

UNIVERSIDAD LAICA “ELOY ALFARO” DE MANABÍ



*FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL*

TESIS DE GRADO PREVIO AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA:

*“ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE CORTO
EMPOTRADO EN ARCILLA EXPANSIVA CON PRUEBAS DE CARGAS IN
SITU”*

DIRECTOR DE TESIS:

ING. JAVIER MOREIRA ROCA, M.Sc.

AUTORES:

PARRAGA PALMA LUIS EDUARDO
LUCAS VALENCIA MAYRA ALEXANDRA

MANTA-MANABI-ECUADOR

2014

CERTIFICACIÓN DEL DIRECTOR DE TESIS

Ing. **Javier Moreira Roca**, Director de Tesis y docente de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí.

CERTIFICA:

Que la presente Tesis de Grado titulada, **“ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE CORTO EMPOTRADO EN ARCILLA EXPANSIVA CON PRUEBAS DE CARGAS IN SITU”**, ha sido exhaustivamente revisada en varias sesiones de trabajo y se encuentra lista para su presentación y apta para su defensa.

Las opiniones y conceptos vertidos en esta Tesis de Grado son fruto del trabajo, perseverancia y originalidad de sus autores: Sra. Mayra Alexandra Lucas Valencia y Sr. Luis Eduardo Párraga Palma. Siendo de su exclusiva responsabilidad.

Manta, Mayo del 2014

Ing. Javier Moreira Roca, M.Sc.
DIRECTOR DE TESIS

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo de Tesis nos gustaría agradecerle antes de todo a nuestro Creador, por darnos la oportunidad de desarrollarnos como persona y poder llegar a este nivel como profesionales.

A nuestros padres por el apoyo incondicional pilar fundamental de nuestro desarrollo.

A nuestra querida alma mater “Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí” por abrirnos las puertas, cuna de grandes profesionales.

Como olvidarnos de todos nuestros profesores que con sus enseñanzas, experiencias y consejos, logramos cumplir nuestras metas.

Y un agradecimiento muy especial a nuestro director de tesis el Ing. Javier Moreira Roca por su gran ayuda para la elaboración de esta tesis, por sus conocimientos y tiempo valioso que paso juntos a nosotros.

Los autores

DEDICATORIA

Con todo mi esfuerzo y empeño dedico esta tesis a todos mis seres queridos que de uno u otra forma han estado en cada paso de mi vida, porque sin ellos no hubiera tenido las fuerzas necesarias para cumplir esta meta.

A Dios por darme la oportunidad de existir y poder demostrar que con trabajo y esfuerzo podemos ir muy lejos.

A mis queridos padres por darme el apoyo incondicional, su amor y comprensión, ejemplo de trabajo y de buenos valores que he podido cosechar durante toda mi vida.

A mi amada esposa, por estar siempre a mi lado, con su amor, paciencia, apoyo y consejos oportunos, a mi princesita sarita que con su presencia a llenado nuestras vidas de amor y alegrías. Esta pequeña y gran familia que somos, son mis fuerzas de cada día y superación.

A mis familiares y amigos, que con su apoyo moral les puede decir ¡ meta cumplida!.

LUIS EDUARDO PARRAGA PALMA

DEDICATORIA

Toda dedicación, esfuerzo, empeño y perseverancia en el vivir diario tiene su recompensa a largo o corto plazo por eso quiero dedicar esta tesis de grado a todos mis seres queridos, que de una u otra forma han estado presente con su apoyo incondicional.

También le agradezco a Dios por darme la vida y la oportunidad de tener una familia como la que tengo, y permitirme cumplir esta meta.

A mi padre ejemplo de trabajo, honradez y coraje, quien supo guiarme desde pequeña con sus enseñanzas.

A mis hermana, quien ha estado apoyándome siempre en cada etapa de mi vida.

A mi esposo quien ha sabido apoyarme y comprenderme, a mi hijo, la luz de mi vida.

MAYRA ALEXANDRA LUCAS VALENCIA

RESPONSABILIDAD DE LOS AUTORES

“La responsabilidad por los hechos, ideas y doctrinas expuestos en ésta tesis, corresponden exclusivamente a los autores, y el patrimonio intelectual de la Tesis de Grado corresponderá a la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí”.

Egdo. Eduardo Párraga Palma.

Egda. Mayra Lucas Valencia.

RESUMEN

Este trabajo se realizó para determinar la capacidad de carga de un pilote corto en arcilla expansiva utilizando prueba de carga in situ, es necesario mencionar que actualmente se está utilizando este método constructivo para mejorar el comportamiento estructural de las edificaciones y controlar los asentamientos diferenciales que se producen por fallas de las cimentaciones o por la mala elección del método constructivo.

Para obtener los parámetros necesarios de esta investigación se realizó un muestreo en el campo, utilizando método de SPT, veleta y muestras inalteradas. Con los datos obtenidos se realizaron los ensayos de laboratorio y se obtuvieron los coeficientes necesarios para los cálculos por medio de los métodos empíricos.

Para poder efectuar la prueba de carga se realizaron dos perforaciones de diferentes profundidades (1,50m y 3,00m), con un diámetro de 0,30m para luego colocar la armadura de hierro y proceder a hormigonar, una vez alcanzada la máxima resistencia del hormigón se procedió a realizar la prueba de carga en el campo. Esta consistió en aplicar a cada pilote una carga por medio de un gato hidráulico debidamente calibrado y por medio de deformímetros para medir los asentamientos.

Comparando los resultados de capacidad de carga y métodos empíricos se eligió el método más favorable para optimizar el tiempo para el cálculo de la capacidad de carga de un pilote corto.

INDICE

<i>PORTADA</i>	I
CERTIFICACIÓN DEL DIRECTOR DE TESIS	II
AGRADECIMIENTOS	III
DEDICATORIA	IV
DEDICATORIA	V
RESPONSABILIDAD DE LOS AUTORES.....	VI
RESUMEN.....	VII
INDICE	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	XII
ÍNDICE DE FIGURAS	XIV
ÍNDICE DE FOTOS	XVI
ÍNDICE DE FORMULAS	XVII
INTRODUCCIÓN	1
TEMA	2
ANTECEDENTES DEL PROBLEMA	3
OBJETIVOS	5
OBJETIVO GENERAL	5
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
CAPITULO I	6
1. MARCO TEÓRICO	6
1.1. ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	6
1.1.1. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS SUCS.....	6
1.1.2. ARCILLAS	8
1.1.2.1. ARCILLAS EXPANSIVAS	8
1.1.2.2. CARACTERÍSTICAS DE UN SUELO EXPANSIVO.....	8
1.1.2.3. IDENTIFICACIÓN DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS	11
1.1.2.4. PATOLOGÍAS POR ARCILLAS EXPANSIVAS	15
1.1.2.5. DETERMINACIÓN DEL GRADO DE EXPANSIVIDAD DE UNA ARCILLA	18

1.2.	PILOTES.....	19
1.2.1.	DEFINICIÓN	19
1.2.2.	USO DEL PILOTE.....	19
1.2.3.	CLASIFICACIÓN DE TIPO DE PILOTES	25
1.2.4.	COMO SE DEFINE UN PILOTE CORTO	26
1.2.5.	PILOTES EN ARCILLA	30
1.3.	TRABAJOS DE CAMPO	30
1.3.1.	EXPLORACIÓN DEL SUELO.	30
1.3.2.	PERFORACIÓN - ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.....	31
✓	SPT CORREGIDO	32
1.3.3.	ENSAYO DE VELETA.....	35
1.3.4.	TOMA DE MUESTRAS INALTERABLES	37
✓	EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO.	37
✓	TUBO DE PARED DELGADA (SHELBY)	39
1.3.5.	PRUEBAS DE CARGA IN SITU	39
1.4.	TRABAJOS DE LABORATORIO	47
1.4.1.	HUMEDAD NATURAL.....	47
1.4.2.	LÍMITES DE ATTERBERG	48
1.4.2.1	LÍMITE LÍQUIDO (LL).....	48
1.4.2.2	LÍMITE PLÁSTICO (LP)	48
1.4.2.3	LÍMITE DE CONTRACCIÓN (LC)	49
1.4.2.4	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	49
1.4.3.	EXPANSIÓN LIBRE DEL SUELO	49
1.4.4.	PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE	50
1.4.5.	PESO VOLUMÉTRICO	51
1.4.6.	ENSAYO DE GRANULOMETRÍA	52
1.4.7.	COHESIÓN.	53
1.4.8.	ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA.....	54
1.5.	ECUACIONES PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE	55
1.5.1.	RESISTENCIA POR FRICCIÓN (SUPERFICIAL) EN ARCILLA.....	56

✓ MÉTODO λ	56
✓ MÉTODO α :	57
✓ MÉTODO DE MEYERHOF:.....	58
✓ MÉTODO DE AOKI VELLOSO	59
1.6. CRITERIOS DE FALLA.....	61
✓ CRITERIO DE VAN DER VEEN	61
✓ CRITERIO DE CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL (CFEM) 61	
✓ OTROS CRITERIOS.	61
CAPITULO II	62
2.1. METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN.....	62
2.1.1. GENERALIDADES.....	62
2.2. TRABAJO DE CAMPO.....	62
2.2.1. ESTUDIOS DE SUELOS.	62
2.2.1.1. PERFORACIONES IN SITU.....	63
2.2.1.1.1. ENSAYO DE S.P.T. (ASTM D- 1586).....	63
2.2.1.1.2. ENSAYO DE VELETA.....	64
2.2.1.1.3. PRUEBA DE CARGA	65
2.3. TRABAJOS DE LABORATORIO.....	69
2.3.1. ENSAYOS ÍNDICES.....	69
2.3.1.1. HUMEDAD NATURAL (ASTM-D 2216).....	69
2.3.1.2. GRANULOMETRÍA (ASTM-D 422).....	70
2.3.1.3. LIMITES DE ATTERBERG (ASTM-D 4318).....	73
2.3.1.4. PESO VOLUMÉTRICO.....	75
2.4. RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CARGA.	78
CAPITULO III	79
3.1. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	79
3.1.1. ESTRATIGRAFIA.....	82
3.1.2. PRUEBA DE CARGA	83
✓ CURVA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN	85
✓ RECUPERACIÓN ELÁSTICA Y DEFORMACIÓN REMANENTE	85

✓ CARGA ÚLTIMA.....	85
✓ CARGA DE TRABAJO	86
3.2. MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE UN PILOTE	86
✓ CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A LA PUNTA POR EL MÉTODO MEYERHOF	86
✓ CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL FUSTE POR EL MÉTODO α	86
✓ CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL FUSTE POR EL MÉTODO λ	87
✓ CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR EL MÉTODO DE AOKI VELLOSO.....	88
✓ CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A LA PUNTA POR EL MÉTODO MEYERHOF	90
✓ CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL FUSTE POR EL MÉTODO α	91
✓ CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL FUSTE POR EL MÉTODO λ	91
✓ CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR EL MÉTODO DE AOKI VELLOSO.....	92
3.3. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	97
3.3.1. CONCLUSIONES.....	97
3.3.2. RECOMENDACIONES.	98
BIBLIOGRAFIA:.....	99
ANEXOS.....	102

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla. 1.1 Clasificación de los suelos	7
Tabla 1.2 Características plásticas de las arcillas	14
Tabla 1.3 Curvas de Holtz	14
Tabla 1.4 Criterio para la identificación de suelos expansivos	15
Tabla 1.5 Correlaciones para suelos expansivos	32
Tabla 1.6a Variaciones de η_H	34
Tabla 1.6b Variaciones de η_B	35
Tabla 1.6c Variaciones de η_S	35
Tabla 1.6d Variaciones de η_K	35
Tabla 1.7 Tamaños de criba U.S. Standard	52
Tabla 1.8 Variación de λ con la longitud de empotramiento	57
Tabla 1.9 Variación de α con la cohesión no drenada de una arcilla C_u/σ_o'	58
Tabla 1.10 Factor de correlación	60
Tabla 1.11 Factor f_1 y f_2	60
Tabla 2.1 Resultados del Ensayo de SPT	64
Tabla 2.2. Resultados del ensayo de veleta	65
Tabla 2.3. Resultados del ensayo de humedad natural	70
Tabla 2.4. Resultados del ensayo de granulometría	72
Tabla 2.5. Resultados de ensayo de Límites de Atterberg	74
Tabla 2.6. Resultados de ensayo de Peso volumétrico	77
Tabla 2.7. Resultados de Prueba de carga	78
Tabla 3.1a Resumen de datos	80
Tabla 3.1b Resumen de datos	81
Tabla 3.2 Diagrama Esfuerzo-Deformación para el pilote de 1,50m	83
Tabla 3.3 Diagrama Esfuerzo-Deformación para el pilote de 3,00m	84
Tabla 3.4 Resumen de datos para el pilote de 1,50m	89
Tabla 3.5 Representación del esfuerzo vertical efectivo	90
Tabla 3.6 Resumen de datos para el pilote de 3,00m	93

Tabla 3.7 Representación del esfuerzo vertical efectivo	94
Tabla 3.8a Incremento de diámetro del pilote en la punta.....	95
Tabla 3.8b Grafico esquematico del pilote incrementado en punta	95
Tabla 3.8c Diagrama de carga vs incremento porcentual	96
Tabla 3.8d Resumen de variacion de acuerdo al incremento de diámetro	96

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 Cedimiento del terreno.....	16
Fig. 1.2 Detalle de grieta horizontal entre huecos de fachada.....	17
Fig. 1.3a Casos donde puede necesitarse pilotes.....	20
Fig. 1.3b Casos donde puede necesitarse pilotes.....	21
Fig. 1.3c Casos donde puede necesitarse pilotes.....	22
Fig. 1.3 (d y e) Casos donde puede necesitarse pilotes.....	23
Fig. 1.3f Casos donde puede necesitarse pilotes.....	23
Fig. 1.3g Casos donde puede necesitarse pilotes.....	24
Fig. 1.3h Casos donde puede necesitarse pilotes.....	25
Fig. 1.4a Elevación del edificio.....	26
Fig. 1.4b Vista perspectiva del edificio	27
Fig. 1.4c En suelos arcillosos	27
Fig. 1.4d En suelos abruptos	28
Fig. 1.4e En suelos inundables o niveles	28
Fig. 1.4f Alcanzar estratos estables freáticos altos en arenas sueltas.....	29
Fig. 1.5 Muestreador partido.....	31
Figura 1.6 Configuración de los martillos SPT: (a) martillo de seguridad; (b) matillo Donut.	33
Fig. 1.7 Geometría de la veleta de campo	36
Figura 1.8a Obtención de la muestra inalterada a cielo abierto en una superficie plana.....	38
Figura 1.8b Obtención de la muestra inalterada a cielo abierto de la pared de un corte.....	38
Fig. 1.9 Interacciones de un pilote.	40
Fig. 1.10 Distribución esfuerzo en el suelo.....	41
Figura 1.11a Diagrama esquemático del arreglo.....	43
Figura 1.11b Grafica de carga contra asentamiento total.....	44
Figura 1.11c (Braja M. Das) Grafica de carga contra asentamiento neto.	45
Fig. 1.12 Ensayos de carga controlada.....	46
Fig. 1.13 Proceso de Hormigonado de un pilote prebarrenado	47

Fig. 1.14 Prueba de compresion simple: (a) muestra el suelo; (b) circulo de Mohr para la prueba; (c) variacion de q_u con el grado de saturacion.	51
Fig. 1.15 Granulometría de un suelo de grano grueso obtenida.....	53
Fig. 1.16 Fuerzas resistentes del suelo en relación al contenido de humedad.....	54
Fig. 1.17 Capacidad última de carga de un pilote	55
Fig. 3.1 Perfil estratigrafico del suelo estudiado.....	82

ÍNDICE DE FOTOS

Foto. 1.1 Daños por cambio de volumen de suelo arcilloso.....	9
Foto. 1.2 Retracción de suelos altamente plásticos	9
Foto. 1.3 Daños por asentamientos del suelo	10
Foto. 1.4 Grietas en suelos arcillosos.....	11
Foto. 1.5 Comprobación de la plasticidad de un suelo arcilloso.....	12
Foto. 1.6 Cortes de terrenos arcillosos.....	12
Foto. 1.7 Textura de un suelo arcilloso.....	13
Foto 2.1 Ensayo de SPT en el campo.	63
Foto 2.2 Muestras inalteradas.....	63
Foto 2.3 Ensayo de veleta.	64
Foto 2.4 Equipo de perforacion para pilotes.	66
Foto 2.5 Excavación de pilotes.	66
Foto 2.6 Armadura del pilote	67
Foto 2.7 Colocación de armadura	67
Foto 2.8 Hormigonado del pilote.....	68
Foto 2.9 Prueba de carga	68
Foto 2.10 Ensayo de Granulometría	69
Foto 2.11 Ensayo de Granulometría	70
Foto 2.12 Mezclado de la muestra	73
Foto 2.13 Trazado de canal.....	73
Foto 2.14 Ensayo de límite plástico	74
Foto 2.15 Extracción de muestras inalteradas en el campo.	75
Foto 2.16 Muestras en laboratorio.....	76
Foto 2.17 Pesado de la muestra.....	76
Foto 2.18 Revestimiento del suelo con parafina	77
Foto 2.19 Pilote listo para prueba de carga	77

ÍNDICE DE FORMULAS

Formula. 1.01 SPT corregido	33
Formula. 1.02 Ensayo de veleta	36
Formula. 1.03 Tubo shelby	39
Formula. 1.04 Humedad natural	48
Formula. 1.05 Indice de plasticidad.....	49
Formula. 1.06 Expansion libre del suelo	49
Formula. 1.07 Prueba de compresion simple.....	50
Formula. 1.08 Peso volumetrico	51
Formula. 1.09 Capacidad ultima del pilote	55
Formula. 1.10 Coeficiente λ	56
Formula. 1.11 Resistencia al fuste por medio del metodo λ	56
Formula. 1.12 Coeficiente α	57
Formula. 1.13 Resistencia al fuste por medio del metodo α	58
Formula. 1.14 Resistencia a la punta por medio del metodo de Meyerhof.....	59
Formula. 1.15 Formula general para el calculo de capacidad de carga metodo AOKI VELLOSO.....	59

INTRODUCCIÓN

En la actualidad las ciudades van creciendo en una manera acelerada, especialmente la Ciudad de Manta y vemos como se incrementan las urbanizaciones en los alrededores, considerando este índice se ve la necesidad de buscar una nueva metodología de construcción ya que en la actualidad los tipos cimentaciones utilizadas presentan diferentes problemas en las construcciones debido a que el subsuelo en la parte superficial está compuesto por suelos arcillosos altamente expansivos; para tal efecto se propone desarrollar una investigación para definir la capacidad de carga de un pilote corto empotrado en suelos bien definidos con características expansivas, en donde el resultado de dicha investigación será definir que de las distintas fórmulas de cálculo de capacidad de cargas de pilotes en suelos cohesivos cuales realmente se aplica para el suelo estudiado.

Utilizando este tipo de cimentación podemos reducir los costos en la cimentación, ya que no se realizaría el típico cambio de suelo para construir una vivienda.

No es muy común utilizar pilotes cortos en la construcción de viviendas multifamiliares, pero se quiere demostrar que se puede utilizar sin ningún problema.

Con esta investigación queremos evitar las fallas de las cimentaciones (zapatas aisladas, zapatas corridas, losa de cimentación), incorporando pilotes cortos empotrados en suelos expansivos, para evitar los asentamientos diferenciales. Podemos decir que este método constructivo es poco conocido en el medio de la construcción local, esperando dar una solución a los problemas existentes en las cimentaciones.

TEMA

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN
PILOTE CORTO EMPOTRADO EN ARCILLA
EXPANSIVA CON PRUEBAS DE CARGAS IN SITU.

ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

En todo el mundo, las arcillas expansivas ocasionan daños importantes a las obras tales como: edificios, viviendas, pavimentos, puentes, etc., lo que ocasiona grandes pérdidas de dinero.

De acuerdo a lo que establece Lambe (1996) “Prácticamente todas las estructuras de ingeniería como edificios, puentes, carreteras, túneles, muros, torres, canales o presas, deben cimentarse sobre la superficie de la tierra o dentro de ella. Para que la estructura se comporte satisfactoriamente debe poseer una cimentación adecuada; lo anterior se refiere a que debe tener seguridad contra la aparición de cualquier falla posible”.

Un ejemplo de construcción con fallas en la cimentación con hundimientos de varios metros es el Palacio de Bellas Artes en la Ciudad de México cimentado sobre arcillas bentónicas altamente comprensible de la antigua zona del lago Texcoco, estas fallas han sido más espectaculares que peligrosas.

En la actualidad existen muchos problemas en las cimentaciones ya que no pueden evitar los asentamientos, los cuales provocan diferentes daños en las estructuras. Sabiendo que en la ciudad de Manta hay zonas con arcillas altamente expansivas, se propone determinar la ecuación más apropiada para el cálculo de pilotes cortos, siguiendo los procedimientos actuales para calcular la capacidad de carga de un pilote, en donde conjugan la mecánica de suelo y las distintas teorías de aplicación para su respectivo diseño y cálculo; éstos en definitiva no se adaptan a los usos prácticos generales ya que la gran variabilidad de tipos y propiedades de los suelos así como las varias fórmulas de aplicación usando diferentes parámetros de

suelos, hacen que en la medida que se vayan construyendo dichos diseños calculados sean verificados por la experiencia.

Es así que partiendo de lo antes dicho y conociendo que se ésta aplicando la solución de cimentación sobre suelos expansivos con el uso de pilotes cortos, para de esta manera controlar el efecto de expansión que con el uso de cimentaciones directas (zapatas aisladas, zapatas corridas, losa de cimentación), a pesar de que se toman todas las precauciones posible ante los cambios de humedad del suelo, estas de alguna u otra forma al producirse ciertos movimientos hacen que se presenten fisuras y grietas en las construcciones.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL.

Determinar la capacidad de carga de un pilote corto aplicando procedimientos normalizados para controlar el efecto expansivo del suelo.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar los parámetros físicos y mecánicos del tipo de suelo, usado para la investigación.
- Comparar las diferentes fórmulas de aplicación para cálculo de capacidad de carga de un pilote, con los resultados obtenidos en las pruebas efectuadas en sitio.

CAPITULO I

1. MARCO TEÓRICO

1.1. ESTUDIO GEOTÉCNICO

Actualmente el estudio geotécnico se considera uno de los más importantes debido a que es la base fundamental para todo cálculo estructural basándose en técnicas de campo y de laboratorio para conocer el comportamiento de los diferentes tipos de suelo, por ejemplo en las arcillas; cuando existe la presencia de agua esta altera su comportamiento físico y mecánico.

1.1.1. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS SUCS

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Unified Soil Classification System (USCS)) es un sistema de clasificación de suelos usado en ingeniería y geología para describir la textura y el tamaño de las partículas de un suelo. Este sistema de clasificación puede ser aplicado a la mayoría de los materiales sin consolidar y se representa mediante un símbolo con dos letras.

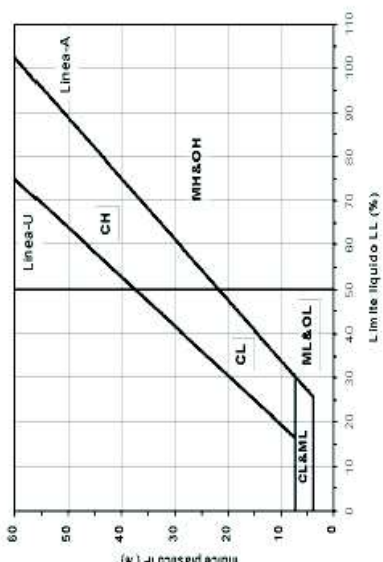
División Mayor		Símbolo	Nombres Típicos		Criterio de clasificación en laboratorio			
SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla Nº 200	Las partículas de 0,075 mm de diámetro (malla Nº200) son aproximadamente las más pequeñas visibles a simple vista.	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla Nº4 Para clasificación visual puede usarse 1/8 cm como equivalente a abertura malla Nº4	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla Nº4	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos	Coeficiente de uniformidad C_u : mayor de 4 Coeficiente de curvatura C_c : entre 1 y 3		
				GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos	NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA GW		
				GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo		Límites abajo de la "Línea A" o IP menor que 4	Arriba de "Línea A" y con IP entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.
				GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla		Límites arriba de la "Línea A" y con IP mayor que 7	
				SW	Arenas bien graduadas, arena con gravas, poco o nada de finos		Coeficiente de uniformidad C_u : mayor de 6 Coeficiente de curvatura C_c : entre 1 y 3	
				SP	Arenas mal graduadas, arena con gravas, poco o nada de finos	NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA SW		
		ARCILLAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla Nº4 Para clasificación visual puede usarse 1/8 cm como equivalente a abertura malla Nº4	Dependiendo del porcentaje de finos (fracción que pasa por la malla Nº200), los suelos gruesos se clasifican como: menos de 5% son GW, GP, SW, SP; más de 5% son GM, GC, SM, SC; de 5% a 12% son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles (nunca puede ser GW-GP o SW-SP)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo	Límites abajo de la "Línea A" y con IP menor que 4	Arriba de "Línea A" y con IP entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.	
				SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla	Límites arriba de la "Línea A" y con IP mayor que 7		
				LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido menor de 50%	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos		
					CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arenosas o limosas		
					OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad		
					LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50%	MH		
CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas							
OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad							
Suelos altamente orgánicos	Pt	Turbas y otros suelos altamente orgánicos						

Tabla. 1.1 Clasificación de los suelos

Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.) A.S.T.M. D2487-93

Fuente: Ricaldoni J,

1.1.2. ARCILLAS

1.1.2.1. ARCILLAS EXPANSIVAS

“Se llaman arcillas expansivas aquellas que presentan cambio de volumen con los cambios de humedad, cuando la arcilla se humedece sufre fuerte expansión que produce daños considerables en paredes y pisos sobre todo en climas de largos o intermitentes períodos de humedad, debido a los cambios de volumen con los cambios de humedad. Pequeñas zapatas soportando livianas cargas son más fácilmente levantadas o movidas” (Crespo Villalaz C, 2004).

Cuando la arcilla se encuentra a una distancia lejana bajo la superficie no se expande y contrae tanto, como cuando se encuentra cerca. Las arcillas expansivas se caracterizan por su alto límite líquido (LL) y un alto índice de plasticidad (IP).

“Según Atterberg, cuando un suelo tiene un índice plástico (IP) igual a cero, el suelo es no plástico, cuando el índice plástico es menor de 7, el suelo presenta baja plasticidad, cuando el índice plástico está comprendido entre 7 y 17 se dice que el suelo es medianamente plástico y cuando el suelo presenta un índice plástico mayor que 17 se dice que es altamente plástico” (Crespo Villalaz C, 2004).

1.1.2.2. CARACTERÍSTICAS DE UN SUELO EXPANSIVO

- ✓ *“Cambio de volumen en el suelo:* Los suelos arcillosos, especialmente los muy plásticos, se retraen mucho cuando se secan y se expanden cuando se humedecen” (Helguera, 2004).



Foto. 1.1 Daños por cambio de volumen de suelo arcilloso

Fuente: Los autores

- ✓ “Retracción de suelos altamente plásticos. En regiones que tienen estaciones marcadamente secas y húmedas, el suelo próximo a la superficie del terreno se expande y contrae pudiendo producirse en un muro mayor desplazamiento en la parte exterior que en la interior, donde el suelo está protegido del sol y de la lluvia (Helguera, 2010).

Otro ejemplo es que en zonas que son normalmente húmedas, cuando se dan periodos de sequía puede producirse retracción en el suelo por lo tanto asentamientos en la cimentación”, ver foto 1.2.



Foto. 1.2 Retracción de suelos altamente plásticos

Fuente: Los autores

- ✓ “*Asentamiento de fundaciones por retracción del suelo.* Un secamiento acelerado y el asentamiento correspondiente, se puede producir por ciertos tipos de plantas que extraen la humedad del suelo o por calderas y hornos que calientan el suelo de manera anormal” (Helguera, 2010).

En regiones que tienden a ser secas sucede lo contrario, cuando aumenta la humedad del suelo debido a filtraciones de tuberías, reguios de plantas y de césped, puede producir en la arcilla seca una expansión que levantar una estructura. En la mayoría de los casos, el cambio de volumen se hace menor a medida que aumenta la profundidad y si es posible, las cimentaciones se deben colocar por debajo de estas zonas de cambio de volumen.

“Los cambios de volumen de un suelo debido a la contracción del mismo se pueden determinar conociendo la relación de vacíos del suelo en su estado natural. Conociendo esta relación de vacíos se puede calcular la contracción volumétrica por unidad de volumen original. Conociendo el cambio de volumen en promedio, debido a la contracción del suelo, se puede estimar el asentamiento del mismo al variar su humedad desde la humedad de saturación hasta la humedad correspondiente al límite de contracción del mismo” (Helguera, 2010).



Foto. 1.3 Daños por asentamientos del suelo

Fuente: Los autores

1.1.2.3. IDENTIFICACIÓN DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS

De acuerdo a lo que establecen Patrone J, y Prefumo J, (2010), “las formas principales de identificación de un suelo potencialmente expansivo son:

- ✓ Reconocimiento visual y manual
 - ✓ Identificación Mineralógica
 - ✓ Determinación de ciertas propiedades básicas de los suelos
 - ✓ Métodos indirectos de determinación del potencial expansivo del suelo
 - ✓ Medidas directas de la expansión del suelo
 - ✓ Reconocimiento visual y manual o bien mediante clasificaciones sencillas se puede determinar las propiedades esperadas de un suelo en el campo”. Algunos indicadores de la presencia de los suelos expansivos son:
- **Grietas por secado.** Las grietas en los suelos expansivos aparecen en la superficie del terreno cuando existen periodos de sequía, con una característica particular presentado una forma geométrica de tipo poligonal, de gran dimensión. Cuando este suelo está seco su resistencia es alta.



Foto. 1.4 Grietas en suelos arcillosos

Fuente: Los autores

- **Plasticidad.** Para comprobar que un suelo es plástico en los suelos expansivos se hace un rodillo sin que este se desmorone.

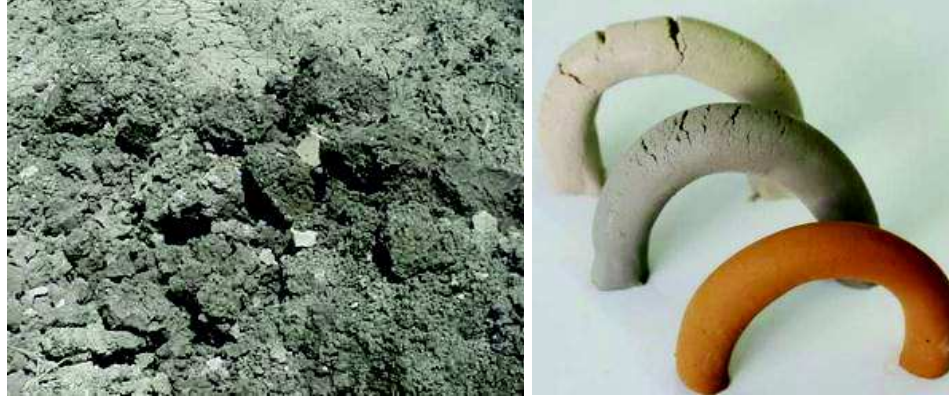


Foto. 1.5 Comprobación de la plasticidad de un suelo arcilloso

Fuente: Los autores

- **Espejo de fricción.** Se puede observar en la superficie de suelos recientemente expuestos al aire debido a excavaciones en las que muestran abundantes fisuras y espejos de fricción.



Foto. 1.6 Cortes de terrenos arcillosos

Fuente: Los autores

- **Textura.** Los suelos expansivos son resbalosos y se pegan a zapatos o llantas de vehículos cuando están húmedos.



Foto. 1.7 Textura de un suelo arcilloso

Fuente: Los autores

- **Daños estructurales.** Se puede observar la presencia de grietas y distorsiones en las estructuras vecinas, indicando el daño potencial existente.

✓ **Identificación Mineralógica**

- Difracción por rayos X
- Análisis Térmico Diferencial
- Análisis de absorción de colorantes
- Análisis químicos
- Análisis por microscopio electrónico

“Los tres grupos más importantes en que se clasifican los minerales arcillosos son: illita, caolinita y montmorillonita, compuestos por hidroaluminosilicatos. Los ensayos mineralógicos tienden a detectar la presencia de montmorillonita, que es el mineral preponderantemente expansivo” (Patrone J, y Prefumo J, 2010).

✓ **Determinación de ciertas propiedades básicas de los suelos**

- Límite líquido y límite plástico. “Las características plásticas de los suelos pueden ser usados como un indicador primario de las características expansivas de las arcillas” (Patrone J, y Prefumo J, 2010).

Grado de Potencial Expansivo	Índice Plástico
Bajo	0 - 15
Medio	10 - 35
Alto	20-55
Muy Alto	> 35

Tabla 1.2 Características plásticas de las arcillas

Fuente: Patrone J, y Prefumo J,

- Límite de contracción.
- Contenido de coloides.
- Expansión libre del suelo.

De acuerdo al método desarrollado por Holtz usando las características antes mencionas se determinan los potenciales expansivos de un suelo.

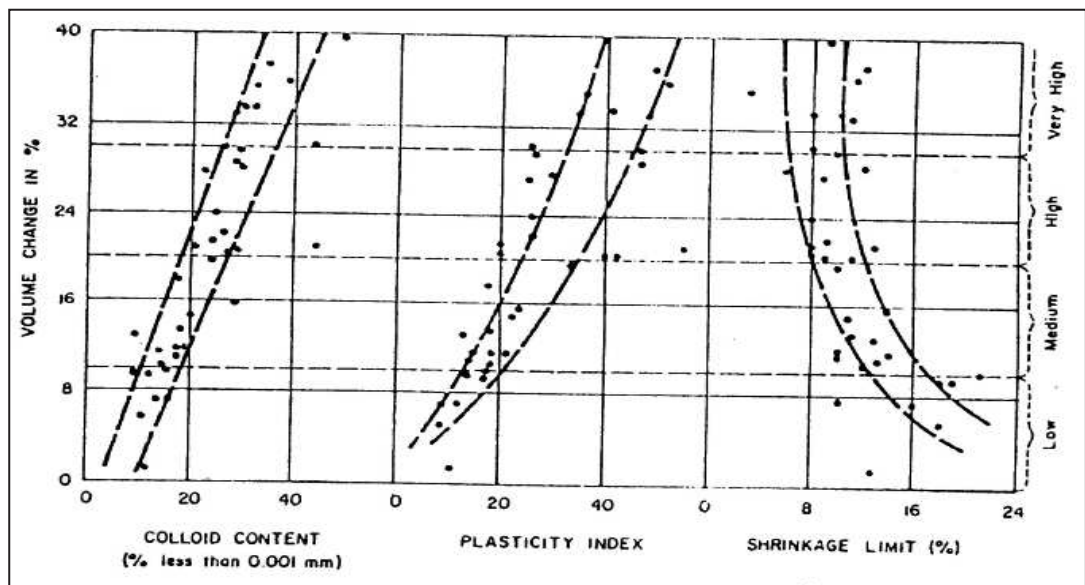


Tabla 1.3 Curvas de Holtz

Fuente: Patrone J, y Prefumo J,

Basado en las curvas presentadas Holtz propone el siguiente criterio para la identificación de suelos expansivos:

Contenido de coloide (<0.001mm) en %	Índice Plástico	Shrinkage Limit	% Expansión bajo carga de 1.0 psi	Grado de Expansión
> 28	> 35	< 11	> 30	Muy Alto
20 - 13	25 - 41	7 - 12	20 - 30	Alto
13 - 23	15 - 28	10 - 16	10 - 30	Medio
> 15	< 18	> 15	< 18	Bajo

Tabla 1.4 Criterio para la identificación de suelos expansivos

Fuente: Patrone J, y Prefumo J,

✓ *Métodos indirectos de determinación del potencial expansivo del suelo*

“Estos métodos consisten en predecir el potencial expansivo del suelo de una forma cualitativa, en base a medidas directas de la expansión del suelo sobre muestras remoldeadas compactadas en condiciones prefijadas de humedad y densidad. Los métodos más utilizados son el de “Ladd y Lambe” auspiciado por la Federal Housing Administration y el método de “PVC” o método de la medida del cambio volumétrico” (Patrone J, y Prefumo J, 2010).

✓ *Medidas directas de la expansión del suelo*

“Estos métodos consisten en medir la expansión del suelo al saturarlo bajo diferentes condiciones de carga, graficándose las variaciones de hinchamiento para diferentes presiones aplicadas” (Patrone J, y Prefumo J, 2010).

1.1.2.4. PATOLOGÍAS POR ARCILLAS EXPANSIVAS

“Desde el punto de vista geotécnico, los suelos plásticos o arcillosos, son aquellos capaces de deformarse sin agrietarse, ni producir rebote elástico, cambiando su consistencia al variar el contenido de agua (Medrano D. K, 2010).

En función de los cambios de contenido de humedad se producen diferentes estados físicos del suelo, llamándose límites de Atterberg: límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, que son el punto de partida para determinar la expansividad del suelo”.

Descripción y origen de los daños

De acuerdo a lo que establece Medrano D. K, (2010) “El comportamiento de este tipo de suelos frente a los cambios de humedad (Causado con los cambios estacionales debido a los ciclos de humectación-desección así como la ascensión del nivel freático) da lugar a la variación de su volumen, produciéndose movimientos por los asentamientos diferenciales de la cimentación, lo que puede llevar a la estructura a soportar esfuerzos superiores a los previstos en cálculo y producir patologías no admisibles, que pueden ser”:

- *Grietas verticales e inclinadas en ambos sentidos*: las arcillas provocan problemas de cedimiento y quebranto combinados por empujes horizontales, evidenciándose con fisuras en las paredes y muros:
 - Por cedimiento de la cimentación en la parte central del edificio.
 - Por quebranto o cedimiento de la cimentación en dos extremos al mismo tiempo, fig. 1.1.

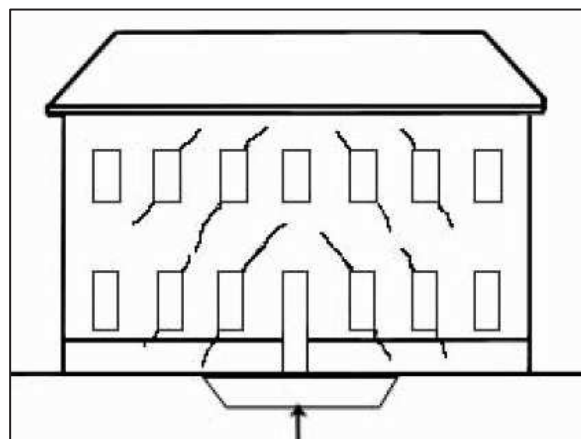


Fig. 1.1 Cedimiento del terreno

Fuente: Medrano D. K

- *Fisuración y rotura de elementos estructurales:* Fisuración de cortante en nudos de tabiques, trabajo en ménsula con grietas horizontales y/o inclinadas, rotura de forjados, vigas, muros de carga con grietas inclinadas y horizontales, etc. (Medrano D. K, 2010).

El asentamiento diferencial excesivo puede producir movimientos en las columnas, pudiendo en algunos casos superarse el límite elástico de los elementos estructurales existentes, fig. 1.2.



Fig. 1.2 Detalle de grieta horizontal entre huecos de fachada

Fuente: Medrano D. K

- *Rotura de cimentación:*

Zapatas aisladas y/o corridas: despegue de cimentación, grietas horizontales por empujes y grietas inclinadas por asiento diferencial.

Losas: Grietas de flexión y distorsiones que pueden desembocar en giros y rotura de la misma.

Pilotes: En obras antiguas, rotura de pilastras por cambio del estado de cargas, roturas por flexión, cortante o flexión, empujes sobre vigas riostras y los encepados, hundimientos por retracción del suelo, etc.

Muros de sótano: Grietas por empujes laterales.

- *Deformación de pavimentos.*

- *Rotura de conducciones,* enfatizando aún más el problema al producirse la rotura de colectores que suministran agua a la edificación (Medrano D. K, 2010).

Origen

De acuerdo a lo que establece Medrano D. K, (2010) el origen de las patologías por arcillas expansivas, depende directamente de tres factores que pueden interaccionar entre si y que son:

- La naturaleza geológica y geotécnica del suelo.
- El grado de expansividad.
- Cambios de humedad.

Prevención de daños

Deberán seguirse las recomendaciones generales del estudio geotécnico y de las que se deberán elegir las más favorables en función de cada caso:

a) Profundidad de apoyo. La cimentación se deberá apoyar a una profundidad en donde el suelo no se encuentre expuesto a cambios de humedad y variaciones del nivel freático.

b) Cargas. Las cargas transmitidas por la cimentación al subsuelo, deberán compensarse con la tensión máxima admisible del suelo, asientos y la presión de hinchamiento, de modo que esta última nunca supere la tensión de trabajo de la cimentación.

c) Sistema de cimentación. Cuando se realice un sistema de cimentación, las zapatas, pilotes, etc, deberán estar perfectamente arriostradas en dos direcciones, con vigas adecuadamente armadas.

1.1.2.5. DETERMINACIÓN DEL GRADO DE EXPANSIVIDAD DE UNA ARCILLA

De acuerdo a Medrano D. K, (2010) “El grado de expansividad se puede determinar en función de las propiedades geotécnicas de los suelos. Los ensayos que se deben realizar para determinar su expansividad son”:

- *Granulometría*: permitirá determinar el porcentaje de finos que contiene el suelo y clasificarlo en limos o arcillas de acuerdo a los criterios de Casagrande.
- *Límites de Atterberg*: para determinar los límites líquido y plástico y el índice de plasticidad.
- *Hinchamiento Lambe*: obteniéndose el cambio de volumen potencial, pudiendo ser éste, No Crítico, Marginal, Crítico y Muy Crítico y el índice de hinchamiento.
- *Humedad natural*
- *Edómetro*: presión de hinchamiento, colapsabilidad, asientos, etc.

1.2. PILOTES

1.2.1. DEFINICIÓN

Los pilotes son elementos que se usan para transmitir carga de la cimentación a través del estrato del suelo de poca capacidad de carga hacia estratos de suelo o roca más profundos con mayor capacidad de carga. También se utilizan en condiciones normales de suelo para resistir fuertes presiones de levantamiento, o en condiciones de suelo pobres para resistir cargas horizontales (Tomlinsom M.J, 1996).

1.2.2. USO DEL PILOTE

El pilote es un elemento estructural que forma parte de la infraestructura de la edificación, cuyas funciones principales son las siguientes:

a) Transferir cargas de la superestructura y del resto de la infraestructura a través de estratos débiles o compresibles, a través del agua o aire, hasta estratos inferiores con la suficiente capacidad de carga como para soportar la estructura, comportándose el pilote como una extensión de columna o pilar (Alva J.E, 2008). Los estratos que se encuentran bajo el pilote pueden

ser rocas, arcillas duras o suelos de baja compresibilidad. Al pilote que reposa sobre estos estratos se le denomina "pilote de punta" (Fig. 1.3a).

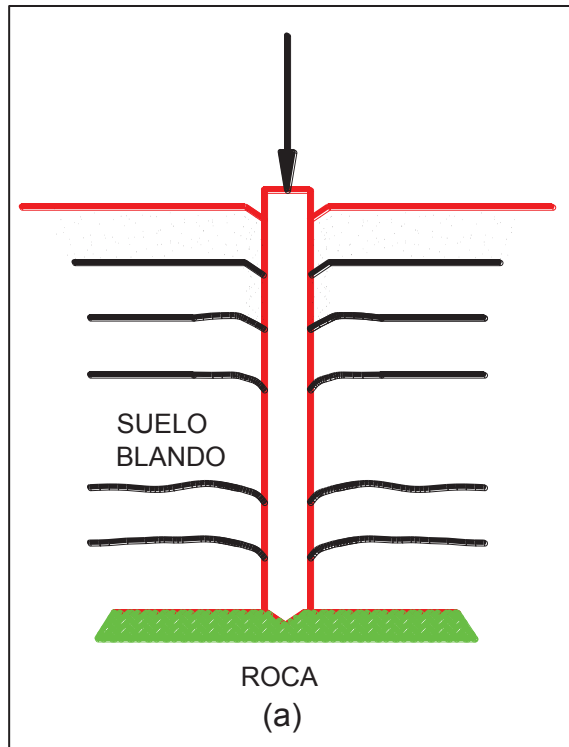


Fig. 1.3a Casos donde puede necesitarse pilotes

Fuente: Alva J.E

b) Transferir o repartir la carga sobre un suelo relativamente suelto a través de la fricción de superficie entre el pilote y el suelo. Este tipo de pilote se le denomina "pilote de fricción" y a su vez se puede subdividir, según Terzaghi, en pilotes de fricción en suelos de grano grueso muy permeable y pilote de fricción en suelos de grano fino o de baja permeabilidad (Alva J.E, 2008).

En la naturaleza es difícil encontrar estratos de suelos homogéneos, por lo que no existe un límite real entre estas categorías (Fig. 1.3b)

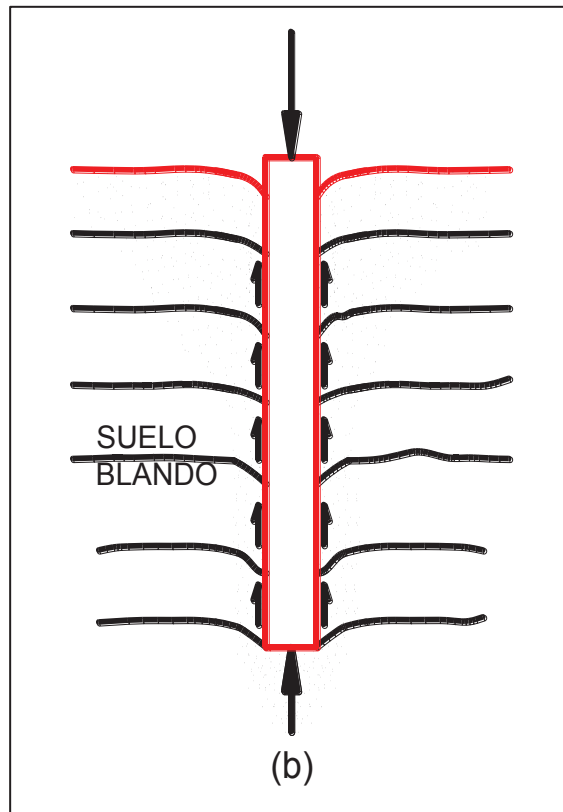


Fig. 1.3b Casos donde puede necesitarse pilotes

Fuente: Alva J.E

c) En situaciones donde el suelo alrededor de un pilote lo mueve hacia abajo, a esto se le denomina "fricción negativa", esta fricción tiende a hundir el pilote y si éste no puede penetrar más, en la punta del pilote se generará una presión concentrada (Alva J.E, 2008).

Este caso se puede dar cuando se hinca un pilote en un estrato blando y en la superficie se coloca un material que cuyas características mejore el terreno y al consolidarse generará alrededor del pilote fuerzas de fricción hacia abajo o fuerzas de fricción negativa (Fig. 1.3c).

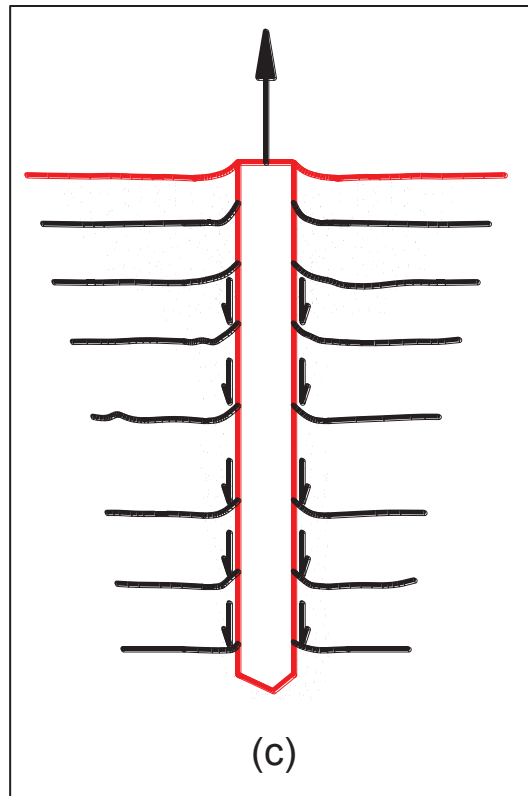


Fig. 1.3c Casos donde puede necesitarse pilotes

Fuente: Alva J.E

d) Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volteo o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Las fuerzas horizontales se resisten por pilotes en flexión (Fig. 1.3d) o por grupos de pilotes verticales e inclinados que actúan como un sistema estructural, combinando las resistencias axiales y laterales de todo el grupo (Fig. 1.3e) (Alva J.E, 2008).

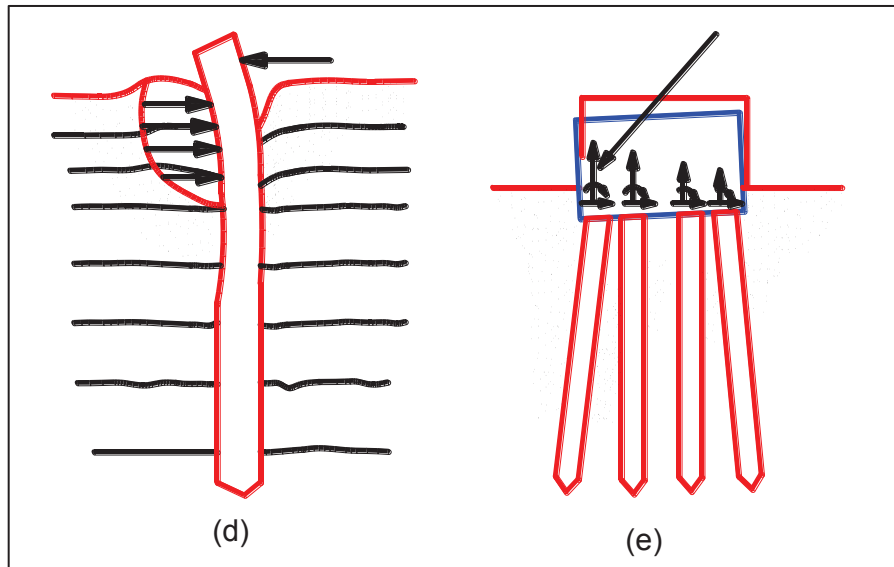


Fig. 1.3 (d y e) Casos donde puede necesitarse pilotes

Fuente: Alva J.E

e) Alcanzar con la cimentación profundidades que no estén sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos (Fig. 1.3f) (Alva J.E, 2008).

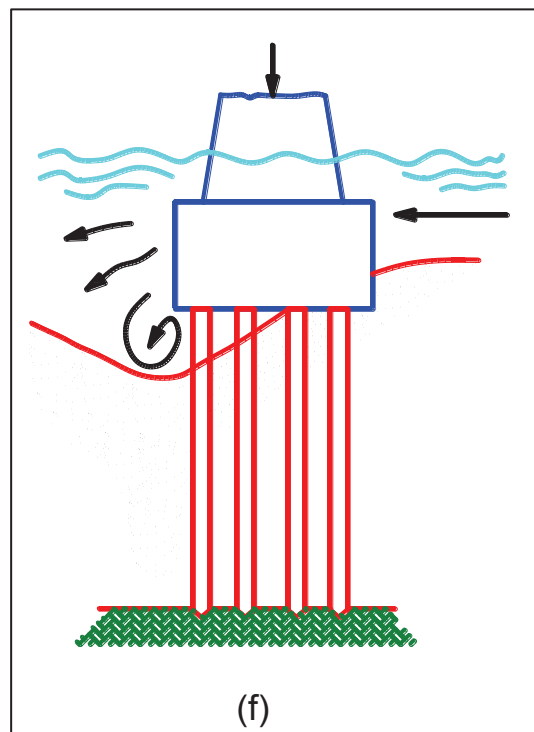


Fig. 1.3f Casos donde puede necesitarse pilotes

Fuente: Alva J.E

f) Para evitar los daños que puede producir una futura excavación a la cimentación de una edificación adyacente; en este caso el pilote lleva la carga de la cimentación debajo del nivel de excavación esperado (Fig. 1.3 g) (Alva J.E, 2008).

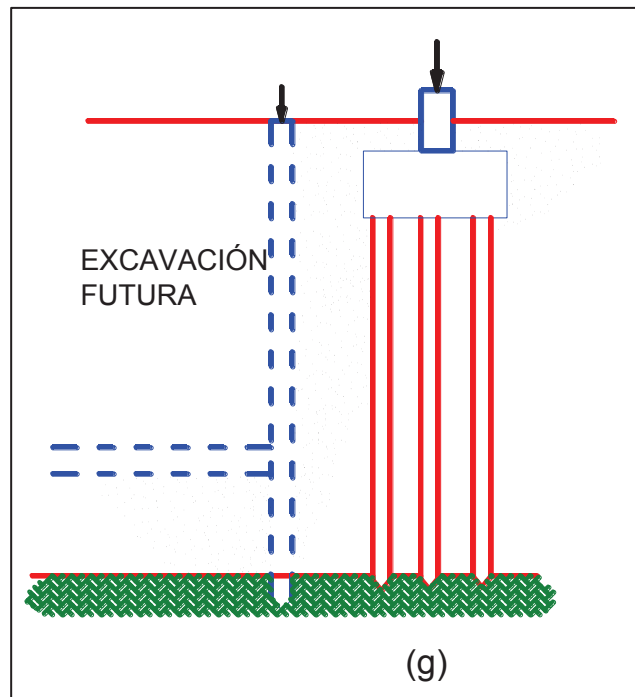


Fig. 1.3g Casos donde puede necesitarse pilotes

Fuente: Alva J.E

g) En áreas de suelos expansivos o colapsables, para asegurar que los movimientos estacionales no sucederán (Fig. 1.3h) (Alva J.E, 2008).

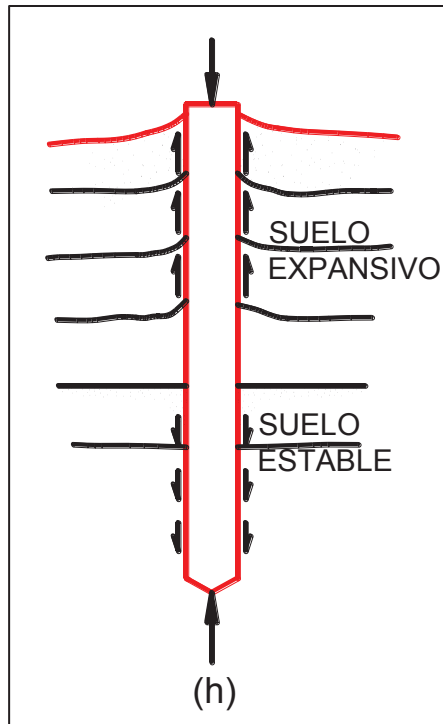


Fig. 1.3h Casos donde puede necesitarse pilotes

Fuente: Alva J.E

- h) Proteger estructuras marinas como muelles, atracaderos, contra impactos de barcos u objetos flotantes.
- i) Soportar muros de contención, contrafuertes o cimentaciones de máquinas.
- j) Compactar el suelo (Alva J.E, 2008).

1.2.3. CLASIFICACIÓN DE TIPO DE PILOTES

- ✓ *Pilotes Hincados.* Unidades preformadas, usualmente de madera, concreto o acero, hincado hacia el suelo mediante martillo.
- ✓ *Pilotes hormigonados en Sitio o perforados.* Formados, hincando un tubo con una orilla cerrada hacia el suelo y llenando el tubo con concreto. El tubo puede ser removido o no.

- ✓ *Pilotes de gato*. Unidades de acero o concreto hincadas en el suelo mediante gato hidráulico.
- ✓ *Pilotes perforado y colados en sitio*. Pilotes formados, perforando un orificio en el suelo y llenándolo con concreto.
- ✓ *Pilotes mixtos*. Combinaciones de dos o más de los tipos anteriores, o combinaciones de diferentes materiales en el mismo tipo de pilote (Tomlinsom M.J, 1996).

1.2.4. COMO SE DEFINE UN PILOTE CORTO

El sistema de cimentación sobre pilotes cortos o grupo de micropilotes consiste en el trabajo conjunto de los pilotes que sobresalen una altura “h” de la superficie del terreno, debidamente arriostrados por medio de vigas interconectadas entre sí que acogen y soportan una losa de entrepiso sobre la que se edifica la obra García. G.S, (2003). (Ver Fig. 1.4a y 1.4b).

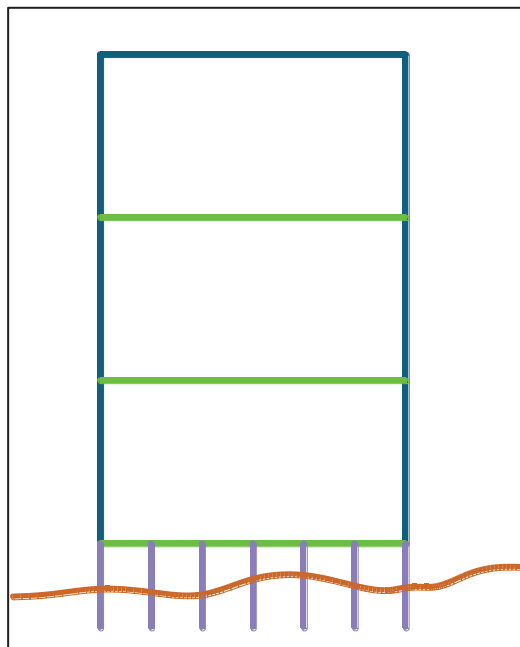


Fig. 1.4a Elevación del edificio

Fuente: García. G.S

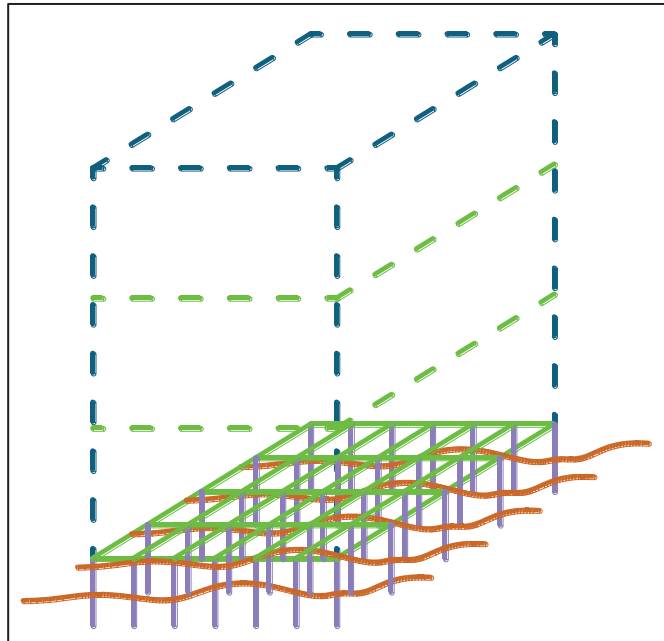


Fig. 1.4b Vista perspectiva del edificio

Fuente: García. G.S

Esta altura “h” tiene como mínimo el nivel de la rasante, el nivel de máxima expansión registrada en arcillas expansivas para no limitar los movimientos naturales del suelo, niveles máximos de inundaciones registradas y un nivel adecuado en terrenos abruptos, entre otros. (Ver Fig. 1.4c, 1.4d, 1.4e y 1.4f).

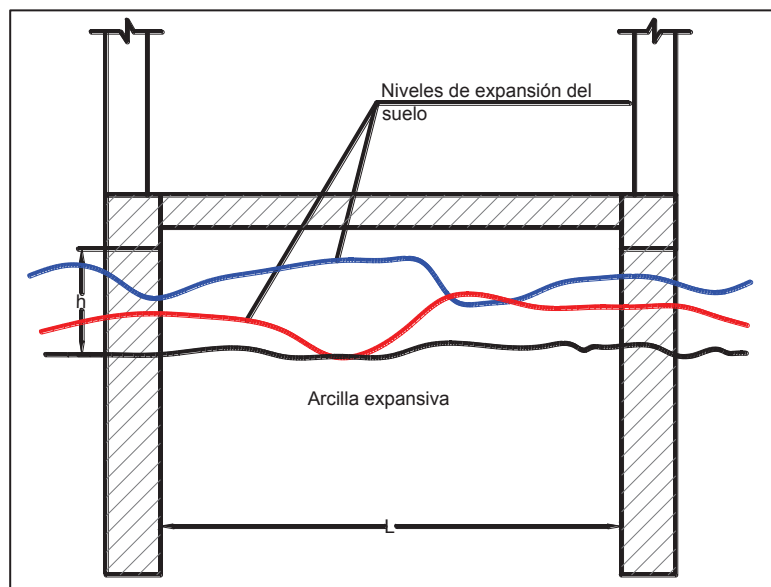


Fig. 1.4c En suelos arcillosos

Fuente: García. G.S

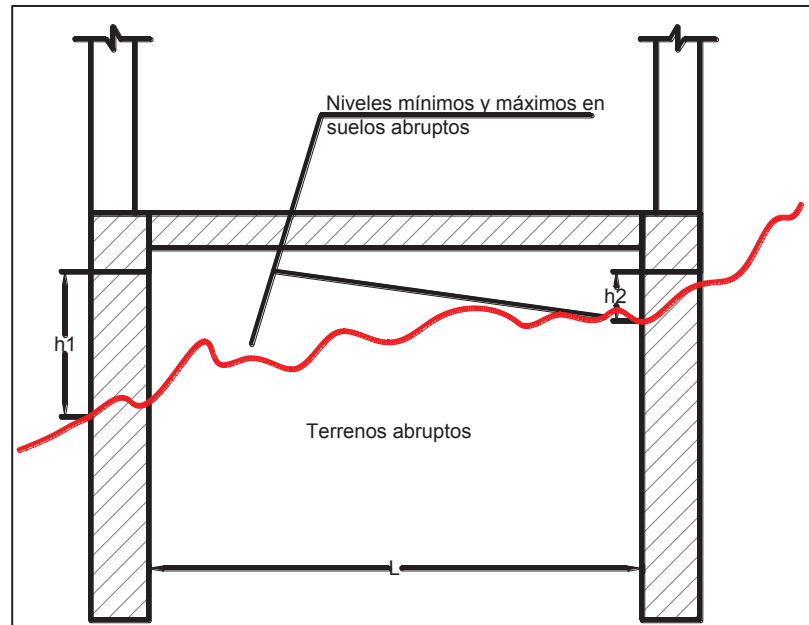


Fig. 1.4d En suelos abruptos

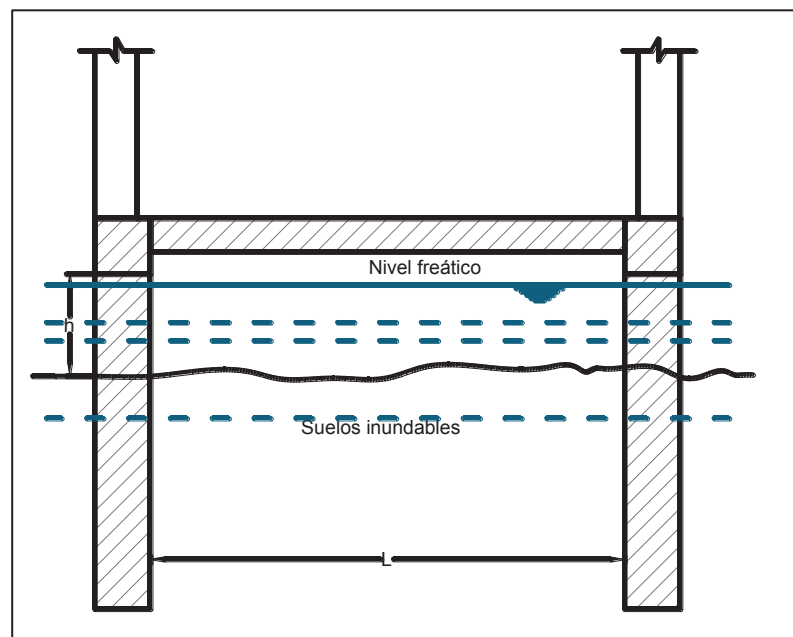


Fig. 1.4e En suelos inundables o niveles

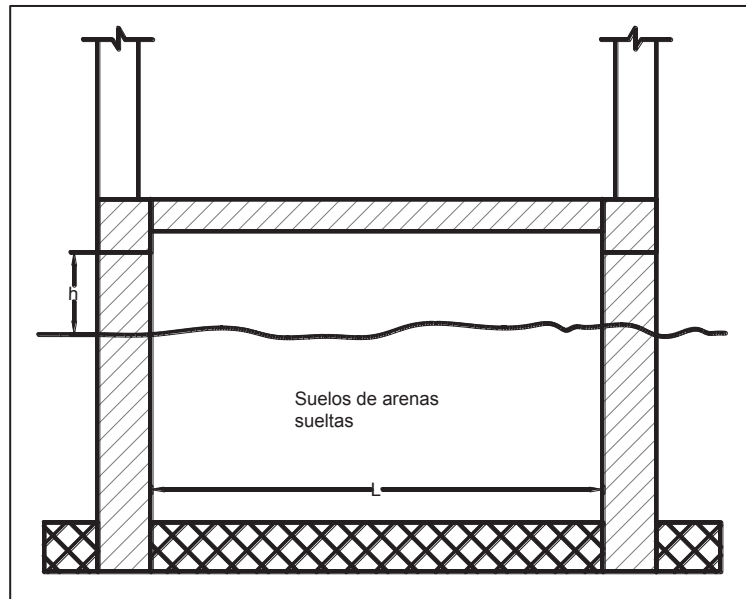


Fig. 1.4f Alcanzar estratos estables freáticos altos en arenas sueltas

La distribución de los pilotes en la estructura debe ser homogénea, conservando distancias cortas “L” entre ellos, así evitar el uso de vigas peraltadas y pilotes sobredimensionados que encarecen el costo de la cimentación y su profundidad debe ser tal que soporte la carga admisible según las características del terreno y debe ser diseñada según las solicitaciones de carga.

La losa que soportan las vigas puede estar formada de cualquier tipo de entrepiso siempre que garantice la funcionabilidad frente a las solicitaciones de diseño y que conforman un encepado entre los elementos que conforman el sistema.

En este sistema se emplea el uso de pilotes o grupo de pilotes cortos, porque su geometría no ascenderá más que mínimas longitudes porque se trata de edificaciones livianas, más la teoría se basa en los conceptos básicos para pilotes.

1.2.5. PILOTES EN ARCILLA

En los temas del estudio del subsuelo y selección del tipo de fundación, se ha indicado que si el subsuelo es una arcilla altamente compresible, una buena selección del sistema de fundación, sería el uso de pilotes; las cargas de la superestructura puede ser resistida conjuntamente por el suelo situado bajo su punta y por el suelo que rodea su fuste.

1.3. TRABAJOS DE CAMPO

1.3.1. EXPLORACIÓN DEL SUELO.

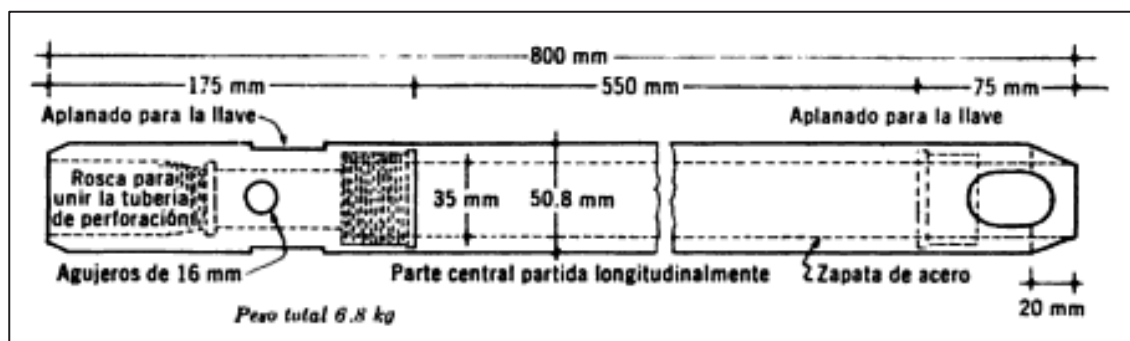
De acuerdo a lo establecido por Juárez E., Rico A. (2006), los tipos principales de sondeos que se usan en mecánica de suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general son los siguientes:

- Métodos de exploración de carácter preliminar
 - a) Pozos a cielo abierto, con un muestreo alterado o inalterado.
 - b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
 - c) Método de lavado.
 - d) Método de penetración estándar.
 - e) Método de penetración cónica.
 - f) Perforaciones en boleos y gravas (con barretones, etc.).
- Métodos de sondeo definitivo
 - a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
 - b) Métodos con tubo de pared delgada.
 - c) Métodos rotatorios para roca.
- Métodos geofísicos

- a) Sísmico.
- b) De resistencia eléctrica.
- c) Magnético y gravimétrico.

1.3.2. PERFORACIÓN - ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, de la resistencia a la compresión simple, Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio (Juárez E., Rico A. 2006).



*Fig. 1.5 Muestreador partido
(Dimensiones en mm)
Fuente: Juárez E., Rico A.*

El equipo necesario para el ensayo consta de un muestreador especial (muestreador penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas, como lo muestra la figura 1.5 (Juárez E., Rico A. 2006).

La utilidad e importancia de la prueba radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permite relacionar la compacidad, el ángulo de fricción interna, ϕ y el valor de la resistencia a la compresión simple, q_u , en arcillas, con el número de golpes necesarios en el suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30cm especificados (Juárez E., Rico A. 2006).

Para pruebas en arcillas, Terzaghi y Peck dan la correlación que se presenta en la tabla:

<i>Consistencia</i>	<i>No. de golpes, N</i>	<i>Resistencia a la compresión simple, q_u</i>
		<i>kg/cm²</i>
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0 -2.0
Muy firme	15-30	2.0 -4.0
Dura	> 30	> 4.0

Tabla 1.5 Correlaciones para suelos expansivos

Fuente: Juárez E., Rico A.

Puede observarse en la tabla que, prácticamente, el valor de q_u en kg/cm² se obtiene dividiendo entre 8 el numero de golpes.

Cabe mencionarse que los valores de la tabla solo son estimativos, por lo tanto, las resistencias obtenidas por este procedimiento no deben servir de base para proyectos (Juárez E., Rico A. 2006).

✓ **SPT CORREGIDO**

Las muestras con penetrómetro estándar de media caña se toman generalmente a intervalos de aproximadamente 1.53 m (5 pies). Cuando el material encontrado en el campo es arena (particularmente arena fina debajo del nivel freático), la obtención de una muestra por medio del muestreador de media caña es difícil. En tal caso, un dispositivo conocido como trampa de muelles tiene que colocarse dentro de la media caña (figura 1.6) (Braja M. Das, 2006).

Diferentes factores contribuyen a la variación del número de penetración estándar N a una profundidad dada para perfiles de suelos similares. Algunos de estos factores son la eficiencia del martillo SPT, el diámetro de la perforación, el método de muestreo y el factor de longitud de la barra perforadora (Skempton, 1986; Seep y otros, 1985). Los dos tipos más

comunes de martillo SPT usados en el campo son el martillo de seguridad y el martillo Donut. Generalmente se dejan caer mediante una cuerda con dos vueltas alrededor de una polea. La figura 1.6 muestra diagrama esquemáticos del martillo de seguridad y del martillo donut (Braja M. Das, 2006).

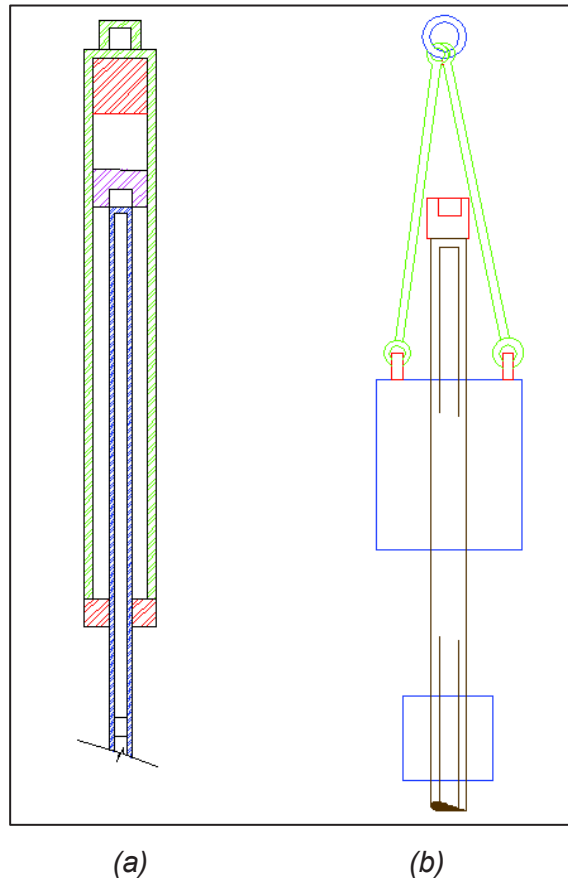


Figura 1.6 Configuración de los martillos SPT: (a) martillo de seguridad; (b) martillo Donut.

Fuente: Braja M. Das

Con base en las observaciones de campo, parece razonable estandarizar el número de penetración de campo como una función de energía entrante de hincado y de su disipación alrededor del muestreador hacia el suelo circundante, o

$$N_{60} = \frac{N\eta_H N\eta_B N\eta_S N\eta_K}{60} \quad (1.01)$$

Donde N_{60} = numero de penetración estándar, corregido por condiciones de campo (Braja M. Das, 2006).

N = número de penetración medido.

η_H = eficiencia de martillo (%).

η_B = corrección por diámetro de la perforación.

η_S = corrección del muestreador.

η_K = corrección por longitud de la barra perforadora.

Las variaciones de η_H , η_B , η_S y η_K basadas en las recomendaciones de Seed et al (1985) y Skempton (1986), se resume en la tabla 1.6.

Además de obligar al ingeniero Geotecnista a la obtención de muestras de suelos, las pruebas de penetración estándar proporcionan varias correlaciones útiles. Por ejemplo la consistencia de los suelos arcillosos se estima con frecuencia con el número N_{60} (Braja M. Das, 2006).

Variaciones de η_H			
País	Tipo de martillo	Liberación del martillo	η_H (%)
Japón	Donut	Caída libre	78
	Donut	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	Seguridad	Cuerda y polea	60
	Donut	Cuerda y polea	45
Argentina	Donut	Cuerda y polea	45
China	Donut	Caída libre	60
	Donut	Cuerda y polea	50

Tabla 1.6a Variaciones de η_H (ecuación 1.1)

Variaciones de η_B		
Diámetro		
mm	pulg	η_B
60-120	2.4-4.7	1
150	6	1.05
200	8	1.15

Tabla 1.6b Variaciones de η_B

Variaciones de η_S	
Variable	η_S
Muestreador estándar	1.0
Con forro para arcilla y arena densa	0.8
Con forro para arena suelta	0.9

Tabla 1.6c Variaciones de η_S

Variaciones de η_K		
Longitud de barra		
m	pies	η_K
>10	>30	1.0
6-10	20-30	0.95
4-6	12-20	0.85
0-4	0-12	0.75

Tabla 1.6d Variaciones de η_K

1.3.3. ENSAYO DE VELETA

La veleta es un dispositivo que sirve para medir la resistencia al corte de los suelos eminentemente cohesivos y suaves sin tener que extraer muestras inalteradas de los mismos; es decir, es un aparato que mide el corte de los suelos directamente en el lugar (Crespo Villalaz C, 2004).

De acuerdo a lo establecido por Braja M. Das (2001), consta de cuatro paletas en el extremo de una varilla como muestra la figura. La altura H de la veleta es dos veces su diámetro, D .

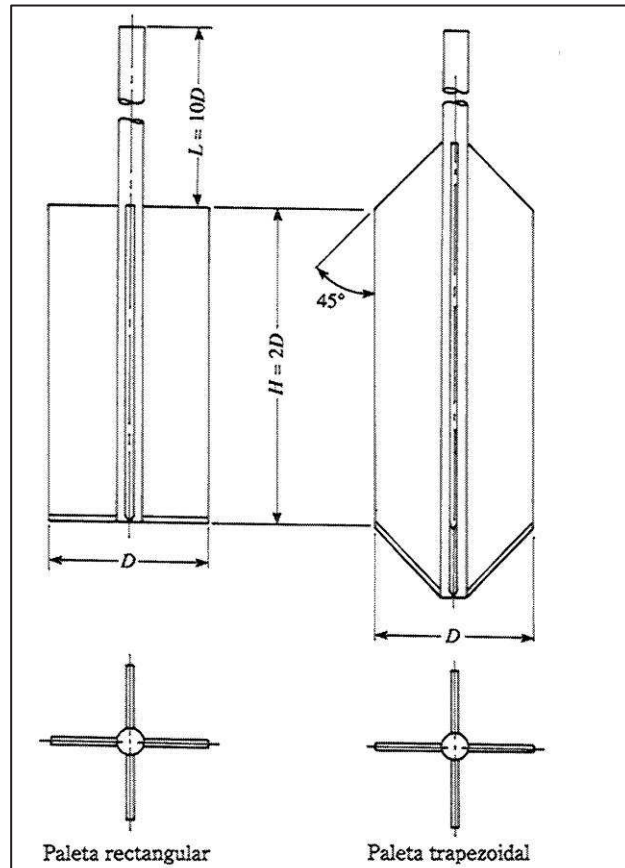
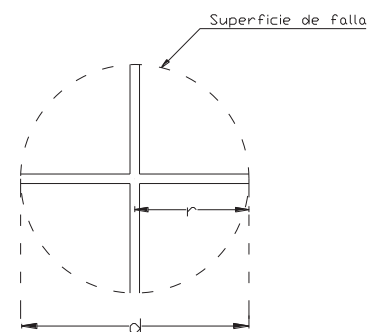


Fig. 1.7 Geometría de la veleta de campo (según ASTM, 1992)

Fuente: Braja M. Das

La resistencia al corte del material cohesivo y suave se obtiene por medio de la fórmula:

$$\tau = \frac{P}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} \quad (1.02)$$



En la que:

τ = Resistencia máxima al corte de la arcilla en Kg/cm^2 , y que es igual a la cohesión c de la arcilla, igual a $q_u/2$

P = Par o momento aplicado en el material, en kg-cm. Es un momento o par de ruptura aplicado.

H = Altura de las placas rectangulares de la veleta, en centímetros.

D = Anchura de las placas, en centímetros.

1.3.4. TOMA DE MUESTRAS INALTERABLES

Una muestra inalterada es aquella en la que se conserva la estructura, no sufre de alteraciones químicas, ni de humedad, es decir, conserva las propiedades que tenía in situ. Estas muestras se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden, realizar pruebas índice y mecánicas (Comisión Federal de Electricidad, 1979).

Las muestras inalteradas se obtendrán de suelos finos que pueden labrarse sin que se disgreguen. La obtención puede efectuarse en el piso o en las paredes de una excavación como en un pozo a cielo abierto, en la superficie del terreno natural o en la de una terracería. La excavación para obtener una muestra deberá ser de dimensiones tales que permitan las operaciones de labrado y extracción de la misma (Sahop, 1974).

✓ EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO.

De acuerdo a lo establecido por Crespo Villalaz C (2004), “la excavación de pozos a cielo abierto rinde siempre una información correcta hasta donde él llega, pues permite la inspección visual de los estratos del suelo. Sin embargo, la mayoría de las investigaciones del suelo requieren estudios de

suelo a profundidades mayores que las que pueden ser alcanzadas satisfactoriamente con excavaciones a cielo abierto”.

Para obtener una muestra de este tipo se debe realizar lo siguiente:

- a. Se limpia y alisa cuidadosamente la cara de la superficie y se marca el contorno
- b. Se excava alrededor y por atrás dándole forma al trozo. Para ello se usa un cuchillo de forma delgada.
- c. Se corta el trozo con el cuchillo y se retira del hoyo cuidadosamente.
- d. Se marca la cara superior
- e. Se emparafina para su traslado al laboratorio.

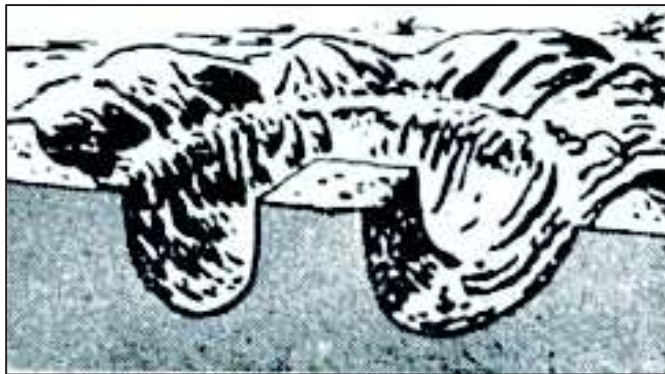


Figura 1.8a Obtención de la muestra inalterada a cielo abierto en una superficie plana

Fuente: Crespo Villalaz C



Figura 1.8b Obtención de la muestra inalterada a cielo abierto de la pared de un corte

Fuente: Crespo Villalaz C

✓ TUBO DE PARED DELGADA (SHELBY)

Consiste en un muestreador que se tornilla a la parte interior de la tubería de perforación. El muestreador es un tubo de acero o latón de diámetro exterior variable entre 1.5cm a 10cm de espesor máximo de 1.5mm y longitud entre 80cm y 1m. Es común cortarlo longitudinalmente al extraer la muestra cuidando la fricción lateral.

Este tipo de muestreador se utiliza principalmente en suelos cohesivos y blandos o semiduros, sin importar que se localicen encima o debajo del nivel freático para obtener muestras prácticamente inalteradas.

Para un diámetro de muestra y un procedimiento de hincada dado, la alteración depende, esencialmente, de la relación de áreas definida en la forma siguiente:

$$Ar(\%) = \frac{D_e^i - D_i^2}{D_e^2} \times 100 \quad (1.03)$$

De donde:

D_e : Diámetro exterior del tubo

D_i : Diámetro interior

La expresión anterior equivale a la relación entre el área de la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo. Dicha relación no debe ser mayor de 10% en muestreadores de 5cm (2 pulgadas), de diámetro interior (Juárez E., Rico A. 2006).

1.3.5. PRUEBAS DE CARGA IN SITU

“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” (Arancibia F, 2013).

La función del pilote radica en recibir en su cabeza la carga de la superestructura para transferirla al suelo que lo rodea a través de toda su longitud.

Interacción pilote terreno

Interacciones

La forma de distribución del esfuerzo, el asentamiento y capacidad máxima de una cimentación por pilotaje, depende del efecto del pilote en el suelo. El pilote, representado por un cilindro de longitud L y diámetro D , es una discontinuidad en la masa de suelo, que reemplaza el suelo, según sea instalado por excavación, como un pilar, o por hinca, fig. 1.9 (Arancibia F, 2013).

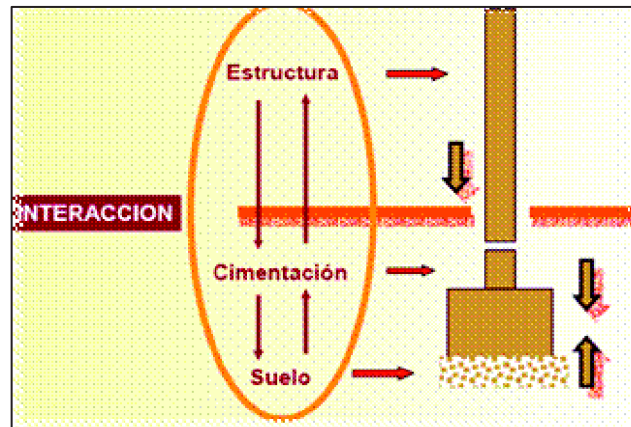


Fig. 1.9 Interacciones de un pilote.

Fuente: Arancibia F,

- La excavación altera el suelo cambiando la forma de distribución del esfuerzo; el suelo puede ser comprimido hacia adentro, desorganizándose la estructura del suelo. Al forzar un pilote dentro del agujero o al colocar concreto fresco, puede que se fuerce parcialmente el

suelo hacia afuera, originándose más alteración, fig. 1.10 (Arancibia F, 2013).

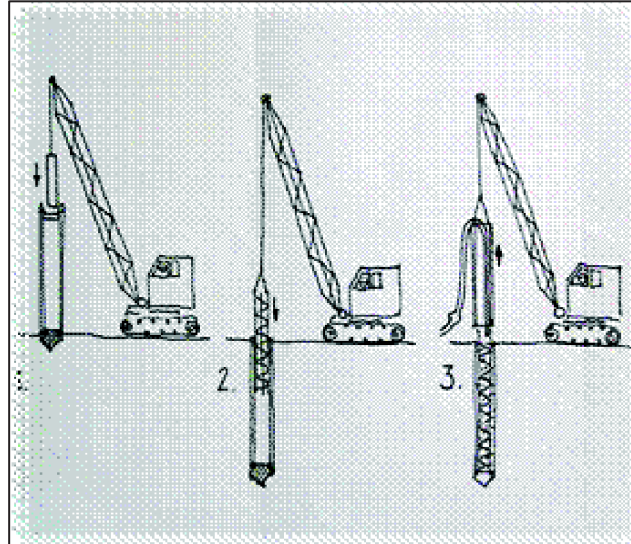


Fig. 1.10 Distribución esfuerzo en el suelo

Fuente: Arancibia F,

- “La respuesta de la estructura soportada en los pilotes es compleja, especialmente frente a solicitaciones dinámicas (sismos, viento, etc.). En grupos densos de pilotes, las interacciones entre pilotes vecinos a través del terreno tienen efectos importantes en la dinámica del conjunto. Alrededor del pilote se forma una zona de alteración o suelo re amasado que tiene un ancho de D a $2D$. Si la hincadora va acompañada por un chorro de agua o la perforación de un pequeño agujero, la zona de alteración es menor” (Arancibia F, 2013).
- Dentro de la zona de alteración se reduce la resistencia de cohesión de las arcillas saturadas y de los suelos cementados. En la mayoría de los suelos no cohesivos se aumenta la compactación y el ángulo de fricción interna, sin embargo, en un suelo muy compacto pudiera haber una reducción en la compactación en la zona inmediata al pilote, debido al esfuerzo cortante y a una ligera reducción local del ángulo de fricción interno.
- El desplazamiento producido por la hincada de los pilotes tiene dos efectos.

- Primero, se produce un levantamiento del terreno en los suelos de arcilla saturada y en los no cohesivos compactos. El levantamiento del terreno algunas veces empuja lateralmente 30 o 60cm.

Los pilotes hincados previamente levantan la superficie del terreno una cantidad equivalente al volumen de suelo desplazado.

- Segundo: Se establece una fuerte presión lateral en el suelo, los limitados datos disponibles indican que la presión lateral total, puede ser tanto como dos veces la presión vertical total de la sobrecarga de tierra y en las arenas la presión lateral efectiva puede ser desde la mitad a cuatro veces el esfuerzo vertical efectivo.

El hundimiento se puede extender tanto como hasta 30m de la estructura, según la longitud de los pilotes y la intensidad de la hinca. Esto causa asentamientos y daños en los edificios cercanos.

Pruebas de carga en pilotes

De acuerdo a Braja M. Das (2001), “en la mayoría de los grandes proyectos, un número específico de pruebas de carga debe llevarse a cabo sobre pilotes. La razón principal es la falta de confiabilidad en los métodos de predicción”. La capacidad de carga vertical y lateral de un pilote debe probarse en el campo. Tratándose de pilotes moldeados “in situ”, la prueba de carga solamente podrá ser realizada luego de un tiempo mínimo de cura de 15 días, salvo que haya sido usado cemento de alta resistencia inicial o proporciones especiales.

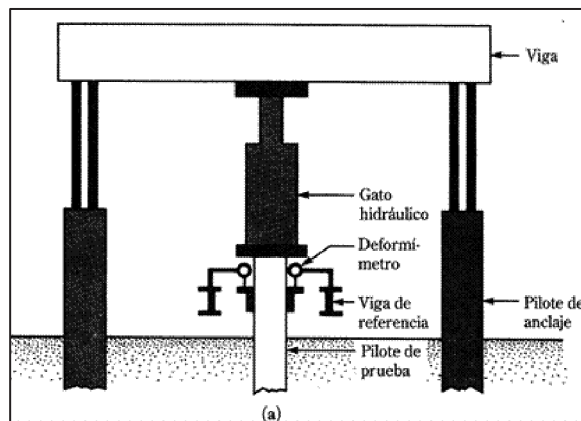


Figura 1.11a Diagrama esquemático del arreglo de una prueba de carga de un pilote
Fuente: Braja M. Das

La figura 1.11a muestra un diagrama esquemático del arreglo de un ensayo de carga en pilotes para probar la compresión axial en el campo. La carga se aplica al pilote por medio de un gato hidráulico debidamente calibrado resistiendo contra una carga de reacción estable. Cargas por etapas se aplican al pilote y se permite que pase suficiente tiempo después de cada aplicación de manera que ocurra una pequeña cantidad de asentamiento. El asentamiento de los pilotes se mide por medio de deformímetros. La cantidad de carga por aplicar en cada etapa variará (Braja M. Das, 2001).

Los desplazamientos de referencia, para medidas de desplazamientos, deben estar libres de influencia de la intemperie y de los movimientos de pilotes, del terreno circundante, del cajón o anclaje, y sus apoyos deben estar situados a una distancia igual, por lo menos, a cinco (5) veces del diámetro del pilote y nunca inferior a 1.5 m (un metro y medio) (Arancibia F, 2013).

Las vibraciones de cualquier especie deben ser evitadas durante la realización de las pruebas de carga (Arancibia F, 2013).

La mayoría de los códigos requieren que cada etapa de carga sea aproximadamente igual a un cuarto de la carga de trabajo propuesta. La

prueba debe efectuarse por lo menos a una carga total de dos veces la carga de trabajo propuesta. Después de alcanzar la carga deseada en el pilote, este es descargado gradualmente (Arancibia F, 2013).

En cada etapa de carga los desplazamientos serán leídos inmediatamente después de la aplicación de esa carga y luego de los siguientes intervalos de tiempo: 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2, 3, 4 horas, etc. Solo será aplicado nuevo aumento de carga después de verificada la estabilización de los desplazamientos con tolerancia máxima de 5% (cinco por ciento) del desplazamiento total de esta etapa, entre lecturas sucesivas (Arancibia F, 2013).

Los ensayos, en el caso de no llegarse hasta la rotura del terreno, se continuarán por lo menos hasta observarse un desplazamiento total de 15 mm o hasta una vez y media la carga de trabajo del pilote. La carga máxima alcanzada en el ensayo, en el caso de no llegarse hasta la rotura, deberá ser mantenida por lo menos durante 12 (doce) horas (Arancibia F, 2013).

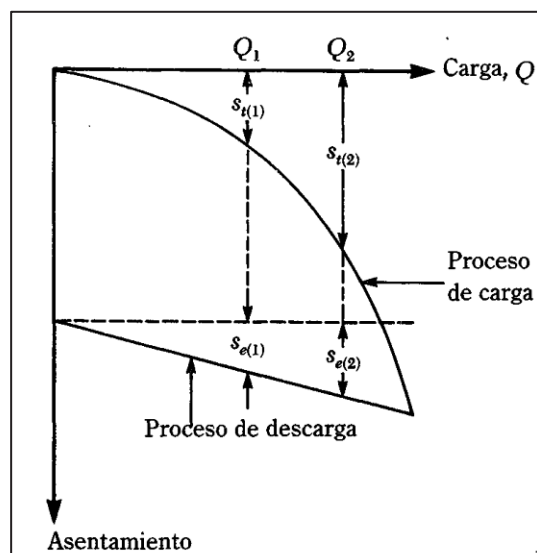


Figura 1.11b Grafica de carga contra asentamiento total.

Fuente: Braja M. Das

De acuerdo a Braja M. Das (2001). La figura 1.11b muestra un diagrama carga-asentamiento obtenido de una carga y descarga de campo. Para cualquier carga, Q , el asentamiento neto del pilote se calcula como sigue:

Cuando $Q=Q_1$,

Asentamiento neto, $s_{\text{neto}(1)} = s_{t(1)} - s_{e(1)}$

Cuando $Q=Q_2$,

Asentamiento neto, $s_{\text{neto}(2)} = s_{t(2)} - s_{e(2)}$

.

.

.

Donde s_{neto} = asentamiento neto

s_e = asentamiento elástico del pilote mismo

s_t = asentamiento total

Esos valores de Q se indican en una gráfica contra el asentamiento neto correspondiente s_{neto} como muestra la figura 1.11c.

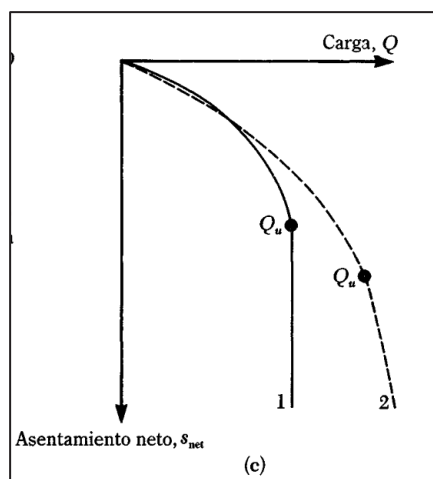


Figura 1.11c (Braja M. Das) Gráfica de carga contra asentamiento neto.

Fuente: Braja M. Das

La carga última del pilote se determina con esta gráfica. El asentamiento del pilote crece con la carga hasta cierto punto, más allá del cual la curva carga-asentamiento se vuelve vertical. La carga correspondiente al punto en que la curva Q versus s_{neto} se vuelve vertical es la carga última, Q_u , del pilote; ésta se muestra por la curva 1 en la figura 1.11c. En muchos casos, la última etapa de la curva carga-asentamiento es casi lineal, mostrando un grado amplio de asentamiento para un pequeño incremento de carga; como se muestra por la curva 2. La carga última, Q_u , para tal caso se determina del punto de la curva Q versus s_{neto} donde empieza esta proporción lineal empinada (Braja M. Das, 2001).

El procedimiento de prueba de carga antes descrito requiere la aplicación de cargas por etapas sobre pilotes así como la medición del asentamiento y se llama ensayo de carga controlada.

Estos ensayos se pueden hacer construyendo una plataforma o cajón en la cabeza del pilote o grupo de pilotes, en la cual se coloca la carga, que puede ser arena, hierro, bloques de concreto o agua. Para controlar más fácilmente este ensayo se usan, para aplicar la carga, gatos hidráulicos de gran capacidad cuidadosamente calibrados, fig. 1.12 (Arancibia F, 2013).



Fig. 1.12 Ensayos de carga controlada

Fuente: Arancibia F

La figura 1.13 muestra el proceso de Hormigonado de pilote IN SITU

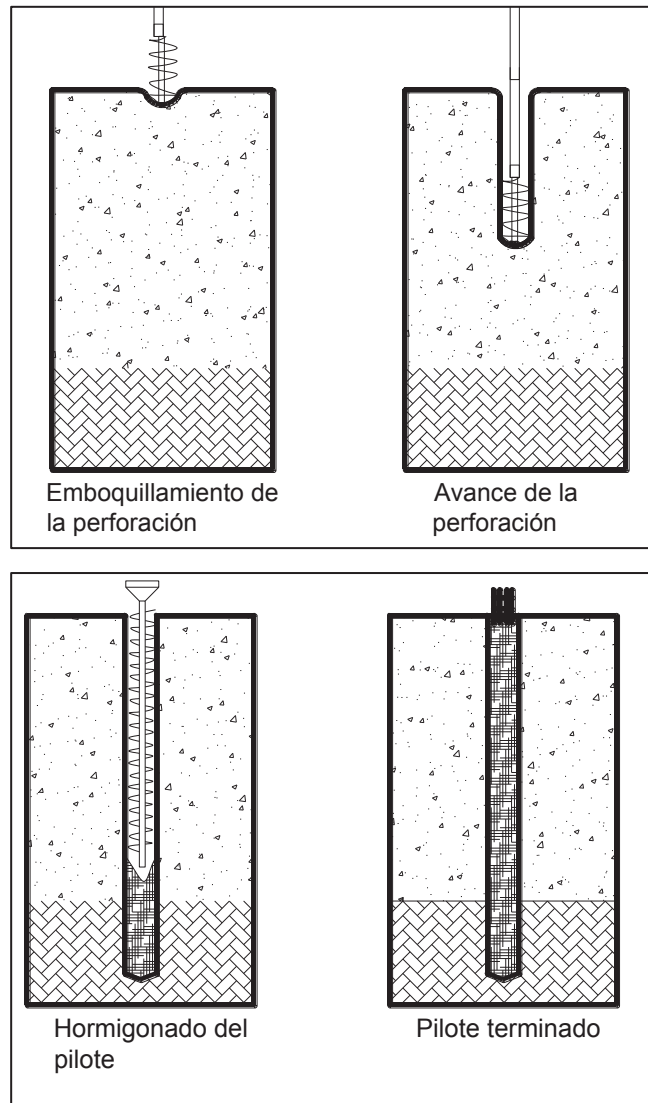


Fig. 1.13 Proceso de Hormigonado de un pilote prebarrenado

Fuente: Los Autores

1.4. TRABAJOS DE LABORATORIO

1.4.1. HUMEDAD NATURAL

Se conoce como contenido de agua o humedad de un suelo la relación entre el agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida (Designación de Prueba D-2216 de la ASTM). Suele expresarse como un porcentaje:

$$w\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (1.04)$$

Dónde: W_w : es el peso del agua

W_s : es el peso del suelo seco.

Varia teóricamente de 0 a ∞ dependiendo de la condiciones de humedad del sitio donde se localice el suelo. La cantidad de agua se obtiene mediante la diferencia de peso entre el suelo en estado natural y el suelo secado en horno (Juárez E., Rico A. 2006).

1.4.2. LÍMITES DE ATTERBERG

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, este puede fluir como un semilíquido. Si el suelo es secado gradualmente, se comportará como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de agua. Estos cambios de estado se denominan límites de Atterberg (Braja M. Das, 2001).

1.4.2.1 LÍMITE LÍQUIDO (LL)

El límite líquido de un suelo es determinado por medio de la copa de casa grande de (Designación de Prueba D-4318 de la ASTM) y se define como el contenido de agua con el cual se cierra la ranura de $\frac{1}{2}$ " (12.7mm) mediante 25 golpes (Braja M. Das, 2001).

1.4.2.2 LÍMITE PLÁSTICO (LP)

El límite plástico se define el contenido de agua con el cual el suelo se agrieta al formarse un rollito de $\frac{1}{8}$ " (3.18mm) de diámetro (Designación de Prueba D-4318 de la ASTM) (Braja M. Das, 2001).

Este método de ensayo consiste en determinar el contenido de agua de un suelo en el límite entre su comportamiento plástico y sólido, para lo cual se

utiliza el proceso de rolado para evaporar gradualmente el agua hasta que comienza a fisurarse o disgregarse (Braja M. Das, 2001).

1.4.2.3 LÍMITE DE CONTRACCIÓN (LC)

El límite de contracción se define como el contenido de agua con el cual el suelo no sufre ningún cambio adicional de volumen con la pérdida de agua (Designación de Prueba D-427 de la ASTM) (Braja M. Das, 2001).

1.4.2.4 ÍNDICE DE PLASTICIDAD

La diferencia entre el límite líquido y el plástico de un suelo se define como índice de plasticidad (PI) (Braja M. Das, 2001), o

$$PI = LL - PL \quad (1.05)$$

1.4.3. EXPANSIÓN LIBRE DEL SUELO

La expansión libre de un suelo se obtiene midiendo 10 c.c. del suelo que se ha pasado por la malla #40 y vaciándolo en una probeta que contiene agua hasta los 100c.c. hasta que asiente. Ya asentado se mide el volumen que ocupa el suelo en el fondo de la probeta (Crespo C, 2004).

Se obtiene así:

$$E.L. = \left(\frac{(V - V_0)}{V_0} \right) \times 100 \quad (1.06)$$

Dónde:

$E.L.$ = Expansión libre en %

V = Volumen del suelo después de la expansión

V_0 = Volumen del suelo antes de la expansión = 100c.c.

La expansión se realiza en condiciones muy desfavorables, ya que se hace en condiciones de ninguna sobrecarga y hoy en día se utilizan métodos más adecuados a tales efectos. Experimentos realizados por Holtz indican que una arcilla como la bentonita comercial puede tener en este ensayo expansión del orden de 1200 a 2000 %. Holtz sugiere que las expansiones medidas en este ensayo por encima del 100 % pueden causar daños significativos a la estructura, mientras que suelos que alcanzan una expansión por debajo del 50 %, rara vez experimentan cambios de volúmenes apreciables bajo la aplicación de cargas estructurales, aun cuando estas sean provenientes de estructuras livianas (Patrone J, y Prefumo J, 2010).

1.4.4. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE

De acuerdo a lo que establece Braja M. Das (2001), la prueba de compresión simple fig. 1.14a es un tipo de prueba triaxial no consolidada y no drenada en la que la presión de confinamiento $\sigma_3=0$ como se muestra en la figura 1.14b. En esta prueba se aplica un esfuerzo axial $\Delta\sigma$ al espécimen para generar la falla, es decir ($\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$) el correspondiente círculo de Mohr se muestra en la figura 1.14b. Para este caso

Esfuerzo total principal mayor = $\Delta\sigma_f = q_u$

Esfuerzo total principal menor = 0

Al esfuerzo axial en la falla $\Delta\sigma_f = q_u$ se le denomina resistencia a compresión simple. La resistencia al corte en arcillas saturadas bajo esta condición ($\phi=0$), de la ecuación es:

$$s = c_u = \frac{q_u}{2} \quad (1.07)$$

La resistencia a compresión simple se usa como indicador de la consistencia de las arcillas (Braja M. Das, 2001).

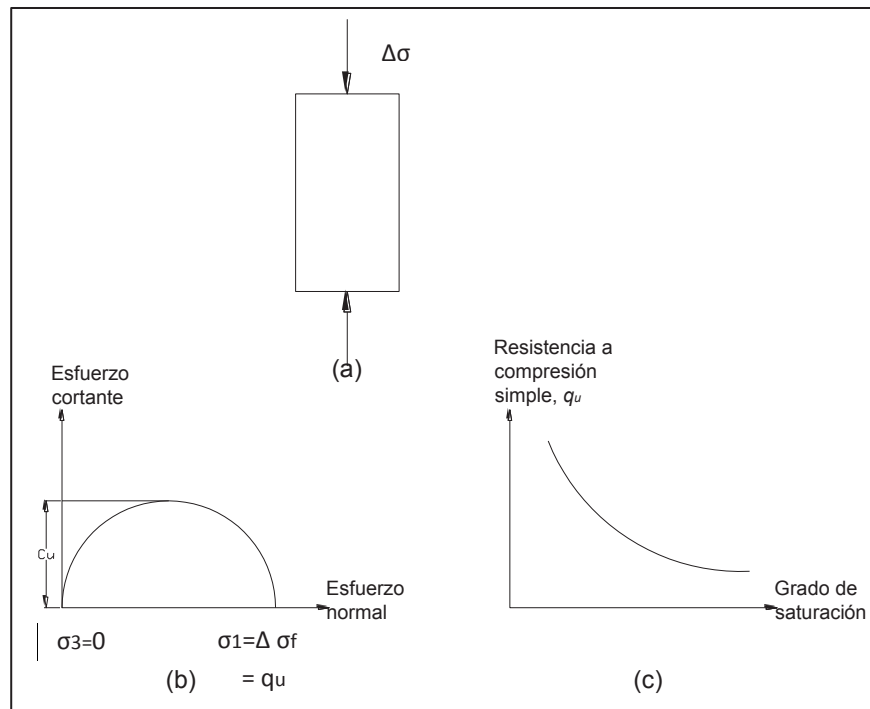


Fig. 1.14 Prueba de compresión simple: (a) muestra el suelo; (b) círculo de Mohr para la prueba; (c) variación de q_u con el grado de saturación.

Fuente: Braja M. Das

Los experimentos de compresión simple a veces se efectúan en suelos no saturados. Manteniendo constante la relación de vacíos de un espécimen de suelo, la resistencia a compresión simple disminuye rápidamente con el grado de saturación figura 1.14c (Braja M. Das, 2001).

1.4.5. PESO VOLUMÉTRICO

De acuerdo a Juárez E., Rico A. (2006), se tiene que el peso volumétrico o peso específico de la masa de suelo, es la relación entre:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \quad (1.08)$$

Dónde:

W_m = Peso total de la muestra del suelo (peso de la masa).

V_m = Volumen total de la muestra de suelo (volumen de la masa).

1.4.6. ENSAYO DE GRANULOMETRÍA

Se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, pasándola a través de una serie de mallas cada vez más pequeñas. La cantidad de suelo retenido en cada malla se mide y el porcentaje acumulado de suelo que pasa a través de cada malla es determinado. Se usa generalmente para la clasificación del suelo (Braja M. Das, 2001).

El porcentaje que pasa por cada malla, determinado por un análisis granulométrico por mallas, se grafica sobre *papel semilogarítmico*, como se muestra en la figura 1.15. Note que el diámetro del grano D se grafica sobre la *escala logarítmica* y el porcentaje que pasa se grafica sobre la *escala aritmética* (Braja M. Das, 2001).

Criba no.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Tabla 1.7 Tamaños de criba U.S. Standard

Fuente: Braja M. Das

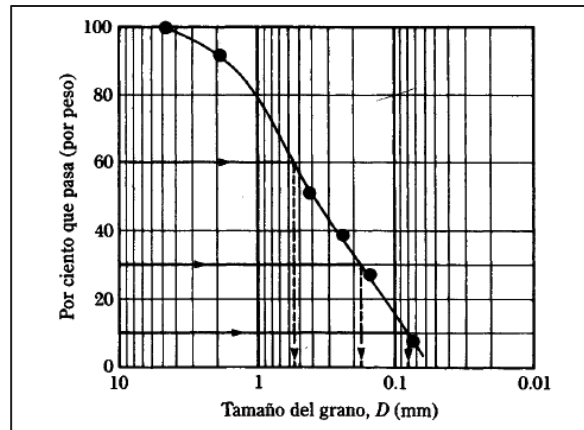


Fig. 1.15 Granulometría de un suelo de grano grueso obtenida por un análisis granulométrico por mallas.

Fuente: Braja M. Das

1.4.7. COHESIÓN.

Se define como la atracción relativa entre partículas similares la que da tenacidad y dureza a un suelo haciéndolo resistente a su separación. Las partículas minerales con carga de distinto signo, se atraen entre sí con tenacidad proporcional a dichas cargas a sus masas. Esta propiedad física de atracción, es de importancia en la dinámica del suelo por que origina la tenacidad como forma de resistencia a la separación de sus elementos o a la penetración de las herramientas de corte (Gallardo, 2010).

La capacidad de resistencia del suelo al corte, se modifica según sus características, el grado de humedad y la consolidación. Fundamentalmente el contenido de humedad hace que el suelo pase por diferentes estados: duro o consolidado, friable o desmenuzable, plástico y líquido. Las zonas de separación corresponden a los límites de retracción que se usan para valorar el comportamiento del suelo. Utilizando estos límites y estudiando la variación de la cohesión de las partículas de suelo, a medida que aumenta el contenido de humedad puede cuantificarse el estado óptimo para realizar una labor (Gallardo, 2010).

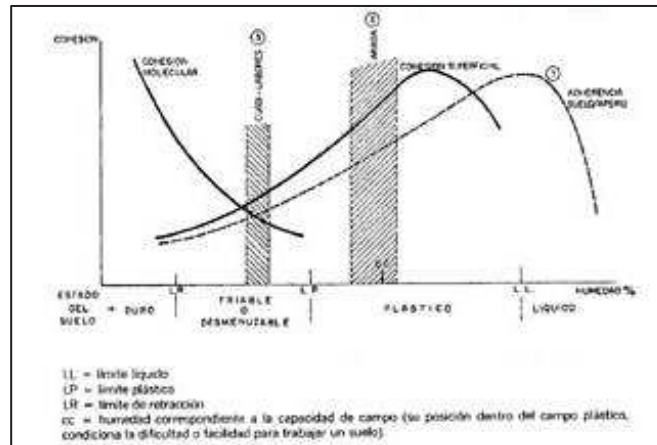


Fig. 1.16 Fuerzas resistentes del suelo en relación al contenido de humedad

Fuente: Gallardo

La cohesión entre partículas del suelo se debe a dos fenómenos que prevalecen en distinto grado según el contenido de humedad. En el suelo seco existe una atracción eléctrica entre las partículas, formando la cohesión molecular. A medida que las partículas se humedecen, el agua en forma de película, tiende a separar a las partículas vecinas (Gallardo, 2010).

La cohesión se mide kg/cm^2 . Los suelos arcillosos tienen cohesión alta de $0,25 \text{ kg/cm}^2$ a 1.5 kg/cm^2 , o más. Los suelos limosos tienen muy poca, y en las arenas la cohesión es prácticamente nula (Espinosa M, 2010).

1.4.8. ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA

La fricción interna de un suelo, está definida por el ángulo cuya tangente es la relación entre la fuerza que resiste el deslizamiento, a lo largo de un plano, y la fuerza normal "p" aplicada a dicho plano. Los valores de este ángulo llamada "ángulo de fricción interna" ϕ , varían de prácticamente 0° para arcillas plásticas, cuya consistencia este próxima a su límite líquido, hasta 45° o más, para gravas y arenas secas, compactas y de partículas angulares. Generalmente, el ángulo ϕ para arenas es alrededor de 30° (Espinosa M, 2010).

1.5. ECUACIONES PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE

La capacidad última de la carga se logra por una simple ecuación como la suma de la carga tomada en la punta del pilote más la resistencia total por fricción (fricción superficial) generada en la interfaz suelo-pilote (Braja M. Das, 2001) (figura 1.25), o

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (1.09)$$

Donde Q_u = Capacidad última del pilote

Q_p = Capacidad de carga de la punta del pilote

Q_s = Resistencia por fricción

Numerosos estudios publicados tratan la determinación de los valores de Q_p y Q_s .

Excelentes resúmenes de muchas de esas investigaciones fueron proporcionados por Vesic (1997), Meyerhof (1976) y Cole y Castello (1981). Tales estudios son una valiosa ayuda en la determinación de la capacidad última de los pilotes (Braja M. Das, 2001).

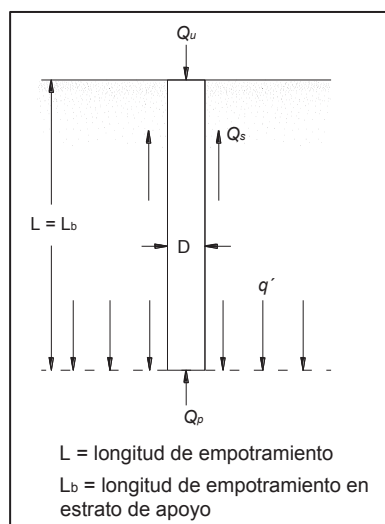


Figura 1.17 Capacidad última de carga de un pilote

Fuente: Braja M. Das

1.5.1. RESISTENCIA POR FRICCIÓN (SUPERFICIAL) EN ARCILLA

La estimación de la resistencia por fricción (o superficial) de los pilotes en arcilla es tan difícil como en arena debido a la presencia de variables que no son cuantificadas fácilmente. Actualmente se dispone en la literatura técnica de varios métodos para obtener la resistencia unitaria por fricción de pilotes. Tres de los procedimientos actualmente aceptados se describen a continuación (Braja M. Das, 2001):

✓ MÉTODO λ

De acuerdo a lo establecido por (Braja M. Das, 2001) este fue propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972). Se basa en la hipótesis de que el desplazamiento del suelo causado por el hincado del pilote conduce a una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y que la resistencia unitaria superficial promedio es:

$$f_{prom} = \lambda(\bar{\sigma}_v)' = 2c_u \quad (1.10)$$

Donde

$\bar{\sigma}_v'$ = Esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento.

c_u = resistencia cortante media no drenada ($\phi=0$)

El valor de λ cambia con la profundidad de la penetración del pilote, fig., 1.26. La resistencia total por fricción entonces se calcula como:

$$Q_s = pLf_{prom} \quad (1.11)$$

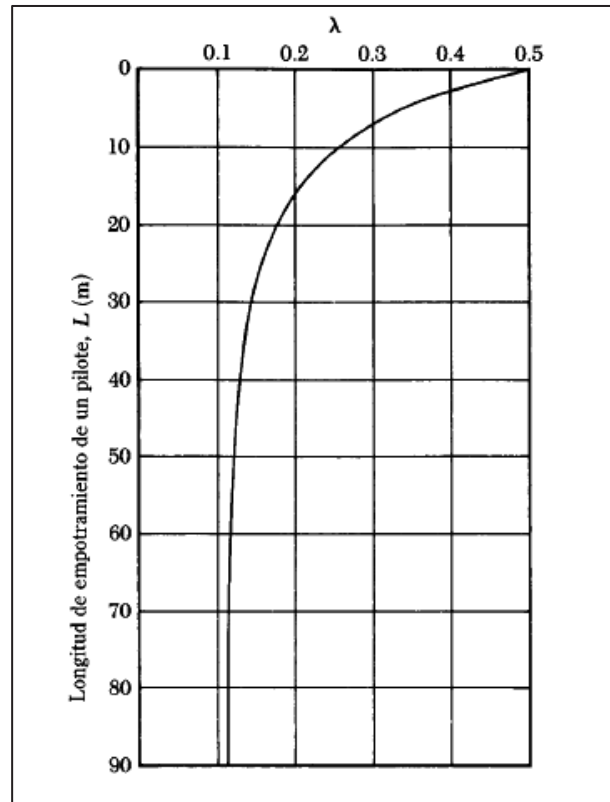


Tabla 1.8 Variación de λ con la longitud de empotramiento de un pilote (según McClelland, 1974)

Fuente: Braja M. Das

✓ MÉTODO α :

De acuerdo con Braja M. Das, 2001, la resistencia unitaria superficial en suelos arcillosos se representa por la ecuación

$$f = \alpha c_u \quad (1.12)$$

Donde

α = factor empírico de adhesión

c_u = resistencia cortante media

La variación aproximada del valor α se muestra en la figura 1.26. Note que para arcillas normalmente consolidadas con $c_u \leq \text{aprox. } 1 \text{ klb/pie}^2 \text{ (} 50\text{kN/m}^2\text{)}$, $\alpha=1$. Entonces

$$Q_s = \sum f p \Delta L = \sum \alpha c_u p \Delta L \quad (1.13)$$

Donde

p = perímetro de la sección del pilote

ΔL = longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes

f = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z .

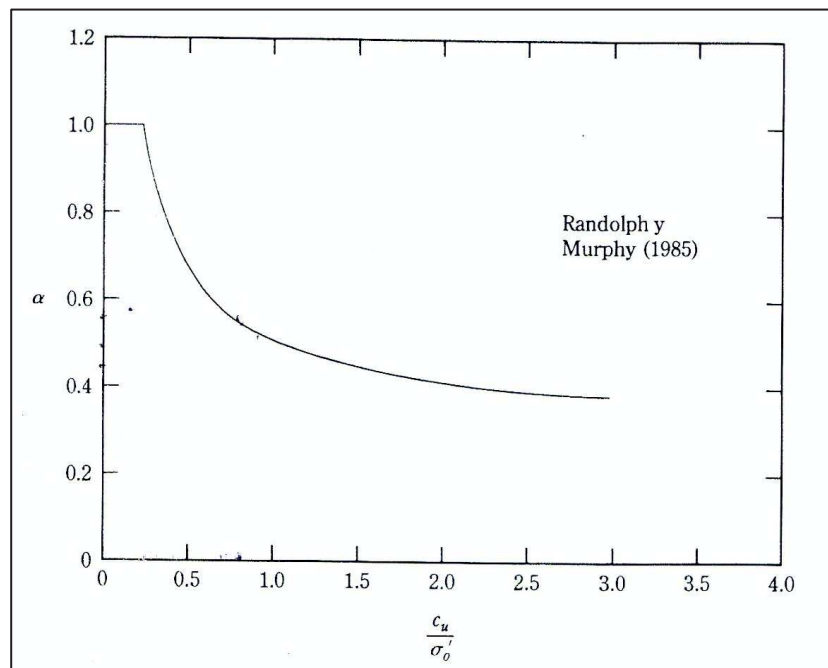


Tabla 1.9 Variación de α con la cohesión no drenada de una arcilla C_u/σ'_0 .

Fuente: Braja M. Das

✓ MÉTODO DE MEYERHOF:

Arcilla (condición $\phi=0$)

Para pilotes en arcillas saturadas en condición no drenada ($\phi=0$),

$$Q_P = N_c^* c_u A_p = 9c_u A_p \quad (1.14)$$

Donde

c_u = cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote (Braja M. Das, 2001).

✓ MÉTODO DE AOKI VELLOSO

Este método fue presentado en contribución al quinto Congreso Panamericano de Ingeniería de Mecánica Suelos e Ingeniería de Fundaciones realizado en Buenos Aires, 1975 (Aoki y Velloso, 1975). Este método fue diseñado originalmente a partir de correlaciones entre los resultados de pruebas de penetración estática (cono, CPT) y dinámicos (SPT) (Marangon, 2009).

Formula general para el cálculo de capacidad de carga

$$R_u = A_p \frac{K_p N_p}{f_1} + \frac{A_l}{f_2} \sum_i^l = C_A (N_i K_{li}) \quad (1.15)$$

R_p = Capacidad de la resistencia por punta.

A_p = Área de la punta del pilote.

K_p = Factor de correlación.

N_i = SPT en el punto i

K_{li} = Factor de correlación (αK_i)

C_A = Cota superficial del pilote

N = Penetración del pilote

R_f = Resistencia al fuste.

FACTOR DE CORRELACIÓN				
Tipo de suelo	Código	α	KI (Kpa)	Kp (Kpa)
Arena	100	1,4	14,00	1000
Arena limosa	120	2,0	16,00	800
Arena limosa-arcillosa	123	2,4	16,80	700
Arena arcillosa	130	3,0	18,00	600
Arena arcillosa - limosa	132	2,8	14,00	500
Limo	200	3,0	12,00	400
Limo arenoso	210	2,2	12,10	550
Limo arenoso-arcilloso	213	2,8	12,60	450
Limo arcilloso	230	3,4	7,82	230
Limo arcilloso-arenoso	231	3,0	7,50	250
Arcilla	300	6,0	12,00	200
Arcilla arenosa	310	2,4	8,40	350
Arcilla arenosa-limosa	312	2,8	8,40	300
Arcilla limosa	320	4,0	8,80	220
Arcilla limosa-arenosa	321	3,0	9,90	330

Tabla 1.10 Factor de correlación

Fuente: Alva J, E,

PARAMETROS RELATIVOS AL TIPO DE PILOTE		
TIPO DE PILOTE	f1	f2
PREMOLDEADO	1,75	3,50
METÁLICOS	1,75	3,50
FRANKI	2,50	5,00
IN SITU	3,50	7,00

Tabla 1.11 Factor f1 y f2

Fuente: Aoki y Velloso

La utilización de cálculo propuesto por Aoki-Velloso está basado en la utilización de fórmulas empíricas para determinar la capacidad de carga de pilotes individuales. Los datos comunes utilizados son; número de estratos, profundidad de la perforación, código de suelo de cada estrato, valores del ensayo de SPT para cada metro, y el factor de seguridad es opcional a elegirse.

1.6. CRITERIOS DE FALLA

✓ CRITERIO DE VAN DER VEEN

Este criterio asume que la curva esfuerzo-deformación responde a una perfecta curva exponencial de la forma $P = P_{max} (1 - e^{-\alpha S})$; siendo S la deformación, P la carga y P_{max} la carga de falla.

De acuerdo a esto, al graficar deformación vs $\ln(1 - P/P_{max})$, debe resultar una línea recta para la carga de falla real.

✓ CRITERIO DE CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL (CFEM)

Según este criterio, la carga de falla ocurre cuando el asentamiento del pilote iguala a la suma de la deformación elástica más el diámetro del pilote sobre 30.

✓ OTROS CRITERIOS.

Otros criterios indican que debe considerarse falla cuando la deformación en el pilote ha alcanzado el 10% del diámetro del pilote.

CAPITULO II

2.1. METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

2.1.1. GENERALIDADES

La investigación es de tipo no experimental dado que no se manipulan variables. El nivel de investigación es descriptivo de tipo diagnóstico ya que intenta reconocer y evaluar sobre el terreno los parámetros índices y de carga, con el propósito de lograr una verdadera comprensión para poder determinar el objetivo propuesto en esta tesis.

El presente trabajo consta de una metodología de tres etapas fundamentales que consiste en trabajos de campo, en trabajos de laboratorio y la última está dedicada al análisis de resultados.

2.2. TRABAJO DE CAMPO.

2.2.1. ESTUDIOS DE SUELOS.

Los trabajos de campo se los realizó dentro de los predios universitarios (frente a la Facultad de Arquitectura).

Para determinar las condiciones técnicas del subsuelo se procedió a perforar con el método tipo Auger, en el que se tomaron muestras por cada metro de avance de perforación, así mismo se realizó el ensayo de penetración “in situ”; SPT (ensayo de penetración estándar). Además se realizaron ensayos de resistencia al corte por medio de la veleta de campo.

Mediante una calicata se tomaron muestras inalteradas, con lo que se determinó el peso volumétrico del material.

Con las muestras obtenidas se procedió a determinar las propiedades índices (humedad natural, límites de Atterberg).

2.2.1.1. PERFORACIONES IN SITU.

2.2.1.1.1. ENSAYO DE S.P.T. (ASTM D- 1586)



*Foto 2.1 Ensayo de SPT en el campo.
Fuente: Los Autores*



*Foto 2.2 Muestras inalteradas.
Fuente: Los Autores*

De los resultados se obtuvieron los valores.

PERFORACIÓN: P - 1

SPT		ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)					
PROFUND.	GOLP. / PIE	0	10	20	30	40	>50
	0.00						
	1.00 8						
	2.00 10						
	3.00 12						
	4.00 14						

PERFORACIÓN: P - 2

SPT		ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)					
PROFUND.	GOLP. / PIE	0	10	20	30	40	>50
	0.00						
	1.00 7						
	2.00 10						
	3.00 13						
	4.00 16						

Tabla 2.1 Resultados del Ensayo de SPT
Fuente: Los Autores

2.2.1.1.2. ENSAYO DE VELETA.



Foto 2.3 Ensayo de veleta.
Fuente: Los Autores

Del ensayo de veleta se obtuvieron los siguientes resultados.

PERFORACIÓN 1						
PROFUNDIDAD m	VELETA		P Kg . cm	τ Kg/cm ²	c Kg/cm ²	qu Kg/cm ²
	D cm	H cm				
0,00 - 1,00	2.00	4.00	14.70	0.501	0.501	1.020
1,00 - 2,00	2.00	4.00	18.80	0.641	0.641	1.282
2,00 - 3,00	2.00	4.00	23.20	0.791	0.791	1.582
3,00 - 4,00	2.00	4.00	27.30	0.931	0.931	1.862

PERFORACIÓN 2						
PROFUNDIDAD m	VELETA		P Kg . cm	τ Kg/cm ²	c Kg/cm ²	qu Kg/cm ²
	D cm	H cm				
0,00 - 1,00	2.00	4.00	13.10	0.447	0.447	0.894
1,00 - 2,00	2.00	4.00	18.70	0.638	0.638	1.276
2,00 - 3,00	2.00	4.00	25.30	0.863	0.863	1.726
3,00 - 4,00	2.00	4.00	31.50	1.074	1.074	2.148

Tabla 2.2. Resultados del ensayo de veleta

Fuente: Los Autores

2.2.1.1.3. PRUEBA DE CARGA

Para la prueba de carga in situ de los pilotes se procedió a construir dos pilotes prebarrenados con un diámetro de 0,30m y profundidades de 3,00m y 1,50m.



Foto 2.4 Equipo de perforacion para pilotes.
Fuente: Los Autores



Foto 2.5 Excavación de pilotes.
Fuente: Los Autores



Foto 2.6 Armadura del pilote
Fuente: Los Autores



Foto 2.7 Colocación de armadura
Fuente: Los Autores



Foto 2.8 Hormigonado del pilote
Fuente: Los Autores



Foto 2.9 Prueba de carga
Fuente: Los Autores

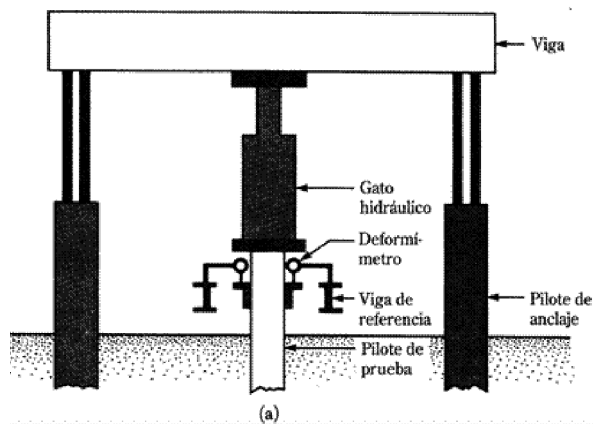


Diagrama esquemático del arreglo de una prueba de carga de un pilote
Fuente: Braja M, Das

2.3. TRABAJOS DE LABORATORIO.

2.3.1. ENSAYOS ÍNDICES.

2.3.1.1. HUMEDAD NATURAL (ASTM-D 2216).



Foto 2.10 Secado de muestras.
Fuente: Los Autores

RESULTADOS HUMEDAD NATURAL	
PERFORACIÓN 1	
PROFUNDIDAD	%W
0,00 - 1,00	39,76
1,00 - 2,00	36,75
2,00 - 3,00	34,39
3,00 - 4,00	33,50

RESULTADOS HUMEDAD NATURAL	
PERFORACIÓN 2	
PROFUNDIDAD	%W
0,00 - 1,00	38,35
1,00 - 2,00	37,26
2,00 - 3,00	34,53
3,00 - 4,00	33,65

Tabla 2.3. Resultados del ensayo de humedad natural
Fuente: Los Autores

2.3.1.2. GRANULOMETRÍA (ASTM-D 422)



Foto 2.11 Ensayo de granulometría.
Fuente: Los Autores

RESULTADOS DE LA GRANULOMETRÍA			
PERFORACIÓN 1			
PROFUNDIDAD 0,00-1,00			
TAMIZ	PESO RETIENE	% RETIENE	% PASA
4	1,64	1,640	98,36
10	0,43	0,430	97,93
40	1,32	1,320	96,61
200	3,61	3,610	93,00
pasa 200	93	93,000	0,00
	100		
PROFUNDIDAD 1,00-2,00			
4	5,72	5,720	94,28
10	1,92	1,920	92,36
40	7,99	7,990	84,37
200	9,68	9,680	74,69
pasa 200	74,69	74,690	0,00
	100		
PROFUNDIDAD 2,00-3,00			
4	0,87	0,870	99,13
10	0,98	0,980	98,15
40	2	2,000	96,15
200	8,13	8,130	88,02
pasa 200	88,02	88,020	0,00
	100		
PROFUNDIDAD 3,00-4,00			
4	0,96	0,960	99,04
10	0,9	0,900	98,14
40	3,5	3,500	94,64
200	4,80	4,800	89,84
pasa 200	89,84	89,840	0,00
	100		

RESULTADOS DE LA GRANULOMETRÍA			
PERFORACIÓN 2			
PROFUNDIDAD 0,00-1,00			
TAMIZ	PESO RETIENE	% RETIENE	% PASA
4	1,52	1,520	98,48
10	0,4	0,400	98,08
40	1,22	1,220	96,86
200	3,35	3,350	93,51
pasa 200	93,51	93,510	0,00
	100		
PROFUNDIDAD 1,00-2,00			
4	5,2	5,200	94,80
10	1,74	1,740	93,06
40	7,26	7,260	85,80
200	8,80	8,800	77,00
pasa 200	77	77,000	0,00
	100		
PROFUNDIDAD 2,00-3,00			
4	0,79	0,790	99,21
10	0,89	0,890	98,32
40	1,81	1,810	96,51
200	7,39	7,390	89,12
pasa 200	89,12	89,120	0,00
	100		
PROFUNDIDAD 3,00-4,00			
4	0,8	0,800	99,20
10	0,9	0,900	98,30
40	1,84	1,840	96,46
200	7,56	7,560	88,90
pasa 200	88,9	88,900	0,00
	100		

Tabla 2.4. Resultados del ensayo de granulometría
Fuente: Los Autores

2.3.1.3. LIMITES DE ATTERBERG (ASTM-D 4318)

- ✓ DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO CON EL EQUIPO CASAGRANDE



Foto 2.12 Mezclado de la muestra
Fuente: Los Autores



Foto 2.13 Trazado de canal
Fuente: Los Autores

✓ DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO.



Foto 2.14 Ensayo de límite plástico

Fuente: Los Autores

LÍMITES DE ATTERBERG			
PERFORACIÓN 1			
PROFUNDIDAD	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICO
(m).	LL	LP	IP
0,00 - 1,00	60.94	32.65	28.29
1,00 - 2,00	63.03	26.27	36.76
2,00 - 3,00	70.94	12.27	58.67
3,00 - 4,00	71.29	17.02	54.27
PERFORACIÓN 2			
0,00 - 1,00	63.72	34.6	29.12
1,00 - 2,00	64.6	23.37	41.23
2,00 - 3,00	66.74	22.43	44.31
3,00 - 4,00	72.13	21.34	50.79

Tabla 2.5. Resultados de ensayo de Límites de Atterberg

Fuente: Los Autores

2.3.1.4. PESO VOLUMÉTRICO.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

Dónde:

γ_m = peso al aire de la muestra natural, gr.

W_{m+p} = peso al aire de la muestra con parafina, gr.

W_{sm+p} = peso sumergido en agua de la muestra con parafina, gr

V_m = $(W_{m+p} - W_{sm+p})$ – volumen de parafina usado



Foto 2.15 Extracción de muestras inalteradas en el campo.

Fuente: Los Autores



Foto 2.16 Muestras en laboratorio
Fuente: Los Autores



Foto 2.17 Pesado de la muestra
Fuente: Los Autores



Foto 2.18 Revestimiento del suelo con parafina

Fuente: Los Autores

RESULTADOS DE PESO VOLUMÉTRICO					
REFERENCIA	Pm (gr)	Pm + p (gr)	Psm+p (gr)	VOLUMEN PARAFINA	PESO VOLUMÉTRICO (gr/CC)
M1	862	977	287	126,66	1,53
M2	542	610	195	73,91	1,59

Tabla 2.6. Resultados de ensayo de Peso volumétrico

Fuente: Los Autores

2.4. RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CARGA.



Foto 2.19 Pilote listo para la prueba de carga
Fuente: Los Autores

PILOTE DE 1.5 m

Carga	Deformación
Tn	mm
0.05	0.0000
3	0.0960
6	0.5300
9	1.0160
12	1.8500
15	2.6300
18	3.1000
0.5	2.7500
3	2.7700
6	2.8100
9	2.8800
12	2.9500
15	3.1800
18	3.9700
20	4.6800
15	4.2900
6	4.5000
0.5	4.7000

PILOTE DE 3m

Carga	Deformación
Tn	mm
0.05	0.0000
3	0.0065
6	0.0915
9	0.1855
12	0.4485
15	0.8930
18	1.1100
0.5	1.0030
3	1.0090
6	1.0195
9	1.0410
12	1.0615
15	1.1565
18	1.3400
20	1.5240
15	1.5130
6	1.5020
0.5	1.5280

Tabla 2.7. Resultados de Prueba de carga
Fuente: Los Autores

CAPITULO III

3.1. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

De los resultados obtenidos en el laboratorio se concluye que el suelo es perfectamente determinado y que corresponde:

De 0,00 - 1,00: Limo Inorgánico altamente plástico (MH).

Pasa tamiz # 200 96%.

Límite líquido entre 60% y 63%.

Límite plástico entre 32% y 34%.

Índice plástico entre 28% y 29%.

Peso volumétrico entre 1,53 Tn/m³ y 1,59Tn/m³.

SPT: N= entre 7 y 8 golpes/pie.

Del resultado de veleta se obtuvieron los siguientes parámetros:

c_u entre 4 Tn/cm² y 5 Tn/cm²,

q_u : entre 8Tn/cm² y 9Tn/cm².

De 1,00 - 4,00: Arcilla Inorgánica altamente plástica de consistencia firme a muy firme (CH).

Pasa tamiz # 200 entre 85% y 96%.

Límite líquido entre 63% y 72%.

Límite plástico entre 12% y 26%

Índice plástico entre 36% y 58%

Peso volumétrico entre 1,53 Tn/m³ y 1,59Tn/m³.

SPT: N= entre 10 y 16 golpes/pie.

Del resultado de veleta se obtuvieron los siguientes parámetros:

C_u entre 6 Tn/cm² y 10 Tn/cm.

q_u : entre 12 Tn/cm² y 21 Tn/cm².

RESUMEN DE RESULTADOS

PERFORACIÓN 1

MUESTRA #	PROFUNDIDAD m.	GRANULOMETRIA % QUE PASA				LIMITES DE ATTERBERG		CLASIFI S.U.C.S.	% W	γ Peso Volumétrico Tn/m3.	SPT N = Golpes./ pie.	qu Tn/m2	Cu Tn/m2
		# 4	#10	#40	#200	LL	I.P						
P-1-1	0.00 – 1,00	98,36	97,93	96,61	93,00	60,94	28,29	MH	39,76	1,53	1m/8	10,20	5,01
P-1-2	1,00 – 2,00	94,28	92,36	84,37	74,69	63,03	36,76	CH	36,75	1,53	2m/10	12,82	6,41
P-1-3	2,00 - 3,00	99,13	98,15	96,15	88,02	70,94	58,67	CH	34,39	1,53	3m/12	15,82	7,91
P-1-4	3,00 - 4,00	99,04	98,14	94,64	89,84	71,29	54,27	CH	33,50	1,53	4m/14	18,62	9,31

Tabla 3.1a Resumen de datos

Fuente: Los Autores

γ = Peso Volumétrico

Cu = Resistencia Cortante Media

MH=Limo Inorgánico altamente plástico de consistencia firme

CH=Arcilla Inorgánica altamente plástica de consistencia firme a muy firme

RESUMEN DE RESULTADOS

PERFORACIÓN 2

MUESTRA #	PROFUNDIDAD m.	GRANULOMETRIA % QUE PASA				LIMITES DE ATTERBERG		CLASIFI S.U.C.S.	% W	γ Peso Volumétrico Tn/m3.	SPT N = Golpes./ pie.	qu Tn/m2	Cu Tn/cm2
		# 4	#10	#40	#200	Tn/m3.	pie.						
P-2-1	0.00 – 1,00	98,48	98,08	96,86	93,51	63,72	29,12	MH	38,35	1,59	1m/7	8,94	4,47
P-2-2	1,00 – 2,00	94,80	93,06	85,80	77,00	64,60	41,23	CH	37,26	1,59	2m/10	12,76	6,38
P-2-3	2,00 - 3,00	99,21	98,32	96,51	89,12	66,74	44,31	CH	34,53	1,59	3m/13	17,26	8,63
P-2-4	3,00 - 4,00	99,20	98,30	96,46	88,90	72,13	50,79	CH	33,65	1,59	4m/16	21,48	10,74

Tabla 3.1b Resumen de datos

Fuente: Los Autores

γ = Peso Volumétrico

Cu = Resistencia Cortante Media

MH=Limo Inorgánico altamente plástico de consistencia firme

CH=Arcilla Inorgánica altamente plástica de consistencia firme a muy firme

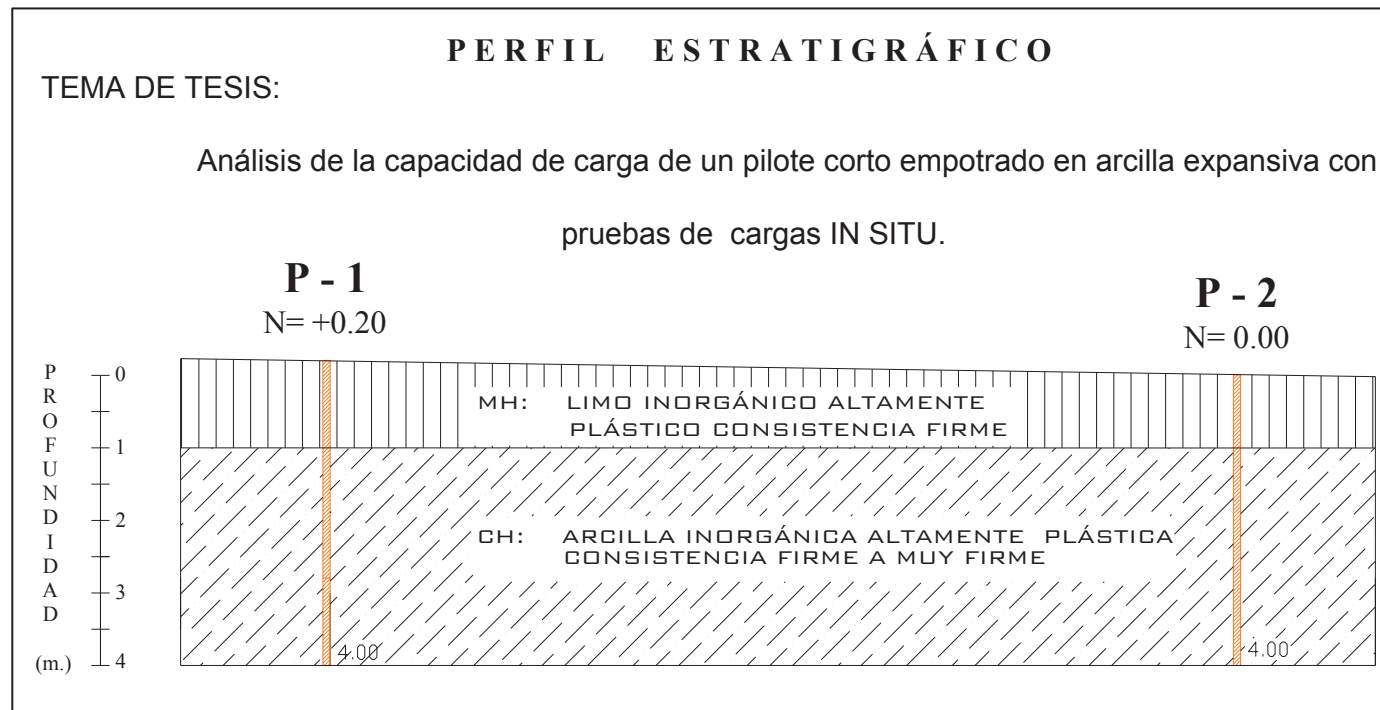


Fig. 3.1 Perfil estratigráfico del suelo estudiado
Fuente: Los Autores

3.1.2. PRUEBA DE CARGA

De los análisis de las muestras tomadas en campo durante la prueba se determinó:

PILOTE DE 1.5 m	
Carga	Deformación
Tn	mm
0.05	0.0000
3	0.0960
6	0.5300
9	1.0160
12	1.8500
15	2.6300
18	3.1000
0.5	2.7500
3	2.7700
6	2.8100
9	2.8800
12	2.9500
15	3.1800
18	3.9700
20	4.6800
15	4.2900
6	4.5000
0.5	4.7000

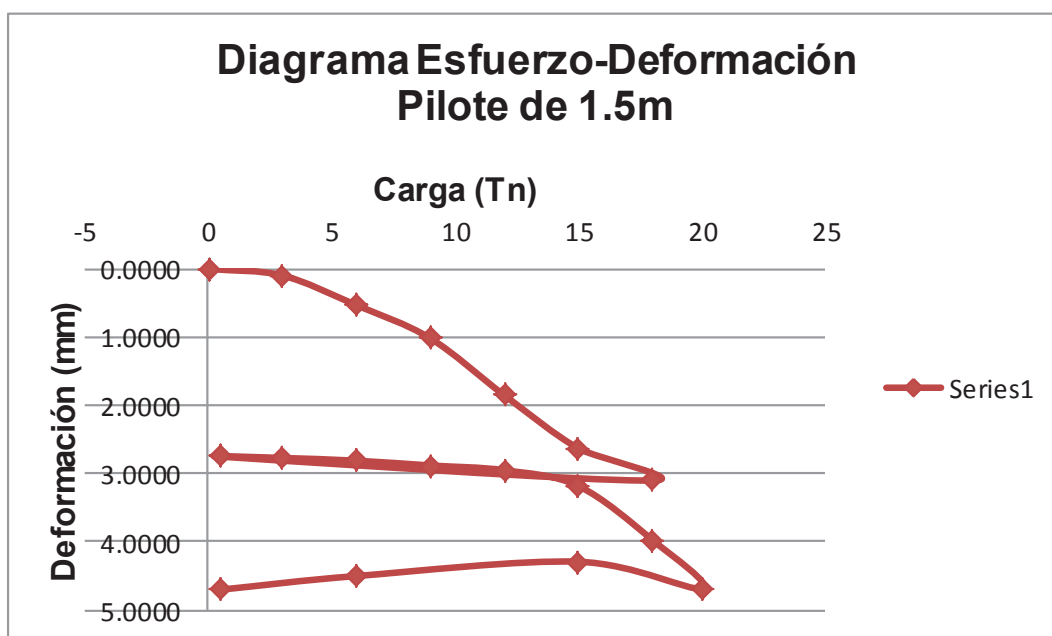


Tabla 3.2 Diagrama Esfuerzo-Deformación para el pilote de 1,50m

Fuente: Los Autores

PILOTE DE 3m

Carga	Deformación
Tn	mm
0.05	0.0000
3	0.0065
6	0.0915
9	0.1855
12	0.4485
15	0.8930
18	1.1100
0.5	1.0030
3	1.0090
6	1.0195
9	1.0410
12	1.0615
15	1.1565
18	1.3400
20	1.5240
15	1.5130
6	1.5020
0.5	1.5280

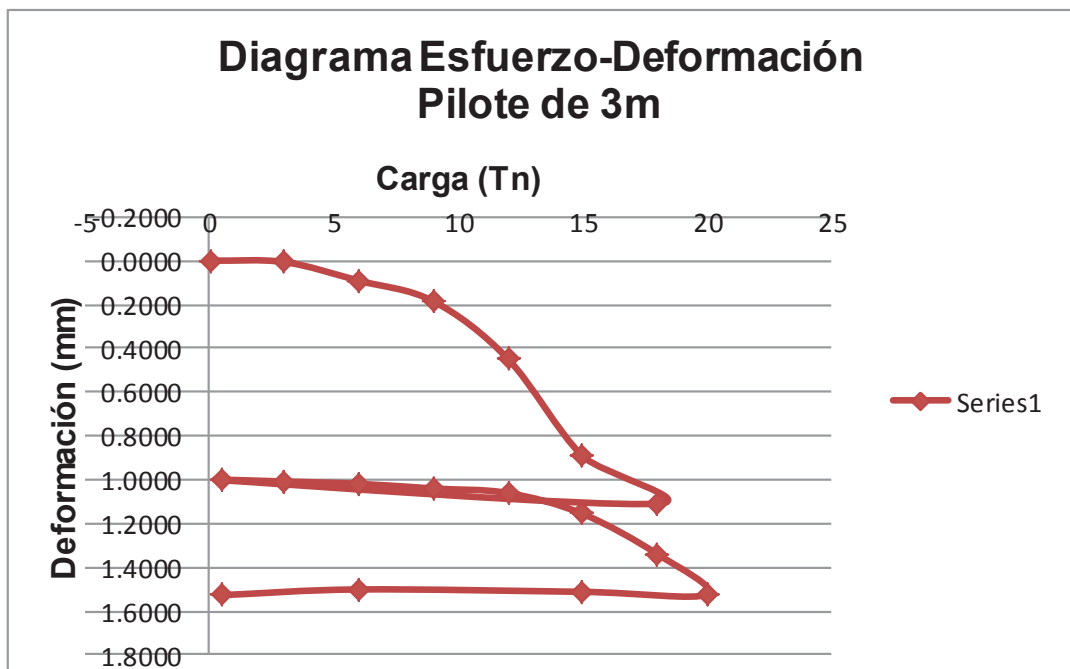


Tabla 3.3. Diagrama Esfuerzo-Deformación para el pilote de 3,00m

Fuente: los Autores

✓ **CURVA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN**

Las curvas de esfuerzo vs deformación de la prueba, muestra una forma tradicional de este tipo de pruebas, en el ciclo de carga-descarga.

Se incluye las curvas para los dos deformímetros en los cuales se observa la carga hasta las 20Tn, con los incrementos de 3Tn y, posteriormente, el proceso de descarga desde 20Tn hasta la descarga total.

El comportamiento casi lineal de los pilotes se observa en la carga hasta las 12Tn y, en este rango, por lo general, la carga se estabiliza a los 30 minutos desde su aplicación; luego, se presenta un incremento sustancial de las deformaciones para cada incremento de carga, confirmando el estado de falla del pilote, demorándose mucho más la estabilización de las deformaciones para cada ciclo de carga.

✓ **RECUPERACIÓN ELÁSTICA Y DEFORMACIÓN REMANENTE**

Para el primer ciclo de carga, hasta 18Tn y descarga, la deformación remanente fue de 3,10mm para el pilote de 1,50m y de 1.11mm para el de 3,00m, con una recuperación elástica de 2.75 mm y de 1.00mm respectivamente. Para el segundo ciclo de carga, hasta 20Tn, la deformación remanente fue en total de 4.68mm para el pilote de 1,50m y de 1.52mm para el de 3,00m, para una recuperación elástica de 4.70mm y 1.52mm para cada pilote.

✓ **CARGA ÚLTIMA**

Según los análisis de los registros de la prueba, puede concluirse que la carga última del pilote es del orden de 20Tn.

✓ **CARGA DE TRABAJO**

La carga de trabajo admisible, con un factor de seguridad de 2, que es aceptable dado que se ha basado en una prueba de carga, es de 10Tn, con lo que se tendría deformaciones del orden de 1,52mm.

3.2. MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE UN PILOTE

CÁLCULO PARA EL PILOTE DE 1,50M

✓ **CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A LA PUNTA POR EL MÉTODOS MEYERHOF**

Con la ecuación 1.14

$$Q_p = 9c_u A_p$$

$$Q_p = 9 \times 7,16 \text{ Tn/m}^2 \times (0,15 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 3,1416)$$

$$Q_p = 4,56 \text{ Tn}$$

✓ **CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL FUSTE POR EL MÉTODOS α**

Con la ecuación 1.13

$$Q_s = \alpha C_u p L$$

$$Q_s = 0,37 \times 7,16 \text{ Tn/m}^2 \times (0,30 \text{ m} \times 3,1416) \times 1,50 \text{ m}$$

$$Q_s = 3,74 \text{ Tn}$$

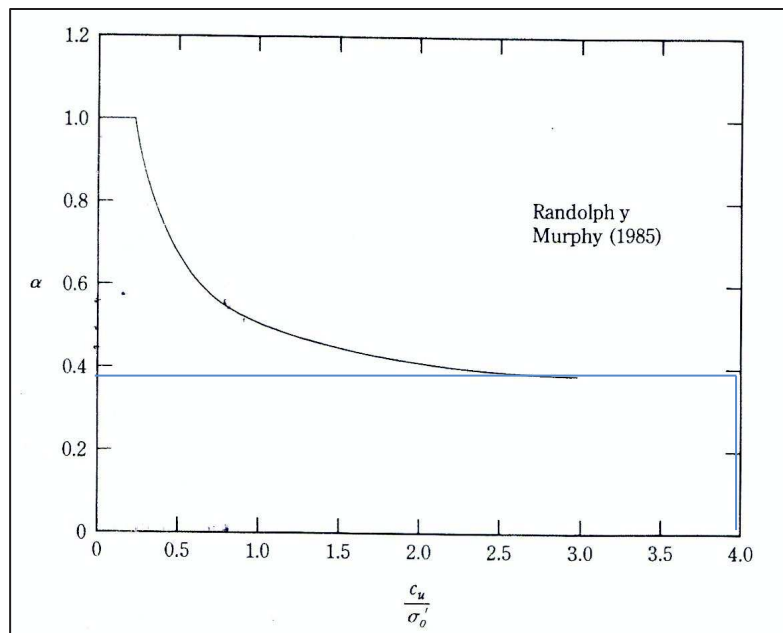


Tabla 1.8 Variación de α con la cohesión no drenada de una arcilla c_u/σ'_o .

Fuente: Braja M. Das

✓ CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL FUSTE POR EL MÉTODO λ

Con la ecuación 1.11

$$Q_s = pL f_{prom}$$

Para obtener f_{prom} se utiliza la ecuación 1.10

$$f_{prom} = \lambda(2c_u)$$

$$f_{prom} = 0,45(2 \times 7,16 \text{ Tn/m}^2)$$

$$f_{prom} = 6,44 \text{ Tn/m}^2$$

$$Q_s = (3,1416 \times 0,30 \text{ m}) \times 1,50 \text{ m} \times 6,44 \text{ Tn/m}^2$$

$$Q_s = 9,10 \text{ Tn}$$

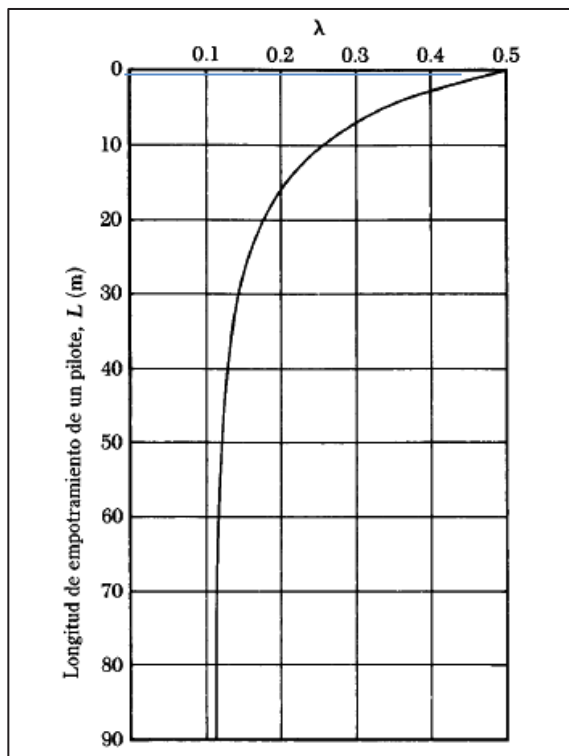


Tabla 1.9 Variación de λ con la longitud de empotramiento de un pilote

Fuente: Braja M. Das

✓ CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR EL MÉTODO DE AOKI VELLOSO

De la Formula 1.15 se obtiene

$$R_u = A_p \frac{K_p N_p}{f_1} + \frac{A_l}{f_2} \sum_i^l = C_A (N_i K_{li})$$

Cálculo de R_p

$$R_p = A_p \frac{K_p N_p}{f_1}$$

$f_1 = 3.5$ tipo in situ excavado (tabla 1.11)

Diámetro del pilote = 30cm

$$A_p = \pi r^2 = 706,86 \text{ cm}^2$$

$$R_p = 706,86 \times \frac{2 \text{ Kg/cm}^2 \times 12}{3.5}$$

$$R_p = 4847,86 \text{ kg} = 4,85 \text{ Tn}$$

Calculo de R_f

$$R_f = \frac{A_l}{f_2} \sum_i^l = C_A (N_i K_{li})$$

$$R_{f_{1m}} = \frac{94,24 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}}{7} (10 \times 0,12 \text{ kg/cm}^2)$$

$$R_{f_{1m}} = 1615,54 \text{ Kg} = 1,61 \text{ Tn}$$

$$R_{f_{1,50m}} = \frac{94,24 \text{ cm} \times 150 \text{ cm}}{7} (12 \times 0,12 \text{ kg/cm}^2)$$

$$R_{f_{1,50m}} = 2907,98 \text{ Kg} = 2,91 \text{ Tn}$$

$$R_f = 4,52 \text{ Tn}$$

$$R_u = 4,85 \text{ Tn} + 4,52 \text{ Tn} = 9,37 \text{ Tn}$$

TABLA DE RESUMEN DE DATOS PARA PILOTE DE 1,50M

Método de Cálculo	ESPESOR DE CAPA (m)	ESFUERZO PROMEDIO σ_0 (Tn/m ²)	Cu (Tn/m ²)	Cu/ σ_0	α	λ	Qs (Tn)	Qp (Tn)	Qult. (Tn)	Fs	Qadm. (Tn)
α	1.50	1.19	7.16	6.62	0.37		3.74		8.3	2	4.15
Meyerhof								4.56			
λ			7.16			0,45	9.10		13.66	2	6.83
Aoki Velloso							4.52	4.85	9.37	2	4.69

Tabla 3.4 Resumen de datos para el pilote de 1,50m

Fuente: Los Autores

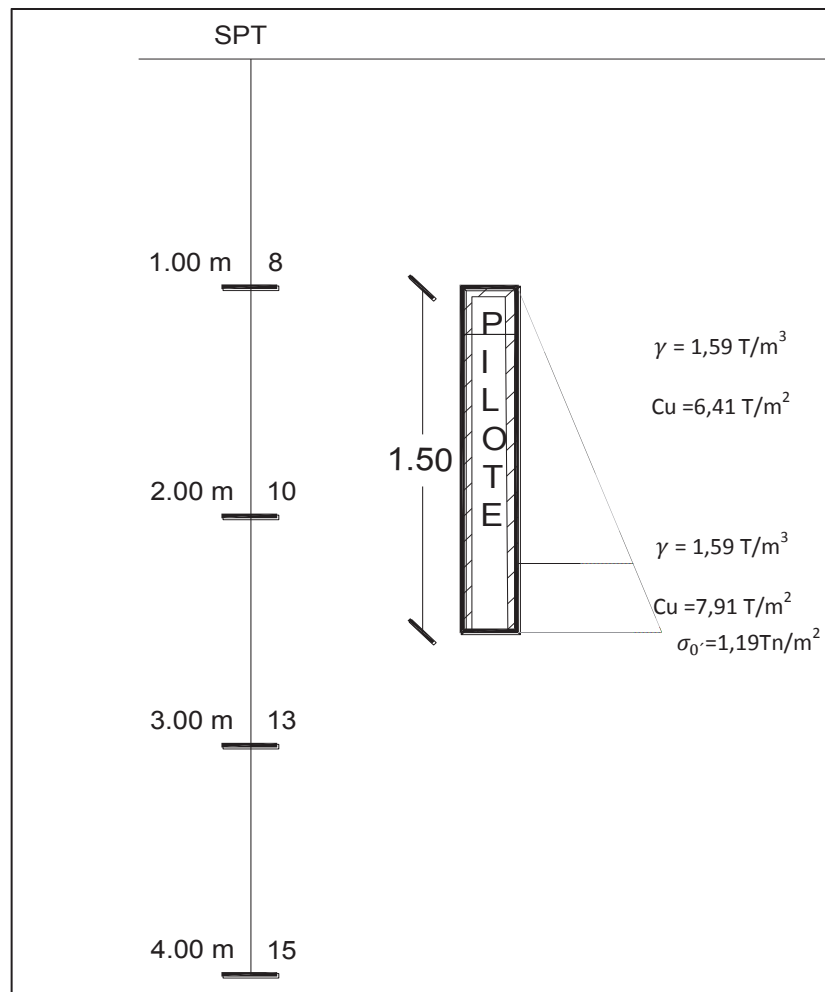


Tabla 3.5 Representación del esfuerzo vertical efectivo
Fuente: Los Autores

CALCULO PARA EL PILOTE DE 3M

✓ CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A LA PUNTA POR EL MÉTODO MEYERHOF

Con la ecuación 1.14

$$Q_P = 9c_u A_p$$

$$Q_P = 9 \times 7.88 \text{ Tn/m}^2 \times (0.15 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 3.1416)$$

$$Q_P = 5.01 \text{ Tn}$$

✓ CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL FUSTE POR EL MÉTODO α

Con la ecuación 1.13

$$Q_s = \alpha C_u pL$$

$$Q_s = 0,37 \times 7,88 \text{ tn/m}^2 \times (0,30 \text{ m} \times 3,1416) \times 3,00 \text{ m}$$

$$Q_s = 8,24 \text{ Tn}$$

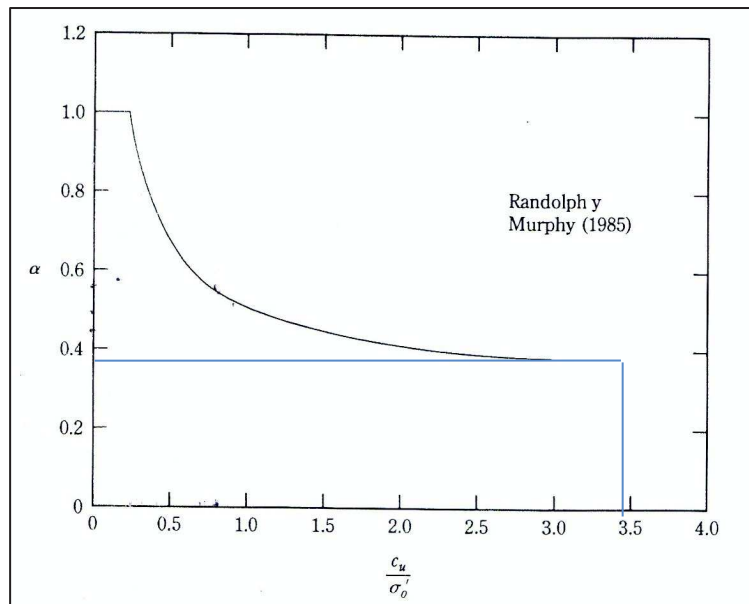


Tabla 1.8 Variación de α con la cohesión no drenada de una arcilla C_u/σ_o' .

Fuente: Braja M. Das

✓ CÁLCULO DE LA RESISTENCIA AL FUSTE POR EL MÉTODO λ

Con la ecuación 1.11

$$Q_s = pL f_{prom}$$

Para obtener f_{prom} se utiliza la ecuación 1.10

$$f_{prom} = \lambda(2C_u)$$

$$f_{prom} = 0,40(2 \times 7,88 \text{ Tn/m}^2)$$

$$f_{prom} = 6,30 \text{ Tn/m}^2$$

$$Q_s = (3,1416 \times 0,30\text{m}) \times 3,00\text{m} \times 6,30\text{Tn/m}^2$$

$$Q_s = 17,81\text{Tn}$$

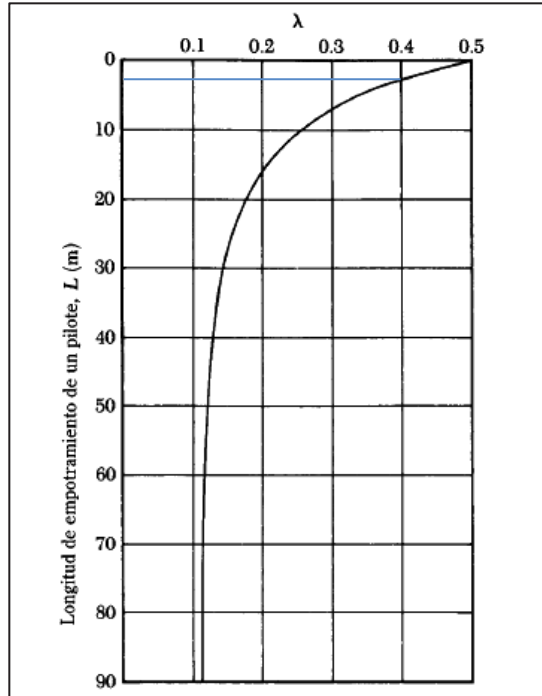


Tabla 1.9 Variación de λ con la longitud de empotramiento de un pilote

Fuente: Braja M. Das

✓ CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE POR EL MÉTODO DE AOKI VELLOSO

De la Formula 1.15 se obtiene

$$R_u = A_p \frac{K_p N_p}{f_1} + \frac{A_l}{f_2} \sum_i^l = C_A (N_i K_{li})$$

Cálculo de R_p

$$R_p = A_p \frac{K_p N_p}{f_1}$$

$f_1 = 3.5$ tipo in situ excavado (tabla 1.10)

Diámetro del pilote = 30cm

$$A_p = \pi r^2 = 706,86\text{cm}^2$$

$$R_p = 706,86 \times \frac{2 \text{ Kg/cm}^2 \times 15}{3.5}$$

$$R_p = 6058.80 \text{ kg} = 6.06 \text{ Tn}$$

Calculo de R_f

$$R_f = \frac{A_l}{f_2} \sum_i^l = C_A (N_i K_{li})$$

$$R_{f_{1m}} = \frac{94,24 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}}{7} (10 \times 0,12 \text{ kg/cm}^2)$$

$$R_{f_{1m}} = 1615,68 \text{ Kg} = 1.62 \text{ Tn}$$

$$R_{f_{2m}} = \frac{94,24 \text{ cm} \times 200 \text{ cm}}{7} (13 \times 0,12 \text{ kg/cm}^2)$$

$$R_{f_{2m}} = 4200,77 \text{ Kg} = 4,2 \text{ Tn}$$

$$R_{f_{3m}} = \frac{94,24 \text{ cm} \times 300 \text{ cm}}{7} (15 \times 0,12 \text{ kg/cm}^2)$$

$$R_{f_{3m}} = 7270,56 \text{ Kg} = 7,27 \text{ Tn}$$

$$R_f = 13,09 \text{ Tn}$$

$$R_u = 6,06 \text{ Tn} + 13,09 \text{ Tn} = 19,15 \text{ Tn}$$

TABLA DE RESUMEN DE DATOS PARA PILOTE DE 3,00M

Método de Cálculo	ESPESOR DE CAPA (m)	ESFUERZO PROMEDIO σ_0 (Tn/m ²)	Cu (Tn/m ²)	Cu/ σ_0	α	λ	Qs (Tn)	Qp (Tn)	Qult. (Tn)	Fs	Qadm. (Tn)
α	3.00	2.39	7.88	3.30	0.37		8.24		13.25	2	6.63
Meyerhof								5.01			
λ			7.88			0,40	17.81		22.82	2	11.41
Aoki Velloso							13.09	6.06	19.15	2	9.58

Tabla 3.6 Resumen de datos para el pilote de 3,00m

Fuente: Los Autores

De la tabla anterior se concluye que el método que se acerca a la prueba de carga es el de Aoki Velloso con una Carga admisible $Q_{adm.} = 9,58 \text{ Tn}$.

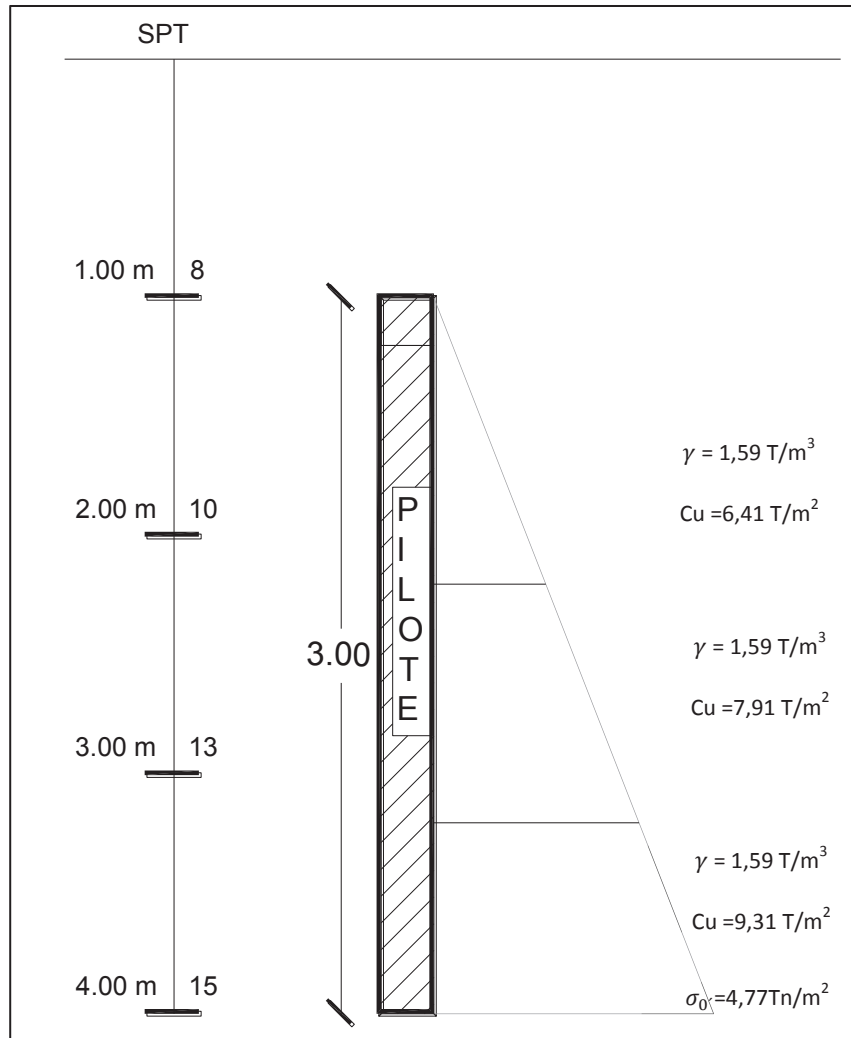


Tabla 3.7 Representación del esfuerzo vertical efectivo

Fuente: Los Autores

CÁLCULO DE LA CARGA INCREMENTANDO EN 25% EL DIÁMETRO DE LA PUNTA DEL PILOTE POR EL MÉTODO DE AOKI VELLOSO

PILOTE DE 0,30m Ø (D1)				
	Diámetro (cm)	Aumento porcentual Diámetro (%)	Carga (Tn)	Aumento porcentual carga (%)
D1	30.00	0.00	19.15	0.00
D2	37.50	25.00	22.55	25.00
	45.00	50.00	26.72	50.00
	52.50	75.00	31.64	75.00
	60.00	100.00	37.32	100.00

Tabla 3.8a Incremento de diámetro del pilote en la punta

Fuente: Los Autores

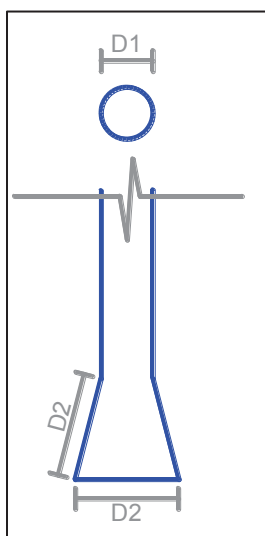


Tabla 3.8b Grafico esquemático del pilote incrementado en punta

Fuente: Los Autores

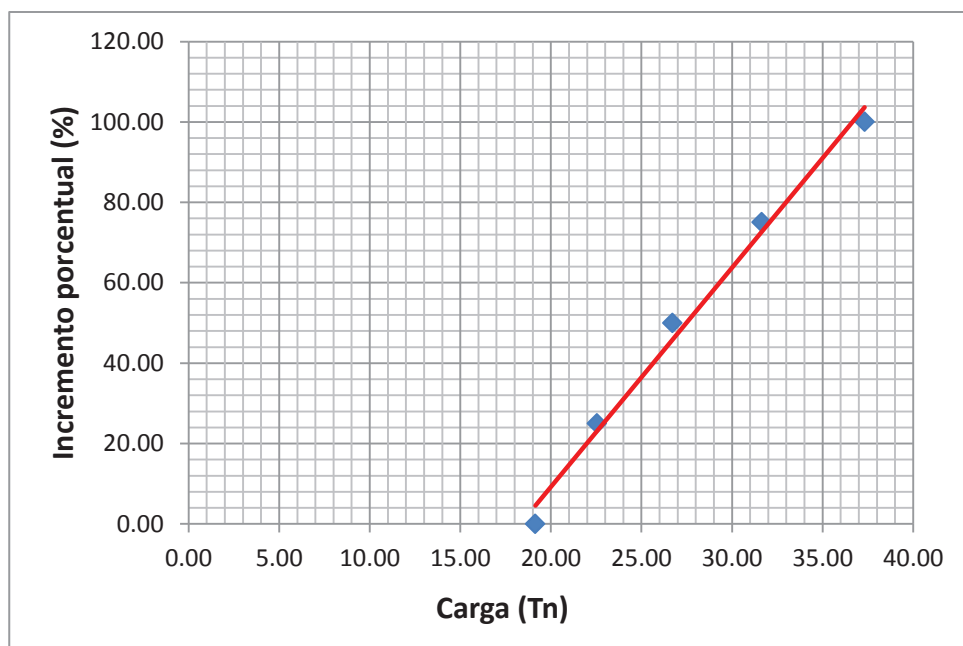


Tabla 3.8c Diagrama carga vs incremento porcentual.

Fuente: Los Autores

Método de Cálculo	ESPESOR DE CAPA (m)	Diámetro (cm) D2	Qs (Tn)	Qp (Tn)	Qult. (Tn)	Fs	Qadm. (Tn)
Meyerhof	3.00	30,00	13.09	6.06	19.15	2	9.58
		37,50		9.47	22.56		11.28
		45,00		13.63	26.72		13.36
		52,50		18.56	31.65		15.83
		60,00		24.24	37.33		18.67

Tabla 3.8d Resumen de variación de carga de acuerdo al incremento de diámetro del pilote en la punta.

Fuente: Los Autores

3.3. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.3.1. CONCLUSIONES.

- En la determinación de la capacidad de carga de un pilote corto, en el uso de varias fórmulas se concluye que usando parámetros técnicos básicos en algunos procedimientos de cálculo el resultado final no difiere mucho.
- En la investigación realizada se concluye que se puede usar datos de campos simples (SPT y veleta) y pruebas de laboratorio índices, sin tener que recurrir a ensayos complejos como triaxial o corte directo.
- De los resultados de cálculo de capacidad de carga de un pilote corto, el que más se asemeja a la prueba de carga IN SITU es el método de Aoki – Velloso.
- En el análisis para un pilote de 0.30m de diámetro se concluye que existe un comportamiento lineal (directamente proporcional), al aumentar el diámetro de la punta por lo que al querer duplicar la carga de trabajo del pilote se necesitaría incrementar 100% del diámetro original, es decir, de 0.30m a 0.60m.

3.3.2. RECOMENDACIONES.

- Se recomienda que el uso de este tipo de propuesta (pilotes cortos) sea de uso exclusivo cuando el subsuelo este compuesto de suelos cohesivos ya que con esto se evitaría los asentamientos diferenciales.
- Al tener que los parámetros del suelo para el uso de la fórmula de Aoki-Velloso; solo se necesitan del SPT y la clasificación S.U.C.S; por lo que se recomienda que su obtención sea realizada de manera precisa.
- A pesar de que conceptualmente el uso de pilotes cortos evita los asentamientos diferenciales en suelos expansivos se recomienda ensanchar la punta del pilote para así darle más capacidad de carga.

BIBLIOGRAFIA:

- Alva J.E, (15 de Agosto de 2003). Recuperado el 02 de Mayo de 2014, de Cimentaciones profundas.
http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/a_labgeo/labgeo25_a.pdf
- Alva J.E, (25 de Enero de 2008). Recuperado el 20 de Agosto de 2013, de Diseño de Cimentaciones. Instituto de la construcción y gerencia.
<http://www.jorgealvahurtado.com/files/DisenoCimentacionesAlva.pdf>
- Arancibia F, (01 de Septiembre de 2013). Recuperado el 03 de Diciembre de 2013, de Ensayo de cargas en pilotes.
<http://facingyconst.blogspot.com/2013/09/ensayos-de-cargas-en-pilotes.html>
- Braja M. Das (2001) cuarta edición. “*Principio de ingeniería de cimentaciones*” Págs. 2-3,15-16,61-62, 111-112, 581- 582, 586, 593-595, 605-606,
- Braja M. Das (2006) quinta edición. “*Principio de ingeniería de cimentaciones*” Págs. 79-81
- Crespo Villalaz C. (2004) quinta edición Cap. 1 “*Mecánica de suelos y cimentaciones*”. Págs. 32, 34,116, 171
- Espinosa, M (17 de noviembre de 2010). Recuperado el 11 de Febrero de 2014, de Cálculos de parámetros del suelo.
<http://estabilidadtaludes.blogspot.com/>

- Gallardo, (2010).Recuperado el 13 de Febrero de 2014,de Cohesión http://mazinger.sisib.uchile.cl/repositorio/lb/ciencias_agronicas/villar04/parte02/02.html
- García, G.S, (2003) Sistema de fundación sobre Micropilotes: Alternativa para Edificaciones livianas. Págs. 26-27. Recuperado de http://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/123456789/1362/ICI_103.pdf?sequence=1
- Helguera (14 de Marzo de 2004). Recuperado el 27 de Junio de 2013, de Cimientos sobre acillas expansivas. <http://www.arqhys.com/construccion/cimientos-arcillas.html>
- Juárez E., Rico A. 2005, cuarta edición, “*Mecánica de suelos*” tomo 1, Págs. 54-55,615, 621-623, 627
- Marangon M, (2009). Recuperado el 01 de Abril de 2014, de Fundamentos Geotécnicos. <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF06-CapCargaProf-por-meio-SPT-2009.pdf>
- Medrano D. K, (26 de Julio 2010).Recuperado el 12 de Agosto de 2013, de Patologías producidas por arcillas expansivas. <http://katiuskamedranodiaz.blogspot.com/>
- Medrano D. K, (05 de Marzo de 2003).Recuperado el 15 de Agosto de 2013 de Patologías de la construcción. Patología de la edificación. http://desarrolloweb.asefa.es/repositorio/paginas/patologias_ficha18_e_s.jsp

- Patrone J, y Prefumo J, (07 de Julio de 2010) Recuperado el 27 de Junio de 2013, de La acción de los suelos expansivos sobre las Cimentaciones. Métodos de prevención y control. http://www.um.edu.uy/upload/descarga/web_descarga_204_Accindesuelosexpansivos..Nmero4.pdf
- Ricaldoni J, (Marzo de 2008) Recuperado el 26 de Junio de 2013, de “Curso de Geología de Ingeniería e Introducción a la Mecánica de Suelos”. http://www.fing.edu.uy/iet.old/areas/geotecnica/cursos/mec_suelos/material_d/tablas_abacos_08.pdf
- Rojas, S. Capacidad de carga de pilotes. Recuperado de http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/silviorojas/fundaciones/CapV_Pilotes/CapV_CapCarga_1.pdf
- Sahop, (1974). Recuperado el 16 de Octubre de 2013, de Exploración y muestreo del suelo. <http://expsuelos.blogspot.com/>
- Tomlimson M.J, 1996. “Cimentaciones diseño y construcción”, Pág. 257.

ANEXOS



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO

Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
EDUARDO PARRAGA PALMA

Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO

Perforación: 1

Profundidad: 0,00 - 1,00

GRANULOMETRÍA

TAMIZ	PESO RETENIDO (gr.)	% RETENIDO	% PASA	ESPECIFICACIONES
#4	1.64	1.64	98.36	
#10	0.43	0.43	97.93	
#40	1.32	1.32	96.61	
#200	3.61	3.61	93.00	
P# 200	93.00	93.00	0.00	
TOTAL	100.00	100.00		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 1
Profundidad: 1,00 - 2,00

GRANULOMETRÍA

TAMIZ	PESO RETENIDO (gr.)	% RETENIDO	% PASA	ESPECIFICACIONES
#4	5.72	5.72	94.28	
#10	1.92	1.92	92.36	
#40	7.99	7.99	84.37	
#200	9.68	9.68	74.69	
P# 200	74.69	74.69	0.00	
TOTAL	100.00	100.00		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 1
Profundidad: 2,00 - 3,00

GRANULOMETRÍA

TAMIZ	PESO RETENIDO (gr.)	% RETENIDO	% PASA	ESPECIFICACIONES
#4	0.87	0.87	99.13	
#10	0.98	0.98	98.15	
#40	2.00	2.00	96.15	
#200	8.13	8.13	88.02	
P# 200	88.02	88.02	0.00	
TOTAL	100.00	100.00		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 1
Profundidad: 3,00 - 4,00

GRANULOMETRÍA

TAMIZ	PESO RETENIDO (gr.)	% RETENIDO	% PASA	ESPECIFICACIONES
#4	0.96	0.96	99.04	
#10	0.90	0.90	98.14	
#40	3.50	3.50	94.64	
#200	4.80	4.80	89.84	
P# 200	89.84	89.84	0.00	
TOTAL	100.00	100.00		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 2
Profundidad: 0,00 -1,00

GRANULOMETRÍA

TAMIZ	PESO RETENIDO (gr.)	% RETENIDO	% PASA	ESPECIFICACIONES
#4	1.52	1.52	98.48	
#10	0.40	0.40	98.08	
#40	1.22	1.22	96.86	
#200	3.35	3.35	93.51	
P# 200	93.51	93.51	0.00	
TOTAL	100.00	100.00		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO

Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
EDUARDO PARRAGA PALMA

Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO

Perforación: 2

Profundidad: 1,00 - 2,00

GRANULOMETRÍA

TAMIZ	PESO RETENIDO (gr.)	% RETENIDO	% PASA	ESPECIFICACIONES
#4	5.20	5.20	94.80	
#10	1.74	1.74	93.06	
#40	7.26	7.26	85.80	
#200	8.80	8.80	77.00	
P# 200	77.00	77.00	0.00	
TOTAL	100.00	100.00		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 2
Profundidad: 2,00 - 3,00

GRANULOMETRÍA

TAMIZ	PESO RETENIDO (gr.)	% RETENIDO	% PASA	ESPECIFICACIONES
#4	0.79	0.79	99.21	
#10	0.89	0.89	98.32	
#40	1.81	1.81	96.51	
#200	7.39	7.39	89.12	
P# 200	89.12	89.12	0.00	
TOTAL	100.00	100.00		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO

Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA

EDUARDO PARRAGA PALMA

Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO

Perforación: 2

Profundidad: 3,00 - 4,00

GRANULOMETRÍA

TAMIZ	PESO RETENIDO (gr.)	% RETENIDO	% PASA	ESPECIFICACIONES
#4	0.80	0.80	99.20	
#10	0.90	0.90	98.30	
#40	1.84	1.84	96.46	
#200	7.56	7.56	88.90	
P# 200	88.90	88.90	0.00	
TOTAL	100.00	100.00		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 1
Profundidad: 0,00 - 1,00

CONTENIDO DE HUMEDAD

MUESTRA N°	1	MUESTRA N°	2
Tara N°	14	Tara N°	11
P. tara + M. humeda	41.33	P. tara + M. humeda	42.05
P. tara + M. seca	33.4	P. tara + M. seca	34.5
Peso tara	13.81	Peso tara	15.43
Contenido de humedad (%W)	40.48	Contenido de humedad (%W)	39.59
MUESTRA N°	3		
Tara N°	31		
P. tara + M. humeda	38.06		
P. tara + M. seca	31.33		
Peso tara	14.16		
Contenido de humedad (%W)	39.20		
	Promedio contenido humedad (%W)		39.76
$\%W = \frac{(P.tara+ M.humeda) - (P.tara+M.seca)}{(P.tara+M.seca) - \text{Peso tara}} \times 100$			



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 1
Profundidad: 1,00 - 2,00

CONTENIDO DE HUMEDAD

MUESTRA N°	1	MUESTRA N°	2
Tara N°	9	Tara N°	24
P. tara + M. humeda	34.61	P. tara + M. humeda	35.93
P. tara + M. seca	29.06	P. tara + M. seca	30.09
Peso tara	14.03	Peso tara	14.12
Contenido de humedad (%W)	36.93	Contenido de humedad (%W)	36.57
MUESTRA N°			
Tara N°			
P. tara + M. humeda			
P. tara + M. seca			
Peso tara			
Contenido de humedad (%W)			
Promedio contenido humedad (%W)			36.75
$\%W = \frac{(P.tara + M.humeda) - (P.tara + M.seca)}{(P.tara + M.seca) - \text{Peso tara}} \times 100$			



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 1
Profundidad: 2,00 - 3,00

CONTENIDO DE HUMEDAD

MUESTRA N°	1	MUESTRA N°	2
Tara N°	1	Tara N°	14
P. tara + M. humeda	28.23	P. tara + M. humeda	26.26
P. tara + M. seca	24.66	P. tara + M. seca	23.15
Peso tara	14.56	Peso tara	13.85
Contenido de humedad (%W)	35.35	Contenido de humedad (%W)	33.44
MUESTRA N°			
Tara N°			
P. tara + M. humeda			
P. tara + M. seca			
Peso tara			
Contenido de humedad (%W)			
Promedio contenido humedad (%W)			34.39
$\%W = \frac{(P.tara + M.humeda) - (P.tara + M.seca)}{(P.tara + M.seca) - \text{Peso tara}} \times 100$			



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 1
Profundidad: 3,00 - 4,00

CONTENIDO DE HUMEDAD

MUESTRA N°	1	MUESTRA N°	2
Tara N°	22	Tara N°	15
P. tara + M. humeda	28.23	P. tara + M. humeda	26.26
P. tara + M. seca	24.66	P. tara + M. seca	23.15
Peso tara	14.58	Peso tara	13.888
Contenido de humedad (%W)	35.42	Contenido de humedad (%W)	33.58
MUESTRA N°			
Tara N°			
P. tara + M. humeda			
P. tara + M. seca			
Peso tara			
Contenido de humedad (%W)			
Promedio contenido humedad (%W)			34.50
$\%W = \frac{(P.tara + M.humeda) - (P.tara + M.seca)}{(P.tara + M.seca) - \text{Peso tara}} \times 100$			



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 2
Profundidad: 0,00 - 1,00

CONTENIDO DE HUMEDAD

MUESTRA N°	1	MUESTRA N°	2
Tara N°	10	Tara N°	7
P. tara + M. humeda	39.22	P. tara + M. humeda	38.15
P. tara + M. seca	32.5	P. tara + M. seca	31.2
Peso tara	14.2	Peso tara	13.5
Contenido de humedad (%W)	36.72	Contenido de humedad (%W)	39.27
MUESTRA N°	3		
Tara N°	42		
P. tara + M. humeda	39.02		
P. tara + M. seca	32.3		
Peso tara	15.1		
Contenido de humedad (%W)	39.07		
	Promedio contenido humedad (%W)		38.35
$\%W = \frac{(P.tara + M.humeda) - (P.tara + M.seca)}{(P.tara + M.seca) - \text{Peso tara}} \times 100$			



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 2
Profundidad: 1,00 - 2,00

CONTENIDO DE HUMEDAD

MUESTRA N°	1	MUESTRA N°	2
Tara N°	27	Tara N°	3
P. tara + M. humeda	35.1	P. tara + M. humeda	37.1
P. tara + M. seca	29.52	P. tara + M. seca	31
Peso tara	13.98	Peso tara	15.2
Contenido de humedad (%W)	35.91	Contenido de humedad (%W)	38.61
MUESTRA N°			
Tara N°			
P. tara + M. humeda			
P. tara + M. seca			
Peso tara			
Contenido de humedad (%W)			
Promedio contenido humedad (%W)			37.26
$\%W = \frac{(P.tara + M.humeda) - (P.tara + M.seca)}{(P.tara + M.seca) - \text{Peso tara}} \times 100$			



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 2
Profundidad: 2,00 - 3,00

CONTENIDO DE HUMEDAD

MUESTRA N°	1	MUESTRA N°	2
Tara N°	37	Tara N°	38
P. tara + M. humeda	29.32	P. tara + M. humeda	27.26
P. tara + M. seca	25.61	P. tara + M. seca	24.1
Peso tara	15.62	Peso tara	14.2
Contenido de humedad (%W)	37.14	Contenido de humedad (%W)	31.92
MUESTRA N°			
Tara N°			
P. tara + M. humeda			
P. tara + M. seca			
Peso tara			
Contenido de humedad (%W)			
	Promedio contenido humedad (%W)		34.53
$\%W = \frac{(P.tara+ M.humeda) - (P.tara+M.seca)}{(P.tara+M.seca) - \text{Peso tara}} \times 100$			



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 2
Profundidad: 3,00 - 4,00

CONTENIDO DE HUMEDAD

MUESTRA N°	1	MUESTRA N°	2
Tara N°	8	Tara N°	21
P. tara + M. humeda	30.2	P. tara + M. humeda	28.1
P. tara + M. seca	26.15	P. tara + M. seca	24.3
Peso tara	13.9	Peso tara	13.2
Contenido de humedad (%W)	33.06	Contenido de humedad (%W)	34.23
MUESTRA N°			
Tara N°			
P. tara + M. humeda			
P. tara + M. seca			
Peso tara			
Contenido de humedad (%W)			
Promedio contenido humedad (%W)			33.65
$\%W = \frac{(P.tara + M.humeda) - (P.tara + M.seca)}{(P.tara + M.seca) - \text{Peso tara}} \times 100$			



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCIÓN DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 1
Profundidad: 0,00 - 1,00

LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO		LÍMITE PLÁSTICO	
MUESTRA	1	MUESTRA	1
Tara N°	48	Tara N°	57
P. tara + M. humeda	35.65	P. tara + M. humeda	11.37
P. tara + M. seca	27.53	P. tara + M. seca	10.31
Peso tara	14.33	Peso tara	7.08
(L.L)	61.52	(L.P)	32.82
MUESTRA	2	MUESTRA	2
Tara N°	26	Tara N°	70
P. tara + M. humeda	32.15	P. tara + M. humeda	11.73
P. tara + M. seca	25.31	P. tara + M. seca	10.59
Peso tara	13.98	Peso tara	7.08
(L.L)	60.37	(L.P)	32.48
PROMEDIO	60.94		32.65
ÍNDICE PLÁSTICO (IP)	28.29		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCIÓN DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 1
Profundidad: 1,00 - 2,00

LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO		LÍMITE PLÁSTICO	
MUESTRA	1	MUESTRA	1
Tara N°	8	Tara N°	95
P. tara + M. humeda	32.9	P. tara + M. humeda	11.59
P. tara + M. seca	25.67	P. tara + M. seca	10.69
Peso tara	14.16	Peso tara	7.17
(L.L)	62.81	(L.P)	25.57
MUESTRA	2	MUESTRA	2
Tara N°	44	Tara N°	97
P. tara + M. humeda	37.74	P. tara + M. humeda	11.06
P. tara + M. seca	29.29	P. tara + M. seca	10.22
Peso tara	15.93	Peso tara	7.09
(L.L)	63.25	(L.P)	26.84
PROMEDIO	63.03		26.27
ÍNDICE PLÁSTICO (IP)	36.76		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCIÓN DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 1
Profundidad: 2,00 - 3,00

LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO		LÍMITE PLÁSTICO	
MUESTRA	1	MUESTRA	1
Tara N°	5	Tara N°	83
P. tara + M. humeda	31.48	P. tara + M. humeda	10.33
P. tara + M. seca	24.47	P. tara + M. seca	9.86
Peso tara	14.55	Peso tara	7.08
(L.L)	70.67	(L.P)	16.91
MUESTRA	2	MUESTRA	2
Tara N°	12	Tara N°	93
P. tara + M. humeda	31.76	P. tara + M. humeda	10.65
P. tara + M. seca	24.39	P. tara + M. seca	10.13
Peso tara	14.04	Peso tara	7.18
(L.L)	71.21	(L.P)	17.63
PROMEDIO	70.94		12.27
ÍNDICE PLÁSTICO (IP)	58.67		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCIÓN DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE
 SECRETARIADO
Perforación: 1
Profundidad: 3,00 - 4,00

LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO		LÍMITE PLÁSTICO	
MUESTRA	1	MUESTRA	1
Tara N°	45	Tara N°	83
P. tara + M. humeda	31.48	P. tara + M. humeda	10.33
P. tara + M. seca	24.47	P. tara + M. seca	9.86
Peso tara	14.55	Peso tara	7.08
(L.L)	70.67	(L.P)	16.91
MUESTRA	2	MUESTRA	2
Tara N°	12	Tara N°	93
P. tara + M. humeda	31.76	P. tara + M. humeda	10.65
P. tara + M. seca	24.39	P. tara + M. seca	10.13
Peso tara	14.04	Peso tara	7.18
(L.L)	71.21	(L.P)	17.63
PROMEDIO	71.29		17.02
ÍNDICE PLÁSTICO (IP)	54.27		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCIÓN DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 2
Profundidad: 0,00 - 1,00

LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO		LÍMITE PLÁSTICO	
MUESTRA	1	MUESTRA	1
Tara N°	77	Tara N°	89
P. tara + M. humeda	36.5	P. tara + M. humeda	11.29
P. tara + M. seca	28.2	P. tara + M. seca	10.2
Peso tara	14.9	Peso tara	7.08
(L.L)	62.41	(L.P)	34.94
MUESTRA	2	MUESTRA	2
Tara N°	78	Tara N°	66
P. tara + M. humeda	33.22	P. tara + M. humeda	11.9
P. tara + M. seca	26.02	P. tara + M. seca	10.67
Peso tara	14.95	Peso tara	7.08
(L.L)	65.04	(L.P)	34.26
PROMEDIO	63.72		34.60
ÍNDICE PLÁSTICO (IP)	29.12		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCIÓN DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE
 SECRETARIADO
Perforación: 2
Profundidad: 1,00 - 2,00

LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO		LÍMITE PLÁSTICO	
MUESTRA	1	MUESTRA	1
Tara N°	65	Tara N°	50
P. tara + M. humeda	33.98	P. tara + M. humeda	11.7
P. tara + M. seca	26.2	P. tara + M. seca	10.8
Peso tara	14.06	Peso tara	7.17
(L.L)	64.09	(L.P)	24.79
MUESTRA	2	MUESTRA	2
Tara N°	31	Tara N°	51
P. tara + M. humeda	38.05	P. tara + M. humeda	11.11
P. tara + M. seca	28.92	P. tara + M. seca	10.39
Peso tara	14.9	Peso tara	7.11
(L.L)	65.12	(L.P)	21.95
PROMEDIO	64.60		23.37
ÍNDICE PLÁSTICO (IP)	41.23		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCIÓN DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 2
Profundidad: 2,00 - 3,00

LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO		LÍMITE PLÁSTICO	
MUESTRA	1	MUESTRA	1
Tara N°	67	Tara N°	87
P. tara + M. humeda	32.08	P. tara + M. humeda	10.43
P. tara + M. seca	25.2	P. tara + M. seca	9.78
Peso tara	15.12	Peso tara	7.08
(L.L)	68.25	(L.P)	24.07
MUESTRA	2	MUESTRA	2
Tara N°	47	Tara N°	53
P. tara + M. humeda	30.95	P. tara + M. humeda	10.9
P. tara + M. seca	25.04	P. tara + M. seca	10.26
Peso tara	15.98	Peso tara	7.18
(L.L)	65.23	(L.P)	20.78
PROMEDIO	66.74		22.43
ÍNDICE PLÁSTICO (IP)	44.31		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
 EDUARDO PARRAGA PALMA
Localización: CONTRUCCIÓN DE NUEVO EDIFICIO DE LA FACULTAD DE SECRETARIADO
Perforación: 2
Profundidad: 3,00 - 4,00

LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO		LÍMITE PLÁSTICO	
MUESTRA	1	MUESTRA	1
Tara N°	22	Tara N°	56
P. tara + M. humeda	32.02	P. tara + M. humeda	10.43
P. tara + M. seca	24.95	P. tara + M. seca	9.8
Peso tara	14.32	Peso tara	7.08
(L.L)	66.51	(L.P)	23.16
MUESTRA	2	MUESTRA	2
Tara N°	70	Tara N°	73
P. tara + M. humeda	31.08	P. tara + M. humeda	10.61
P. tara + M. seca	23.5	P. tara + M. seca	10.05
Peso tara	13.75	Peso tara	7.18
(L.L)	77.74	(L.P)	19.51
PROMEDIO	72.13		21.34
ÍNDICE PLÁSTICO (IP)	50.79		



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABI
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Perforación: 1
Localización: CONTRUCCION DE NUEVO EDIFICIO DE LA
FACULTAD DE SECRETARIADO

Proyecto / Proyec: TESIS DE GRADO
Egresados: MAYRA LUCAS VALENCIA
EDUARDO PARRAGA PALMA

PESO VOLUMÉTRICO

ENSAYO 1	
Peso al aire de la muestra natural:	862 gr.
Peso al aire de la muestra con parafina	977 gr.
Peso sumergido en agua de la muestra con parafina	287 gr
Volumen de parafina usado	126.66 cm ³
Peso volumétrico	1.53 gr/cm ³

ENSAYO 2	
Peso al aire de la muestra natural:	542 gr.
Peso al aire de la muestra con parafina	610 gr.
Peso sumergido en agua de la muestra con parafina	195 gr
Volumen de parafina usado	73.91 cm ³
Peso volumétrico	1.59 gr/cm ³