1,815	38,202	1861,75	97,99	559,93
23,80	44,3	41	1,815	59,690	2269,62	186,65	701,79

Cuadro 7.6: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-9

PROYECTO: PILOTES ESMERALDAS
OBRA: PUENTE
FECHA: 2008-11-15
ZONA: ESMERALDAS Pozo 9
 Diseño de pilotes en arenas con el N_{spt}

Pilotes Circulares de 1.5 m

L= 20 m
 Diam = 1,52 m
 Fact.Area = 1,000

$Q_p = 4, N^*, \sigma_r, A_p$
 $Q_s = \sigma_r, N^* / 100, A_s$ Meyerhof, 76

FS= 3,5

Ls (m)	N	N*	Ap(m2)	As(m2)	Qp(T)	Qs(T)	Qa(T)
0,00	0	0	1,815	0,000	0,00	0,00	0,00
1,00	9	9	1,815	4,775	499,43	3,29	143,63
2,00	36	23	1,815	4,775	1248,57	8,21	359,08
20,00	36	36	1,815	85,954	1997,71	236,57	638,37

Cuadro 7.7: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-10

PROYECTO: PILOTES ESMERALDAS
OBRA: PUENTE
FECHA: 2008-11-15
ZONA: ESMERALDAS Pozo 10
 Diseño de pilotes en arenas con el Nspt

Pilotes Circulares de 1.5 m

L= 15 m
 Diam = 1,52 m
 Fact.Area = 1,000

$Q_p = 4, N^*, \sigma_r \cdot A_p$
 $Q_s = \sigma_r \cdot N^* / 100, A_s$ Meyerhof, 76

FS= 3,5

Ls (m)	N	N*	Ap(m2)	As(m2)	Qp(T)	Qs(T)	Qa(T)
0,00	0	0	1,815	0,000	0,00	0,00	0,00
1,00	0	0	1,815	4,775	0,00	0,00	0,00
2,00	56	28	1,815	4,775	828,68	5,45	238,32
15,00	90	73	1,815	62,078	2160,48	184,78	670,07

Cuadro 7.8: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-12

PROYECTO: PILOTES ESMERALDAS
OBRA: PUENTE
FECHA: 2008-11-15
ZONA: ESMERALDAS Pozo 12
 Diseño de pilotes en arenas con el Nspt

Pilotes Circulares de 1.5 m

L= 24 m
 Diam = 1,52 m
 Fact.Area = 1,000

$Q_p = 4, N^*, \sigma_r \cdot A_p$
 $Q_s = \sigma_r \cdot N^* / 100, A_s$ Meyerhof, 76

FS= 3,5

Ls (m)	N	N*	Ap(m2)	As(m2)	Qp(T)	Qs(T)	Qa(T)
0,000	0	0	1,815	0,000	0,00	0,00	0,00
12,000	10	10	1,815	57,303	665,90	52,57	205,28
16,000	56	33	1,815	19,101	2197,48	57,83	644,37
24,000	56	56	1,815	38,202	3729,05	196,27	1121,52

Cuadro 7.9: Análisis preliminar capacidad admisible en el sondeo P-13

PROYECTO:	PILOTES ESMERALDAS	
OBRA	PUENTE	
FECHA:	2008-11-15	
ZONA:	ESMERALDAS Pozo 13	
Diseño de pilotes en arenas con el Nspt		
Pilotes Circulares de 1.5 m		
L=	20	m
Diam =	1,52	m
Fact.Area =	1,000	
		$Q_p = 4, N^*, \sigma_r \cdot A_p$ $Q_s = \sigma_r \cdot N^* / 100, A_s$
		Meyerhof, 76
		FS= 3,5

Ls (m)	N	N*	Ap(m2)	As(m2)	Qp(T)	Qs(T)	Qa(T)
0,000	0	0	1,815	0,000	0,00	0,00	0,00
7,000	18,5	19	1,815	33,427	684,40	31,52	204,55
8,000	44,5	32	1,815	4,775	1165,33	7,67	335,14
20,000	58	51	1,815	57,303	1895,97	149,68	584,47

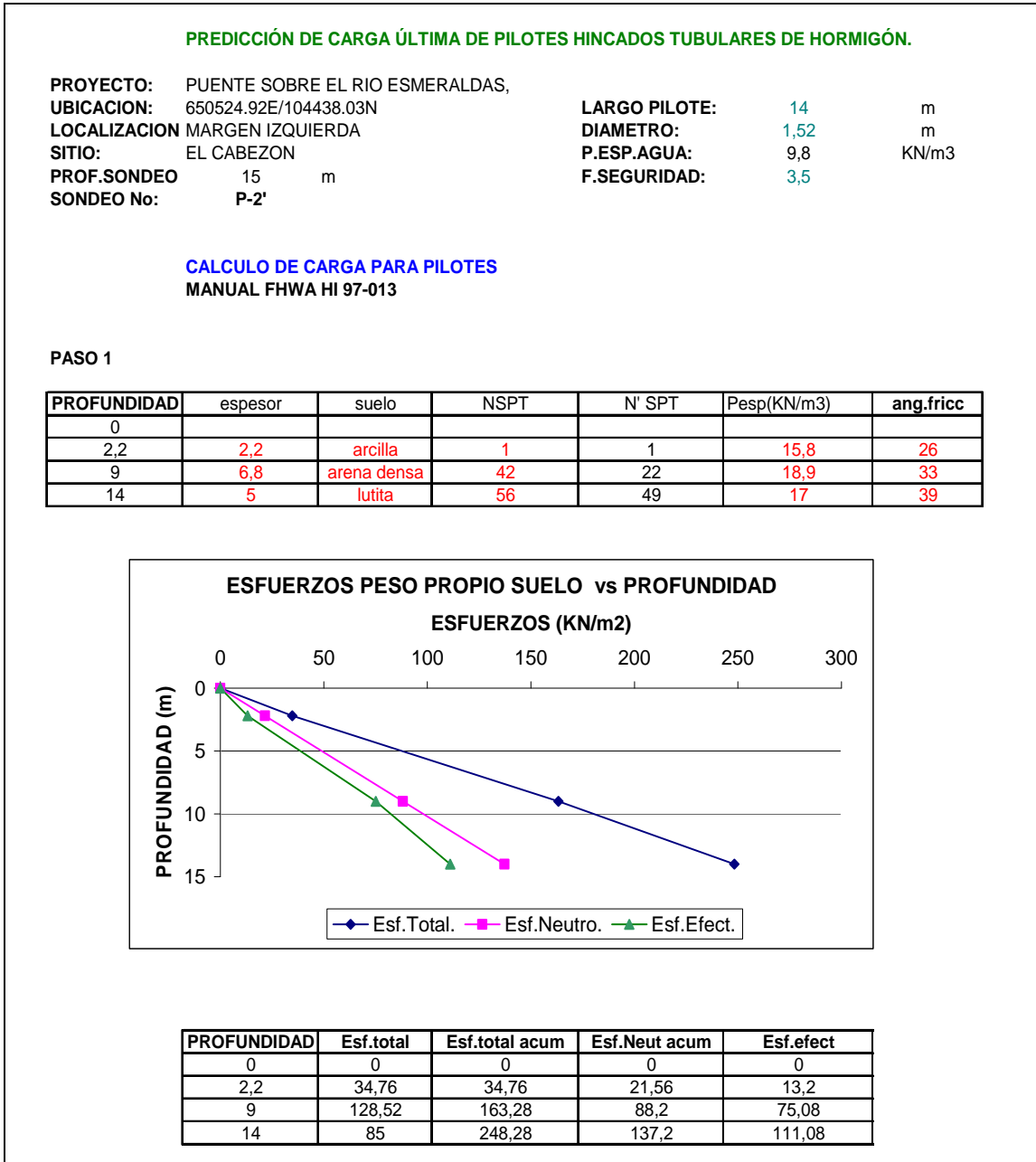
7.2.1 RESULTADOS DEL ANÁLISIS PRELIMINAR.

Tabla 7.1: Resultados de la evaluación de la capacidad admisible. ^(Autor)

PROYECTO:	PUENTE SOBRE EL RIO ESMERALDAS.		
EVALUACIÓN CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA ADMISIBLE DE PILOTES.			
F.SEGURIDAD=	3,5		
Nivel 0.0	Boca del Sondeo.		
MÉTODO ESTÁTICO DE MEYERHOF 1973.			
SONDEO	L.PILOTE (m)	DIAMETRO (m)	Cap.carga.Adm (T)
P1	20,25	1,52	688,62
P2'	14	1,52	534,96
SD1	19	1,52	516,39
P5	25,4	1,52	590,86
P6	17,38	1,52	615,57
SD2	23,8	1,52	701,79
P9	20	1,52	638,37
P10	15	1,52	670,07
P12	24	1,52	1121,52
P13	20	1,52	584,47

7.3 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES CON EL MÉTODO ESTÁTICO BETA DEL MANUAL FHWA HI 97-013.

Cuadro 7.10: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-2'.



Cuadro 7.11: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-2'

PASO 2	Determinación del factor B																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ang.Fricc</th> <th>Factor B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>26</td> <td>0,26</td> </tr> <tr> <td>33</td> <td>0,33</td> </tr> <tr> <td>39</td> <td>0,49</td> </tr> </tbody> </table>	Ang.Fricc	Factor B	26	0,26	33	0,33	39	0,49												
Ang.Fricc	Factor B																				
26	0,26																				
33	0,33																				
39	0,49																				
PASO 3	Cálculo de la resistencia unitaria del fuste fs																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Esf.efec total</th> <th>Factor B</th> <th>fs</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th></th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>13,2</td> <td>0,26</td> <td>3,432</td> </tr> <tr> <td>75,08</td> <td>0,33</td> <td>24,7764</td> </tr> <tr> <td>111,08</td> <td>0,49</td> <td>54,4292</td> </tr> </tbody> </table>	Esf.efec total	Factor B	fs	KN/m2		KN/m2	13,2	0,26	3,432	75,08	0,33	24,7764	111,08	0,49	54,4292					
Esf.efec total	Factor B	fs																			
KN/m2		KN/m2																			
13,2	0,26	3,432																			
75,08	0,33	24,7764																			
111,08	0,49	54,4292																			
PASO 4	Cálculo la resistencia del fuste en cada capa de suelo y la resistencia última del fuste, Rs(KN) con la suma de la resistencia del fuste de cada capa de suelo Rs=fs*As																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>fs</th> <th>Rs</th> <th>Rs ult.</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>KN</th> <th>KN</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3,432</td> <td>36,1</td> <td>36,1</td> </tr> <tr> <td>24,7764</td> <td>804,5</td> <td>840,6</td> </tr> <tr> <td>54,4292</td> <td>1299,6</td> <td>2140,1</td> </tr> </tbody> </table>	fs	Rs	Rs ult.	KN/m2	KN	KN	3,432	36,1	36,1	24,7764	804,5	840,6	54,4292	1299,6	2140,1					
fs	Rs	Rs ult.																			
KN/m2	KN	KN																			
3,432	36,1	36,1																			
24,7764	804,5	840,6																			
54,4292	1299,6	2140,1																			
PASO 5	Cálculo de resistencia unitaria en punta unitaria qt cálculo factor Nt																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ang.fricc</th> <th>Nt</th> <th>Esf.efec total</th> <th>qt=Nt*Pt</th> </tr> <tr> <th>grados</th> <th></th> <th>KN/m2</th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>26</td> <td>4,8</td> <td>13,2</td> <td>63,36</td> </tr> <tr> <td>33</td> <td>68</td> <td>75,08</td> <td>5105,44</td> </tr> <tr> <td>39</td> <td>110</td> <td>111,08</td> <td>12218,8</td> </tr> </tbody> </table>	ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt	grados		KN/m2	KN/m2	26	4,8	13,2	63,36	33	68	75,08	5105,44	39	110	111,08	12218,8
ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt																		
grados		KN/m2	KN/m2																		
26	4,8	13,2	63,36																		
33	68	75,08	5105,44																		
39	110	111,08	12218,8																		
PASO 6	Cálculo de la resistencia ultima en punta Rt(KN) Rt=qt*At																				
	<table border="1"> <tr> <td>At=</td> <td>1,81</td> <td>m2</td> </tr> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th>qt=Nt*Pt</th> <th>Rt</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>63,36</td> <td>115,0</td> </tr> <tr> <td>5105,44</td> <td>9264,2</td> </tr> <tr> <td>12218,8</td> <td>22172,0</td> </tr> </tbody> </table>	At=	1,81	m2	qt=Nt*Pt	Rt	KN/m2	(KN)	63,36	115,0	5105,44	9264,2	12218,8	22172,0							
At=	1,81	m2																			
qt=Nt*Pt	Rt																				
KN/m2	(KN)																				
63,36	115,0																				
5105,44	9264,2																				
12218,8	22172,0																				
PASO 7	Cálculo de la capacidad última del pilote Qu(KN)=Rs+Rt																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Rstult</th> <th>Rt</th> <th>Qu</th> </tr> <tr> <th>KN</th> <th>(KN)</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>36,1</td> <td>115,0</td> <td>151,0</td> </tr> <tr> <td>840,6</td> <td>9264,2</td> <td>10104,8</td> </tr> <tr> <td>2140,1</td> <td>22172,0</td> <td>24312,2</td> </tr> </tbody> </table>	Rstult	Rt	Qu	KN	(KN)	(KN)	36,1	115,0	151,0	840,6	9264,2	10104,8	2140,1	22172,0	24312,2					
Rstult	Rt	Qu																			
KN	(KN)	(KN)																			
36,1	115,0	151,0																			
840,6	9264,2	10104,8																			
2140,1	22172,0	24312,2																			
PASO 8	Cálculo de la carga de diseno Qa=Qu/FS																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Profundidad</th> <th>Qu</th> <th>Qa(KN)</th> <th>Qa(T)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>2,2</td> <td>151,0</td> <td>43,2</td> <td>4,32</td> </tr> <tr> <td>9</td> <td>10104,8</td> <td>2887,1</td> <td>288,71</td> </tr> <tr> <td>14</td> <td>24312,2</td> <td>6946,3</td> <td>694,63</td> </tr> </tbody> </table>	Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)	0	0	0	0	2,2	151,0	43,2	4,32	9	10104,8	2887,1	288,71	14	24312,2	6946,3	694,63
Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)																		
0	0	0	0																		
2,2	151,0	43,2	4,32																		
9	10104,8	2887,1	288,71																		
14	24312,2	6946,3	694,63																		
	<p>Rs=Resistencia a Fricción Lateral Rt=Resistencia en punta. Qu=Capacidad de carga última. Qa=Carga de diseno</p>																				

Cuadro 7.12: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo SD-1.

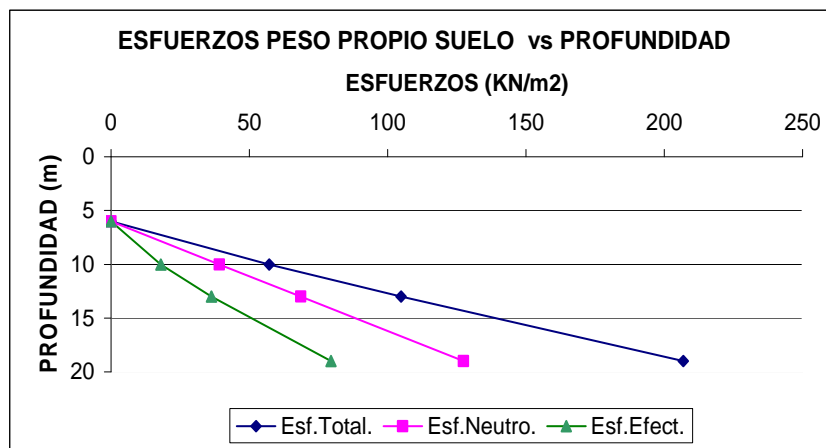
PREDICCIÓN DE CARGA ÚLTIMA DE PILOTES HINCADOS TUBULARES DE HORMIGÓN.

PROYECTO:	PUENTE SOBRE EL RIO ESMERALDAS,	LARGO PILOTE:	19	m
UBICACION:	650596.81E/104500.13N	DIAMETRO:	1,52	m
LOCALIZACION	CAUCE	P.ESP.AGUA:	9,8	KN/m3
SITIO:	EL CABEZON Y LA ISLA	F.SEGURIDAD:	3,5	
PROF.SONDEO	20 m			
SONDEO No:	SD-1			

**CALCULO DE CARGA PARA PILOTES
MANUAL FHWA HI 97-013**

PASO 1

PROFUNDIDAD	espesor	suelo	NSPT	N' SPT	Pesp(KN/m3)	ang.fricc
6						
10	4	aluvial suelta	30	30	14,3	35
13	3	arena suelta	58	44	15,9	36
19	6	lutita	36	47	17	38



PROFUNDIDAD	Esf.total	Esf.total acum	Esf.Neut acum	Esf.efect
6	0	0	0	0
10	57,2	57,2	39,2	18
13	47,7	104,9	68,6	36,3
19	102	206,9	127,4	79,5

Cuadro 7.13: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo SD-1.

PASO 2	Determinación del factor B																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ang.Fricc</th> <th>Factor B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>35</td> <td>0,52</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>0,43</td> </tr> <tr> <td>38</td> <td>0,45</td> </tr> </tbody> </table>	Ang.Fricc	Factor B	35	0,52	36	0,43	38	0,45												
Ang.Fricc	Factor B																				
35	0,52																				
36	0,43																				
38	0,45																				
PASO 3	Cálculo de la resistencia unitaria del fuste fs																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Esf.efec total</th> <th>Factor B</th> <th>fs</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th></th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>18</td> <td>0,52</td> <td>9,36</td> </tr> <tr> <td>36,3</td> <td>0,43</td> <td>15,609</td> </tr> <tr> <td>79,5</td> <td>0,45</td> <td>35,775</td> </tr> </tbody> </table>	Esf.efec total	Factor B	fs	KN/m2		KN/m2	18	0,52	9,36	36,3	0,43	15,609	79,5	0,45	35,775					
Esf.efec total	Factor B	fs																			
KN/m2		KN/m2																			
18	0,52	9,36																			
36,3	0,43	15,609																			
79,5	0,45	35,775																			
PASO 4	Cálculo la resistencia del fuste en cada capa de suelo y la resistencia última del fuste, Rs(KN) con la suma de la resistencia del fuste de cada capa de suelo $R_s=fs*As$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>fs</th> <th>Rs</th> <th>Rs ult.</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>KN</th> <th>KN</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>9,36</td> <td>178,8</td> <td>178,8</td> </tr> <tr> <td>15,609</td> <td>223,6</td> <td>402,4</td> </tr> <tr> <td>35,775</td> <td>1025,0</td> <td>1427,4</td> </tr> </tbody> </table>	fs	Rs	Rs ult.	KN/m2	KN	KN	9,36	178,8	178,8	15,609	223,6	402,4	35,775	1025,0	1427,4					
fs	Rs	Rs ult.																			
KN/m2	KN	KN																			
9,36	178,8	178,8																			
15,609	223,6	402,4																			
35,775	1025,0	1427,4																			
PASO 5	Cálculo de resistencia unitaria en punta unitaria qt cálculo factor Nt																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ang.fricc</th> <th>Nt</th> <th>Esf.efec total</th> <th>qt=Nt*Pt</th> </tr> <tr> <th>grados</th> <th></th> <th>KN/m2</th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>35</td> <td>54</td> <td>18</td> <td>972</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>68</td> <td>36,3</td> <td>2468,4</td> </tr> <tr> <td>38</td> <td>95</td> <td>79,5</td> <td>7552,5</td> </tr> </tbody> </table>	ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt	grados		KN/m2	KN/m2	35	54	18	972	36	68	36,3	2468,4	38	95	79,5	7552,5
ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt																		
grados		KN/m2	KN/m2																		
35	54	18	972																		
36	68	36,3	2468,4																		
38	95	79,5	7552,5																		
PASO 6	Cálculo de la resistencia ultima en punta Rt(KN) $R_t=qt*At$																				
	<table border="1"> <tr> <td>At=</td> <td>1,81</td> <td>m2</td> </tr> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th>qt=Nt*Pt</th> <th>Rt</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>972</td> <td>1763,8</td> </tr> <tr> <td>2468,4</td> <td>4479,1</td> </tr> <tr> <td>7552,5</td> <td>13704,6</td> </tr> </tbody> </table>	At=	1,81	m2	qt=Nt*Pt	Rt	KN/m2	(KN)	972	1763,8	2468,4	4479,1	7552,5	13704,6							
At=	1,81	m2																			
qt=Nt*Pt	Rt																				
KN/m2	(KN)																				
972	1763,8																				
2468,4	4479,1																				
7552,5	13704,6																				
PASO 7	Cálculo de la capacidad última del pilote $Q_u(KN)=R_s+R_t$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Rsult</th> <th>Rt</th> <th>Qu</th> </tr> <tr> <th>KN</th> <th>(KN)</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>178,8</td> <td>1763,8</td> <td>1942,6</td> </tr> <tr> <td>402,4</td> <td>4479,1</td> <td>4881,5</td> </tr> <tr> <td>1427,4</td> <td>13704,6</td> <td>15132,0</td> </tr> </tbody> </table>	Rsult	Rt	Qu	KN	(KN)	(KN)	178,8	1763,8	1942,6	402,4	4479,1	4881,5	1427,4	13704,6	15132,0					
Rsult	Rt	Qu																			
KN	(KN)	(KN)																			
178,8	1763,8	1942,6																			
402,4	4479,1	4881,5																			
1427,4	13704,6	15132,0																			
PASO 8	Cálculo de la carga de diseno $Q_a=Q_u/FS$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Profundidad</th> <th>Qu</th> <th>Qa(KN)</th> <th>Qa(T)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>6</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>1942,6</td> <td>555,0</td> <td>55,50</td> </tr> <tr> <td>13</td> <td>4881,5</td> <td>1394,7</td> <td>139,47</td> </tr> <tr> <td>19</td> <td>15132,0</td> <td>4323,4</td> <td>432,34</td> </tr> </tbody> </table>	Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)	6	0	0	0	10	1942,6	555,0	55,50	13	4881,5	1394,7	139,47	19	15132,0	4323,4	432,34
Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)																		
6	0	0	0																		
10	1942,6	555,0	55,50																		
13	4881,5	1394,7	139,47																		
19	15132,0	4323,4	432,34																		
	<p>Rs=Resistencia a Fricción Lateral Rt=Resistencia en punta. Qu=Capacidad de carga última. Qa=Carga de diseno</p>																				

Cuadro 7.14: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-5.

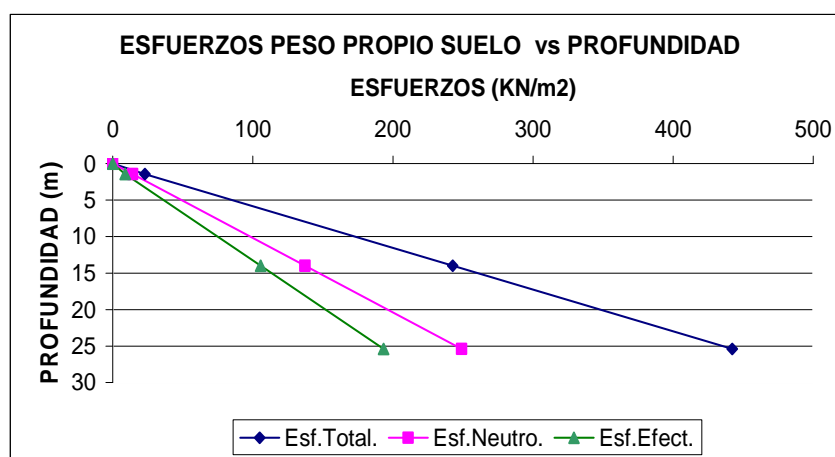
PREDICCIÓN DE CARGA ÚLTIMA DE PILOTES HINCADOS TUBULARES DE HORMIGÓN.

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO ESMERALDAS,
UBICACION: 651028.74E/107210.77N
LOCALIZACION: MARGEN IZQUIERDA (MANGLAR).
SITIO: RAMAL NORTE
PROF.SONDEO: 25.4 m
SONDEO No: P-5
LARGO PILOTE: 25,4 m
DIAMETRO: 1,52 m
P.ESP.AGUA: 9,8 KN/m3
F.SEGURIDAD: 3,5

**CALCULO DE CARGA PARA PILOTES
MANUAL FHWA HI 97-013**

PASO 1

PROFUNDIDAD	espesor	suelo	NSPT	N' SPT	Pesp(KN/m3)	ang.fricc
0						
1,45	1,45	arena suelta	8	8	15,9	30
14	12,55	aluvial densa	22	15	17,5	32
25,4	11,4	aluvial densa	30	26	17,5	34



PROFUNDIDAD	Esf.total	Esf.total acum	Esf.Neut acum	Esf.efect
0	0	0	0	0
1,45	23,055	23,055	14,21	8,845
14	219,625	242,68	137,2	105,48
25,4	199,5	442,18	248,92	193,26

Cuadro 7.15: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-5.

PASO 2	Determinación del factor B																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ang.Fricc</th> <th>Factor B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>30</td> <td>0,28</td> </tr> <tr> <td>32</td> <td>0,41</td> </tr> <tr> <td>34</td> <td>0,5</td> </tr> </tbody> </table>	Ang.Fricc	Factor B	30	0,28	32	0,41	34	0,5												
Ang.Fricc	Factor B																				
30	0,28																				
32	0,41																				
34	0,5																				
PASO 3	Cálculo de la resistencia unitaria del fuste fs																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Esf.efec total</th> <th>Factor B</th> <th>fs</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th></th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>8,845</td> <td>0,28</td> <td>2,4766</td> </tr> <tr> <td>105,48</td> <td>0,41</td> <td>43,2468</td> </tr> <tr> <td>193,26</td> <td>0,5</td> <td>96,63</td> </tr> </tbody> </table>	Esf.efec total	Factor B	fs	KN/m2		KN/m2	8,845	0,28	2,4766	105,48	0,41	43,2468	193,26	0,5	96,63					
Esf.efec total	Factor B	fs																			
KN/m2		KN/m2																			
8,845	0,28	2,4766																			
105,48	0,41	43,2468																			
193,26	0,5	96,63																			
PASO 4	Cálculo la resistencia del fuste en cada capa de suelo y la resistencia última del fuste, Rs(KN) con la suma de la resistencia del fuste de cada capa de suelo Rs=fs*As																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>fs</th> <th>Rs</th> <th>Rs ult.</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>KN</th> <th>KN</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2,4766</td> <td>17,1</td> <td>17,1</td> </tr> <tr> <td>43,2468</td> <td>2591,7</td> <td>2608,9</td> </tr> <tr> <td>96,63</td> <td>5260,3</td> <td>7869,2</td> </tr> </tbody> </table>	fs	Rs	Rs ult.	KN/m2	KN	KN	2,4766	17,1	17,1	43,2468	2591,7	2608,9	96,63	5260,3	7869,2					
fs	Rs	Rs ult.																			
KN/m2	KN	KN																			
2,4766	17,1	17,1																			
43,2468	2591,7	2608,9																			
96,63	5260,3	7869,2																			
PASO 5	Cálculo de resistencia unitaria en punta unitaria qt cálculo factor Nt																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ang.fricc</th> <th>Nt</th> <th>Esf.efec total</th> <th>qt=Nt*Pt</th> </tr> <tr> <th>grados</th> <th></th> <th>KN/m2</th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>30</td> <td>27</td> <td>8,845</td> <td>238,815</td> </tr> <tr> <td>32</td> <td>32</td> <td>105,48</td> <td>3375,36</td> </tr> <tr> <td>34</td> <td>40</td> <td>193,26</td> <td>7730,4</td> </tr> </tbody> </table>	ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt	grados		KN/m2	KN/m2	30	27	8,845	238,815	32	32	105,48	3375,36	34	40	193,26	7730,4
ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt																		
grados		KN/m2	KN/m2																		
30	27	8,845	238,815																		
32	32	105,48	3375,36																		
34	40	193,26	7730,4																		
PASO 6	Cálculo de la resistencia ultima en punta Rt(KN) Rt=qt*At																				
	<table border="1"> <tr> <td>At=</td> <td>1,81</td> <td>m2</td> </tr> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th>qt=Nt*Pt</th> <th>Rt</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>238,815</td> <td>433,3</td> </tr> <tr> <td>3375,36</td> <td>6124,9</td> </tr> <tr> <td>7730,4</td> <td>14027,5</td> </tr> </tbody> </table>	At=	1,81	m2	qt=Nt*Pt	Rt	KN/m2	(KN)	238,815	433,3	3375,36	6124,9	7730,4	14027,5							
At=	1,81	m2																			
qt=Nt*Pt	Rt																				
KN/m2	(KN)																				
238,815	433,3																				
3375,36	6124,9																				
7730,4	14027,5																				
PASO 7	Cálculo de la capacidad última del pilote Qu(KN)=Rs+Rt																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Rsult</th> <th>Rt</th> <th>Qu</th> </tr> <tr> <th>KN</th> <th>(KN)</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>17,1</td> <td>433,3</td> <td>450,5</td> </tr> <tr> <td>2608,9</td> <td>6124,9</td> <td>8733,8</td> </tr> <tr> <td>7869,2</td> <td>14027,5</td> <td>21896,6</td> </tr> </tbody> </table>	Rsult	Rt	Qu	KN	(KN)	(KN)	17,1	433,3	450,5	2608,9	6124,9	8733,8	7869,2	14027,5	21896,6					
Rsult	Rt	Qu																			
KN	(KN)	(KN)																			
17,1	433,3	450,5																			
2608,9	6124,9	8733,8																			
7869,2	14027,5	21896,6																			
PASO 8	Cálculo de la carga de diseno Qa=Qu/FS																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Profundidad</th> <th>Qu</th> <th>Qa(KN)</th> <th>Qa(T)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>1,45</td> <td>450,5</td> <td>128,7</td> <td>12,87</td> </tr> <tr> <td>14</td> <td>8733,8</td> <td>2495,4</td> <td>249,54</td> </tr> <tr> <td>25,4</td> <td>21896,6</td> <td>6256,2</td> <td>625,62</td> </tr> </tbody> </table>	Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)	0	0	0	0	1,45	450,5	128,7	12,87	14	8733,8	2495,4	249,54	25,4	21896,6	6256,2	625,62
Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)																		
0	0	0	0																		
1,45	450,5	128,7	12,87																		
14	8733,8	2495,4	249,54																		
25,4	21896,6	6256,2	625,62																		
	<p>Rs=Resistencia a Fricción Lateral Rt=Resistencia en punta. Qu=Capacidad de carga última. Qa=Carga de diseno</p>																				

Cuadro 7.16: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-6.

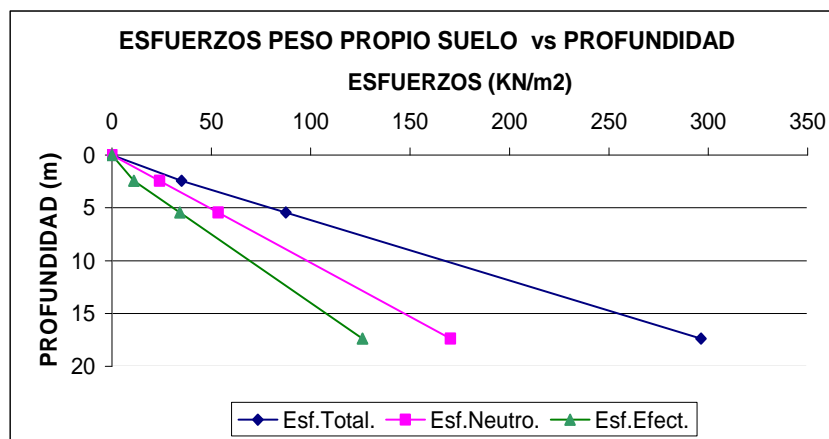
PREDICCIÓN DE CARGA ÚLTIMA DE PILOTES HINCADOS TUBULARES DE HORMIGÓN.

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO ESMERALDAS,
UBICACION: 651010.4E/107328.36N
LOCALIZACION: MARGEN IZQUIERDA (MANGLAR).
SITIO: RAMAL NORTE
PROF.SONDEO: 18 m
SONDEO No: P-6
LARGO PILOTE: 17,38 m
DIAMETRO: 1,52 m
P.ESP.AGUA: 9,8 KN/m3
F.SEGURIDAD: 3,5

**CALCULO DE CARGA PARA PILOTES
MANUAL FHWA HI 97-013**

PASO 1

PROFUNDIDAD	espesor	suelo	NSPT	N' SPT	Pesp(KN/m3)	ang.fricc
0						
2,45	2,45	aluvial suelta	18	18	14,3	32
5,45	3	aluvial densa	36	27	17,5	34
17,38	11,93	aluvial densa	36	36	17,5	37



PROFUNDIDAD	Esf.total	Esf.total acum	Esf.Neut acum	Esf.efect
0	0	0	0	0
2,45	35,035	35,035	24,01	11,025
5,45	52,5	87,535	53,41	34,125
17,38	208,775	296,31	170,324	125,986

Cuadro 7.17: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-6.

PASO 2	Determinación del factor B																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ang.Fricc</th> <th>Factor B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>32</td> <td>0,42</td> </tr> <tr> <td>34</td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td>37</td> <td>0,55</td> </tr> </tbody> </table>	Ang.Fricc	Factor B	32	0,42	34	0,5	37	0,55												
Ang.Fricc	Factor B																				
32	0,42																				
34	0,5																				
37	0,55																				
PASO 3	Cálculo de la resistencia unitaria del fuste fs																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Esf.efec total</th> <th>Factor B</th> <th>fs</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th></th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>11,025</td> <td>0,42</td> <td>4,6305</td> </tr> <tr> <td>34,125</td> <td>0,5</td> <td>17,0625</td> </tr> <tr> <td>125,986</td> <td>0,55</td> <td>69,2923</td> </tr> </tbody> </table>	Esf.efec total	Factor B	fs	KN/m2		KN/m2	11,025	0,42	4,6305	34,125	0,5	17,0625	125,986	0,55	69,2923					
Esf.efec total	Factor B	fs																			
KN/m2		KN/m2																			
11,025	0,42	4,6305																			
34,125	0,5	17,0625																			
125,986	0,55	69,2923																			
PASO 4	Cálculo la resistencia del fuste en cada capa de suelo y la resistencia última del fuste, Rs(KN) con la suma de la resistencia del fuste de cada capa de suelo Rs=fs*As																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>fs</th> <th>Rs</th> <th>Rs ult.</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>KN</th> <th>KN</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>4,6305</td> <td>54,2</td> <td>54,2</td> </tr> <tr> <td>17,0625</td> <td>244,4</td> <td>298,6</td> </tr> <tr> <td>69,2923</td> <td>3947,5</td> <td>4246,1</td> </tr> </tbody> </table>	fs	Rs	Rs ult.	KN/m2	KN	KN	4,6305	54,2	54,2	17,0625	244,4	298,6	69,2923	3947,5	4246,1					
fs	Rs	Rs ult.																			
KN/m2	KN	KN																			
4,6305	54,2	54,2																			
17,0625	244,4	298,6																			
69,2923	3947,5	4246,1																			
PASO 5	Cálculo de resistencia unitaria en punta unitaria qt cálculo factor Nt																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ang.fricc</th> <th>Nt</th> <th>Esf.efec total</th> <th>qt=Nt*Pt</th> </tr> <tr> <th>grados</th> <th></th> <th>KN/m2</th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>32</td> <td>32</td> <td>11,025</td> <td>352,8</td> </tr> <tr> <td>34</td> <td>40</td> <td>34,125</td> <td>1365</td> </tr> <tr> <td>37</td> <td>82</td> <td>125,986</td> <td>10330,852</td> </tr> </tbody> </table>	ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt	grados		KN/m2	KN/m2	32	32	11,025	352,8	34	40	34,125	1365	37	82	125,986	10330,852
ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt																		
grados		KN/m2	KN/m2																		
32	32	11,025	352,8																		
34	40	34,125	1365																		
37	82	125,986	10330,852																		
PASO 6	Cálculo de la resistencia ultima en punta Rt(KN) Rt=qt*At																				
	<table border="1"> <tr> <td>At=</td> <td>1,81</td> <td>m2</td> </tr> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th>qt=Nt*Pt</th> <th>Rt</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>352,8</td> <td>640,2</td> </tr> <tr> <td>1365</td> <td>2476,9</td> </tr> <tr> <td>10330,852</td> <td>18746,2</td> </tr> </tbody> </table>	At=	1,81	m2	qt=Nt*Pt	Rt	KN/m2	(KN)	352,8	640,2	1365	2476,9	10330,852	18746,2							
At=	1,81	m2																			
qt=Nt*Pt	Rt																				
KN/m2	(KN)																				
352,8	640,2																				
1365	2476,9																				
10330,852	18746,2																				
PASO 7	Cálculo de la capacidad última del pilote Qu(KN)=Rs+Rt																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Rsult</th> <th>Rt</th> <th>Qu</th> </tr> <tr> <th>KN</th> <th>(KN)</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>54,2</td> <td>640,2</td> <td>694,4</td> </tr> <tr> <td>298,6</td> <td>2476,9</td> <td>2775,5</td> </tr> <tr> <td>4246,1</td> <td>18746,2</td> <td>22992,3</td> </tr> </tbody> </table>	Rsult	Rt	Qu	KN	(KN)	(KN)	54,2	640,2	694,4	298,6	2476,9	2775,5	4246,1	18746,2	22992,3					
Rsult	Rt	Qu																			
KN	(KN)	(KN)																			
54,2	640,2	694,4																			
298,6	2476,9	2775,5																			
4246,1	18746,2	22992,3																			
PASO 8	Cálculo de la carga de diseno Qa=Qu/FS																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Profundidad</th> <th>Qu</th> <th>Qa(KN)</th> <th>Qa(T)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>2,45</td> <td>694,4</td> <td>198,4</td> <td>19,84</td> </tr> <tr> <td>5,45</td> <td>2775,5</td> <td>793,0</td> <td>79,30</td> </tr> <tr> <td>17,38</td> <td>22992,3</td> <td>6569,2</td> <td>656,92</td> </tr> </tbody> </table>	Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)	0	0	0	0	2,45	694,4	198,4	19,84	5,45	2775,5	793,0	79,30	17,38	22992,3	6569,2	656,92
Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)																		
0	0	0	0																		
2,45	694,4	198,4	19,84																		
5,45	2775,5	793,0	79,30																		
17,38	22992,3	6569,2	656,92																		
	<p>Rs=Resistencia a Fricción Lateral Rt=Resistencia en punta. Qu=Capacidad de carga última. Qa=Carga de diseno</p>																				

Cuadro 7.18: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo SD-2.

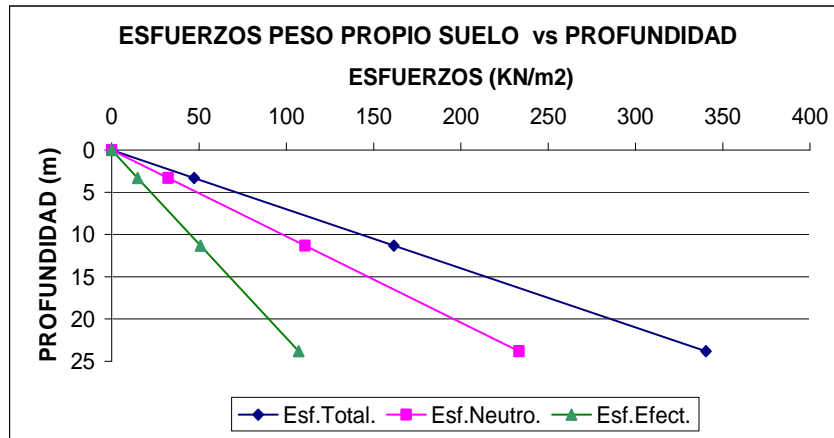
PREDICCIÓN DE CARGA ÚLTIMA DE PILOTES HINCADOS TUBULARES DE HORMIGÓN.

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO ESMERALDAS,
UBICACION: 651020.95E/107261.17N
LOCALIZACION: CAUCE
SITIO: RIO
PROF.SONDEO: 24.25 m
SONDEO No: SD-2
LARGO PILOTE: 23,8 m
DIAMETRO: 1,52 m
P.ESP.AGUA: 9,8 KN/m3
F.SEGURIDAD: 3,5

**CALCULO DE CARGA PARA PILOTES
MANUAL FHWA HI 97-013**

PASO 1

PROFUNDIDAD	espesor	suelo	NSPT	N' SPT	Pesp(KN/m3)	ang.fricc
0						
3,3	3,3	aluvial suelta	29,6	30	14,3	35
11,3	8	aluvial suelta	37,5	34	14,3	36
23,8	12,5	aluvial suelta	44,3	41	14,3	38



PROFUNDIDAD	Esf.total	Esf.total acum	Esf.Neut acum	Esf.efect
0	0	0	0	0
3,3	47,19	47,19	32,34	14,85
11,3	114,4	161,59	110,74	50,85
23,8	178,75	340,34	233,24	107,1

Cuadro 7.19: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo SD-2.

PASO 2	Determinación del factor B																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ang.Fricc</th> <th>Factor B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>35</td> <td>0,51</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>0,52</td> </tr> <tr> <td>38</td> <td>0,58</td> </tr> </tbody> </table>	Ang.Fricc	Factor B	35	0,51	36	0,52	38	0,58												
Ang.Fricc	Factor B																				
35	0,51																				
36	0,52																				
38	0,58																				
PASO 3	Cálculo de la resistencia unitaria del fuste fs																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Esf.efec total</th> <th>Factor B</th> <th>fs</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th></th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>14,85</td> <td>0,51</td> <td>7,5735</td> </tr> <tr> <td>50,85</td> <td>0,52</td> <td>26,442</td> </tr> <tr> <td>107,1</td> <td>0,58</td> <td>62,118</td> </tr> </tbody> </table>	Esf.efec total	Factor B	fs	KN/m2		KN/m2	14,85	0,51	7,5735	50,85	0,52	26,442	107,1	0,58	62,118					
Esf.efec total	Factor B	fs																			
KN/m2		KN/m2																			
14,85	0,51	7,5735																			
50,85	0,52	26,442																			
107,1	0,58	62,118																			
PASO 4	Cálculo la resistencia del fuste en cada capa de suelo y la resistencia última del fuste, Rs(KN) con la suma de la resistencia del fuste de cada capa de suelo $R_s=fs*As$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>fs</th> <th>Rs</th> <th>Rs ult.</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>KN</th> <th>KN</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>7,5735</td> <td>119,3</td> <td>119,3</td> </tr> <tr> <td>26,442</td> <td>1010,1</td> <td>1129,5</td> </tr> <tr> <td>62,118</td> <td>3707,8</td> <td>4837,3</td> </tr> </tbody> </table>	fs	Rs	Rs ult.	KN/m2	KN	KN	7,5735	119,3	119,3	26,442	1010,1	1129,5	62,118	3707,8	4837,3					
fs	Rs	Rs ult.																			
KN/m2	KN	KN																			
7,5735	119,3	119,3																			
26,442	1010,1	1129,5																			
62,118	3707,8	4837,3																			
PASO 5	Cálculo de resistencia unitaria en punta unitaria qt cálculo factor Nt																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ang.fricc</th> <th>Nt</th> <th>Esf.efec total</th> <th>qt=Nt*Pt</th> </tr> <tr> <th>grados</th> <th></th> <th>KN/m2</th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>35</td> <td>54</td> <td>14,85</td> <td>801,9</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>65</td> <td>50,85</td> <td>3305,25</td> </tr> <tr> <td>38</td> <td>95</td> <td>107,1</td> <td>10174,5</td> </tr> </tbody> </table>	ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt	grados		KN/m2	KN/m2	35	54	14,85	801,9	36	65	50,85	3305,25	38	95	107,1	10174,5
ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt																		
grados		KN/m2	KN/m2																		
35	54	14,85	801,9																		
36	65	50,85	3305,25																		
38	95	107,1	10174,5																		
PASO 6	Cálculo de la resistencia ultima en punta Rt(KN) $R_t=qt*At$																				
	<table border="1"> <tr> <td>At=</td> <td>1,81</td> <td>m2</td> </tr> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th>qt=Nt*Pt</th> <th>Rt</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>801,9</td> <td>1455,1</td> </tr> <tr> <td>3305,25</td> <td>5997,7</td> </tr> <tr> <td>10174,5</td> <td>18462,5</td> </tr> </tbody> </table>	At=	1,81	m2	qt=Nt*Pt	Rt	KN/m2	(KN)	801,9	1455,1	3305,25	5997,7	10174,5	18462,5							
At=	1,81	m2																			
qt=Nt*Pt	Rt																				
KN/m2	(KN)																				
801,9	1455,1																				
3305,25	5997,7																				
10174,5	18462,5																				
PASO 7	Cálculo de la capacidad última del pilote $Q_u(KN)=R_s+R_t$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Rsult</th> <th>Rt</th> <th>Qu</th> </tr> <tr> <th>KN</th> <th>(KN)</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>119,3</td> <td>1455,1</td> <td>1574,5</td> </tr> <tr> <td>1129,5</td> <td>5997,7</td> <td>7127,1</td> </tr> <tr> <td>4837,3</td> <td>18462,5</td> <td>23299,8</td> </tr> </tbody> </table>	Rsult	Rt	Qu	KN	(KN)	(KN)	119,3	1455,1	1574,5	1129,5	5997,7	7127,1	4837,3	18462,5	23299,8					
Rsult	Rt	Qu																			
KN	(KN)	(KN)																			
119,3	1455,1	1574,5																			
1129,5	5997,7	7127,1																			
4837,3	18462,5	23299,8																			
PASO 8	Cálculo de la carga de diseno $Q_a=Q_u/FS$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Profundidad</th> <th>Qu</th> <th>Qa(KN)</th> <th>Qa(T)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>3,3</td> <td>1574,5</td> <td>449,8</td> <td>44,98</td> </tr> <tr> <td>11,3</td> <td>7127,1</td> <td>2036,3</td> <td>203,63</td> </tr> <tr> <td>23,8</td> <td>23299,8</td> <td>6657,1</td> <td>665,71</td> </tr> </tbody> </table>	Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)	0	0	0	0	3,3	1574,5	449,8	44,98	11,3	7127,1	2036,3	203,63	23,8	23299,8	6657,1	665,71
Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)																		
0	0	0	0																		
3,3	1574,5	449,8	44,98																		
11,3	7127,1	2036,3	203,63																		
23,8	23299,8	6657,1	665,71																		
	<p>Rs=Resistencia a Fricción Lateral Rt=Resistencia en punta. Qu=Capacidad de carga última. Qa=Carga de diseno</p>																				

Cuadro 7.20: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-9.

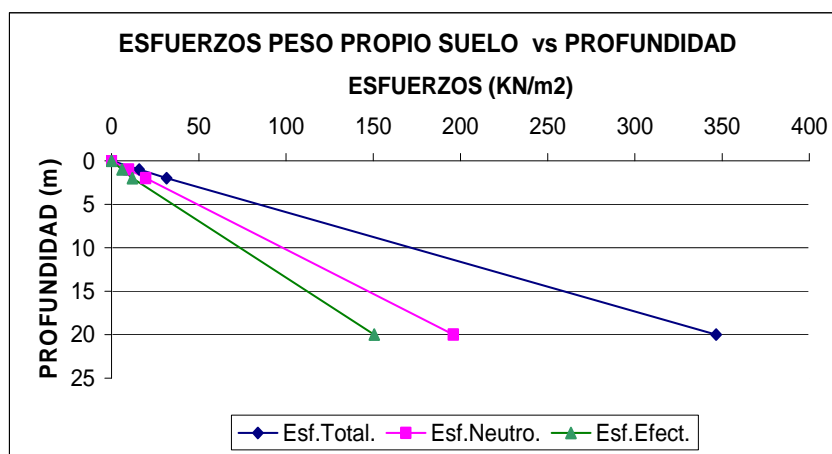
PREDICCIÓN DE CARGA ÚLTIMA DE PILOTES HINCADOS TUBULARES DE HORMIGÓN.

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO ESMERALDAS,
UBICACION: 650778.81E/107970.27N
LOCALIZACION: MARGEN IZQUIERDO
SITIO: MANGLAR NORTE
PROF.SONDEO: 20 m
SONDEO No: P-9
LARGO PILOTE: 20 m
DIAMETRO: 1,52 m
P.ESP.AGUA: 9,8 KN/m3
F.SEGURIDAD: 3,5

CALCULO DE CARGA PARA PILOTES
MANUAL FHWA HI 97-013

PASO 1

PROFUNDIDAD	espesor	suelo	NSPT	N' SPT	Pesp(KN/m3)	ang.fricc
0						
1	1	arcilla	9	9	15,8	31
2	1	arcilla	36	23	15,8	32
20	18	aluvial densa	36	36	17,5	36



PROFUNDIDAD	Esf.total	Esf.total acum	Esf.Neut acum	Esf.efect
0	0	0	0	0
1	15,8	15,8	9,8	6
2	15,8	31,6	19,6	12
20	315	346,6	196	150,6

Cuadro 7.21: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-9.

PASO 2	Determinación del factor B																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ang.Fricc</th> <th>Factor B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>31</td> <td>0,42</td> </tr> <tr> <td>32</td> <td>0,44</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>0,53</td> </tr> </tbody> </table>	Ang.Fricc	Factor B	31	0,42	32	0,44	36	0,53												
Ang.Fricc	Factor B																				
31	0,42																				
32	0,44																				
36	0,53																				
PASO 3	Cálculo de la resistencia unitaria del fuste fs																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Esf.efec total</th> <th>Factor B</th> <th>fs</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th></th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>6</td> <td>0,42</td> <td>2,52</td> </tr> <tr> <td>12</td> <td>0,44</td> <td>5,28</td> </tr> <tr> <td>150,6</td> <td>0,53</td> <td>79,818</td> </tr> </tbody> </table>	Esf.efec total	Factor B	fs	KN/m2		KN/m2	6	0,42	2,52	12	0,44	5,28	150,6	0,53	79,818					
Esf.efec total	Factor B	fs																			
KN/m2		KN/m2																			
6	0,42	2,52																			
12	0,44	5,28																			
150,6	0,53	79,818																			
PASO 4	Cálculo la resistencia del fuste en cada capa de suelo y la resistencia última del fuste, Rs(KN) con la suma de la resistencia del fuste de cada capa de suelo $R_s=fs*As$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>fs</th> <th>Rs</th> <th>Rs ult.</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>KN</th> <th>KN</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2,52</td> <td>12,0</td> <td>12,0</td> </tr> <tr> <td>5,28</td> <td>25,2</td> <td>37,2</td> </tr> <tr> <td>79,818</td> <td>6860,7</td> <td>6897,9</td> </tr> </tbody> </table>	fs	Rs	Rs ult.	KN/m2	KN	KN	2,52	12,0	12,0	5,28	25,2	37,2	79,818	6860,7	6897,9					
fs	Rs	Rs ult.																			
KN/m2	KN	KN																			
2,52	12,0	12,0																			
5,28	25,2	37,2																			
79,818	6860,7	6897,9																			
PASO 5	Cálculo de resistencia unitaria en punta unitaria qt cálculo factor Nt																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ang.fricc</th> <th>Nt</th> <th>Esf.efec total</th> <th>qt=Nt*Pt</th> </tr> <tr> <th>grados</th> <th></th> <th>KN/m2</th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>31</td> <td>28</td> <td>6</td> <td>168</td> </tr> <tr> <td>32</td> <td>32</td> <td>12</td> <td>384</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>66</td> <td>150,6</td> <td>9939,6</td> </tr> </tbody> </table>	ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt	grados		KN/m2	KN/m2	31	28	6	168	32	32	12	384	36	66	150,6	9939,6
ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt																		
grados		KN/m2	KN/m2																		
31	28	6	168																		
32	32	12	384																		
36	66	150,6	9939,6																		
PASO 6	Cálculo de la resistencia ultima en punta Rt(KN) $R_t=qt*At$																				
	<table border="1"> <tr> <td>At=</td> <td>1,81</td> <td>m2</td> </tr> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th>qt=Nt*Pt</th> <th>Rt</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>168</td> <td>304,9</td> </tr> <tr> <td>384</td> <td>696,8</td> </tr> <tr> <td>9939,6</td> <td>18036,2</td> </tr> </tbody> </table>	At=	1,81	m2	qt=Nt*Pt	Rt	KN/m2	(KN)	168	304,9	384	696,8	9939,6	18036,2							
At=	1,81	m2																			
qt=Nt*Pt	Rt																				
KN/m2	(KN)																				
168	304,9																				
384	696,8																				
9939,6	18036,2																				
PASO 7	Cálculo de la capacidad última del pilote $Q_u(KN)=R_s+R_t$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Rsult</th> <th>Rt</th> <th>Qu</th> </tr> <tr> <th>KN</th> <th>(KN)</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>12,0</td> <td>304,9</td> <td>316,9</td> </tr> <tr> <td>37,2</td> <td>696,8</td> <td>734,0</td> </tr> <tr> <td>6897,9</td> <td>18036,2</td> <td>24934,2</td> </tr> </tbody> </table>	Rsult	Rt	Qu	KN	(KN)	(KN)	12,0	304,9	316,9	37,2	696,8	734,0	6897,9	18036,2	24934,2					
Rsult	Rt	Qu																			
KN	(KN)	(KN)																			
12,0	304,9	316,9																			
37,2	696,8	734,0																			
6897,9	18036,2	24934,2																			
PASO 8	Cálculo de la carga de diseno $Q_a=Q_u/FS$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Profundidad</th> <th>Qu</th> <th>Qa(KN)</th> <th>Qa(T)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>316,9</td> <td>90,5</td> <td>9,05</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>734,0</td> <td>209,7</td> <td>20,97</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>24934,2</td> <td>7124,0</td> <td>712,40</td> </tr> </tbody> </table>	Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)	0	0	0	0	1	316,9	90,5	9,05	2	734,0	209,7	20,97	20	24934,2	7124,0	712,40
Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)																		
0	0	0	0																		
1	316,9	90,5	9,05																		
2	734,0	209,7	20,97																		
20	24934,2	7124,0	712,40																		
	<p>Rs=Resistencia a Fricción Lateral Rt=Resistencia en punta. Qu=Capacidad de carga última. Qa=Carga de diseno</p>																				

Cuadro 7.22: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-10.

PREDICCIÓN DE CARGA ÚLTIMA DE PILOTES HINCADOS TUBULARES DE HORMIGÓN.

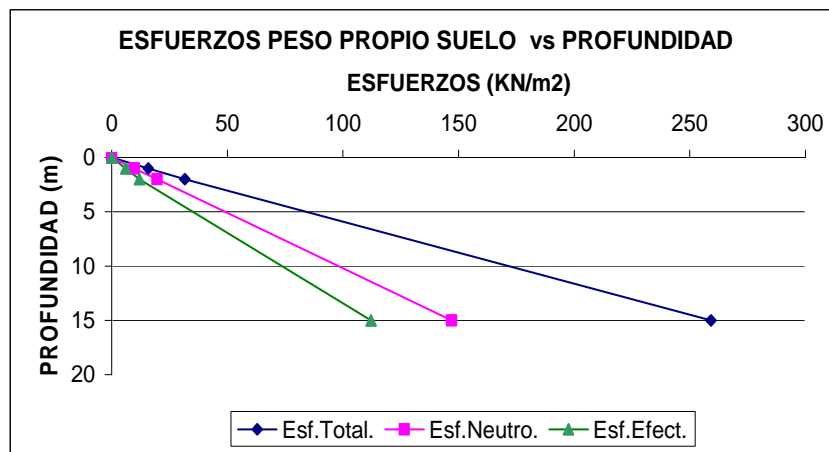
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO ESMERALDAS,
UBICACION: 650793.67E/107938.58N
LOCALIZACION: MARGEN DERECHO
SITIO: MANGLAR, EL ARENERO.
PROF.SONDEO: 15 m
SONDEO No: P-10

LARGO PILOTE: 15 m
DIAMETRO: 1,52 m
P.ESP.AGUA: 9,8 KN/m3
F.SEGURIDAD: 3,5

**CALCULO DE CARGA PARA PILOTES
MANUAL FHWA HI 97-013**

PASO 1

PROFUNDIDAD	espesor	suelo	NSPT	N' SPT	Pesp(KN/m3)	ang.fricc
0						
1	1	arcilla	0	0	15,8	30
2	1	arcilla	56	28	15,8	34
15	13	aluvial densa	90	73	17,5	38



PROFUNDIDAD	Esf.total	Esf.total acum	Esf.Neut acum	Esf.efect
0	0	0	0	0
1	15,8	15,8	9,8	6
2	15,8	31,6	19,6	12
15	227,5	259,1	147	112,1

Cuadro 7.23: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-10.

PASO 2	Determinación del factor B																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ang.Fricc</th> <th>Factor B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>30</td> <td>0,4</td> </tr> <tr> <td>34</td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td>38</td> <td>0,57</td> </tr> </tbody> </table>	Ang.Fricc	Factor B	30	0,4	34	0,5	38	0,57												
Ang.Fricc	Factor B																				
30	0,4																				
34	0,5																				
38	0,57																				
PASO 3	Cálculo de la resistencia unitaria del fuste fs																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Esf.efec total</th> <th>Factor B</th> <th>fs</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th></th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>6</td> <td>0,4</td> <td>2,4</td> </tr> <tr> <td>12</td> <td>0,5</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>112,1</td> <td>0,57</td> <td>63,897</td> </tr> </tbody> </table>	Esf.efec total	Factor B	fs	KN/m2		KN/m2	6	0,4	2,4	12	0,5	6	112,1	0,57	63,897					
Esf.efec total	Factor B	fs																			
KN/m2		KN/m2																			
6	0,4	2,4																			
12	0,5	6																			
112,1	0,57	63,897																			
PASO 4	Cálculo la resistencia del fuste en cada capa de suelo y la resistencia última del fuste, Rs(KN) con la suma de la resistencia del fuste de cada capa de suelo $R_s=fs*As$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>fs</th> <th>Rs</th> <th>Rs ult.</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>KN</th> <th>KN</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2,4</td> <td>11,5</td> <td>11,5</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>28,7</td> <td>40,1</td> </tr> <tr> <td>63,897</td> <td>3966,6</td> <td>4006,7</td> </tr> </tbody> </table>	fs	Rs	Rs ult.	KN/m2	KN	KN	2,4	11,5	11,5	6	28,7	40,1	63,897	3966,6	4006,7					
fs	Rs	Rs ult.																			
KN/m2	KN	KN																			
2,4	11,5	11,5																			
6	28,7	40,1																			
63,897	3966,6	4006,7																			
PASO 5	Cálculo de resistencia unitaria en punta unitaria qt cálculo factor Nt																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ang.fricc</th> <th>Nt</th> <th>Esf.efec total</th> <th>qt=Nt*Pt</th> </tr> <tr> <th>grados</th> <th></th> <th>KN/m2</th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>30</td> <td>30</td> <td>6</td> <td>180</td> </tr> <tr> <td>34</td> <td>40</td> <td>12</td> <td>480</td> </tr> <tr> <td>38</td> <td>95</td> <td>112,1</td> <td>10649,5</td> </tr> </tbody> </table>	ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt	grados		KN/m2	KN/m2	30	30	6	180	34	40	12	480	38	95	112,1	10649,5
ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt																		
grados		KN/m2	KN/m2																		
30	30	6	180																		
34	40	12	480																		
38	95	112,1	10649,5																		
PASO 6	Cálculo de la resistencia ultima en punta Rt(KN) $R_t=qt*At$																				
	<table border="1"> <tr> <td>At=</td> <td>1,81</td> <td>m2</td> </tr> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th>qt=Nt*Pt</th> <th>Rt</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>180</td> <td>326,6</td> </tr> <tr> <td>480</td> <td>871,0</td> </tr> <tr> <td>10649,5</td> <td>19324,4</td> </tr> </tbody> </table>	At=	1,81	m2	qt=Nt*Pt	Rt	KN/m2	(KN)	180	326,6	480	871,0	10649,5	19324,4							
At=	1,81	m2																			
qt=Nt*Pt	Rt																				
KN/m2	(KN)																				
180	326,6																				
480	871,0																				
10649,5	19324,4																				
PASO 7	Cálculo de la capacidad última del pilote $Q_u(KN)=R_s+R_t$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Rsult</th> <th>Rt</th> <th>Qu</th> </tr> <tr> <th>KN</th> <th>(KN)</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>11,5</td> <td>326,6</td> <td>338,1</td> </tr> <tr> <td>40,1</td> <td>871,0</td> <td>911,1</td> </tr> <tr> <td>4006,7</td> <td>19324,4</td> <td>23331,1</td> </tr> </tbody> </table>	Rsult	Rt	Qu	KN	(KN)	(KN)	11,5	326,6	338,1	40,1	871,0	911,1	4006,7	19324,4	23331,1					
Rsult	Rt	Qu																			
KN	(KN)	(KN)																			
11,5	326,6	338,1																			
40,1	871,0	911,1																			
4006,7	19324,4	23331,1																			
PASO 8	Cálculo de la carga de diseno $Q_a=Q_u/FS$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Profundidad</th> <th>Qu</th> <th>Qa(KN)</th> <th>Qa(T)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>338,1</td> <td>96,6</td> <td>9,66</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>911,1</td> <td>260,3</td> <td>26,03</td> </tr> <tr> <td>15</td> <td>23331,1</td> <td>6666,0</td> <td>666,60</td> </tr> </tbody> </table>	Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)	0	0	0	0	1	338,1	96,6	9,66	2	911,1	260,3	26,03	15	23331,1	6666,0	666,60
Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)																		
0	0	0	0																		
1	338,1	96,6	9,66																		
2	911,1	260,3	26,03																		
15	23331,1	6666,0	666,60																		
	<p>Rs=Resistencia a Fricción Lateral Rt=Resistencia en punta. Qu=Capacidad de carga última. Qa=Carga de diseno</p>																				

Cuadro 7.24: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-12.

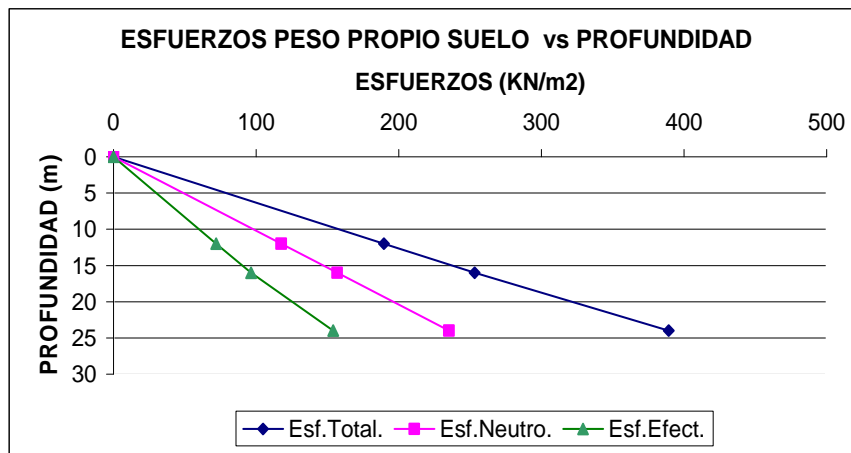
PREDICCIÓN DE CARGA ÚLTIMA DE PILOTES HINCADOS TUBULARES DE HORMIGÓN.

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO ESMERALDAS,
UBICACION: 650437.84E/104341.5N
LOCALIZACION: RIVERA IZQUIERDA
SITIO: RIO ESMERALDAS.
PROF.SONDEO: 26 m
SONDEO No: P-12
LARGO PILOTE: 24 m
DIAMETRO: 1,52 m
P.ESP.AGUA: 9,8 KN/m3
F.SEGURIDAD: 3,5

CALCULO DE CARGA PARA PILOTES
MANUAL FHWA HI 97-013

PASO 1

PROFUNDIDAD	espesor	suelo	NSPT	N' SPT	Pesp(KN/m3)	ang.fricc
0						
12	12	arcilla	10	10	15,8	32
16	4	arena suelta	56	33	15,9	36
24	8	lutita	56	56	17	39



PROFUNDIDAD	Esf.total	Esf.total acum	Esf.Neut acum	Esf.efect
0	0	0	0	0
12	189,6	189,6	117,6	72
16	63,6	253,2	156,8	96,4
24	136	389,2	235,2	154

Cuadro 7.25: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-12.

PASO 2	Determinación del factor B																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ang.Fricc</th> <th>Factor B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>32</td> <td>0,45</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>0,43</td> </tr> <tr> <td>39</td> <td>0,5</td> </tr> </tbody> </table>	Ang.Fricc	Factor B	32	0,45	36	0,43	39	0,5												
Ang.Fricc	Factor B																				
32	0,45																				
36	0,43																				
39	0,5																				
PASO 3	Cálculo de la resistencia unitaria del fuste fs																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Esf.efec total KN/m2</th> <th>Factor B</th> <th>fs KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>72</td> <td>0,45</td> <td>32,4</td> </tr> <tr> <td>96,4</td> <td>0,43</td> <td>41,452</td> </tr> <tr> <td>154</td> <td>0,5</td> <td>77</td> </tr> </tbody> </table>	Esf.efec total KN/m2	Factor B	fs KN/m2	72	0,45	32,4	96,4	0,43	41,452	154	0,5	77								
Esf.efec total KN/m2	Factor B	fs KN/m2																			
72	0,45	32,4																			
96,4	0,43	41,452																			
154	0,5	77																			
PASO 4	Cálculo la resistencia del fuste en cada capa de suelo y la resistencia última del fuste, Rs(KN) con la suma de la resistencia del fuste de cada capa de suelo $R_s=fs*As$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>fs KN/m2</th> <th>Rs KN</th> <th>Rs ult. KN</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>32,4</td> <td>1856,6</td> <td>1856,6</td> </tr> <tr> <td>41,452</td> <td>791,8</td> <td>2648,4</td> </tr> <tr> <td>77</td> <td>2941,5</td> <td>5589,9</td> </tr> </tbody> </table>	fs KN/m2	Rs KN	Rs ult. KN	32,4	1856,6	1856,6	41,452	791,8	2648,4	77	2941,5	5589,9								
fs KN/m2	Rs KN	Rs ult. KN																			
32,4	1856,6	1856,6																			
41,452	791,8	2648,4																			
77	2941,5	5589,9																			
PASO 5	Cálculo de resistencia unitaria en punta unitaria qt cálculo factor Nt																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ang.fricc grados</th> <th>Nt</th> <th>Esf.efec total KN/m2</th> <th>qt=Nt*Pt KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>32</td> <td>30</td> <td>72</td> <td>2160</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>68</td> <td>96,4</td> <td>6555,2</td> </tr> <tr> <td>39</td> <td>110</td> <td>154</td> <td>16940</td> </tr> </tbody> </table>	ang.fricc grados	Nt	Esf.efec total KN/m2	qt=Nt*Pt KN/m2	32	30	72	2160	36	68	96,4	6555,2	39	110	154	16940				
ang.fricc grados	Nt	Esf.efec total KN/m2	qt=Nt*Pt KN/m2																		
32	30	72	2160																		
36	68	96,4	6555,2																		
39	110	154	16940																		
PASO 6	Cálculo de la resistencia ultima en punta Rt(KN) $R_t=qt*At$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>At=</th> <th></th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>1,81</td> <td>m2</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th>qt=Nt*Pt KN/m2</th> <th>Rt (KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2160</td> <td>3919,5</td> </tr> <tr> <td>6555,2</td> <td>11895,0</td> </tr> <tr> <td>16940</td> <td>30739,1</td> </tr> </tbody> </table>	At=				1,81	m2	qt=Nt*Pt KN/m2	Rt (KN)	2160	3919,5	6555,2	11895,0	16940	30739,1						
At=																					
	1,81	m2																			
qt=Nt*Pt KN/m2	Rt (KN)																				
2160	3919,5																				
6555,2	11895,0																				
16940	30739,1																				
PASO 7	Cálculo de la capacidad última del pilote $Q_u(KN)=R_s+R_t$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Rsult KN</th> <th>Rt (KN)</th> <th>Qu (KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1856,6</td> <td>3919,5</td> <td>5776,1</td> </tr> <tr> <td>2648,4</td> <td>11895,0</td> <td>14543,3</td> </tr> <tr> <td>5589,9</td> <td>30739,1</td> <td>36329,0</td> </tr> </tbody> </table>	Rsult KN	Rt (KN)	Qu (KN)	1856,6	3919,5	5776,1	2648,4	11895,0	14543,3	5589,9	30739,1	36329,0								
Rsult KN	Rt (KN)	Qu (KN)																			
1856,6	3919,5	5776,1																			
2648,4	11895,0	14543,3																			
5589,9	30739,1	36329,0																			
PASO 8	Cálculo de la carga de diseno $Q_a=Q_u/FS$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Profundidad</th> <th>Qu</th> <th>Qa(KN)</th> <th>Qa(T)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>12</td> <td>5776,1</td> <td>1650,3</td> <td>165,03</td> </tr> <tr> <td>16</td> <td>14543,3</td> <td>4155,2</td> <td>415,52</td> </tr> <tr> <td>24</td> <td>36329,0</td> <td>10379,7</td> <td>1037,97</td> </tr> </tbody> </table>	Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)	0	0	0	0	12	5776,1	1650,3	165,03	16	14543,3	4155,2	415,52	24	36329,0	10379,7	1037,97
Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)																		
0	0	0	0																		
12	5776,1	1650,3	165,03																		
16	14543,3	4155,2	415,52																		
24	36329,0	10379,7	1037,97																		
	<p>Rs=Resistencia a Fricción Lateral Rt=Resistencia en punta. Qu=Capacidad de carga última. Qa=Carga de diseno</p>																				

Cuadro 7.26: Parámetros de cálculo del Método Beta para el sondeo P-13.

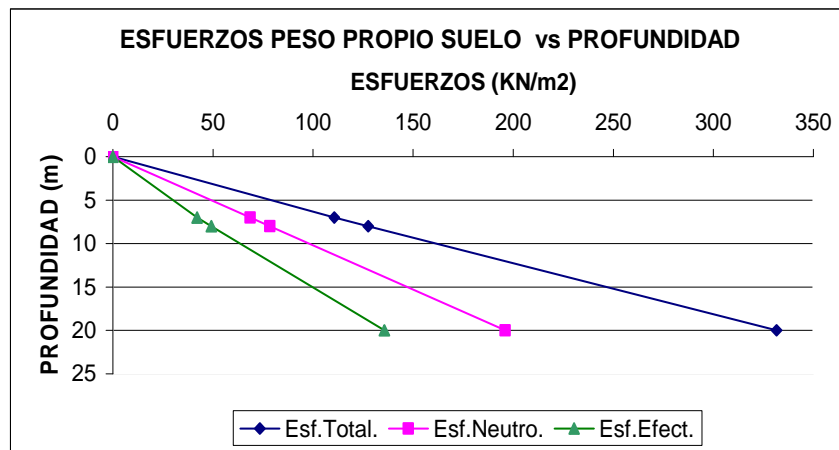
PREDICCIÓN DE CARGA ÚLTIMA DE PILOTES HINCADOS TUBULARES DE HORMIGÓN.

PROYECTO:	PUENTE SOBRE EL RIO ESMERALDAS,	LARGO PILOTE:	20	m
UBICACION:	650445.69E/104390.89N	DIAMETRO:	1,52	m
LOCALIZACION:	RIVERA IZQUIERDA	P.ESP.AGUA:	9,8	KN/m3
SITIO:	RIO ESMERALDAS.	F.SEGURIDAD:	3,5	
PROF.SONDEO	20 m			
SONDEO No:	P-13			

**CALCULO DE CARGA PARA PILOTES
MANUAL FHWA HI 97-013**

PASO 1

PROFUNDIDAD	espesor	suelo	NSPT	N' SPT	Pesp(KN/m3)	ang.fricc
0						
7	7	arcilla	18,5	19	15,8	32
8	1	lutita	44,5	32	17	36
20	12	lutita	58	51	17	38



PROFUNDIDAD	Esf.total	Esf.total acum	Esf.Neut acum	Esf.efect
0	0	0	0	0
7	110,6	110,6	68,6	42
8	17	127,6	78,4	49,2
20	204	331,6	196	135,6

Cuadro 7.27: Determinación de la capacidad de carga para el sondeo P-13.

PASO 2	Determinación del factor B																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Ang.Fricc</th> <th>Factor B</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>32</td> <td>0,45</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>0,38</td> </tr> <tr> <td>38</td> <td>0,45</td> </tr> </tbody> </table>	Ang.Fricc	Factor B	32	0,45	36	0,38	38	0,45												
Ang.Fricc	Factor B																				
32	0,45																				
36	0,38																				
38	0,45																				
PASO 3	Cálculo de la resistencia unitaria del fuste fs																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Esf.efec total</th> <th>Factor B</th> <th>fs</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th></th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>42</td> <td>0,45</td> <td>18,9</td> </tr> <tr> <td>49,2</td> <td>0,38</td> <td>18,696</td> </tr> <tr> <td>135,6</td> <td>0,45</td> <td>61,02</td> </tr> </tbody> </table>	Esf.efec total	Factor B	fs	KN/m2		KN/m2	42	0,45	18,9	49,2	0,38	18,696	135,6	0,45	61,02					
Esf.efec total	Factor B	fs																			
KN/m2		KN/m2																			
42	0,45	18,9																			
49,2	0,38	18,696																			
135,6	0,45	61,02																			
PASO 4	Cálculo la resistencia del fuste en cada capa de suelo y la resistencia última del fuste, Rs(KN) con la suma de la resistencia del fuste de cada capa de suelo $R_s=fs*As$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>fs</th> <th>Rs</th> <th>Rs ult.</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>KN</th> <th>KN</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>18,9</td> <td>631,8</td> <td>631,8</td> </tr> <tr> <td>18,696</td> <td>89,3</td> <td>721,0</td> </tr> <tr> <td>61,02</td> <td>3496,6</td> <td>4217,6</td> </tr> </tbody> </table>	fs	Rs	Rs ult.	KN/m2	KN	KN	18,9	631,8	631,8	18,696	89,3	721,0	61,02	3496,6	4217,6					
fs	Rs	Rs ult.																			
KN/m2	KN	KN																			
18,9	631,8	631,8																			
18,696	89,3	721,0																			
61,02	3496,6	4217,6																			
PASO 5	Cálculo de resistencia unitaria en punta unitaria qt cálculo factor Nt																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ang.fricc</th> <th>Nt</th> <th>Esf.efec total</th> <th>qt=Nt*Pt</th> </tr> <tr> <th>grados</th> <th></th> <th>KN/m2</th> <th>KN/m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>32</td> <td>30</td> <td>42</td> <td>1260</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>60</td> <td>49,2</td> <td>2952</td> </tr> <tr> <td>38</td> <td>95</td> <td>135,6</td> <td>12882</td> </tr> </tbody> </table>	ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt	grados		KN/m2	KN/m2	32	30	42	1260	36	60	49,2	2952	38	95	135,6	12882
ang.fricc	Nt	Esf.efec total	qt=Nt*Pt																		
grados		KN/m2	KN/m2																		
32	30	42	1260																		
36	60	49,2	2952																		
38	95	135,6	12882																		
PASO 6	Cálculo de la resistencia ultima en punta Rt(KN) $R_t=qt*At$																				
	<table border="1"> <tr> <td>At=</td> <td>1,81</td> <td>m2</td> </tr> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th>qt=Nt*Pt</th> <th>Rt</th> </tr> <tr> <th>KN/m2</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1260</td> <td>2286,4</td> </tr> <tr> <td>2952</td> <td>5356,7</td> </tr> <tr> <td>12882</td> <td>23375,5</td> </tr> </tbody> </table>	At=	1,81	m2	qt=Nt*Pt	Rt	KN/m2	(KN)	1260	2286,4	2952	5356,7	12882	23375,5							
At=	1,81	m2																			
qt=Nt*Pt	Rt																				
KN/m2	(KN)																				
1260	2286,4																				
2952	5356,7																				
12882	23375,5																				
PASO 7	Cálculo de la capacidad última del pilote $Q_u(KN)=R_s+R_t$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Rsult</th> <th>Rt</th> <th>Qu</th> </tr> <tr> <th>KN</th> <th>(KN)</th> <th>(KN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>631,8</td> <td>2286,4</td> <td>2918,1</td> </tr> <tr> <td>721,0</td> <td>5356,7</td> <td>6077,7</td> </tr> <tr> <td>4217,6</td> <td>23375,5</td> <td>27593,1</td> </tr> </tbody> </table>	Rsult	Rt	Qu	KN	(KN)	(KN)	631,8	2286,4	2918,1	721,0	5356,7	6077,7	4217,6	23375,5	27593,1					
Rsult	Rt	Qu																			
KN	(KN)	(KN)																			
631,8	2286,4	2918,1																			
721,0	5356,7	6077,7																			
4217,6	23375,5	27593,1																			
PASO 8	Cálculo de la carga de diseno $Q_a=Q_u/FS$																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Profundidad</th> <th>Qu</th> <th>Qa(KN)</th> <th>Qa(T)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>7</td> <td>2918,1</td> <td>833,8</td> <td>83,38</td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>6077,7</td> <td>1736,5</td> <td>173,65</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>27593,1</td> <td>7883,7</td> <td>788,37</td> </tr> </tbody> </table>	Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)	0	0	0	0	7	2918,1	833,8	83,38	8	6077,7	1736,5	173,65	20	27593,1	7883,7	788,37
Profundidad	Qu	Qa(KN)	Qa(T)																		
0	0	0	0																		
7	2918,1	833,8	83,38																		
8	6077,7	1736,5	173,65																		
20	27593,1	7883,7	788,37																		
	<p>Rs=Resistencia a Fricción Lateral Rt=Resistencia en punta. Qu=Capacidad de carga última. Qa=Carga de diseno</p>																				

7.3.1 RESULTADOS DE LA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE DISEÑO.

Tabla 7.2: Resultados de la determinación de la capacidad admisible con el método Beta. ^(Autor)

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO ESMERALDAS.			
DETERMINACIÓN CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA ADMISIBLE DE PILOTES.			
F.SEGURIDAD=		3,5	
Nivel 0.0		Boca del Sondeo	
MÉTODO ESTÁTICO BETA MANUAL FHWA HI 97-013.			
SONDEO	L.PILOTE	DIAMETRO	Cap.carga.Adm
	(m)	(m)	(T)
P1	20,25	1,52	605,18
P2'	14	1,52	694,63
SD1	19	1,52	432,34
P5	25,4	1,52	625,62
P6	17,38	1,52	656,92
SD2	23,8	1,52	665,71
P9	20	1,52	712,40
P10	15	1,52	666,60
P12	24	1,52	1037,97
P13	20	1,52	788,37

7.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS.

7.4.1 COMPARACIONES GENERALES.

A continuación se presenta una tabla de resumen comparativo de los resultados obtenidos del análisis de la información de los sondeos representativos en las cimentaciones de los puentes sobre el Estuario del Río Esmeraldas. Se evaluará los resultados del método estático Beta con los

resultados del método estático de Meyerhof 1976 y las predicciones de carga última admisible de los sondeos de la Información recopilada del Proyecto Esmeraldas.

Tabla 7.3: Análisis comparativo de resultados. (Autor)

INFORME FINAL PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN PROFUNDA.

PROYECTO: ESMERALDAS.
SITIO: PUENTES SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO ESMERALDAS.
FECHA: dic-08

CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA ADMISIBLE DE PILOTES

SONDEO	N.CIMENTACIÓN (m)	DIAMETRO (m)	MEYERHOF	BETA	INF.RECOPIlada	ASUMIDA
			Cap.carga.Adm (T)	Cap.carga.Adm (T)	Cap.carga.Adm (T)	Cap.carga.Diseño (T)
P1	20,25	1,52	688,62	605,18	593,57	605,18
P2'	14	1,52	534,96	694,63	753,34	694,63
SD1	19	1,52	516,39	432,34	419,93	432,34
P5	25,4	1,52	590,86	625,62	682,03	625,62
P6	17,38	1,52	615,57	656,92	690,01	656,92
SD2	23,8	1,52	701,79	665,71	655,65	665,71
P9	20	1,52	638,37	712,40	669,86	638,37
P10	15	1,52	670,07	666,60	699,44	670,07
P12	24	1,52	1121,52	1037,97	1063,58	1037,97
P13	20	1,52	584,47	788,37	737,74	788,37

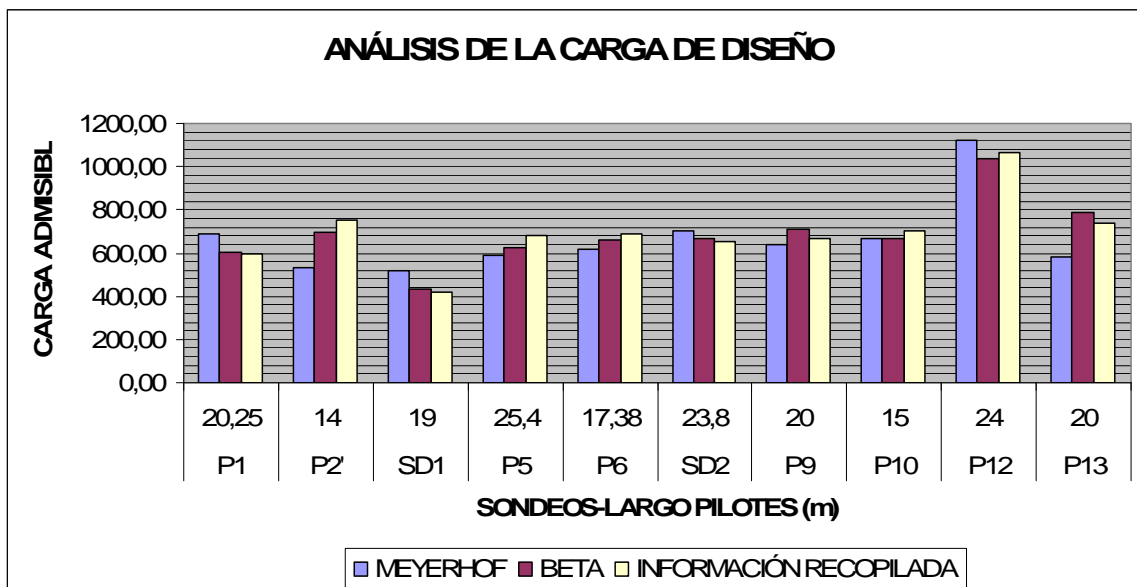


Figura 7.1: Gráfica del análisis comparativo de la carga de diseño. (32)

7.4.2 INFORME FINAL PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN PROFUNDA.

Para un diseño óptimo de cimentaciones profundas es necesario hacer un buen estimado de la capacidad de carga, ya que sus valores son de gran importancia para los ingenieros calculistas ya sea para comparar resultados o obtener resultados de mayor confiabilidad, para conocer la estructura que se puede proyectar en dicha obra con las cargas necesarias que no excedan la capacidad de carga última admisible de pilotes.

Tabla 7.4: Informe final para el diseño de cimentación profunda, carga de diseño. ^(Autor)

INFORME FINAL PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN PROFUNDA.			
PROYECTO:	ESMERALDAS.		
SITIO:	PUENTES SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO ESMERALDAS.		
FECHA:	dic-08		
CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA ADMISIBLE DE PILOTES			
Nivel 0.0	Boca del Sondeo.		
SONDEO	N.CIMENTACIÓN	DIAMETRO	Cap.carga.Diseño
	(m)	(m)	(T)
P1	20,25	1,52	605,18
P2'	14	1,52	694,63
SD1	19	1,52	432,34
P5	25,4	1,52	625,62
P6	17,38	1,52	656,92
SD2	23,8	1,52	665,71
P9	20	1,52	638,37
P10	15	1,52	670,07
P12	24	1,52	1037,97
P13	20	1,52	788,37

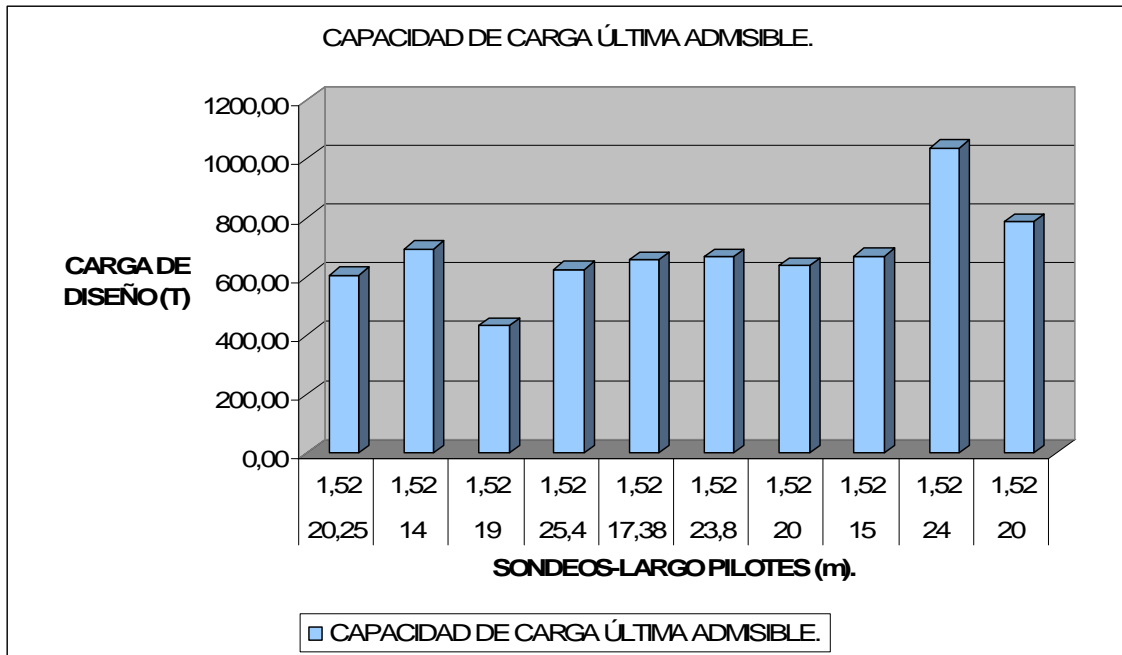


Figura 7.2: Gráfica de la capacidad de carga de diseño final vs. Sondeo-largo del pilote. (Autor)

Los resultados finales de la capacidad de carga de última admisible para pilotes circulares de hormigón de 1,52 m de diámetro, se los obtuvo del análisis comparativo de resultados con el método estático Beta del manual FHWA HI 97-013, para obtener resultados de mayor credibilidad y por ende sean considerados y tomados en cuenta en el proyecto.

Tabla 7.5: Eficiencia de un grupo de pilotes-capacidad de carga última. ⁽¹⁶⁾

PILOTES ESMERALDAS

**GRUPO DE PILOTES
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA, EFICIENCIA**

Braja M. Das (2001), pag 542 y ss

$$\eta = \frac{2(n1 + n2 - 2)d + 4D}{p n1 n2} \qquad \eta = \frac{Qg(u)}{\sum Qu}$$

η = eficiencia del grupo

n > 1 pilotes se comportan como individuales

n < 1 pilotes se comportan como un bloque

n1 = pilotes en dirección y

n2 = pilotes en dirección x

d = distancia entre pilotes de centro a centro

D = diámetro del pilote

d = 3 D para efectos de cálculo

p = perímetro de pilote

Qg(u) = capacidad de carga última de un grupo de pilotes

Qu = capacidad de carga última de cada pilote sin el efecto de grupo

FS = 3,5

SONDEO	Qadm	Qu	n1	n2	d	Diámetro (D)	p	n	Q (g)/FS	Número total pilotes
	T	T			m	m	m	eficiencia	T	
P-1	605,18	2118,12	2	2	4,6	1,52	4,8	1,3	3082,1	4
P-2'	694,63	2431,22	2	2	4,6	1,52	4,8	1,3	3537,7	4
SD-1	432,34	1513,20	2	2	4,6	1,52	4,8	1,3	2201,9	4
P-5	625,62	2189,66	2	2	4,6	1,52	4,8	1,3	3186,2	4
P-6	656,92	2299,23	2	2	4,6	1,52	4,8	1,3	3345,7	4
SD-2	665,71	2329,98	2	2	4,6	1,52	4,8	1,3	3390,4	4
P-9	638,37	2234,28	2	2	4,6	1,52	4,8	1,3	3251,2	4
P-10	670,07	2345,26	2	2	4,6	1,52	4,8	1,3	3412,7	4
P-12	1037,97	3632,90	2	2	4,6	1,52	4,8	1,3	5286,3	4
P-13	788,37	2759,31	2	2	4,6	1,52	4,8	1,3	4015,2	4

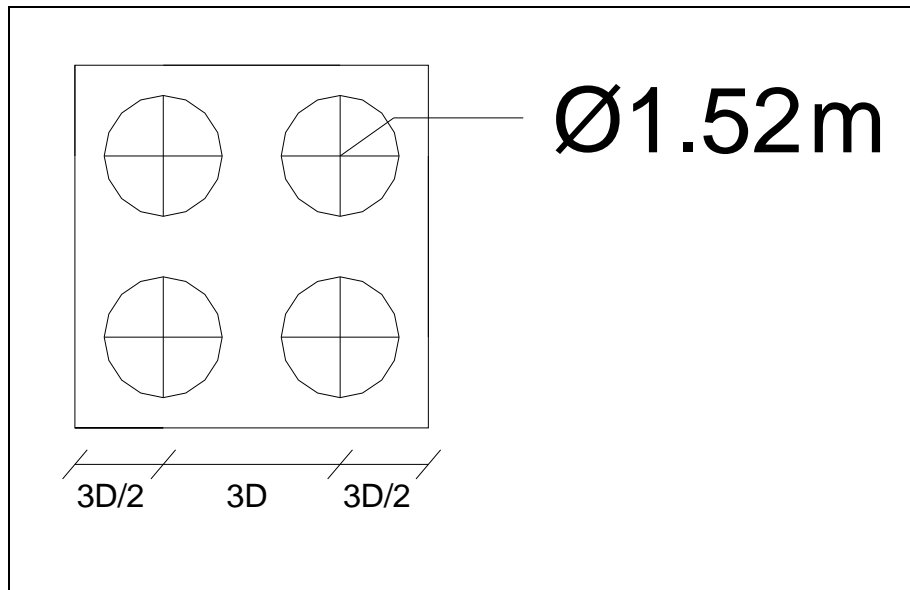


Figura 7.3: Espaciamiento mínimo del grupo de pilotes de 1.52 de diámetro. ⁽⁸⁾

El número de pilotes y espaciamiento dependerá de las cargas transmitidas por la estructura, tomando en cuenta que el espaciamiento sea mayor a tres veces el diámetro del pilote con el objeto que los mismos trabajen individualmente con su respectiva capacidad de soporte.

CAPITULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

8.1 INTRODUCCIÓN.

Este capítulo presenta las conclusiones que se basaron en la información y datos particulares de esta investigación, y las recomendaciones del autor luego de haber alcanzado los objetivos propuestos para futuras investigaciones y/o refinamiento de esta investigación.

8.2 CONCLUSIONES.

- Las comparaciones entre métodos estáticos muestran que las predicciones con el método estático Beta del manual FHWA HI 97-013, proveen la mejor predicción de la carga última en pilotes hincados tubulares de hormigón, ya que considera la mayoría de datos geotécnicos de la información recopilada.
- En la aplicación práctica se concluyo que el método estático Beta es por lo general el más conservador, puesto que la capacidad de carga admisible calculada fue la mas baja en el sondeo P-1, en comparación con los otros métodos, esto se lo puede observar en la siguiente tabla.

Tabla 8.1: Análisis comparativo entre métodos de predicción.

LARGO PILOTE (m)=		20,25		
DIAMETRO PILOTE (m)=		1,52		
SONDEO P-1				
Profundidad (m)	BETA Qa(T)	MEYERHOF Qa(T)	LUCIANO DECOURT Qa(T)	AOKI-VELOSO Qa(T)
0	0	0,00	0	0
2,5	64,93	526,44	227,72	340,45
19,9	590,71	583,10	562,57	841,92
20,25	605,18	688,62	705,78	968,39

- De la tabla anterior se puede concluir que los criterios de Luciano Decourt y Aoki-Veloso sobreestiman la capacidad de carga última en comparación con los valores medidos de los métodos estáticos Beta y Meyerhof.
- En lo que se refiere al nivel de cimentación se considera que en los casos analizados, estos se encuentran aceptablemente estable, por lo que en la presente asumiendo lo anteriormente establecido me dispuse a comprobar la capacidad de carga en esos niveles, sin embargo uno de los problemas básicos que debe abordar el proyectista del tipo de cimentación es el de primero determinar el nivel de cimentación para luego calcular la capacidad de carga admisible.
- En el análisis de la información se puede observar que las predicciones con el método estático Beta por lo general proporcionan la predicción más cercana a los valores medidos de capacidad de carga de los informes del Estudio de suelos del

Proyecto Esmeraldas. Estas predicciones dieron entre un 8% de variación máximo y un 2 % de variación mínimo entre los sondeos investigados, esto se lo puede apreciar en la siguiente tabla.

Tabla 8.2: Análisis de la variación de resultados en porcentaje.

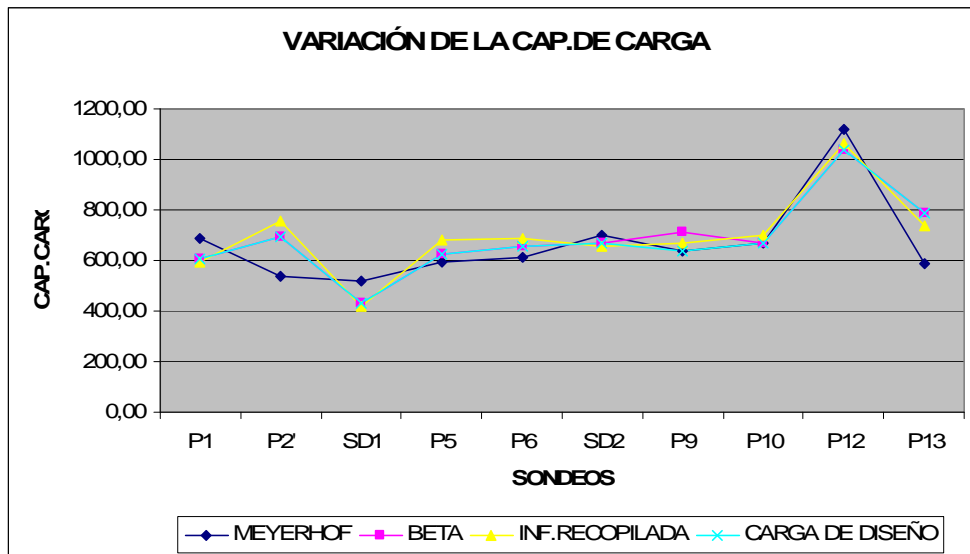
VARIACIÓN PORCENTUAL DE LA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA.

SONDEO	INF.RECOPIADA	MEYERHOF	BETA
	Cap.carga.Adm (T)	Variación. %	Variación. %
P1	593,57	16	2
P2'	753,34	-29	-8
SD1	419,93	23	3
P5	682,03	-13	-8
P6	690,01	-11	-5
SD2	655,65	7	2
P9	669,86	-5	6
P10	699,44	-4	-5
P12	1063,58	5	-2
P13	737,74	-21	7

- De la tabla anterior se puede concluir que el método estático de meyerhof se lo puede utilizar para diseños preliminares y reajustes en los cálculos de la capacidad de carga de diseño, aquí se puede observar que existe una variación del 29 % como máximo y del 4 % de variación como mínimo, de los valores medidos en la información recopilada.
- Para la determinación de la capacidad de carga de diseño de pilotes se tomo los valores más cercanos a los medidos en la información recopilada del proyecto Esmeraldas entre el método Beta y Meyerhof. Este análisis se lo puede observar en la

siguiente figura en donde los valores de los sondeos P-9 y P-10 del método de Meyerhof, están más cercanos a la tendencia general de la capacidad de carga de dicho proyecto.

Figura 8.1: Gráfica de la variación de la capacidad de carga admisible.



- Se hizo un estudio en el capítulo 3 de los métodos de predicción de carga última los cuáles se clasifican en: pruebas dinámicas, ensayos de penetración, pruebas de carga y métodos estáticos.
- Se creó una hoja de cálculo en Microsoft Excel para la determinación de la capacidad de carga última de pilotes en función del largo y diámetro del pilote, así como también de los datos geotécnicos del sector y correlaciones basadas en el N SPT de cada estrato, utilizando el método estático Beta del

manual FHWA HI 97-013 Sección 9 (Static analysis methods)
Pág. 9-50.

- Se determinó la capacidad de carga admisible con un factor de seguridad de 3,5 recomendados por el manual FHWA HI 97-013, para métodos estáticos de predicción, lo que se detalla en la tabla 6.6.
- Se puede concluir que un conocimiento amplio de las condiciones geotécnicas y geológicas es indispensable en el uso de métodos estáticos de predicción ya que para aplicar cada una de estas metodologías es necesario estimar las propiedades del suelo. Un buen estimado de las propiedades ayudará a obtener un estimado más preciso de la capacidad de carga última de pilotes.

8.3 RECOMENDACIONES.

- En este proyecto de tesis se realizó una metodología basada generalmente en métodos estáticos por lo tanto se recomienda utilizarse como una herramienta para propósitos de diseños preliminares.

- Un mayor número de predicciones ayudaría a obtener mejores conclusiones y resultados acerca de cada una de las metodologías evaluadas.
- Es conveniente el uso de varias metodologías como pruebas dinámicas o pruebas de carga para verificar la capacidad última de cimentaciones profundas, aunque por su costo y difícil obtención no se los consideró en este proyecto de investigación.
- Se debería tomar en cuenta la gran importancia de los estudios de la mecánica de suelos en la cimentación de los puentes, puesto que el peso total del puente y las cargas que soporta deberán descansar en el terreno de apoyo, a través de pilotes y pilares que transmiten al terreno cargas que normalmente son de miles o centenares de toneladas.
- Es conveniente profundizar sobre el comportamiento y clasificación de pilotes para el diseño de cimentación profunda en puentes y los procedimientos de ejecución que se realizan en países más desarrollados para su aplicación en el Ecuador.
- Se recomienda continuar con los estudios sobre la capacidad de carga última de pilotes para el diseño de cimentación profunda en puentes, puesto que en el país se están ejecutando muchas obras de Ingeniería relacionadas con puentes, por lo tanto es muy

importante diseñar la cimentación profunda a través de pilotes obteniendo una buena estimación de carga lo mas cercana a la realidad.

- Finalmente se recomienda este trabajo para utilizarlo como un aporte para estudios posteriores de la determinación de la capacidad de carga de pilotes en el país, debido a que no existen muchas fuentes de información sobre caracterización y determinación de la capacidad de carga en el Ecuador.

REFERENCIAS:

1. NHI (National Highway Institute) U.S.Department of Transportation (FHWA HI 97-013). "Design and Construction of Driven Pile Foundations". Workshop Manual-Volume I. Revised November 1998.
2. NHI (National Highway Institute) U.S.Department of Transportation (FHWA HI 97-014). "Design and Construction of Driven Pile Foundations". Workshop Manual-Volume II. Revised November 1998.
3. INFORMES PROYECTO ESMERALDAS, (2008). "Estudios de Mecánica de Suelos para la cimentación". Departamento de Ciencias de la Tierra. Lab. Suelos. Sangolquí-Ecuador.
4. Vega, M.C. (2005). "Evaluación de métodos estáticos y dinámicos para predecir capacidad de carga de fundaciones profundas usando base de datos pileact". Ingeniería Civil. Recinto Universitario de Mayagüez. Puerto Rico.
5. Vargas, O.J. (2005). "Desarrollo de la base de datos Pileact para pruebas de carga en fundaciones profundas utilizadas en obras viales en Puerto Rico". Ingeniería Civil. Recinto Universitario de Mayagüez. Puerto Rico.

6. Torres, M (1995), "Mecánica de Suelos", Escuela Politécnica del Ejército. Segunda Edición Quito-Ecuador.
7. Duarte, T. (1990). "Análise e Previsto do compotamento de Fundacoes Profundas sob Cargas Axiais". 2^o Encontro Nacional de Geotecnia LDA. Brasil.
8. Olivera, U.M. (1988). "Fundacoes Profundas". D.C. Luzzato Editores Ltda. Tercera Edición Actualizada. Brasil.
9. Tapia, M.L. (2004). "Análisis y Diseño Estático y Dinámico de Puentes Atirantados". Facultad de Ingeniería Civil. ESPE. Sangolquí- Ecuador.
10. Tomlinson, M. J. (1996). "Cimentaciones: Diseño y Construcción". Trillas, S.A de C. V. México.
11. Meyerhof, G.G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations" Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE Vol. 102 PP. 195-228.
12. Owens, M. J. & Reese, L. C. (1982). "The Influence of a Steel Casing on the Axial Capacity of a Drilled Shaft," A report to the Texas State Department of Highways and public Transportation, 204 pages. Austin, Texas.

13. Chellis R.D. (1971). "Cimentaciones Profundas". 2da Edición. Editorial Diana S.A. México
14. Davidian Z. (1977). "Pilotes y Cimentaciones sobre pilotes". Editores Técnicos Asociados S.A. España.
15. Peck R.B., Hanson W.E. & Thornburn T.H. (1990). "Ingeniería de Cimentaciones". 2da Edición. Editorial Limusa S.A. México.
16. Braja M.D. (2001). "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica". Thomson Editores S.A. México.
17. Diamanti, R. (1973). "Nouvelle Technique pour L'Execution des Pieux de Grand Diametre". Proceedings of 8th ICSMFE, Volume 2, Part 1, p.75-81. Moscow
19. Mayne, P. W. & Poulos, H. G. (2001). "Approximate Displacement Influence Factor for Elastic Shallow Foundations". Closure by Authors. ASCE 127(1)100-102.

20. Caballero, C.R. "Metodología para la determinación de la capacidad última de carga de pilotes excavados basada en modelaciones numéricas y la aplicación de ensayos no destructivos". Facultad de Ingeniería, F.C.E.F & N. Argentina.

21. Alva, J.E. & Guillén N. "Diseño y verificación de carga axial en pilotes". Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería, Post Grado. Bolivia.

22. Rodríguez, J.F. & Guichard, G.A. (2002). "Aplicación del método de los elementos finitos al diseño de cimentaciones piloteadas". Instituto de Ingeniería, UNAM. Código Postal 04510. México D.F.

23. Ibáñez, L.O. (2005). "Estudio de la capacidad de carga de los muelles en Cuba. Aplicación de la modelación matemática". Facultad de Construcciones, UCLV. Fax: 281539. Santa Clara-Cuba.

24. Medina, J. (1995). "Interacción Suelo-Zapatas Aisladas con Trabes de Liga". X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, pp. 1211-1217. Guadalajara.

25. Medina, J. (1989) "Comportamiento de Cimentaciones Sobre Pilotes de Fricción", División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, para obtener el Grado de Maestría en Ingeniería. México.
26. Sánchez, E.M. (2008). "Construcción de estructuras de hormigón armado". EHE Cimentaciones Profundas. España.
27. SICTEC. (2006). "Estudios de Suelo y Geotécnia". Brandsen 8400 Luján de Cuyo. Mendoza - Argentina.
28. WIKIMEDIA Project. (2008). "Pilote-Cimentación".Foundation, Inc.Licencia de documentación libre de GNU. Polonia.
29. www.construmatica.com. (2008). "Pilotes". Construpedia: Cimentaciones Profundas. España.
30. www.incotec.cc. "Principios básicos de funcionamiento del Pilote". PILOTES_MTH.pdf.
31. www.Medición de tráfico Certifica.com. (2008). "3 Puentes se elevan sobre el río Esmeraldas". Grupo El Comercio. Quito-Ecuador.
32. www.ssingenieria.com." Pilotaje, cimentaciones profundas" Trabajo 3 – Construaprende.

33. info@myfundaciones.com.(2008). "Funciones de los pilotes".MYP,
Fundaciones Especiales S.A. Córdoba-Argentina.

34. www.cype.es.(2008)."Pilote de desplazamiento con azuche".CYPE
Ingenieros, S.A. Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción.
Europa.

BIOGRAFÍA

DATOS PERSONALES.

Lugar y fecha de nacimiento:

Quito-Ecuador, 25 de Noviembre de 1983.

FORMACIÓN ACADÉMICA.

Primaria:

Escuela Particular “Madre de la Divina Gracia”, Sector El triángulo.

Secundaria:

Unidad Educativa “La Salle”, Conocoto.

Superior:

Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí-Ecuador.

Prácticas Pre-profesionales:

Mutualista Pichincha. “La Hondonada II Etapa”. Residente. 240 horas. Ago-Sep/2007. Quito.

Cuerpo de Ingenieros del Ejército. “Puentes sobre el Estuario del Río Esmeraldas y Vías de Acceso”. Sección técnica. 230 horas. Feb-Mar/2008. Esmeraldas.

TÍTULOS OBTENIDOS:

Bachiller en Ciencias, Unidad Educativa “La Salle”. Julio/2002. Conocoto-Ecuador.

Suficiencia en el Idioma Inglés, Escuela Politécnica del Ejército. Noviembre/2008. Quito-Ecuador.

HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

ELABORADO POR

SR.WILLIAM RAMIRO MORALES CHALCO.

COORDINADOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.

SR.ING. JORGE ZÚÑIGA

DIRECTOR DE LA UNIDAD DE ADMISIÓN Y REGISTRO

SRA.AB. LAURA LÓPEZ

Sangolquí, 10 de Enero de 2009.