



UNIVERSIDAD INTERNACIONAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero civil

**“Información Geotécnica como elemento de análisis en la Planeación y Diseño de
Cimentaciones de Edificios.”**

Autor: Andrés Leonardo Calderón Limaico

Director de tesis: Ing. Patricio Ortiz

Quito – julio 2015

APROBACIÓN DE TUTOR

Yo, Ing. Patricio Ortiz, tutor designado por la Universidad Internacional del Ecuador UIDE para revisar el Proyecto de Investigación denominado: “**Información Geotécnica como elemento de análisis en la planeación y diseño de cimentaciones de Edificios.**” Del estudiante Andrés L. Calderón L., alumno de Ingeniería civil, considero que dicho informe investigativo reúne los requisitos de fondo y los méritos suficientes para ser sometido a la evaluación del Comité Examinador designado por la Universidad.

A photograph of a handwritten signature in purple ink on a light-colored surface. The signature is somewhat stylized and difficult to read, but appears to be the name of the tutor, Patricio Ortiz.

EL TUTOR.

Ing. Patricio Ortiz.

Quito,
20 de Julio del 2015.

AUTORÍA DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN.

Yo, Andrés Calderón L., declaro que el trabajo de investigación denominado: **“Información Geotécnica como elemento de análisis en la planeación y diseño de cimentaciones de Edificios.”**, es original, de mi autoría y exclusiva responsabilidad legal y académica, habiéndose citado las fuentes correspondientes y en su ejecución se respetaron las disposiciones legales que protegen los derechos de autor vigentes.

Quito, 20 de Julio del 2015.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Andrés L. Calderón L.', written over a light-colored background.

AUTOR.

Andrés L. Calderón L.

DEDICATORIA

*A mi Esposa Katie con mucho amor y cariño le dedico todo mi
esfuerzo y trabajo puesto para la realización de esta tesis.*

Andrés Leonardo Calderón Limaico.

AGRADECIMIENTO

Un agradecimiento muy especial a todos los ingenieros que como docentes supieron impartir su conocimiento de la mejor manera.

Al Ing. Patricio Ortiz por la guía como tutor de mi trabajo de graduación, al Ing. Oscar Villacres y al Ing. Hernán Toledo por formar parte de los lectores de mi trabajo de Graduación.

A mis compañeros que durante esta etapa me apoyaron y siempre me brindaron su amistad.

A la Universidad Internacional del Ecuador que me dio la oportunidad de demostrar toda mi capacidad y valor ante la sociedad.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Contenido	Pág.
APROBACIÓN DE TUTOR.....	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN.....	iii
DEDICATORIA.....	iv
AGRADECIMIENTO.....	v
ÍNDICE DE CONTENIDOS	vi
ÍNDICE DE CUADROS	ix
ÍNDICE DE GRÁFICOS	xi
CAPÍTULO I	12
1. EL PROBLEMA	12
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	12
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	13
1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.....	14
1.4. OBJETIVOS.....	14
1.4.1. OBJETIVO GENERAL.....	14
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	14
1.5. ANTECEDENTES.....	15
1.6. HIPÓTESIS.....	16
CAPÍTULO II.....	17
2. MARCO REFERENCIAL.....	17
2.1. Tipo de investigación.....	17
2.1.1 Investigación bibliográfica y documental.....	17
2.1.2 Investigación analítica.....	17
2.2. Información y estudio de suelos.....	18
2.2 MARCO TEÓRICO.....	18
2.2.1 Caracterización de los suelos.....	18
2.2.2 Propiedades físicas y clasificación de los suelos.....	22

2.2.3 Reconocimiento del terreno.....	35
2.2.4 Ensayos de laboratorio.....	58
2.2.5 Diseño de cimentaciones.....	62
2.2.6 Cimentaciones superficiales: capacidad de carga última.....	69
2.2.7. Clasificación de las ecuaciones de la capacidad de carga por nivel de agua freático.....	77
2.2.8. Factor de seguridad.....	79
2.2.9. La ecuación general de la capacidad de carga.....	81
2.3 NORMAS A UTILIZAR.....	85
CAPÍTULO III.....	98
3. MARCO METODOLÓGICO.....	98
3.1. Características generales.....	98
3.2. Metodología.....	99
3.3. Análisis de los resultados.....	99
CAPÍTULO IV.....	101
4. ANÁLISIS DE LOS ESTUDIOS DE SUELOS.....	101
4.1 Trabajos Realizados.....	101
4.1.1 Trabajos de campo.....	101
4.1.2 Análisis de laboratorio.....	102
4.1.3 Trabajos de gabinete.....	104
4.1.4 Capacidad de carga – cimentaciones superficiales.....	105
4.1.5 Asentamientos previsibles.....	107
4.1.6 Coeficiente de Balasto.....	110
4.2.7 Perfil del suelo para el diseño sismo resistente.....	111
CAPÍTULO V.....	112
5.1. Criterio de diseño de cimentación.....	112
5.2. Alternativas de Diseño.....	113
5.3. Definición de cimentación óptima.....	119
5.4. Presupuestos de cimentación.....	121
5.5. Análisis de Precios Unitarios.....	124
5.6. Especificaciones Técnicas.....	135

CAPÍTULO VI.....	147
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	147
6.1 Conclusiones.	147
6.2 Recomendaciones.	148
BIBLIOGRAFÍA	149
ANEXOS	151

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1. Perfil de meteorización	19
Cuadro 2. Relación entre las fases del suelo	22
Cuadro 3. Compacidad de los suelos granulares.....	25
Cuadro 4. Curva granulométrica	26
Cuadro 5. Cuadro granulométrico por tamizado	29
Cuadro 6. Límite líquido e índice de plasticidad.....	31
Cuadro 7. Sistema unificado de clasificación de suelos.....	33
Cuadro 8. Componentes y fracciones del suelo.....	34
Cuadro 9. Sondeos mecánicos	39
Cuadro 10. Compacidad de las arenas.....	43
Cuadro 11. Ábacos propuestos por meyerhof.....	43
Cuadro 12. Correlación de De Mello	44
Cuadro 13. Constantes s1 y s2	45
Cuadro 14. Correlación entre pruebas spt	46
Cuadro 15. Propiedades de los suelos arcillosos.....	47
Cuadro 16. Correlaciones orientativas del spt.....	48
Cuadro 17. Valores orientativos de módulos piesométricos.....	53
Cuadro 18. Toma de muestras.....	56
Cuadro 19. Consistencia de los suelos arcillosos	60
Cuadro 20. Factores de seguridad.....	65
Cuadro 21. Modos de falla en cimentaciones	72
Cuadro 22. Rango de asentamientos.....	73
Cuadro 23. Factores de capacidad de carga	76
Cuadro 24. Factores de capacidad de carga modificados	78
Cuadro 25. Factores de capacidad de carga	83
Cuadro 26. Factores de forma, profundidad e inclinación.....	84
Cuadro 27. Diagrama para diseño de zapata.....	97
Cuadro 28. Ensayo de SPT.....	101
Cuadro 29. Número de golpes SP01.....	102

Cuadro 30. Número de golpes SP02.....	103
Cuadro 31. Número de golpes SP03.....	103
Cuadro 32. “N” del SPT según la profundidad	106
Cuadro 33. Asentamiento previsible SP01	108
Cuadro 34. Asentamiento previsible SP02.....	109
Cuadro 35. Asentamiento previsible SP03.....	109
Cuadro 36. Coeficiente de balasto	110
Cuadro 37. Perfil del suelo para diseño sismoresistente	111
Cuadro 38. Perfil del suelo para diseño sismoresistente	111
Cuadro 39. Criterio de cimentación B=1.20m.....	112
Cuadro 40. Criterio de cimentación B=2.00m.....	113
Cuadro 41. Diseño de columnas	114
Cuadro 42. Diseño de zapatas aisladas.....	114
Cuadro 43. Diseño de columnas	116
Cuadro 44. Diseño de zapatas corridas	116
Cuadro 45. Diseño de columnas	117
Cuadro 46. Diseño de losa de cimentación.....	118
Cuadro 47. Diseño de losa de cimentación.....	118

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Ubicación	16
Gráfico 2. Esquema del proceso de formación de los suelos.....	21
Gráfico 3. Gráfica de plasticidad	30
Gráfico 4. Proceso de SPT	40
Gráfico 5. Cuchara de SPT	41
Gráfico 6. Gráfica de correlación de suelos	42
Gráfico 7. Correlación entre golpes.....	47
Gráfico 8. Equipo piesométrico	49
Gráfico 9. Equipo piesométrico	49
Gráfico 10. Deformación de la sonda piesométrica.....	50
Gráfico 11. Deformación vs presión	50
Gráfico 12. Tallado de muestras en bloque.....	57
Gráfico 13. Ejemplo de toma de muestras	58
Gráfico 14. Capacidad de carga.....	70
Gráfico 15. Valoración de carga última	71
Gráfico 16. Fallas de capacidad de carga	74
Gráfico 17. Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga	79
Gráfico 18. Gráfico de cpacidad portante.....	107

CAPÍTULO I

1. EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del problema.

El suelo es la base de todas las construcciones, sirve de cimentación para soportar varios tipos de construcciones y estructuras tales como edificios, carreteras, puentes, muros, prensas, túneles, etc.

Por estas razones es necesario que las instituciones públicas, como los municipios, y de manera especial los organismos seccionados colaboren con las universidades para dar una mayor importancia a la geotecnia, estudio de suelos y a los procesos de normas y reglamentos tanto de carácter técnico como legal, para el diseño de cualquier tipo de cimentaciones ya sean superficiales como subterráneas.

Para la ejecución, diseño y construcción de proyectos de obras civiles es muy importante saber el tipo de terreno donde se van a asentar nuestro proyecto, y para esto es muy importante llevar un registro documentado que sirva como base para el diseño de cualquier cimentación, esto facilitará al diseñador y constructor disponer de una guía sobre características físico-mecánicas del terreno natural, el mismo que servirá para la idoneidad cuando haya que realizar rellenos o plataformas, solucionar problemas que se pueden encontrar en excavaciones, por tanto se deberán identificar las características geológicas-geotecnicas de los suelos clasificando los problemas que con mayor grado, esto va a influir como es el caso del desarrollo urbano, anticipando las medidas preventivas en las zonas del área de estudio.

Gracias a estudios de Ingeniería y a través del avance tecnológico se ha podido diseñar y planificar varios tipos de obras civiles como son urbanizaciones, edificios, vías, puentes, etc. Y esto en cualquier tipo de suelo que se presente, para poder determinar el suelo donde se va a asentar nuestro proyecto es necesario realizar los respectivos ensayos y estudios de laboratorio para determinar el tipo de material que tenemos, su porcentaje de humedad, capacidad admisible que soporta dicho suelo y así diseñar la cimentación adecuada para resistir el proyecto planeado.

1.2. Formulación del problema

El crecimiento acelerado, tanto en los aspectos urbano como comercial e industrial de las grandes urbes latinoamericanas, y de manera especial Quito, la cual en las dos últimas décadas ha tenido una elevada demanda del suelo urbano, ha involucrado la necesidad de una planificación urbana, ya que la demanda del suelo ha sido provocada principalmente por la explosión demográfica causada por la migración del campo a la ciudad, la misma que ha dado como resultado subocupación de áreas destinadas a la expansión futura y saturación de otras, iniciándose la construcción de urbanizaciones y apertura de caminos en sitios o zonas sin el estudio adecuado.

En el pasado la mayoría de constructoras y constructores se manejaban de una manera totalmente diferente en el momento de realizar un proyecto, es decir primero realizaban el respectivo anteproyecto y una vez de acuerdo las partes se comenzaba el proceso constructivo sin realizar los estudios correspondientes y no le daban la respectiva importancia a los resultados de los estudios de suelos.

Es muy importante tener estos resultados para poder realizar bien el diseño de las cimentaciones, como sabemos todas las obras civiles una vez que son construidas producen un asentamiento por su propio peso y esto produce que el suelo realice una consolidación interna y para que el suelo quede totalmente consolidada será un proceso que dure de 2 a 4 años, dependerá fundamentalmente del proyecto a realizar.

Por lo expuesto la planificación urbana debe contribuir a dar una solución satisfactoria a los problemas sociales, económicos e ingenieriles. En la planificación de ciudades, la Geotecnia alcanza cada vez mayor importancia por su enorme conexión con la utilización del suelo.

Los factores económicos que se complementan con los geotécnicos están determinados por ejemplo en el momento de optar por diferentes alternativas de cimentación.

1.3. Justificación del problema.

La presente tesis se consideraría importante porque permitirá conocer sobre los procesos constructivos que se utilizan en nuestro medio. En todos los proyectos de cimentaciones, es fundamental disponer de un buen reconocimiento geotécnico. Los ahorros que estos casos genera el disponer de un buen estudio geotécnico suelen ser importantes, ya que se puede afinar mucho más en el cálculo y diseño de cimentaciones superficiales.

En este caso vamos a realizar el análisis y estudio de suelo para poder diseñar una cimentación óptima para un edificio de cuatro plantas, comenzaremos realizando las respectivas tomas de muestras en sitio para enviar a ensayos de suelos y así determinar el tipo de suelo que tenemos, su característica principal, nivel freático, humedad, capacidad portante etc., una vez que tengamos el resultado del suelo realizamos el diseño de cimentación y proponer alternativas según costo beneficio y determinar el diseño óptimo de cimentación para este tipo de proyectos.

1.4. OBJETIVOS.

1.4.1. OBJETIVO GENERAL.

Analizar los resultados de los estudios de suelos correspondientes de las muestras obtenidas en la zona de la Moya y así planificar una cimentación adecuada para el proyecto definitivo, en este caso trataremos de un edificio de cuatro plantas.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar el suelo con base a los resultados obtenidos de los estudios mecánica de suelos.

- Proyectar alternativas de cimentación para este tipo de edificios y escoger el más óptimo.
- Proporcionar información para la cimentación planificada.

1.5. ANTECEDENTES

En la actualidad la mayoría de constructores no la dan la debida importancia a los resultados de los estudios de suelos o simplemente no lo realizan, y ponen a consideración según las experiencias y diseñan cimentaciones que no son las adecuadas de tal manera que las construcciones sufren daños internos.

El objetivo de este proyecto es analizar un anteproyecto, en este caso vamos a tomar en cuenta el diseño y planeación de una cimentación de un edificio para cuatro plantas, y en sitio vamos a tomar muestras del suelo donde vamos a realizar el proyecto de tal modo que con los resultados de los estudios de suelos respectivos realizaremos varias alternativas de diseño de cimentaciones y saber cuál es la más óptima tanto económicamente como funcionalmente.

La realización de este estudio tiene la finalidad de determinar las características del subsuelo, saber su comportamiento natural, determinar si existe saturación, humedad y conocer su granulometría, determinar los límites líquidos y plásticos de cada estrato del suelo y definir la capacidad de carga del terreno en el nivel de cimentación recomendado, así como los asentamientos previsibles; con el objeto de diseñar en base a ellos la estructura de cimentación y conocer varias alternativas de diseño y conocer cuál es la cimentación óptima.

El predio analizado se encuentra ubicado en la provincia de Pichincha, cantón Quito, parroquia Conocoto, barrio La Moya, es de forma regular y con una topografía prácticamente plana, con ubicación medianera, como se planta en el siguiente gráfico:

Gráfico 1. Ubicación



Fuente: (Google Earth, 2015)

1.6. HIPÓTESIS.

Como hipótesis principal de esta tesis es analizar el suelo donde se vamos a proyectar nuestra construcción con los respectivos estudios de suelos para determinar las características mecánicas e hidráulicas que presenta el mismo, para esto es necesario realizar varias tomas de muestras para estudiarlo en el laboratorio y analizar qué tipo de suelo tenemos, conocer el porcentaje de humedad que presente, la capacidad admisible del mismo, etc., y así poder diseñar y dar alternativas de cimentaciones para este tipo de edificaciones y no tener problemas al momento que sufra el respectivo asentamiento.

CAPÍTULO II.

2. MARCO REFERENCIAL.

2.1. Tipo de investigación.

El trabajo tiene dos etapas que son:

- Investigación bibliográfica y documental.
- Investigación analítica.

2.1.1 Investigación bibliográfica y documental.

El trabajo de tesis tiene modalidad bibliográfica y de recopilación de información en documentos existentes, que se usaron como guía para el desarrollo de la investigación, como libros, revistas, cursos, internet y otros.

2.1.2 Investigación analítica.

Por medio de la documentación e información vamos a realizar el análisis de cimentación de un edificio, en primer lugar vamos a tener un anteproyecto de la construcción que se va a realizar en dicho terreno, con esta información podemos determinar el tipo de columnas y vigas que soportaran la construcción pero no podemos establecer la sección de la cimentación, así que tendremos un supuesto de lo que sería nuestra cimentación.

Una vez que tengamos la información sobre los estudios de suelos de dicha zona, procedemos a verificar el anteproyecto y observamos si la cimentación presentada es la correcta.

2.2. Información y estudio de suelos.

Al tratarse de una estructura de cuatro plantas, y para efecto de esta tesis, se procede a proponer una cimentación con las herramientas que se conocen y de acuerdo a la información que se tiene en base a los estudios adquiridos.

Con la recopilación de tomas de muestras en sitio realizaremos los respectivos estudios de suelos, estos son para determinar la clasificación del suelo, porcentaje de humedad, porcentaje de material fino, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, asentamiento previsible y capacidad admisible del suelo, estos estudios nos servirán para diseñar una cimentación óptima para este tipo de proyecto.

2.2 MARCO TEÓRICO.

2.2.1 Caracterización de los suelos.

Para llegar al objetivo de esta tesis empezaremos revisando la teoría del origen de los suelos, su clasificación y las propiedades de los mismos.

2.2.1.1. Suelos y Rocas: origen.

El 90% de los suelos que cubren la tierra están formados por la meteorización de las rocas. Según los geólogos el termino meteorización de las rocas describe todos los procesos externos que las rocas experimentan ya sea en descomposición química y desintegración física, proceso mediante el cual permite desfragmentar una roca grande en pequeños trozos. Esta fragmentación continua es un cambio físico conocido también como meteorización mecánica. Este es un proceso de descomposición, mediante el cual los minerales cambian de composición química. En la descomposición, los minerales persistentes se convierten en minerales de composición y propiedades físicas diferentes. (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 3)

La meteorización biológica es producida por la actividad bacteriana, esto provoca una putrefacción en materiales orgánicos.

Estos procesos de meteorización dan lugar a un perfil de meteorización de la roca en función de la profundidad, como se indica en la figura. En el gráfico se puede observar como la roca sana ocupa la zona más profunda.

Cuadro 1. Perfil de Meteorización

PERFIL ESQUEMÁTICO	LOVE (1951) LITTLE(1961)	VARGAS (1951)	SOMERS (1954, 1961)	CHANCLER (1968)		DEERE Y PATTON (1971)
	ROCAS ÍGNEAS	ÍGNEAS BASÁLTICAS Y ARENISICAS	ÍGNEAS Y METAMÓRFICAS	MARGAS Y LIMOLITAS	ROCAS ÍGNEAS	ÍGNEAS Y METAMÓRFICAS
	VI SUELO	SUELO RESIDUAL	ZONA SUPERIOR	IV COMPLETAMENTE ALTERADA	VI SUELO RESIDUAL	HORIZONTE IA
	V COMPLETAMENTE ALTERADA	SUELO RESIDUAL JOVEN	ZONA INTERMEDIA	IV a	V COMPLETAMENTE ALTERADA	HORIZONTE IB
	IV ALTAMENTE ALTERADA	CAPAS DE ROCA DESINTEGRADA	ZONA PARCIALMENTE ALTERADA	III	IV ALTAMENTE ALTERADA	HORIZONTE IC
	III MODERADAMENTE ALTERADA				III MODERADAMENTE ALTERADA	IA TRANSICIÓN CON ROCA METEORIZADA SAPROUITO
	II AUSO ALTERADA				II DEBILMETE ALTERADA	II PARCIALMENTE METEORIZADA
	I ROCA SANA				ROCA SANA	ROCA SANA

Elaborado por: (Calderón, 2015)

Cuando realizamos una zanja para un canal abierto o la excavación para un alcantarillado o una cimentación podemos observar las diversas capas que tiene el suelo. En la base podemos encontrar roca compacta, conocida también como roca firme; está relativamente poco modificada por su lugar de origen. En la roca firme podemos encontrar grietas denominadas juntas, que son consecuencia de esfuerzos principalmente asociados a una historia anterior de procesos tectónicos.

En la superficie de la roca firme existe una capa de material mineral blanda, denominada regolita, que viene de la palabra griega que significa “manto”. Ésta puede formarse in situ por descomposición y desintegración de la roca firme; este tipo se denomina regolita residual o suelo residual.

2.2.1.2 Suelos Residuales.

Este tipo de suelos vienen del origen de la meteorización de las rocas que no son transportados como sedimentos, estos suelos se van acumulando en sitio. La acumulación de un suelo residual se da porque la velocidad de descomposición de la roca supera a la de arrastre de los productos de descomposición. (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 4)

Los factores más importantes que influyen por la velocidad de alteración en la naturaleza son el clima, la temperatura y lluvia, el tiempo, el origen natural de la roca, la vegetación, el drenaje y la actividad bacteriana.

Estos suelos se encuentran más a menudo en zonas húmedas, templadas y con suficiente vegetación para evitar que los productos de meteorización sean fácilmente arrastrados.

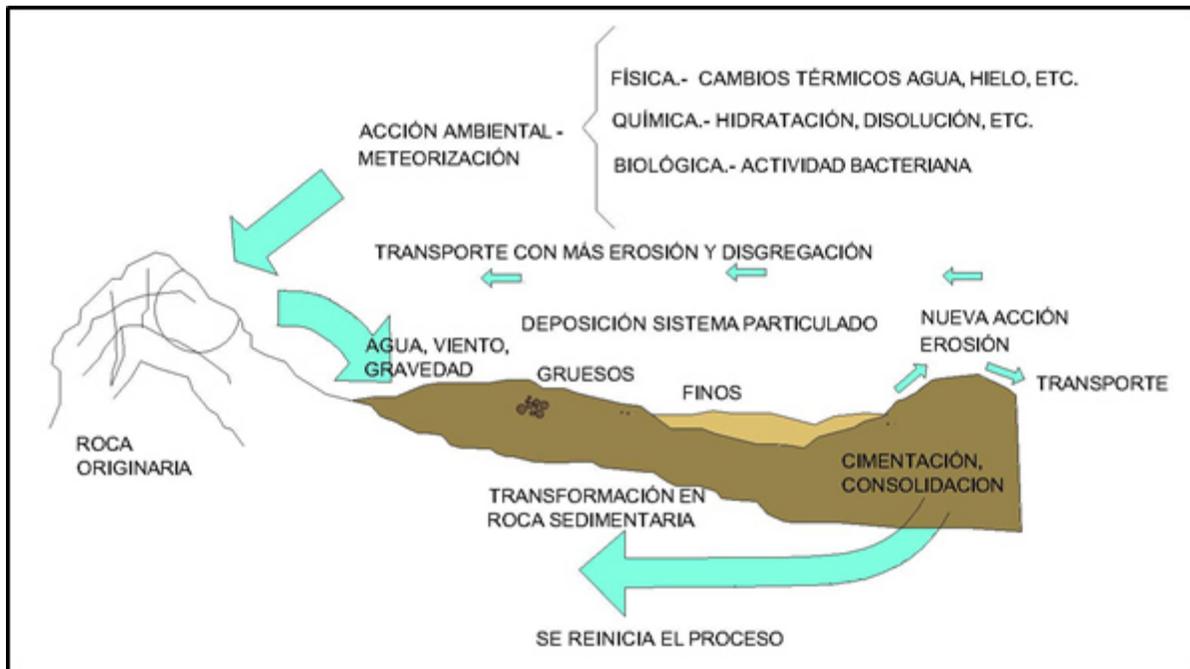
2.2.1.3 Suelos Sedimentarios.

Los suelos sedimentarios son considerandos por la formación, el transporte y el depósito de los sedimentos. Tras la meteorización física de las rocas, esta se forma en limos, arenas y gravas, mientras que la alteración química produce la formación de arcillas.

Los sedimentos son transportados por agentes conocidos como: agua, aire, hielo, gravedad, y organismos vivos. Esta transportación afecta a los sedimentos de dos formas principales: cambia la forma, el tamaño y la textura de las partículas por abrasión, desgaste, impacto y disolución y produce una clasificación o graduación de las partículas.

Una vez que las partículas son transportadas y formadas creando un solo cuerpo son llamadas suelos sedimentarios.

Gráfico 2. Esquema del Proceso de Formación de los Suelos



Elaborado por: (Calderón, 2015)

Como el suelo es el resultado del proceso de meteorización de las rocas, con o sin transporte causada por los vientos, gravedad, etc. Los suelos se caracterizan por los siguientes aspectos:

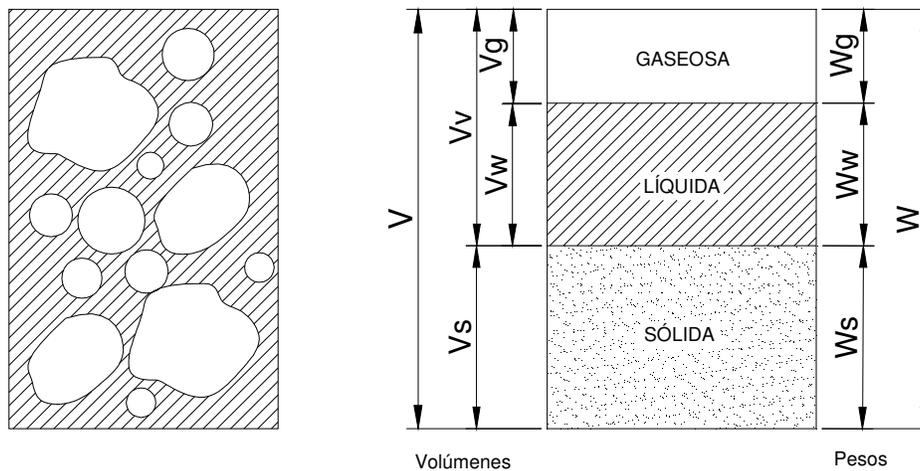
- Están formados por partículas pequeñas como micras de varios centímetros e individualizadas que pueden considerarse indeformables.
- Un suelo es un sistema multifase es decir sólida, líquida y gaseosa.
- Puede existir suelos saturados, es decir que consta con líquido en sus vacíos o suelos semis aturados, es decir que tiene agua y aire. En condiciones normales de presión y temperatura, el agua se considera incomprensible.

2.2.2 Propiedades físicas y clasificación de los suelos.

2.2.2.1 Relaciones Peso – Volumen.

Como se mencionó anteriormente el suelo debe pasar por un proceso, el mismo que se detalla en La figura siguiente, aquí se muestra un suelo que contiene 3 fases diferentes y se diferencian en: sólida, líquida y gaseosa. A la izquierda mostraremos las tres fases como podrían representarse un suelo natural y en la derecha representaremos las tres fases que deducen las relaciones entre ellas. (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 6)

Cuadro 2. Relación entre las fases del suelo



Elaborado por: (Calderón, 2015)

Conceptos de términos:

V : Volumen total del elemento del suelo.

V_s : Volumen ocupado por las partículas del suelo.

V_w : Volumen ocupado por la fase líquida (agua).

V_g : Volumen ocupada por la fase gaseosa (aire).

Vv: Volumen ocupado por los huecos (fase líquida + fase gaseosa).

W: Peso total del elemento de suelo.

Ws: Peso de las partículas del suelo.

Ww: Peso de la fase líquida (agua).

Wg: Peso de la fase gaseosa (aire).

Las expresiones que relacionan las distintas fases son:

Relaciones en volumen.

Índice de huecos y poros:
$$e = \frac{Vv}{Vs}$$

Porosidad:
$$n = \frac{Vv}{V}$$

Grado de saturación:
$$S = \frac{Vw}{Vv}$$

Las relaciones entre el índice de huecos y la porosidad son:

$$e = \frac{Vv}{Vs} = \frac{Vv}{V - Vv} = \frac{\frac{Vv}{V}}{\frac{V}{V} - \frac{Vv}{V}} = \frac{n}{1 - n}$$

$$n = \frac{Vv}{V} = \frac{Vv}{Vs + Vv} = \frac{\frac{Vv}{Vs}}{\frac{Vs}{Vs} + \frac{Vv}{Vs}} = \frac{e}{1 + e}$$

Relaciones en peso.

Humedad: $w = \frac{W_w}{W_s}$

Peso específico de las partículas sólidas: $\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$

Peso específico del agua: $\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$

Peso específico seco:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{W_s}{V_s + V_v} = \frac{\gamma_s}{1 + e}$$

Peso específico aparente:

$$\gamma_{ap} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{\gamma_s + wW_s}{1 + e} = \frac{\gamma_s + w\gamma_s V_s}{1 + e} = \frac{1 + w}{1 + e} \gamma_s = \gamma_d(1 + w)$$

Peso específico saturado ($V_v = V_w = e$)

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1 + e}$$

2.2.2.2 Densidad o compacidad relativa.

La densidad relativa se puede demostrar en la siguiente formula:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 = \frac{\gamma_d_{max}}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_r_{min}}{\gamma_d_{max} - \gamma_d_{min}} \times 100$$

Siendo:

- e máx.: Índice de huecos del suelo en estado más suelto.
- E min.: Índice de huecos del suelo en estado más denso.
- E: Índice de huecos en situ.
- γ_d : Peso específico seco en situ.
- γ_d máx.: Peso específico seco en el estado más denso (e min.).
- γ_d min: Peso específico seco en el estado más suelto (e máx.).

En la tabla siguiente se indican las denominaciones de la compacidad de los suelos granulares a partir de su densidad relativa:

Cuadro 3. Compacidad de los suelos granulares

Densidad relativa (%)	Denominación
0 – 15	Muy suelto
15 – 35	Suelto
35 – 65	Medio
65 – 85	Denso
85 – 100	Muy denso

Elaborado por: (Calderón, 2015)

2.2.2.3 Granulometría.

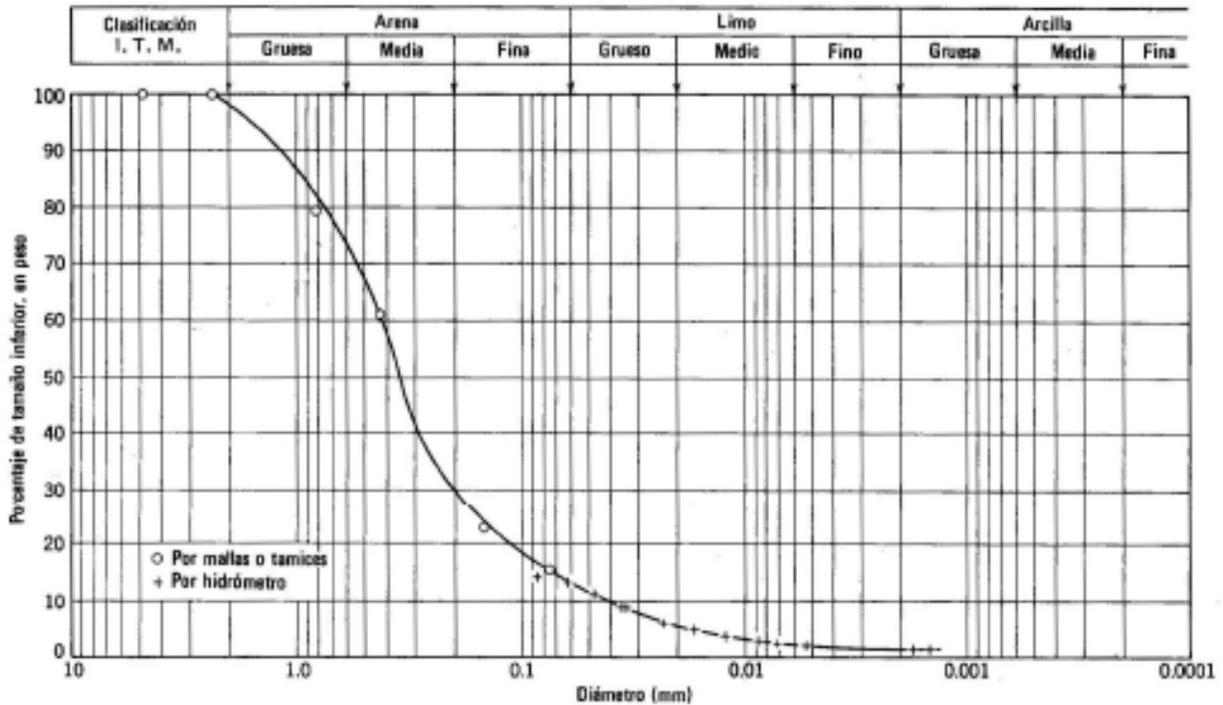
Para cualquier tipo de suelo sus partículas varían considerablemente de acuerdo a su profundidad. Para poder clasificar apropiadamente un suelo hay que determinar su distribución granulométrica, es decir, los distintos tamaños de suelo que existe en porcentaje. (Muelas Rodríguez, 2011, pág. 8)

El análisis granulométrico por tamizado permite distribuir las partículas de tamaño superior a 0.08 milímetros y para partículas de tamaño inferior al mencionado se emplea la granulometría por sedimentación.

Para el análisis granulométrico por tamizado es necesario tomando una cantidad generosa de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de tamices que se van colocando de manera descendente para así agitarlo en conjunto y ver las cantidades de partículas que se retienen en cada tamiz colocado.

En la siguiente figura se muestra la curva del porcentaje de cada material retenido en cada tamiz, representado en un gráfico semilogarítmico, donde el diámetro de la partícula se representa en una escala logarítmica colocado en las abscisas, y el porcentaje del material colocado en las ordenadas.

Cuadro 4. Curva granulométrica



Elaborado por: (Lambe, 1951, pág. 9)

Existen dos coeficientes una vez que se haya determinado la curva granulométrica, estos coeficientes son:

Coeficiente de uniformidad: $Cu = \frac{D_{60}}{D_{15}}$

Coeficiente de curvatura: $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{60}D_{20}}$

El coeficiente de uniformidad representa la relación entre el diámetro correspondiente al tamiz por el que pasa un 60% de material y el diámetro correspondiente al tamiz por el que pasa un 10%. Si Cu es menor que 5, el suelo tiene una granulometría uniforme. Si $5 < Cu < 20$, el suelo es poco uniforme; y si $Cu > 20$, se considera bien graduado. Siempre que tengamos más uniformidad del suelo existirá más huecos de tamaño considerable y más difícil es su compactación.

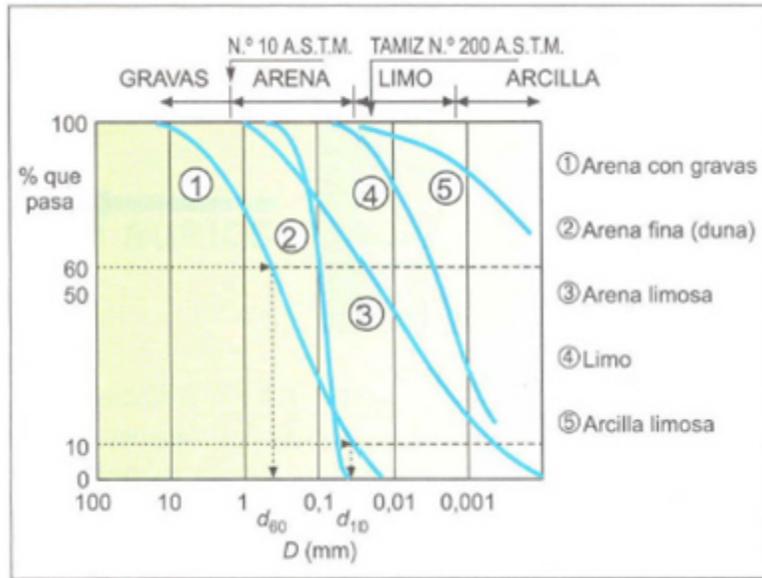
El coeficiente de curvatura ha de aportar valores entre 1 y 3 para considerar al suelo bien graduado. Se determina dividiendo el cuadrado del diámetro correspondiente al tamiz por el que pasa un 30% del material, entre el producto de los diámetros correspondientes a los tamices por los que pasa un 60% y un 10% del material.

El análisis granulométrico por sedimentación se lleva a cabo con el hidrómetro y está basada en el principio de la sedimentación de las partículas de suelo en agua. Los hidrómetros tienen que estar calibrados para mostrar la cantidad de suelo que están en suspensión en cualquier tiempo dado, t . De igual manera, con lecturas tomadas en tiempos diferentes en el hidrómetro, el porcentaje de suelo más fino que un diámetro dado puede calcularse y prepararse una gráfica de la distribución granulométrica.

Con los dos métodos de análisis granulométrico se puede determinar la curva granulométrica completa de una muestra de suelo, como se muestra en la figura siguiente, y en función de la granulometría se clasifican los suelos en cuatro grupos:

- **Gravas**, tiene un tamaño de 80 mm. y 4.75 mm por grano. Estos granos son visibles directamente y entre partículas existen huecos muy grandes las cuales no permiten retener el agua.
- **Arenas**, con un tamaño que están entre 4.75 mm. y 0.075 mm por grano. Estas se divisan a simple vista y son inalterables cuando hay presencia de agua.
- **Limos**, con partículas que tienen un tamaño de 0.075 mm. y 0.002 mm. Éstas retienen al agua con facilidad y se las puede apreciar formando una pasta y colocando en la mano se las golpea ligeramente hasta observar como el agua se exuda de forma inmediata.
- **Arcillas**, son partículas con tamaños inferiores a 0.022 mm tipo gel que son formadas por minerales silicatados, retienen al agua con mucha facilidad, con un gran porcentaje de huecos pequeños que tienen una gran superficie de absorción. Ya que el tamaño de los huecos es pequeño, exhiben unos tiempos de expulsión de agua elevados la que permite que tenga una permeabilidad muy baja.

Cuadro 5. Cuadro granulométrico por tamizado



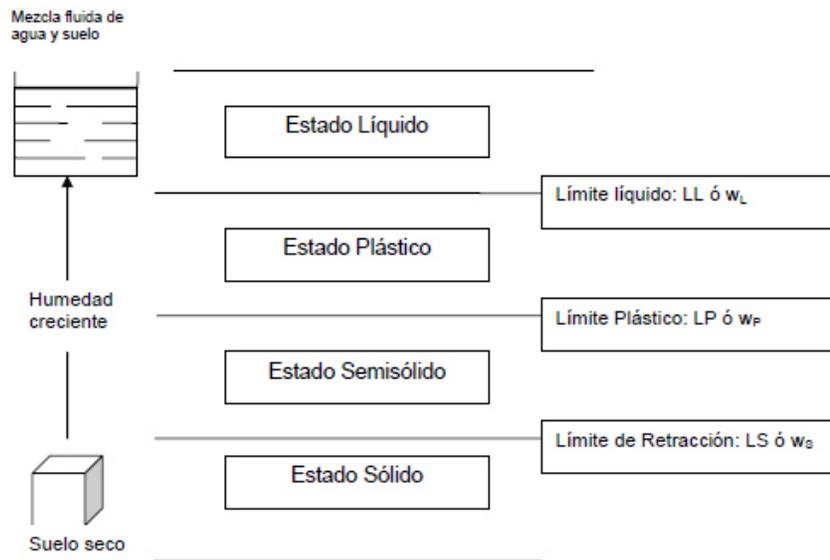
Elaborado por: (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 10)

2.2.2.4 Plasticidad

Al momento de mezclar un suelo arcilloso con excesiva agua esta puede llegar a ser un semilíquido, pero si se seca gradualmente, el material llega a ser plástico, semisólido o sólido, esto depende de la cantidad de agua que tenga.

Los Límites de Atterberg son los contenidos de humedad y puntos de transición de un estado a otro. El suelo puede mostrarse en varios estados, dependiendo del contenido de humedad y cuanto mayor sea la cantidad de agua retenido de un suelo, menor será la relación entre las partículas como se muestra en la figura siguiente.

Gráfico 3. Gráfica de plasticidad



Elaborado por: (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 11)

Solo para suelos finos como limos y arcillas existe esta variación de la consistencia en función de la humedad más conocida como plasticidad, ya que los suelos gruesos como arenas y gravas no son capaces de retener el agua.

Para determinar los Límites de Atterberg es necesario tomar una muestra de suelo y llevarla al laboratorio, allí se verifica el contenido de agua con el cual un suelo se agrieta. El ensayo que se necesita para determinar el límite de Atterberg se llama cuchara de Casagrande.

El Índice de Plasticidad de un suelo es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

$$IP = LL - LP$$

El índice de liquidez se define como:

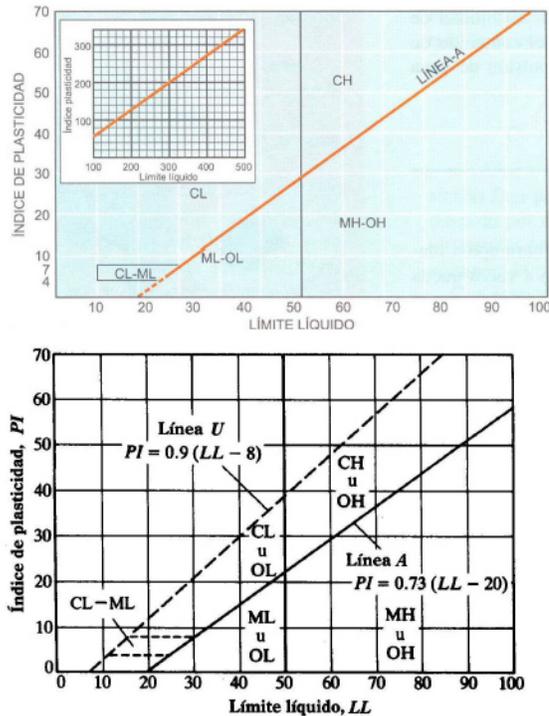
$$I_L = \frac{W_n - W_p}{W_L - W_p}$$

W_n : humedad natural.

El índice de liquidez muestra la humedad natural del suelo al límite líquido, mientras que el índice de plasticidad muestra la magnitud del intervalo de humedades de un suelo plástico.

A continuación tenemos la Carta de plasticidad de Casagrande, esta sirve para representar la plasticidad de cualquier tipo de suelo.

Cuadro 6. Límite líquido e índice de plasticidad



Elaborado por: (Casagrande, pág. 12)

En el gráfico podemos observar la relación del límite líquido, que se ubica en las abscisas, con el índice de plasticidad, ubicado en las ordenadas. Los suelos con $LL > 50$ son de "alta plasticidad", estas pueden retener una mayor cantidad de agua y por tal razón pueden experimentar deformaciones plásticas menores. Los suelos con $LL < 50$ se denominan de "baja plasticidad". Adicionalmente, el gráfico muestra una línea A, esta separa los suelos arcillosos de los limosos, de alta y baja plasticidad. A partir de la línea A, se pueden definir varias zonas. Los suelos limosos que poseen un intervalo de

humedad menor y que tengan menor índice de plasticidad, situándose por debajo de la línea A.

En el caso de las arcillas, el intervalo de humedad es mayor, situándose por encima de la línea A. Por tanto se definen varios tipos de suelos como: arcillas de alta plasticidad (CH), arcillas de baja plasticidad (CL), limos y suelos orgánicos de alta plasticidad (MH-OH) y limos y suelos orgánicos de baja plasticidad (ML-OL).

2.2.2.5 Clasificación de los suelos.

La clasificación de suelos permite dividir a los suelos en diferentes grupos con comportamientos semejantes y propiedades geotécnicas similares. Visto de otro modo, consiste en contener a un suelo en un grupo que presenten un comportamiento semejante. (Muelas Rodriguez, 2011)

Para la clasificación de un suelo en su mayoría utilizan ensayos muy sencillos, estos nos sirven para obtener las características del suelo y así poder asignarlo en un determinado grupo. Los ensayos básicos que se emplean para la clasificación de los suelos son la distribución granulométrica, los límites de Atterberg, el contenido de material orgánica, etc.

Los dos sistemas más principales de clasificación de suelos son: el sistema AASHTO, este se usa principalmente para la evaluación cualitativa de un suelo como material indispensable para la construcción de cualquier explanada para soportar una cimentación adecuada de acuerdo al proyecto que se va a realizar y el SUCS que fue propuesto inicialmente por Casagrande en 1942 y poco después fue revisado por Bureau of Reclamation de Estados Unidos y por el Cuerpo de Ingenieros especializados.

El sistema SUCS clasifica a los suelos en base a su forma, tamaño y a todo lo que corresponda a la granulometría, a los límites de Atterberg y el contenido en materia orgánica.

A continuación se muestra la clasificación SUCS, junto con los símbolos empleados para reconocer el tipo de suelo, así como una descripción de las propiedades empleados en la misma, a parte se muestra una descripción de las propiedades de los diferentes grupos.

Cuadro 7. Sistema unificado de clasificación de suelos

GRUPOS		SÍMBOLO DE GRUPO	NOMBRE DE GRUPO	CRITERIOS DE CLASIFICACION			
SUELOS DE GRANO GRUESO (mas del 50 % es retenido en el tamiz No 200) > 50% Ret. N° 200	GRAVAS (mas del 50% de la fracción gruesa es mayor que el tamiz No 4) > 50% F.G. ret. Tamiz N° 4	Gravas Limpias (menos de 5% de finos)	GW	Grava bien gradada	solo Granulometría	Cu > 4 y 1 < Cc < 3	
			GP	Grava pobremente gradada		Cu < 4 y/o 1 > Cc > 3	
		Gravas con finos (mas de 12% de finos)	GM	Grava limosa	Los finos se ubican en la zona de LIMOS (ML) en la Carta de Plasticidad de Casagrande		
			GC	Grava arcillosa	Los finos se ubican en la zona de ARCILLA (CL) en la Carta de Plasticidad de Casagrande		
			GC-GM	Grava limosa arcillosa	Símbolo dual: Finos se ubican en la zona de signo doble (CL-ML) de la carta de plasticidad de Casagrande.		
			GW-GM GW-GC GP-GM GP-GC	Grava bien gradada con limo Grava bien gradada con arcilla Grava pobremente gradada con limo Grava pobremente gradada con arcilla	Granulometría (Cc, Cu) y plasticidad (Carta de Plasticidad) Símbolo dual		
	ARENAS (50% o más de la fracción gruesa pasa el tamiz No 4) ≥50% F.G. Pasa Tamiz N° 4	Arenas Limpias (poco o ningún fino)	SW	Arena bien gradada	solo Granulometría	Cu > 6 y 1 < Cc < 3	
			SP	Arena pobremente gradada		Cu < 6 y/o 1 > Cc > 3	
		Arenas con finos (mas de 12% de finos)	SM	Arena limosa	Los finos se ubican en la zona de LIMOS (ML) en la Carta de Plasticidad de Casagrande		
			SC	Arena arcillosa	Los finos se ubican en la zona de ARCILLA (CL) en la Carta de Plasticidad de Casagrande		
			SC-SM	Arena limosa arcillosa	Símbolo dual: Finos se ubican en la zona de signo doble (CL-ML) de la carta de plasticidad de Casagrande.		
		Arenas con 5 a 12 % de finos (símbolo dual)	SW-SM SW-SC SP-SM SP-SC	Arena bien gradada con limo Arena bien gradada con arcilla Arena pobremente gradada con limo Arena pobremente gradada con arcilla	Granulometría (Cc, Cu) y plasticidad (Carta de Plasticidad) Símbolo dual		
		SUELOS DE GRANO FINO (50 % o mas pasa el tamiz No 200) ≥50% Pasa N° 200	LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido < 50%	CL	Arcilla de baja plasticidad	IP > 7 y cae en ó sobre la línea A	
				ML	Limo	IP < 4 ó cae bajo la línea A	
CL-ML	Arcilla limosa			4 ≤ IP ≤ 7, Símbolo dual: Finos se ubican en la zona de signo doble (CL-ML).			
OL	arcilla ó limo orgánico			Ubicar IP en Carta Plasticidad y verificar que : LL (secado al horno) / LL (sin secado al horno) < 0.75			
LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido ≥ 50%	CH		Arcilla de alta plasticidad	IP cae en ó sobre la línea A			
	MH	Limo elástico	IP cae bajo de la línea A				
	OH	arcilla ó limo orgánico	Ubicar IP en Carta Plasticidad y verificar que : LL (secado al horno) / LL (sin secado al horno) < 0.75				
Suelos altamente orgánicos		Pt	Turba	Patrón principal de identificación: color oscuro a negro, olor orgánico, textura fibrosa a amorfa. No aplican ensayos			

Elaborado por: (NORMA ASTM D-2487, pág. 4)

Cuadro 8. Componentes y fracciones del suelo

Suelo	Fración del suelo	Símbolo	Granulometría y descripción	Definición de las propiedades
Fracciones gruesas	Bloques	No hay	Redondeados a angulosos, formados por rocas duras; gran tamaño y diámetro medio superior a 30 cm	Los bloques y boleos son elementos muy estables utilizados para terraplenes, balastos y para estabilizar taludes (emrocamientos). Debido a su tamaño y peso su presencia en los depósitos naturales de suelo tiende a mejorar la estabilidad de las cimentaciones. La angularidad de las partículas aumenta la estabilidad.
	Boleos, boleos	No hay	Redondeados a angulosos, procedentes de rocas duras; diámetros medio inferior a 30 cm pero superior a 15 cm.	
	Grava	G	Redondeada a angulosa, procedente de rocas duras; pasa por el tamiz de 3" (76.2 mm) y es retenida por el tamiz No. 4 (4.76 mm)	La grava y la arena tienen esencialmente las mismas propiedades ingenieriles aunque en grados diferentes. El tamiz No. 4 es una división arbitraria y no corresponde a un cambio apreciable de propiedades. Son fáciles de compactar, resultan poco afectadas por la humedad y no están sujetas a la acción de la helada. Las gravas suelen ser más estables frente al flujo de agua y más resistentes a la erosión y a la tubificación que las arenas. Las arenas y gravas bien graduadas son generalmente menos permeables y más estables que aquellas deficientemente graduadas (granulometría uniforme). La irregularidad de las partículas hace aumentar ligeramente la estabilidad. La arena fina uniforme tiene características próximas a un limo; es decir, disminuye su permeabilidad y reduce su estabilidad al aumentar la humedad.
	Gruesa		Entre los tamices 3" a 3/4" (76.2 a 19 mm)	
	Fina		Entre los tamices 3/4" y No. 4 (19 mm a 4.76 mm)	
	Arena	S	Redondeada a angulosa, procedente de rocas duras; pasa por el tamiz No. 4 (4.76 mm) y es retenida por el tamiz No. 200 (0.074 mm)	
		Gruesa		Tamices No. 4 a 10
	Media		Tamices No. 10 a 40	
	Fina		Tamices No. 40 a 200	
Fracciones finas	Limo	M	Partículas que pasan por el tamiz No. 200 (0.074 mm). Identificables por su comportamiento: es decir, ligramiento plásticas o sin plasticidad cualquiera que sea la humedad y con escasa o nula resistencia al secarse al aire.	El limo es inestable por su propia naturaleza, particularmente cuando aumenta la humedad, con tendencia a fluir cuando está saturado. Es relativamente impermeable, difícil de compactar, muy susceptible a la acción de la helada, fácilmente erosionable y sujeto a la tubificación y ebullición. Los granos de forma cúbica reducen la compresibilidad; los granos lajosos, como la mica, diatomeas, etc, aumentan la compresibilidad, dan lugar a un limo "elástico".
	Arcilla	C	Partículas que pasan por el tamiz No. 200 (0.074 mm). Identificables por su comportamiento: es decir, puede conseguirse que presenten propiedades de plasticidad dentro de una amplia gama de humedades y posean considerable resistencia al secarse al aire.	La característica diferenciante de la arcilla es la cohesión o resistencia cohesiva, que aumenta al disminuir la humedad. La permeabilidad de la arcilla es muy baja, es difícil de compactar en estado húmedo e imposible de drenar por métodos ordinarios. Compactada es resistente a la erosión y a la tubificación, no es susceptible a hinchamientos por efecto de la helada. Está sometida a expansión y retracción con las variaciones de humedad. Las propiedades dependen no sólo del tamaño y forma (partículas laminadas, lajosas), sino también por su composición mineral, es decir, el tipo de mineral arcilloso y el medio químico o la capacidad de intercambio iónico. En general el mineral arcilloso montmorilinita tiene el mayor efecto sobre las propiedades, siendo este efecto mínimo en el caso de la illita y la caolinita.
	Materia orgánica	O	Materia orgánica de diversos tamaños y en diversas fases de descomposición.	La presencia de materia orgánica incluso en cantidades moderadas hace aumentar la compresibilidad y reduce la estabilidad de las fracciones finas del suelo. Puede descomponerse creando vacíos y haciendo variar las propiedades de un suelo por alteración química por lo cual los suelos orgánicos no son adecuados para usos ingenieriles.

Según Wagner, 1957.

Nota. Los símbolos y fracciones están de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación. Para la identificación de campo se supone que 1/4 de pulgada (6 mm) equivale al tamiz No. 4 y el tamiz No. 200 se define como "el mínimo tamaño de las partículas que se puede apreciar a simple vista". Las fracciones de la arena no son divisiones análogas en una escala logarítmica; se eligió el tamiz No. 10 debido al significado asignado a este tamaño por algunos investigadores. El tamiz No. 40 se eligió porque los "límites de Atterberg", se determinan con la fracción del suelo que pasa por dicho tamiz.

2.2.3 Reconocimiento del terreno.

Para realizar un óptimo reconocimiento de terreno, es muy importante tener en cuenta la finalidad prevista de la investigación, así como también de las condiciones geotécnicas presentadas en sitio. (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 15)

Comenzando por la identificación de las necesidades principales que han de figurar en el informe preliminar, es importante estudiar la forma más adecuada y satisfactoria teniendo presentes algunas técnicas de reconocimiento del terreno.

La forma y métodos de reconocimiento del terreno dependerá de los técnicos responsables que estén destinados a verificar la zona y del proyecto a realizarse, como por ejemplo: la ubicación de los puntos en el campo, la profundidad que va a alcanzar con los reconocimientos, los ensayos de muestra y algunos ensayos especiales, etc.

A continuación tenemos las técnicas de reconocimiento del terreno que normalmente se emplea en la investigación.

2.1.3.1 Investigación en situ.

2.2.3.2 Calicatas.

Las calicatas son excavaciones de formas diversas como pozos, zanjas, rozas, etc., realizadas a través de medios mecánicos convencionales, estos permiten la observación directa del terreno a una determinada profundidad.

Este reconocimiento del terreno nos permite acceder directamente al terreno y así tomar datos litológicos del mismo, de igual manera de realiza la toma de muestras de gran tamaño para la realización de ensayos.

Estas excavaciones presentan varias limitaciones detalladas a continuación:

- Profundidad de reconocimiento moderada (<4 o 5 m.)
- La excavación del terreno se lo realiza con medios mecánicos.

- Ausencia de nivel freático o aportaciones de agua moderada en terrenos de baja permeabilidad.
- Ausencia de instalaciones, conducciones, cables, etc.
- Deben evitarse cuanto puede deteriorarse al terreno de apoyo de las futuras cimentaciones o cuando puedan crearse problemas de inestabilidad en estructuras próximas.

Los resultados de este reconocimiento se registran en planillas adecuadas en las que se indica la profundidad, descripción litológica, nivel freático, presencia de filtraciones, situación de las muestras tomadas y registro fotográfico.

2.2.3.3 Sondeos mecánicos

Los sondeos mecánicos son perforaciones de pequeño diámetro el cual permite reconocer la naturaleza y localizar las diferentes capas de terreno. Estas perforaciones pueden realizarse a presión en suelos blandos, a percusión en gravas y materiales cementados o a rotación en rocas y suelos duros, con diámetros que varían entre 65 milímetros y 140 milímetros, estas sirven para la extracción y reconocimiento del terreno. En suelos no muy duros con poca cohesión, se emplean los sondeos helicoidales con barrera maciza o hueca, siempre y cuando se requieran muestras alteradas. Casualmente se pueden extraer muestras inalteradas siempre y cuando el terreno se mantenga estable. (Muelas Rodríguez, 2011, pág. 16)

Para realizar un sondeo a rotación hay que tener en cuenta los siguientes elementos que son parte de equipo como: la corona de corte, manguito portaextractor, extractor, tubo portatestigo y cabeza. La unión que le transmite el movimiento de rotación y empuje ejercido por la máquina de perforación es la cabeza, seguido tenemos una porta extractor que sirve para cortar la muestra al momento de sacarlo y no dejar que se desprenda durante la extracción. La corona es el elemento perforador principal del sondeo. Las coronas se emplean en suelos cohesivos y no cohesivos blandos y las coronas de diamante en rocas duras o muy duras.

Los tubos de perforación son de dos tipos, tubo simple o doble. El primero que sería el tubo simple, el fluido de perforación lava toda la superficie de la toma de muestras. Este efecto con el de rotación de tubo producen el desmenuzamiento de suelos parcialmente cementados o rocas blandas. Cuando la perforación es muy alta se emplea el tubo doble, en donde el fluido de perforación desciende por el contacto entre ambos tubos.

Los sondeos con barrera helicoidal se utilizados en suelos relativamente blandos y cohesivos. Este tipo de perforaciones no admiten precisiones inferiores a $\pm 0,50$ m. en la ubicación de los diferentes estratos atravesados.

Tenemos barreras de dos tipos, estas son huecas y normales. Las barreras huecas están formadas por un tubo central de diámetro mayor que las normales y permiten obtener muestras inalteradas de terreno sin extraerlo a la superficie la muestra. A lo largo y por el interior de la barrera se instala una varilla que termina al final de la cabeza helicoidal y que tiene una pequeña broca. Estas varillas giran con la barrera hueca. Una vez que se toma una muestra se retiran las varillas del interior de la barrera, y a continuación se introduce por el interior un tomamuestras.

El sondeo a percusión se utilizan tanto en suelos granulares como finos. Las profundidades que se alcanza mediante este método están por los 15-20 metros. El sistema de perforación consiste en introducir los tubos de acero mediante el golpeo de un martillo de caucho de 120 kg. Este martillo cae desde una altura de 1 metro. Se debe contar los golpes necesarios para la penetración de cada tramo de 20 centímetros, lo que permite conocer la compacidad del suelo atravesado. Todas las tuberías empleadas, que pueden tener diámetros exteriores de 91, 128, 178 y 230 milímetros, actúan como entibación durante le extracción de muestras mediante cucharas.

Para cualquier tipo de sondeo es necesario tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Los sondeos de percusión son muy utilizados por su precisión y calidad, siempre que el terreno pueda atravesar con la energía disponible. Con este

método podemos reconocer suelos granulares gruesos y adaptando el diámetro del sondeo podemos conocer el tamaño de las gravas. Normalmente se asigna tubería de hinca o tomamuestras a percusión. Para todos los suelos granulares finos es recomendable utilizar cucharas con cierre inferior de clapeta.

- Los sondeos a rotación se los realiza mediante baterías simples, dobles o especiales, estos pueden utilizarse en cualquier tipo de terreno, pero existe una variación que produce problemas en el caso de suelos granulares fino bajo el nivel freático y en el caso de bolos o gravas gruesas.
- Para sondeos con barrera helicoidal es necesario utilizarse únicamente cuando:
 - El terreno es prácticamente blando o cohesivo
 - No tienen capas cementadas o de gravas, ni capas arenosas fluyentes bajo el nivel freático.
 - No es necesario atravesar o penetrar en rocas
 - No se requiere una precisión superior a $\pm 0,50$ metros en la localización en profundidad de las diferentes capas.
- Cuando tengamos la información necesaria y conozcamos las propiedades de las capas duras o rocosas intercaladas en el espesor de terreno a estudiar se pueden utilizar métodos destructivos como la perforación con trépano, martillo de fondo o percusión, y la trituración con tricono o corona ciega.

A continuación se muestra de forma general los diversos métodos de realizar sondeos mecánicos.

Cuadro 9. Sondeos mecánicos

TIPO	DESCRIPCIÓN	CAMPO DE APLICACIÓN
SONDA HELICOIDAL	Hinca continua por rotación de una hélice.	Suelos de consistencia blanda y media. No permite tomar muestras intactas salvo en aquellos casos en que el eje de la hélice es hueco.
HINCA DE TUBOS	Avance de una tubería hincada por percusión o por vibración y extracción de detritas con una pequeña cuchara.	Suelos de consistencia blanda y media. Permite ejecución de ensayos en el sondeo y toma de muestras intactas.
ROTACIÓN CON CORONA CIEGA	Avance a rotación o rotoperación con martillo en cabeza o en fondo.	Suelos duros y rocas. No permite la toma de muestras. Se puede utilizar para avanzar la perforación entre dos puntos donde interesa tomar muestras con otro procedimiento.
ROTACIÓN CON BATERÍA PORTATESTIGOS	Avance a rotación con coronas huecas.	Suelos firmes y rocosos. Permite tomar muestras y recuperación continua del testigo de la perforación.

Elaborado por: (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 18)

2.2.3.4 Ensayos de sondeos.

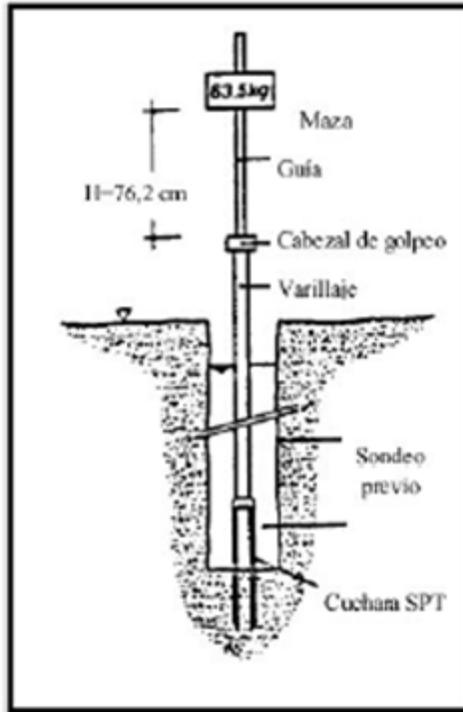
Los ensayos más frecuentes realizados son los siguientes:

2.2.3.5 Ensayo de Penetración Standard (SPT).

El Ensayo de penetración Estándar (SPT), viene del inglés, standard penetration test, que nace en el año 1927, descubierto por un sondista de la Raymond Concrete Pile Co., Él es quien propuso a Terzaghi contabilizar el número de golpes necesarios para hincar 1 pie (30 cm) él toma de muestras que se utilizaba para obtener muestras en terrenos sin cohesión como arenas (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 19).

En la figura observamos la realización del ensayo de penetración Estándar (SPT):

Gráfico 4. Proceso de SPT



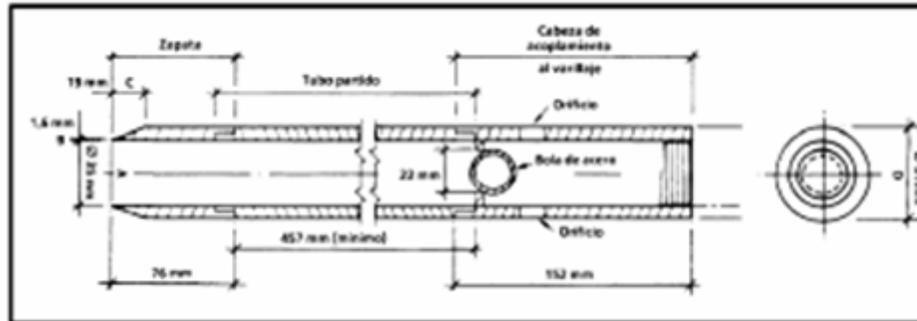
Elaborado por: (RAYMOND CONCRETE PILE CO., pág. 19)

1.- Se introduce un taladro hasta la cota deseada y en el fondo del mismo se introduce un tomamuestras de dimensiones estándar que consta de tres elementos principales que son: zapata, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento con el varillaje.

2.- Se introduce el tomamuestras en el terreno una altura de 60 cm, contando en número de golpes necesarios para hincar tramos de 15 cm. La penetración se realiza mediante una maza de 63,5 kg que cae por gravedad desde una altura de 76 cm en una cabeza de golpeo o yunque. La primera y última lectura no se debe tomar en cuenta, por posible alteración del suelo o derrumbes de las paredes del sondeo. Los valores de cada golpe de los tramos centrales de 15 cm sumados conducen al parámetro $N_{30\text{ SPT}}$ o N_{SPT} , llamado también resistencia a la penetración estándar. Cuando el terreno es muy resistente se detiene la prueba

para un determinado número de golpes que llamaremos como rechazo R, anotando la penetración realizada.

Gráfico 5. Cuchara de SPT



Elaborado por: (NORMA ASTM D-1586 N. , 1586, pág. 20)

La norma ASTM D1586-84 indica cuando una prueba puede darse por finalizada, y esto se da siempre y cuando:

1. Se aplican 50 golpes para un tramo de 15 cm.
2. Se aplican 100 golpes en total.
3. No se observa penetración alguna para 10 golpes.

La toma de muestras también permite recoger una muestra alterada del suelo que posibilita su identificación. Esta muestra se guarda en un recipiente o bolsa plástica en los que se registran con una etiqueta, además de los datos de la obra, sondeo, profundidad, fecha, etc.

El valor del parámetro N_{SPT} será $7+6 = 13$, esto en el primer caso y en el segundo caso tendríamos $13+21 = 34$. Así mismo, para este ejemplo se ha llegado al rechazo 50 golpes en un tramo de 15 cm habiendo penetrado sólo 5 centímetros.

El ensayo SPT es muy simple y puede ser intercalado con facilidad en cualquier sondeo de reconocimiento. Puede realizarse en la mayoría de suelos, incluso en rocas

blandas. Los resultados del ensayo, publicada ampliamente por todo el mundo, se correlacionan empíricamente con las propiedades existentes in situ del terreno.

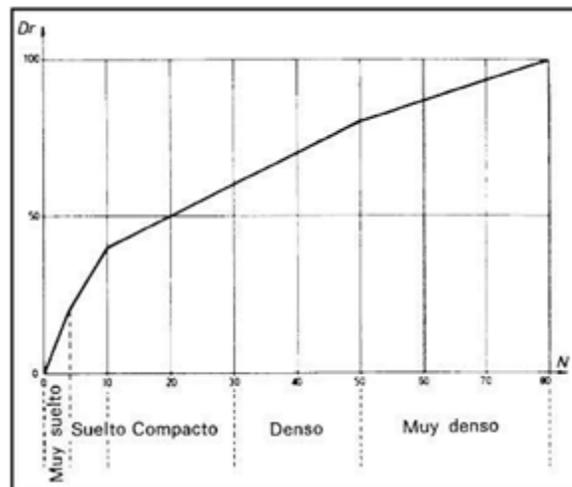
La gran mayoría de datos y correlaciones pertenecen a los terrenos arenosos. En cuanto a gravas esta complica la interpretación, cuando no se impide su realización. El ensayo resulta apropiado para terrenos donde existe la fracción arena.

Existen numerosas correlaciones empíricas con diversos parámetros geotécnicos para esto debe entenderse claramente que estas relaciones son aproximativas y su uso resulta tanto más adecuado cuanto mayor sea la experiencia de quien las utiliza.

2.2.3.6 Correlaciones en suelos granulares

Para la densidad relativa Terzaghi y Peck en 1948 publicaron la primera correlación entre la Densidad Relativa ($DR\%$) y el N_{SPT} , válida para arenas cuarzosas, como se muestra en la figura.

Gráfico 6. Gráfica de correlación de suelos



Elaborado por: (Calderón, 2015)

En base a los valores de la DR%, se ha establecido lo que hoy es un clásico sistema de clasificación de las arenas según su compacidad. El índice SPT está relacionado con la compacidad de las arenas. Por tanto Terzaghi y Peck propusieron la siguiente relación:

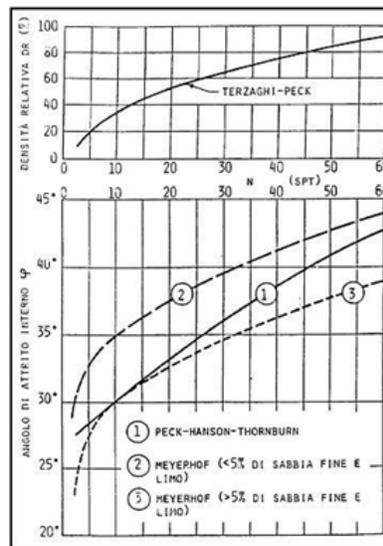
Cuadro 10. Compacidad de las arenas

N SPT	COMPACIDAD
0 - 4	Muy Floja
5 - 10	Floja
11 - 30	Media
31 - 50	Densa
> 50	Muy densa

Elaborado por: (Calderón, 2015)

El Angulo de rozamiento interno es obtenido del ensayo de SPT, cuando es indirectamente se deducen los valores estimados de la densidad relativa, cuando es directamente es a partir del valor N_{SPT} . En la Figura siguiente se presentan los ábacos propuestos por Meyerhof en 1956 y Peck et al. En 1974.

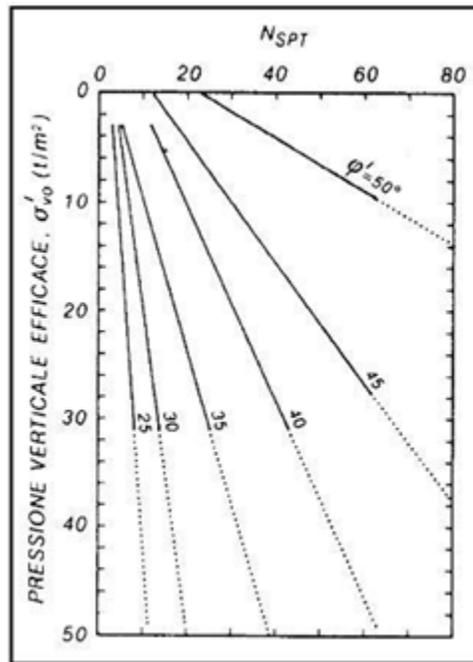
Cuadro 11. Ábacos propuestos por Meyerhof



Elaborado por: (PECK, 1956, pág. 22)

Existen diferentes correlaciones directas entre el valor del ángulo de rozamiento interno y el N_{SPT} . En la siguiente figura se presenta la correlación de De Mello en 1971:

Cuadro 12. Correlación de De Mello



Elaborado por: (DE MELLO, 1971, pág. 22)

Existe una correlación evidente entre el índice N_{SPT} y el ángulo de rozamiento de los suelos granulares. La de mayor difusión probablemente sea la definida por Schmertmann que se detalla con la siguiente expresión analítica:

$$\tan \phi = \left[\frac{N_{SPT}}{12,2 + 2,03 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \right]$$

Dónde:

ϕ = ángulo de rozamiento.

N_{SPT} = índice del ensayo SPT.

σ'_{vo} = presión vertical efectiva al nivel del ensayo.

p_a = presión de referencia (1 bar = 100 kPa).

Para la deformabilidad tenemos varias correlaciones que permiten deducir reglas empíricas o semiempíricas a partir de las cuales se puede estimar los módulos de deformabilidad. Mitchell y Gardner dedujeron en 1975, el resumen de una serie de trabajos publicados hasta esa fecha, detallando el tipo de suelo y la base de cada método.

Estas correlaciones con el módulo confinado se presentan en la siguiente figura. Allí se observa la enorme dispersión de los valores. De estas correlaciones, sólo la de Schultze y Meltzer en 1965, dicen tener en cuenta la presión de confinamiento.

Las relaciones entre N_{SPT} y E_s , pueden expresarse de forma general mediante la relación:

$$E_s = S_1 N_{SPT} + S_2$$

Algunos valores de estas constantes se muestran en la tabla siguiente:

Cuadro 13. Constantes S1 y S2

S1 (Mpa)	S2 (Mpa)	OBSERVACIONES	AUTORES
0.756	18.75	Arenas y gravas normalmente consolidadas	D"Appolonia et al. 1970
1.043	36.79	Arenas sobreconsolidadas	D"Appolonia et al. 1970
0.517	7.46		Schultze y Menzenbach.
0.478	7.17	Arenas saturadas	Webb, 1969
0.316	1.58	Arenas y Arcillas	Webb, 1969

Elaborado por: (Calderón, 2015)

A continuación un resumen donde incluye la tabla para suelos granulares que muestra una serie de parámetros correlacionados con el valor N_{SPT} :

Cuadro 14. Correlación entre pruebas SPT

N (SPT)	DESCRIPCIÓN	VALOR Cr	ANG. FRICCIÓN	E (kg/cm²)
0 - 4	Muy floja	0 - 15	28	100
5 - 10	Floja	16 - 35	28 - 30	100 - 250
11 - 30	Media	36 - 65	30 - 36	250 - 500
31 - 50	Densa	66 - 85	36 - 41	500 - 1000
> 50	Muy densa	86 - 100	41	> 1000

E = Modulo de Young

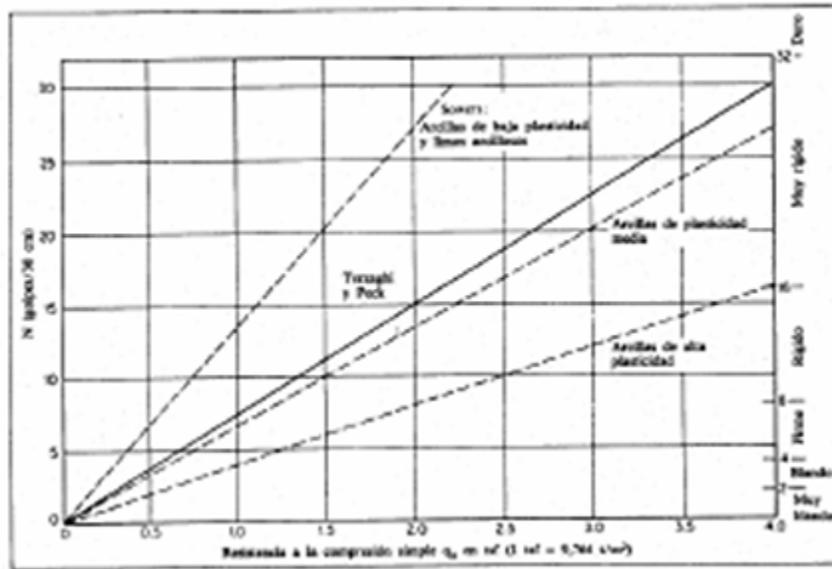
Cr = Compacidad relativa

Elaborado por: (Calderón, 2015)

Las correlaciones en suelos cohesivos están basadas en los resultados del ensayo de penetración estándar, SPT. La dispersión de las correlaciones en suelos granulares es mucho menor que en los terrenos cohesivos.

La mayoría de investigadores han intentado realizar correlaciones entre el valor de N_{SPT} y la resistencia a la compresión simple de suelos cohesivos, sin embargo la dispersión de los resultados obtenidos es muy grande, tal como puede apreciar en la Figura siguiente de NAVFAC en 1971. En la siguiente tabla mostrada a continuación se presenta las correlaciones entre el golpeo N_{SPT} , la densidad saturada y la resistencia a la compresión simple.

Gráfico 7. Correlación entre golpes.



Elaborado por: (NAVFAC 1971, 1971, pág. 25)

A continuación se muestran algunos valores de la resistencia a compresión simple a partir de N_{SPT} para suelos cohesivos de distinta plasticidad según NAVFAC en 1971.

Cuadro 15. Propiedades de los suelos arcillosos

CONSISTENCIA	N	IDENTIFICACION MANUAL	γ_{sat} g/cm ³	q_u (kg/cm ²)
Dura	> 30	Se marca difícilmente	> 2.0	> 4.0
Muy rígida	15 30	Se marca con la uña del pulgar	2.08 2.24	2.0 - 4.0
Rígida	8 15	Se marca con el pulgar	1.92 2.08	1.0 - 2.0
Media	4-8	Moldeable bajo presiones fuertes	1.76 1.92	0.5 - 1.0
Blanda	2-4	Moldeable bajo presiones débiles	1.60 1.76	0.25 - 0.5
Muy Blanda	<2	Se deshace entre los dedos	1.44 1.60	0 - 0.25

Elaborado por: (Calderón, 2015)

Adicionalmente, tenemos en resumen la tabla con correlaciones orientativas del ensayo SPT con otros parámetros para suelos arcillosos.

Cuadro 16. Correlaciones orientativas del SPT

OCR	N, golpes (SPT)	Qu (kg/cm ²)	DESCRIPCION	ANGULO DE FRICCION En grados	E (kg/cm ²)
NC	< 2	< 0.25	Muy blanda	0	3
NC	2 - 4	0.25 - 0.50	Blanda	0 - 2	30
NC	4 - 8	0.5 - 1.0	Media	2 - 4	45 - 90
NC	8 - 15	1.0 - 2.0	Compacta	4 - 6	90 - 200
> OCR	15 - 30	2.0 - 4.0	Muy compacta	6 - 12	> 200
> OCR	> 30	> 4.0	Dura	> 14	

NC, Normalmente consolidados

OCR, Suelos sobreconsolidados

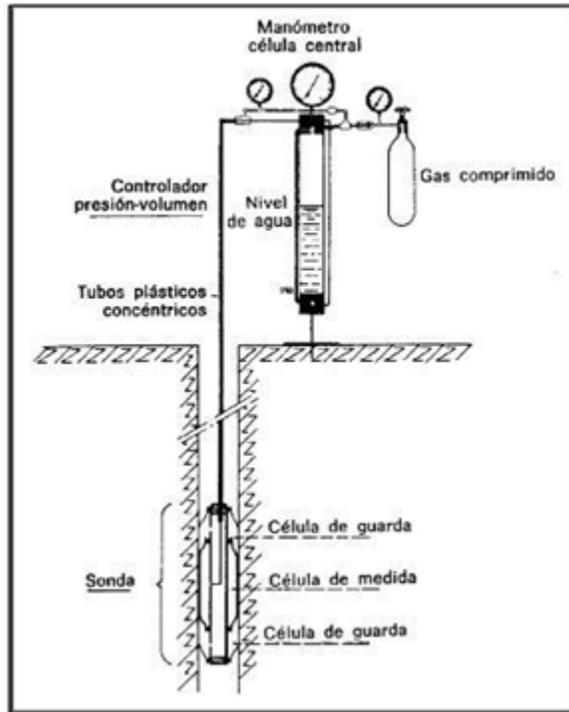
Elaborado por: (Calderón, 2015)

2.2.3.7 Ensayo presiométrico

Este ensayo consiste en colocar a cierta profundidad una carga lateral creciente a través de una sonda cilíndrica dilatante radialmente que se introduce en un taladro y de este modo poder realizar el ensayo de carga- deformación. El ensayo por lo general se realiza en el interior de un sondeo siempre que este perforado donde se introduce el equipo presiométrico. (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 26)

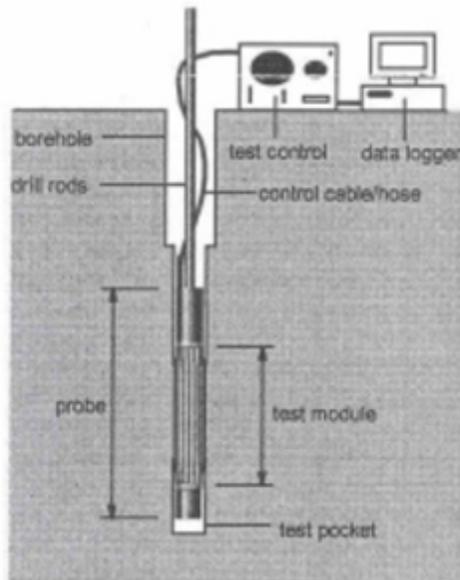
Para el ensayo necesitamos de tres componentes principales como se muestra en la figura:

Gráfico 8. Equipo presiométrico



Elaborado por: (HUNT, 1984, pág. 26)

Gráfico 9. Equipo presiométrico



Elaborado por: (HUNT, 1984, pág. 26)

Para estos equipos es necesario utilizar un recinto cerrado por una membrana que aloja un volumen de fluido controlable ya que el aumento del volumen de ese fluido comprime la membrana contra las paredes del sondeo y esta produce una deformación de la sonda presiométrica como se muestra en la figura.

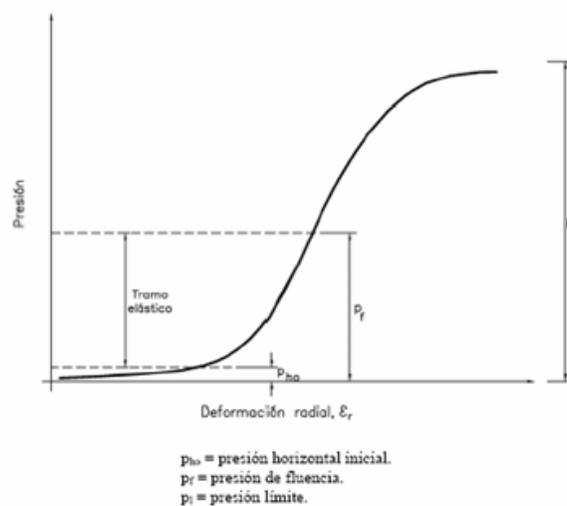
Gráfico 10. Deformación de la sonda presiométrica



Elaborado por: (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 27)

Con los valores que corresponde al volumen y a la presión se puede graficar el diagrama deformación-presión como se muestra en la figura siguiente:

Gráfico 11. Deformación vs presión



Elaborado por: (HUNT, 1984, pág. 27)

Los resultados del ensayo presiométrico se representan en gráficos cuya abscisa corresponde a la deformación radial, ε_r , definida por la expresión:

$$\varepsilon_r = \frac{r - r_0}{r_0}$$

Dónde:

r = radio medio de la cavidad en un momento del ensayo.

r_0 = radio inicial de referencia.

Para realizar ensayos a suelos firmes o rocas se necesita de equipo pesado, este equipo se denomina dilatómetro y mide la deformación del suelo mediante extensómetros con los que se obtiene la deformación radial directamente y con precisión.

La interpretación de los resultados del ensayo presiométrico en suelo firme permite conocer tres presiones importantes, estas son:

- a) Presión horizontal inicial, p_{ho} .- es aquella que ha de ejercerse para establecer el contacto membrana-terreno y deformarlo hasta su posición original, antes de realizar el sondeo.
- b) Presión de fluencia, p_f .- su determinación detallada puede realizarse con ciertas técnicas, aunque en la práctica rutinaria esta puede definirse casi a simple vista.
- c) Presión límite, p_l .- provoca una deformación radial del 41%. Si el ensayo no ha alcanzado esa deformación, es necesario hacer una extrapolación para adquirir los datos de deformación.

Los datos mencionados a, b, y c pueden utilizarse para el proyecto de cimentaciones superficiales y profundas.

Con la interpretación de la curva presiométrica podemos obtener ciertos parámetros característicos del comportamiento del terreno.

El coeficiente de empuje al reposo, K_0 , del terreno se puede obtener mediante la expresión siguiente:

$$K_0 = \frac{p_{h0} - \mu}{\sigma'_{v0}}$$

Dónde:

p_{h0} = presión horizontal inicial, deducida del ensayo.

μ = presión intersticial al nivel del ensayo.

σ'_{v0} = presión vertical efectiva al nivel del ensayo.

El módulo de rigidez transversal G del terreno se puede obtener mediante la expresión:

$$G = V_0 \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

Dónde:

Δp = aumento de presión entre los dos puntos se advierte una respuesta lineal.

ΔV = aumento de volumen entre esos dos mismos puntos.

V_0 = volumen de referencia. Normalmente se debe utilizar como volumen de referencia el correspondiente al inicio del tramo elástico (tramo recto).

Se define como módulo presiométrico, E_p , al valor siguiente:

$$E_p = \frac{G}{2(1 + \nu)}$$

Dónde:

G: módulo de rigidez transversal, antes definido.

ν : módulo de Poisson.

En la siguiente tabla se muestra los valores orientativos de módulos presiométricos y presiones límite para distintos tipos de suelos.

Cuadro 17. Valores orientativos de módulos piesométricos

Tipo de suelo	E_M (MPa)	P_{LM} (MPa)
Rellenos recientes	0,5 a 5,0	0,05 a 0,30
Rellenos antiguos	4,0 a 15,0	0,40 a 1,00
Turbas	0,2 a 1,5	0,02 a 0,15
Arcilla blanda	0,5 a 3,0	0,05 a 0,30
Arcilla media	3,0 a 8,0	0,30 a 0,80
Arcilla dura	8,0 a 40,0	0,60 a 2,00
Arena limosa suelta	0,5 a 2,0	0,10 a 5,00
Limo	2,0 a 10,0	0,20 a 1,50
Arenas	7,5 a 40,0	1,00 a 5,00
Arenas y gravas	8,0 a 40,0	1,20 a 5,00
Margas	5,0 a 60,0	0,60 a 4,00
Calizas y rocas duras	80,0 a 20.000	3,00 a > 10

Elaborado por: (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 29)

Este tipo de ensayos permiten conocer la naturaleza del terreno, la ventaja de este ensayo es que se obtiene una muestra de suelo a través de la extracción previa del terreno donde ha de alojarse el equipo de ensayo. Con estas muestras enviamos directamente al laboratorio donde deben realizarse con ellos los ensayos de identificación más elementales. (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 30)

Cuando se trata de suelos arcillosos saturados es posible tener un valor recomendado de la resistencia al corte sin drenaje, s_u , a través de un análisis específico de la zona. La expresión correspondiente es:

$$S_u = \frac{p_2 - p_1}{\ln\left(\frac{V_2 - V_0}{V_1 - V_0}\right)}$$

Dónde:

p_1, p_2 : presiones cualquiera en el tramo $p_f - p_i$.

V_1, V_2 : volúmenes de fluido en el presiómetro para esas mismas presiones.

V_0 : volumen de referencia. Se tomará el que corresponde a p_{ho} .

El valor de S_u sería independiente de los puntos que se elijan, pero es recomendable realizar varios sondeos y tantear distintos valores para obtener un valor razonable.

En suelos arenosos permeables, se puede obtener el ángulo de rozamiento interno del terreno, mediante la siguiente expresión:

$$\phi = 7^\circ(1 + 10 s) > 30^\circ$$

Dónde:

$$s = \frac{\ln\left(\frac{p_2 - u_0}{p_1 - u_0}\right)}{\ln\left(\frac{r_2 - r_0}{r_1 - r_0}\right)}$$

p_1 : presiones cualquiera en el tramo $p_f - p_i$.

r_1, r_2 : radios de presiómetros para esas mismas presiones.

r_0 : radio de referencia, de tomará el que corresponda a p_{ho} .

u_0 : presión hidrostática del agua intersticial al nivel del ensayo.

2.2.3.8 Toma de muestras

Para todos los estudios geotécnicos es muy importante la actividad principal que lo representa, en este caso es la toma de muestras. Por ese motivo debe tener una planificación adecuada antes de comenzar el reconocimiento del terreno. (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 40)

Las tomas de muestras pueden obtenerse por varias maneras como sondeos, calicatas o de lugares especificados donde no se hayan realizado perforaciones o excavaciones previas.

Una vez que tengamos las muestras estas pueden ser alteradas y sean diferenciales en densidad y humedad de las originales o inalteradas, quiere decir que las muestras tomadas en sitio no difiere en humedad y densidad de las originales. Para que no exista ningún tipo de alteración se debe evitar siempre los lavados o segregaciones de las muestras tomadas en sitio.

Las muestras alteradas son transportadas en sacos o bolsas, siempre y cuando que tengan su identificación, estas muestras se las puede tomar manualmente, ya sea con pico y pala, con excavadoras mecánicas o por sondeos.

Las muestras inalteradas o poco alteradas se empaquetan y se transportan en sacos y son conservados en el laboratorio hasta su respectivo ensayo, esto se realiza para que el material no sufra ninguna alteración, son tomados con tomamuestras específicos en paredes de pozos, zanjas etc.

En el siguiente cuadro se muestra algunos de los sondeos mediante tomamuestras específicos adaptados al tipo de terreno.

Cuadro 18. Toma de muestras

	TIPO DE TERRENO	CALIDAD DE LA MUESTRA
<p>TUBOS TOMAMUESTRAS HINCADOS</p> <p>En el fondo de los sondeos se pueden hincar tubos de pared delgada (Shelby) que alteran poco al terreno que queda alojado en su interior.</p> <p>Existen distintos procedimientos según los suelos sean blandos (tomamuestras hincados a presión o por vibración, «vibrocore»), y con distintos sistemas de retención del testigo) o a percusión cuando el terreno es de compacidad media e incluso alta.</p>	Suelos cohesivos de compacidad muy floja, floja y media y algunos suelos granulares con suficientes finos y no muy densos.	Poco alterada
<p>TUBOS PORTAMUESTRAS</p> <p>En los sondeos mecánicos realizados a rotación se aloja un tubo en el interior del elemento inferior de la perforación que protege parcialmente la muestra a tomar de los efectos de la rotación.</p>	Suelos cohesivos de consistencia firme a muy firme y rocas.	Algo alterada
<p>TESTIGOS DE PERFORACIÓN</p> <p>En los sondeos perforados con corona hueca se puede obtener en suelos firmes el núcleo de terreno no destruido durante el avance.</p>	Suelos cohesivos de consistencia firme o muy firme y rocas.	Algo alterada a muy alterada
<p>CUCHARA SPT</p> <p>La hincada del tubo que conforma la cuchara del SPT permite en buen número de suelos obtener una muestra del terreno atravesado durante su hincada.</p>	Suelos cohesivos no muy firmes y suelos granulares sin gravas no muy densos y con algunos finos.	Muy alterada

Elaborado por: (Muelas Rodríguez, 2011, pág. 41)

La toma de muestras en algunas arenas resulta eficaz si se utiliza los de pistón tipo Osterberg o tipo Bishop.

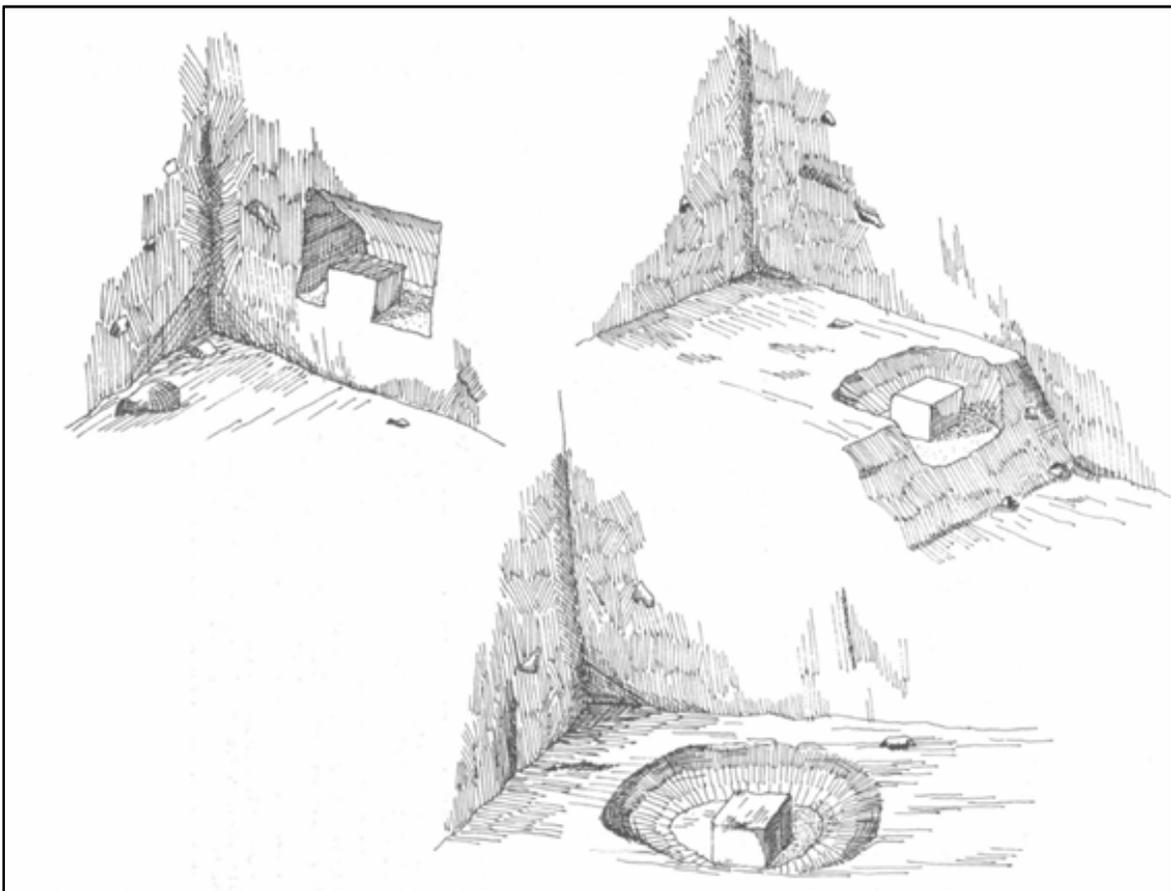
Para realizar una toma de muestras óptima ésta debe ser supervisada por un técnico responsable de los trabajos de campo. Es de gran importancia saber la alteración de cada tipo de suelo, para esto es muy importante tener un técnico especializado en geología.

Todo el proceso de toma de muestras se debe documentar indicando el lugar teniendo en cuenta si se trata de sondeo, calicata o punto de coordenadas conocidas,

la posición del nivel freático si existe en donde se tomó la muestra así como cualquier observación que el técnico lo describa.

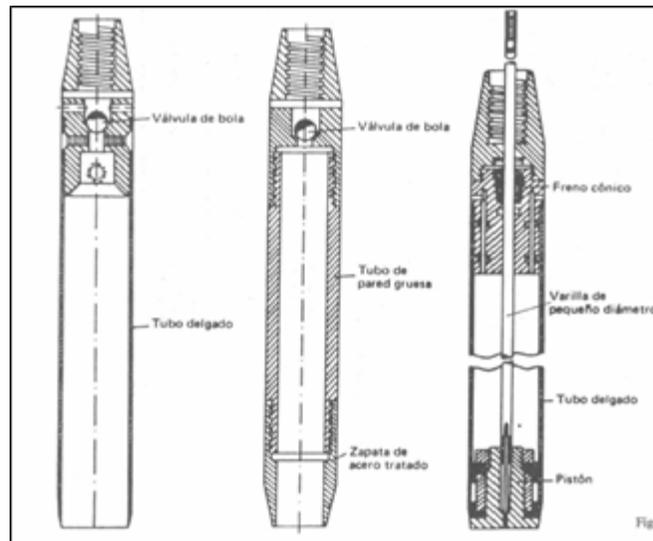
La programación de la toma de muestras y su ubicación deberá definirse tras considerar los ensayos que se necesiten y de acuerdo al proyecto que se va a realizar, como se muestra en el siguiente gráfico.

Gráfico 12. Tallado de muestras en bloque



Elaborado por: (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 42)

Gráfico 13. Ejemplo de toma de muestras



Elaborado por: (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 43)

2.2.4 Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio representan un especial e importante rol en la construcción ya que no ayuda a revisar y estudiar las características geotécnicas del terreno. (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 43)

Existen varios ensayos de laboratorio que sirven para definir la naturaleza del suelo, como su composición granulométrica y mineralógica, sus propiedades físicas, humedad, densidad, etc.

2.2.4.1. Ensayos de identificación en suelos

Para este tipo de ensayo hay que tener en cuenta lo siguiente:

- Ensayos granulométricos por tamizado y por sedimentación.
- Ensayo de límites de Atterberg.
- Densidades mínima y máxima de arenas.

- Determinaciones del peso específico de las partículas.
- Análisis químicos del suelo. Contenido en sulfatos, carbonatos y materia orgánica etc.
- Análisis químicos del agua.

Estos ensayos se los puede realizar con cualquier tipo de muestras ya sean alteradas o inalteradas.

Con los ensayos de granulometría y límites de Atterberg es posible clasificar los suelos y ubicarlos dentro de grupos que tengan características geotécnicas similares. Para esto se recomienda utilizar el sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS.

También se consideran importantes los ensayos de densidad seca y humedad natural estos permiten conocer las dos variables importantes del estado de un suelo.

2.2.4.2 Ensayos de compresión simple en suelos

Los ensayos de compresión simple están destinados para ensayar muestras de suelos cohesivos, ya sean con consistencia media, firme o muy firme, estas pueden ser inalteradas o poco alteradas. Del resultado se obtiene una idea precisa de la resistencia al corte del suelo.

El resultado, en caso de ser arcillas pueden ser poco precisos en los que muestren síntomas de fisuración.

Es muy recomendable al momento de hacer este tipo de ensayos, que se determine la humedad y la densidad seca antes del ensayo, esto se hace en cada probeta que se vaya a realizar el ensayo. (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 44)

Para suelos arcillosos se muestra en la siguiente tabla la resistencia a la compresión simple de cada consistencia:

Cuadro 19. Consistencia de los suelos arcillosos

Consistencia de los suelos arcillosos	Ensayo manual	Resistencia a compresión simple (kN/m²)
Muy blanda	Se extruye entre los dedos	0 – 25
Blanda	Se puede moldear fácilmente	25 – 50
Media	Se moldea con dificultad	50 – 100
Firme	Se puede deformar con el dedo pulgar	100 – 200
Muy firme	Se puede arañar con la uña del pulgar	200-500
Dura	Difícil de arañar	> 500

Elaborado por: (UNE 103.400, pág. 44)

2.2.4. 3 Ensayo de corte directo

Este ensayo sirve para cualquier muestra de suelos granulares o cohesivos, ya sean alteradas o inalteradas. (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 45)

Para el ensayo de corte directo si se pueden utilizar las probetas semis aturadas, tal como se encuentre la muestra de procedencia, o con una saturación adicional provocada por el equipo.

De los resultados del ensayo se puede obtener una valoración aproximada de la resistencia al corte.

Para el estudio de suelos que tengan material grueso y para el caso de gravas y materiales de enrase de las banquetas, son necesarios equipos de grandes.

2.2.4.4 Ensayo triaxial de suelos

Este ensayo es muy importante para conocer la resistencia y la deformabilidad del suelo en cada nivel de confinamiento. Para este ensayo no es de importancia si la toma de muestra esta alterada o inalterada y de cualquier tipo de suelos. (Muelas Rodriguez, 2011, pág. 45)

Para este ensayo se lo puede hacer con cualquier tipo de probeta de distinto tamaño. Es importante saber que las probetas para ensayar deben ser de altura igual al doble del diámetro. Los diámetros más usados son mínimos y estos pueden ser de 1 1/2".

El ensayo se lo puede hacer cuando el suelo este consolidado y con el drenaje abierto o cerrado. A continuación les mostrare los ensayos típicos a utilizarse:

U.U. - Sin consolidación previa y rotura sin drenaje.

C.U. - Con consolidación previa y rotura sin drenaje.

C.D. - Con consolidación previa y rotura con drenaje.

El ensayo C.U. (Con consolidación previa y rotura sin drenaje), se puede hacer con o sin medida de las presiones de la probeta.

El ensayo U.U. se puede realizar con probetas no saturada por otro lado el ensayo C.U. se lo realiza con probetas saturadas con una contrapresión de 6 bares.

Por cada ensayo triaxial es común ver romper tres probetas, esto se da porque cada una de ellas es sometida a una presión que supera en 0,5, 1 y 3 bares a la contrapresión saturada.

En el proceso de carga vertical del ensayo hasta la rotura esta debe estar bien controla la deformabilidad tomando en cuenta y anotando la carga para cada 0,5 % adicional de reducción de altura de la probeta. Los resultados de esos datos demuestran una deformación del suelo.

Del resultado final del ensayo triaxial se obtienen los parámetros de resistencia y deformación de cualquier tipo de suelo en las condiciones no drenadas y drenadas.

Una vez que tengamos todos los resultados que corresponde a la resistencia y deformación de un suelo, podemos aplicarlos a cualquier tipo de problema geotécnico y de construcción.

2.2.5 Diseño de cimentaciones.

Para realizar el diseño de cimentaciones comenzaremos con un breve resumen sobre los suelos cohesivos y no cohesivos y determinaremos varios factores de seguridad, estudiaremos los esfuerzos totales y capacidades admisibles de los suelos según la norma ecuatoriana de la construcción.

2.2.5.1 Suelos no cohesivos o granulares.

Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y la norma ASTM D2487-2000, los siguientes suelos pueden ser granulares o no cohesivos:

- Gravas: aquellos materiales clasificados como GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW GM, GW- GC, GP-GM, GP-GC.
- Arenas: los materiales clasificados como SW, SP, SM, SC, SC-SM, SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

Los suelos cohesivos o finos como arcillas y limos, son aquellos que no cumplen con las condiciones que tiene un suelos no cohesivos o granulares. (BRAJA, 2001, pág. 98)

2.2.5.2 Factores de seguridad

Los factores de seguridad son utilizados para determinar los estados de servicios en cada sección y los límites de falla.

Para justificar la sección de los factores de seguridad es importante tener en cuenta las siguientes características:

- La dimensión de la obra.

- Las consecuencias de una posible falla en la edificación o sus cimentaciones.
- La calidad de la información disponible referente al suelo.

2.2.5.3 Definición

Para el diseño de la cimentación es necesario saber los esfuerzos inducidos por la estructura o edificación, estos deben ser menores a los esfuerzos admisibles del suelo para así aplicar las cargas de servicio.

Al momento del diseño geotécnico es importante utilizar un Factor de Seguridad global que contengan todas las incertidumbres que se asocien en el proceso de diseño.

2.2.5.4 Factores de seguridad por corte mínimos

Para nuestro propósito el Factor de seguridad lo llamaremos como F_{Scorte} , y la definimos a la relación entre esfuerzo cortante último o de falla y el esfuerzo cortante actuante.

$$F_{scorte} = \frac{T_f}{tA}$$

Dónde:

T_f = Esfuerzo cortante a la falla.

T_a = Esfuerzo cortante actuante

La resistencia al corte vamos a definirle como el máximo esfuerzo cortante que soporta el suelo. La resistencia que posee cada suelo está controlada por el esfuerzo efectivo.

El esfuerzo cortante a la falla Tf se expresa por medio de la ecuación según la ley de Mohr-Coulomb.

$$Tf = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Dónde:

τ_f = Esfuerzo cortante a la falla.

C' = Cohesión efectiva.

Φ' = Ángulo de fricción efectivo.

Σ' = Esfuerzo normal efectivo.

El esfuerzo normal efectivo es:

$$\sigma - u$$

Dónde:

Σ = Esfuerzo normal total.

U = Presión de fluidos o presión de poro.

Cuadro 20. Factores de seguridad

CONDICION	Fscore MÍNIMO	
	DISEÑO	CONSTRUCCIÓN
Carga muerta + carga viva nominal	1.50	1.25
Carga muerta + carga viva máxima	1.25	1.10
Carga muerta + carga viva nominal + sismo de diseño pseudo estático	1.10	1.00
Taludes - condición estática y agua subterránea normal	1.50	1.25
Taludes - condición pseudo estática con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño	1.05	1.00

Elaborado por: (Calderón, 2015)

La Carga Viva Nominal, se considera un factor de reducción por simulación de la carga viva.

La Carga Viva Máxima no se considera un factor de reducción.

(*) La demanda sísmica para los análisis pseudo estáticos será del 60% de la aceleración máxima en el terreno:

$$k_h = 0.6(a_{max})/g$$

Dónde:

$$a_{max} = ZF_a$$

F_a Fuerzas actuantes

2.2.5.5 Condiciones drenadas

Las condiciones drenadas podemos encontrarlas de varias maneras, como por ejemplo:

- Cuando la carga es muy lenta, o cuando la carga ha permanecido por mucho tiempo.
- En suelos granulares como: gravas, arenas y gravas o arenas limosas no plásticas.
- Para arcillas sobre consolidadas que la resistencia al corte no drenado es mayor que la drenada.

2.2.5.6 Esfuerzos totales

Para suelos cohesivos normalmente o ligeramente consolidados y que presenten saturación y sin fisuración se presenta un comportamiento particular del criterio de falla según Mohr-Coulomb en condición no drenada y expresada en términos de esfuerzos totales, así tenemos:

$c = \text{cohesión total} = C_u = S_u = \text{resistencia al corte no drenada}$ $\phi = \text{ángulo de fricción aparente} = 0.0$

Por lo tanto,

$\tau_f = C_u = S_u = \text{resistencia al corte no drenada}$ $\tau_A = S_u / FS_{\text{corte}}$

NOTA: En la apreciación de valores de la resistencia al corte en suelos saturados no drenados, se debe considerar los efectos de anisotropía y falla progresiva.

En los análisis de excavaciones se deberá considerar las dos condiciones de resistencia, drenadas y no drenadas.

2.2.5.7 Reducción de los valores de resistencia determinados en el laboratorio y campo.

Los valores analizados de los materiales de un talud no drenado pueden ser determinados mediante ensayos de campo y gabinete.

El ingeniero geólogo o el técnico especializado deberán tener en consideración ciertos factores de reducción de resistencia con el objetivo de garantizar un análisis de los valores compatibles de acuerdo a los ciertos criterios:

1. Modo de corte, es decir, puede ser por compresión triaxial, extensión triaxial o corte simple.
2. Velocidad de la aplicación del corte.
3. Tipo de ensayo realizado: puede ser triaxial, corte directo, etc.

Cuando se tengan dudas sobre los resultados de los ensayos el ingeniero geotécnico o el técnico encargado podrán pedir al laboratorio la repetición de ciertos ensayos para verificar los resultados que servirán para los respectivos ensayos.

2.2.5.8 Reptación no drenada y su influencia en estabilidad

La ruptura no drenada puede darse en taludes de arcillas susceptibles a fenómenos de reptación. Esta condición puede afectar a la estabilidad del talud, ya que taludes de arcilla aparentemente estables, estas pueden presentar una falla que no se visualiza en el análisis convencional de estabilidad de taludes.

Este tipo de falla se nos presenta cuando las cargas aplicadas en un talud arcilloso generan esfuerzos cortantes muy próximos a la resistencia no drenada de la arcilla. Esto lo demuestra el estudio de Edgers en 1973.

Para esto se describió la siguiente formula:

$$\frac{\tau_A}{S_u} = \frac{1}{FS_{corte}}$$

Dónde:

FS_{corte} = Factor de seguridad por corte

τ_A = Esfuerzo constante andante

S_u = Resistencia al corte no drenada

A partir de $\tau_A/S_u > 75\%$, las deformaciones cortantes aumentan exponencialmente hasta llegar a una ruptura.

Por lo tanto para taludes de arcillosos ligeramente o normalmente consolidados, saturados y sin fisuración, se requiere un factor de seguridad donde:

$$\tau_A/S_u = \frac{1}{FS_{corte}} > 75\%$$

$$FS_{corte} > 1.33$$

Dónde:

FS_{corte} = Factor de seguridad por corte

τ_A = Esfuerzo constante andante

S_u = Resistencia al corte no drenado.

2.2.6 Cimentaciones superficiales: capacidad de carga última.

Para que las cimentaciones superficiales tengan un comportamiento satisfactorio deberán tener dos principales características:

1. La cimentación debe ser segura contra una falla por corte general.
2. La cimentación no debe experimentar un desplazamiento excesivo o un asentamiento excesivo.

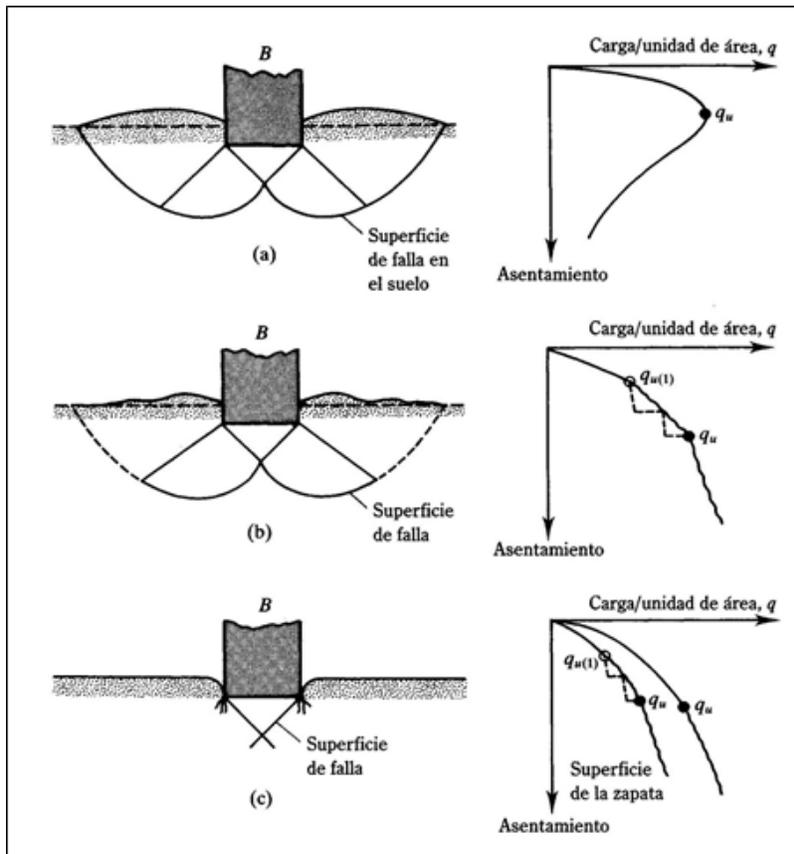
A la capacidad de carga última lo definiremos como la carga por área unitaria de la cimentación bajo el cual ocurre la falla por corte del suelo.

Para tener un concepto general consideraremos una cimentación corrida que se encuentra sobre la superficie de arena densa con un ancho igual a B , tal como muestra la figura.

Observamos que la carga se aplica gradualmente a la cimentación, por tanto el asentamiento incrementará. La variación de carga por unidad de área se muestra también en la figura junto al asentamiento. Cuando la carga por unidad de área es igual a q_u , tendrá lugar una falla imprevista en el suelo que soporta a la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. (BRAJA, 2001, pág. 152)

Si tenemos una cimentación que descansa sobre suelo arenoso o arcilloso regularmente compactado, existe un incremento de carga sobre la cimentación y esta será acompañada por un aumento del asentamiento. Sin embargo, para este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación, como se muestran las líneas continuas en el gráfico mostrado a continuación.

Gráfico 14. Capacidad de carga



Elaborado por: (VESIC, 1973, pág. 153)

Cuando la capacidad de carga última sobre la cimentación es igual a uno, el movimiento estará acompañado por sacudidas repentinas. Por tal motivo es indispensable un movimiento considerable de la cimentación para que la zona de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno.

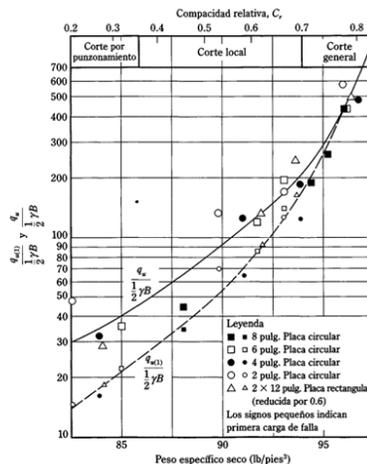
Una mayor carga estará acompañada por un gran incremento del asentamiento de la cimentación. La carga por unidad de área de la cimentación se denomina carga primera de falla, esto según Vesic en 1963.

Si la cimentación está asentada en un suelo bastante suelto, la gráfica de carga vs. asentamiento será como lo muestra la figura. En este caso la zona de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno.

Más allá de la carga última de falla q_u , la gráfica carga vs asentamiento será prácticamente lineal. Este tipo de fallas en suelos se denomina falla de corte por punzonamiento.

Para Vesic en 1963, realizó pruebas de laboratorio de capacidad de carga sobre placas circulares y rectangulares asentadas sobre una arena con diversas compactaciones relativas de compactación. Las variaciones de $q_{u(1)}/1/2\gamma B$ y $q_u/1/2\gamma B$ obtenidas se muestran en la figura con una sección igual a B que sería el diámetro de la placa circular o ancho de la placa rectangular y γ =peso específico seco de la arena.

Gráfico 15. Valoración de carga última



Elaborado por: (VESIC, Principio de Ingeniería de Cimentaciones, 1973, pág. 154).

Es importante observar de la figura que para $C_r \geq$ al 70% aproximadamente, ocurre en el suelo la falla general por corte.

Con varios resultados de experimentos, Vesic propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones que descansan en arenas.

Así tenemos:

C_r = capacidad relativa de la arena.

D_f = profundidad de desplante de la cimentación medida desde la superficie del terreno

$$B^* = \frac{2BL}{B+L} \quad (3.1)$$

Dónde: B = ancho de la cimentación

L = longitud de cimentación

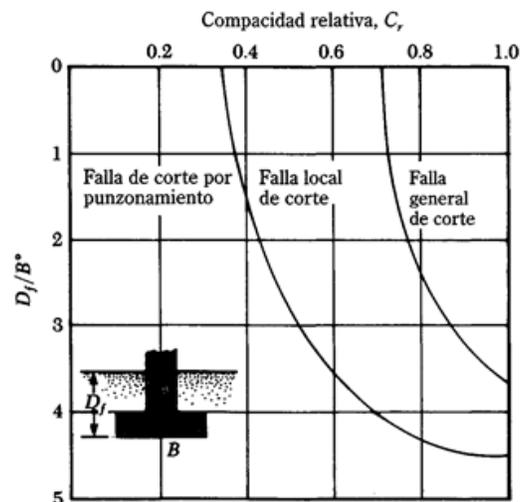
(Nota: L es siempre mayor que B)

Para cimentaciones cuadradas $B = L$; para cimentaciones circulares $B = L =$ diámetro, por lo que

$$B^* = B \quad (3.2)$$

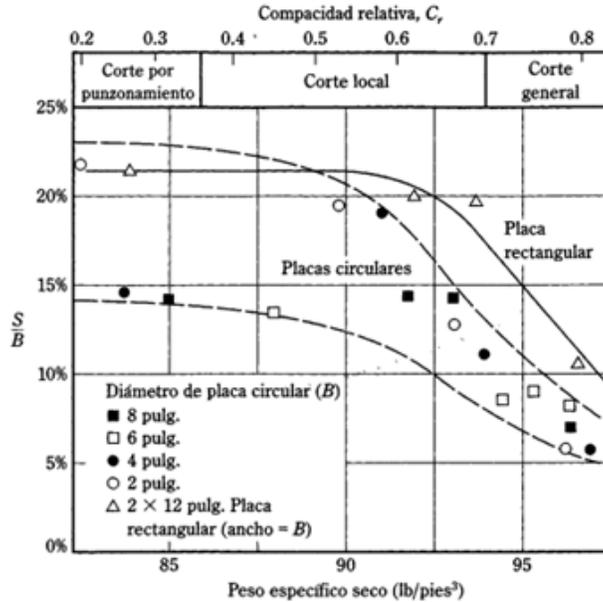
La figura siguiente muestra el gráfico del asentamiento de placas circulares y rectangulares sobre la superficie de una arena bajo *carga última*. Se muestra un rango general de S/B con la compacidad relativa de compactación de la arena.

Cuadro 21. Modos de falla en cimentaciones



Elaborado por: (VESIC, 1973, pág. 155)

Cuadro 22. Rango de asentamientos



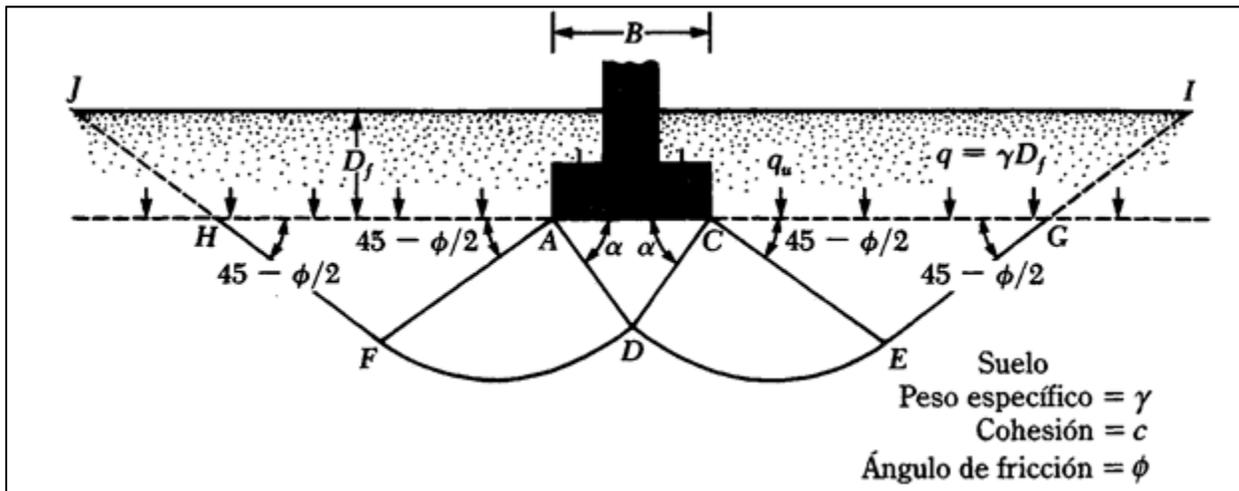
Elaborado por: (VESIC, 1973, pág. 156)

2.2.6.1 Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi.

Para Terzaghi en 1943, presento una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. Una cimentación es *superficial* si la profundidad D_f de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Para otros investigadores una cimentación con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la misma pueden ser definidas como cimentaciones superficiales (BRAJA, 2001, pág. 156).

Terzaghi sugirió para una cimentación corrida que la superficie de falla en el suelo bajo carga ultima puede suponerse similar a la mostrada en la figura. La zona de falla que se encuentra bajo la cimentación puede separarse en tres parte:

Gráfico 16. Falla de capacidad de carga



Elaborado por: (BRAJA, 2001, pág. 157)

1. La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
2. Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo, ϕ . Con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente, la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ fue despreciada.

Terzaghi expreso la capacidad de carga ultima en la forma

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación corrida}) \quad (3.3)$$

Dónde:

c = cohesión del suelo.

γ = peso específico del suelo.

$$q = \gamma D_f$$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensional que están únicamente en función del ángulo ϕ de fricción del suelo.

Los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ se define mediante las expresiones

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = \cot\phi(N_q - 1) \quad (3.4)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (3.5)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \tan\phi \quad (3.6)$$

Donde $K_{p\gamma}$ = coeficiente de empuje pasivo.

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos por las ecuaciones (3.4), (3.5), (3.6), se expresan en la siguiente tabla.

2.2.6.2 Factores de capacidad de carga de Terzaghi.

Cuadro 23. Factores de capacidad de carga

ϕ	N_c	N_q	N_γ^e	ϕ	N_c	N_q	N_γ^e
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

*Según Kumbhojkar (1993)

Elaborado por: (KUMBHOJKAR, 1993, pág. 158)

Para estimar la capacidad de carga última de *cimentaciones cuadradas o circulares*, la ecuación (3.1) puede variar a:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación cuadrada}) \quad (3.7)$$

y

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación circular}) \quad (3.8)$$

En la ecuación (3.7), B es igual a la dimensión de cada lado de la cimentación; en la ecuación (3.8), B es igual al diámetro de la cimentación.

Para cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelos, se sugirió modificar las ecuaciones (3.3), (3.7), (3.8) como sigue:

$$q_u = \frac{2}{3}cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (\text{cimentación corrida}) \quad (3.9)$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad (\text{cimentación cuadrada}) \quad (3.10)$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \quad (\text{cimentación circular}) \quad (3.11)$$

N'_c , N'_q y N'_γ son los *factores de capacidad de carga modificada*. Estos se calculan usando las ecuaciones para el factor de capacidad de carga (para N'_c , N'_q y N'_γ) reemplazando ϕ por $\phi' = \tan^{-1}(2/3 \tan \phi)$. La variación de N'_c , N'_q y N'_γ con el ángulo ϕ de fricción del suelo, se da en la tabla 3.2.

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi fueron modificados para tomar en cuenta los efectos de forma de la cimentación (B/L), profundidad de empotramiento (Df), e inclinación de la carga. Sin embargo, muchos ingenieros usan todavía la ecuación de Terzaghi que proporciona resultados bastantes buenos considerando las variaciones que sufre el suelo.

2.2.7. Clasificación de las ecuaciones de la capacidad de carga por nivel de agua freático.

En las ecuaciones (3.3) y (3.7) a la (3.11) observamos el desarrollo para determinar la capacidad de carga última con base al nivel freático que se encuentre ya sea superior o por debajo de la cimentación. Si el nivel freático está cerca de la cimentación, será necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga esto dependerá de la ubicación del nivel freático. (BRAJA, 2001, pág. 159)

2.2.7.1. Caso I.

Si el nivel freático se localiza de manera que $0 \leq D_1 \leq D_f$.

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w). \quad (3.12)$$

Dónde: γ_{sat} = peso específico saturado del suelo.

γ_w = peso específico del agua.

Además, el valor de γ de las ecuaciones tiene que ser reemplazado por $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$.

Cuadro 24. Factores de capacidad de carga modificados

ϕ	N_c'	N_q'	N_γ'	ϕ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Elaborado por: (BRAJA, 2001, pág. 160)

2.2.7.2. Caso II

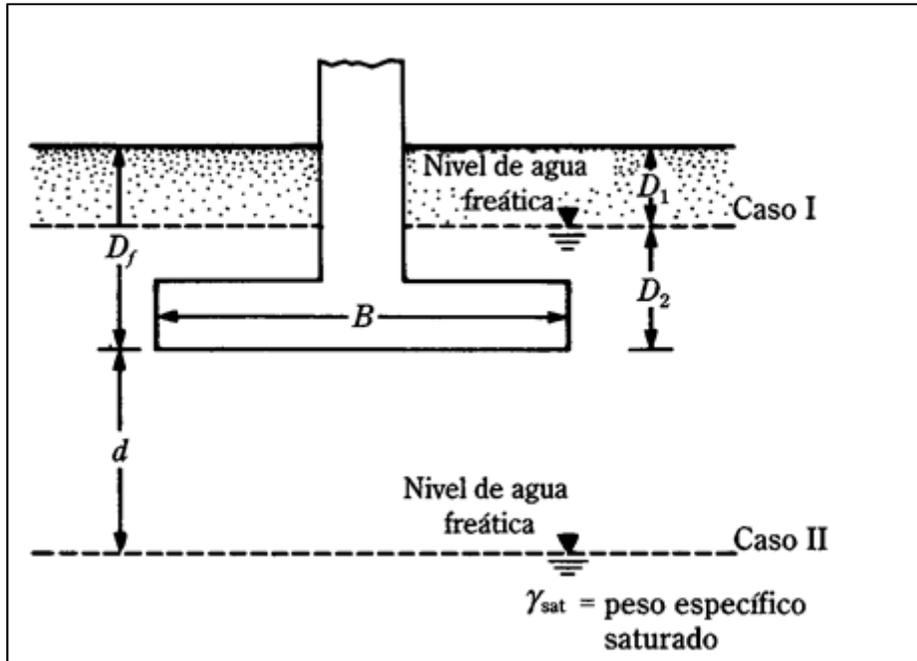
Para un nivel freático localizado de manera que $0 \leq d \leq B$,

$$q = \gamma D_f \quad (3.13)$$

El factor γ en el último término de las ecuaciones de la capacidad de apoyo debe reemplazarse por el factor

$$\gamma = \gamma' \mp \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \quad (3.14)$$

Gráfico 17. Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga



Elaborado por: (BRAJA, 2001, pág. 161)

2.2.8. Factor de seguridad

Para el cálculo de la capacidad de carga bruta admisible de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, así tenemos:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (3.17)$$

Para algunos ingenieros utilizan un factor de seguridad de incremento neto del esfuerzo en el suelo, así tenemos:

$$\text{Incremento neto del esfuerzo en el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{FS} \quad (3.18)$$

La capacidad de carga última neta se define: como la presión ultima por unidad de área de la cimentación que es soportada por el suelo con exceso de la presión causada por el suelo que la rodea en el nivel de la cimentación. (BRAJA, 2001, pág. 164)

$$q_{neta(m)} = q_u - q \quad (3.19)$$

Dónde: $q_{neta(m)}$ = capacidad de carga última neta

$$q = \gamma D_f \quad (3.20)$$

Últimamente se usa otro tipo de factor de seguridad para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales, se trata del factor de seguridad con respecto a la falla por corte (FS_{corte}). En la mayoría de los casos un valor que varía desde 1.4 a 1.6 es deseable junto con un factor mínimo de seguridad de 3 a 4 por cada capacidad de carga última neta o bruta.

A continuación se muestra el proceso que se debe usar para calcular la carga neta admisible.

1. Sean c y ϕ la cohesión y el ángulo de fricción, respectivamente y sea FS_{corte} el factor requerido de seguridad con respecto a la falla por corte. Entonces, la cohesión y el ángulo de fricción desarrollados son:

$$C_d = \frac{c}{FS_{corte}} \quad (3.21)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FS_{corte}} \right) \quad (3.22)$$

2. La capacidad de carga admisible bruta se calcula de acuerdo con las ecuaciones (3.3), (3.7), (3.8), con C_d y ϕ_d como los parámetros de resistencia cortante del suelo. Por ejemplo, la capacidad de carga admisible bruta de una cimentación corrida según la ecuación de Terzaghi es:

$$q_{adm} = C_d N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (3.23)$$

Dónde: N_c , N_q y N_γ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción, ϕ_d .

3. La capacidad admisible neta de carga es entonces:

$$q_{adm(neta)} = q_{adm} - q = C_d N_c + q(N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (3.24)$$

2.2.9. La ecuación general de la capacidad de carga.

Las ecuaciones de capacidad de carga última presentadas en las ecuaciones (3.3), (3.7) y (3.8) son específicamente para diseños de cimentaciones continuas, cuadradas y circulares y no se debería aplicar en el caso de cimentaciones rectangulares. Adicionalmente, las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla en el suelo, arriba del fondo de la cimentación. Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos los factores que propuso Meyerhof en 1963, él surgió la siguiente forma de ecuación general de capacidad de carga de apoyo: (BRAJA, 2001, pág. 166)

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (3.25)$$

Dónde: c = cohesión.

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación.

γ = peso específico del suelo.

B = ancho de la cimentación (=diámetro para una cimentación circular).

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores por inclinación de la carga.

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga.

Note que la fórmula original para la capacidad de carga última se derivó únicamente para cimentaciones continuas, es decir para la deformación unitaria plana. Los factores de forma, profundidad e inclinación de carga son factores empíricos basados en datos experimentales.

2.2.9.1 Factores de la capacidad de carga.

Con los estudios de laboratorio y de gabinete sobre la capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos sugerida por Terzaghi parece ahora ser correcta, sin embargo, el ángulo α es más cercano a $45^\circ + \phi/2$, las relaciones para N_c, N_q pueden obtenerse como: (BRAJA, 2001, pág. 167)

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (3.26)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (3.27)$$

La ecuación para N_c dada por la ecuación (3.27) fue originalmente obtenida por Prandtl en 1921, y la relación para N_q [ec.(3.26)] fue presentada por Reissner en

1924. De igual manera Caquot y Kerisel en 1953 y Vesic en 1973 dieron la relación para N_γ como:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (3.28)$$

La tabla siguiente muestra la variación de los factores de capacidad de carga anteriormente con los ángulos de fricción del suelo.

Cuadro 25. Factores de capacidad de carga

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

^a Según Vesic (1973)

Elaborado por: (VESIC, 1973, pág. 168)

2.2.9.2 Comentarios generales

Cuando tengamos el nivel freático cerca de la cimentación, los factores q y γ , dados en la ecuación general de capacidad de carga, como se muestra en la ecuación (3.25), tendrán que modificarse. (BRAJA, 2001, pág. 168)

Para condiciones de carga no drenadas (concepto $\phi = 0$) en suelo arcilloso, la ecuación general de capacidad de carga de apoyo [ec.(3.25)], toma la forma (carga vertical)

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} + q \quad (3.29)$$

Por tanto, la capacidad de carga última (carga vertical) es:

$$q_{neta(u)} = q_u - q = cN_c F_{cs} F_{cd} \quad (3.30)$$

Skempton (1951) propuso una ecuación para la capacidad de carga última neta para suelos arcillosos (condición $\phi=0$), que es similar a la ecuación (3.30):

$$q_{neta(u)} = 5c \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \quad (3.31)$$

Cuadro 26. Factores de forma, profundidad e inclinación

Factor	Relación	Fuente
Forma ^a	$F_{cs} = 1 + \frac{B N_c}{L N_c}$	De Beer (1970) Hansen (1970)
	$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	
	$F_{ps} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	
	donde L = longitud de la cimentación (L > B)	
Profundidad ^b	Condición (a): $D_f/B \leq 1$	Hansen (1970)
	$F_{cs} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{qs} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{ps} = 1$	
	Condición (b): $D_f/B > 1$	
	$F_{cs} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$	
Inclinación	$F_{qs} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)
	$F_{ps} = 1$	
	$F_{cs} = F_{qs} = \left(1 - \frac{\beta^2}{90^\circ}\right)^2$	
	$F_{ps} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2$	
	donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical	
^a Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio. ^b El factor $\tan^{-1} (D_f/B)$ está en radianes.		

Elaborado por: Varios

2.3 NORMAS A UTILIZAR.

Para realizar los ensayos en el laboratorio de mecánica de suelos se utilizarán las normas ASTM y NEC presentadas a continuación.

NORMA ASTM D-2216.

MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA LA DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DEL CONTENIDO DE AGUA (HUMEDAD) DE SUELOS Y ROCAS POR MASA

Esta norma está emitida bajo la designación D2216, el número siguiente inmediato de la designación indica el año el año de adopción o en el caso de revisión, el año de la última revisión. Un número en paréntesis indica el año de la última re aprobación. El símbolo epsilon (€) indica un cambio editorial a partir de la última revisión o re aprobación.

1. ALCANCE

Este método de ensayo cubre la determinación en el laboratorio del contenido de agua (humedad) por masa en suelos, rocas, y materiales similares, donde la reducción en masa por secado, se debe a la pérdida de agua excepto como se indica en 1.4, 1.5 y 1.7. Para facilidad, la palabra “material” en lo sucesivo se refiere tanto a suelo como a roca, cualquiera que sea más aplicable. 1.2 Algunas disciplinas, tal como la ciencia de suelos, necesitan determinar el contenido de agua basado en el volumen. Tales determinaciones están fuera del alcance de este método de ensayo. 1.3 El contenido de humedad de un material se define en 3.2.11.4 El término “material sólido” como es usado en ingeniería geotécnica es típicamente asumido que las partículas minerales del suelo y roca no son fácilmente solubles en agua. Por lo tanto, el contenido de agua de un material que contiene materiales ajenos (como el cemento y otros), pueden requerir de un tratamiento especial o una definición acreditada del contenido de

humedad. Además, algunos materiales orgánicos pueden ser descompuestos por un horno de secado a la temperatura de secado indicada por la norma (110°C) para este método. Los materiales que contienen yeso (di hidrato de sulfato de calcio) y otros componentes que tengan cantidades importantes de agua hidratada, pueden presentar un problema especial, ya que este material se deshidrata lentamente a la temperatura de secado de la norma (110°C) y a humedades relativas muy bajas formando un compuesto o conglomerado (sulfato de calcio semi hidratado) el cual no está normalmente presente en materiales naturales excepto en algunos suelos desérticos. Con el objeto de reducir el grado de deshidratación del yeso en aquellos materiales que contengan yeso, o para reducir la descomposición en suelos altamente orgánicos, puede ser deseable secar estos materiales a 60°C, o en disecador a temperatura ambiente. De esta manera cuando la temperatura desecada usada es diferente a la temperatura estándar definida en este método de ensayo, el resultado del contenido de humedad puede ser diferente del contenido de agua determinado a la temperatura de secado estándar

NORMA ASTM D-422

Método de análisis del tamaño de las partículas de suelo

1. ALCANCE

Esta guía cubre la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de las partículas en suelos. La distribución de tamaños de las partículas mayores a 75 mm. (Retenidas en la malla 200) es determinado por tamizado, mientras que la distribución de tamaños de partículas menores a 75 mm es determinado por un proceso de sedimentación usando un hidrómetro para obtener los datos necesarios (Notas 1 y 2).

Nota 1: La separación puede ser hecha en la malla N°4 (4.75 mm), N°40 (425 m m) o en la N° 200, en lugar de la N° 10. Cualquiera que se escoja debe indicarse en el reporte.

Nota 2: Se dispone de dos tipos de aparato para lograr la dispersión del suelo 1 - el agitador mecánico de alta velocidad y 2 - el de dispersión por aire. Investigaciones extensivas indican que la dispersión por aire produce resultados más positivos en suelos plásticos de tamaño menor que 20 mm y una apreciable menor degradación en todos los tamaños en el caso de suelos arenosos. Debido a estas ventajas se recomienda el uso de dispersión por aire. Los resultados de ambos tipos de aparatos, difieren en magnitud, dependiendo del tipo de suelo, llegando a marcadas diferencias en la distribución de tamaños de partículas, especialmente para tamaños más finos que 20 mm.

2. DOCUMENTOS DE REFERENCIA

2.1 Normas ASTM

D421 Preparación en seco, de muestras de suelo para Análisis del tamaño de las partículas y para la Determinación de las constantes del suelo.

E11 Especificación para mallas de tela y alambre para propósitos de ensayo.

E100 Especificación para hidrómetros según ASTM

NORMA ASTM D-4318.

Método de Ensayo Estándar para Límite Líquido, Límite Plástico e Índice Plástico de Suelos

1. Alcance

1.1 Estos métodos de ensayo cubren la determinación del límite líquido, límite plástico e índice plástico de suelos como se definen en la Sección 3 sobre Terminología.

1.2 Dos métodos para preparar los especímenes de ensayo son proporcionados como sigue: Método de preparación húmeda, como se describe en 10.1. Método de preparación seca, como se describe en 10.2. El método a ser usado será especificado por la autoridad que lo requiera. Si ningún método es especificado, use el método de preparación húmeda.

1.2.1 Los límites líquido y plástico de muchos suelos a los que se les ha permitido secar antes del ensayo puede ser considerablemente diferente de valores obtenidos en muestras no secadas. Si los límites líquido y plástico de suelos son usados para correlacionar o estimar las propiedades ingenieriles de los suelos en su estado de humedad natural, no debe ser permitido a las muestras secar antes del ensayo, a menos que información o muestras secas sean específicamente deseadas.

1.3 Dos métodos para determinar el límite líquido son proporcionados como sigue: Método A, Ensayo multipuntos, como se describe en las Secciones 11 y 12. Método B, Ensayo de un punto como se describe en las Secciones 13 y 14. El método a ser usado deberá ser especificado por la autoridad solicitante. Si ningún método es especificado, use el Método A.

1.3.1 El método de límite líquido multipuntos es generalmente más preciso que el método de un punto. Es recomendado que el método multipuntos sea usado en casos donde los resultados del ensayo pueden ser sujetos de disputa, o donde mayor precisión sea requerida.

1.3.2 Porque el método de un punto requiere que el operador juzgue cuando el espécimen de ensayo está aproximadamente en su límite líquido, particularmente no se recomienda para ser usado por operadores sin experiencia.

1.3.3 La correlación en la cual están basados los cálculos del método de un punto puede no ser válido para algunos suelos, tales como suelos orgánicos o suelos

de un ambiente marino. Es ampliamente recomendado que el límite líquido de estos suelos sea determinado por el método multipuntos.

1.4 El ensayo de límite plástico es efectuado con materiales preparados para el ensayo de límite líquido.

1.5 El límite líquido y límite plástico de suelos (junto con el límite de contracción) están frecuentemente colectivamente referidos como los límites de Atterberg. Estos límites se distinguen las fronteras de algunos estados de consistencia de suelos plásticos.

1.6 La composición y concentración de sales solubles en un suelo afecta los valores del límite líquido y plástico tan bien como el valor del contenido de agua en los suelos (ver Método D 2216). Consideraciones especiales deben ser dadas para suelos de un ambiente marino u otra fuente donde altas concentraciones de sal soluble pueden estar presentes. El grado para el cual las sales presentes en esos suelos esta diluida o concentrada puede ser dado en consideraciones cuidadosas.

1.7 Los métodos descritos aquí son efectuados solamente en la porción de suelo que pasa la malla de 425 mm (No. 40). Por lo tanto la contribución relativa de esta porción de suelo a las propiedades de la muestra como un todo puede ser considerada cuando se usen estos ensayos para evaluar las propiedades de un suelo.

1.8 Los valores declarados en unidades métricas aceptables serán considerados como el estándar, excepto como se anota abajo. Los valores dados en paréntesis son para información solamente.

1.8.1 Las unidades estándar para el ensayo de resiliencia cubierto en el Anexo A1 está en lb-pulg, no métrico. Los valores métricos dados son para información solamente.

1.9 Este estándar no pretende señalar todos los problemas de seguridad, si hay alguno asociado con su uso. Es responsabilidad del usuario de esta norma, establecer la seguridad apropiada y prácticas saludables así como determinar la aplicabilidad de las limitaciones reguladoras antes de su uso.

NORMA ASTM D-1586

1. Objeto.

1.1 Esta norma establece un método de ensayo para determinar indirectamente el grado de resistencia del suelo in situ.

2. Alcance.

2.1 El registro de la resistencia a la penetración permite determinar, en forma aproximada, el grado de compacidad o la consistencia del suelo in situ.

2.2 La recuperación de la muestra de suelo, que se inserta en el muestreador, proporciona el material necesario para su descripción en el campo y para verificar sus propiedades físico-mecánicas en el laboratorio.

2.3 Este ensayo deberá ser utilizado conjuntamente con otros adicionales, para medir con mayor exactitud la resistencia y compresibilidad del suelo, si el caso así lo requiere.

3. Disposiciones generales

3.1 En la Norma INEN 685 se establecen las definiciones de los términos y símbolos empleados en este documento.

3.2 El procedimiento para efectuar la perforación se establece en el Código de práctica para la investigación del sitio, excepto lo establecido en los numerales 4.1, 4.2 y 4.3 de este documento.

3.3 El procedimiento para efectuar la identificación y descripción de los suelos se establece en la Norma INEN 693.

3.4 Este ensayo de penetración estándar debe hacerse en cada cambio de estrato o con intervalos no mayores de un metro en capas homogéneas.

4. Disposiciones específicas

4.1 El diámetro de la perforación debe estar comprendido entre 60 y 150 mm.

4.2 Para este ensayo, la excavación o la limpieza de la perforación no debe hacerse por el procedimiento de inyección de agua a través del muestreador, ni se usarán barrenas o brocas de descarga de fondo, pero sí de descarga lateral.

NORMA ASTM D-2487

1. Clasifica a los suelos en cuatro principales categorías, cada una de estas categorías usa un símbolo que define la naturaleza del suelo:

- Suelos de grano grueso. Son de naturaleza tipo grava y arena con menos del 50% pasando por el tamiz N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G para la grava o suelo gravoso del inglés “Gravel” y S para la arena o suelo arenoso del inglés “Sand”.
- Suelos de grano fino. Son aquellos que tienen 50% o más pasando por el tamiz N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M para limo inorgánico del sueco “mo y mjala”, C para arcilla inorgánica del inglés “Clay”.
- Suelos orgánicos. Son limos y arcillas que contienen materia orgánica importante, a estos se los denomina con el prefijo O del inglés “Organic”.
- Turbas. El símbolo Pt se usa para turbas del inglés “peat”, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

2. Presenta las siguientes definiciones, según el tamaño y naturaleza de las partículas del suelo:

- Cantos rodados. Partículas de roca que no pasan una malla con abertura cuadrada de 12" (300 mm).
- Guijarros. Partículas de roca que pasan una malla con abertura cuadrada de 12" (300 mm) y quedan retenidas en un tamiz de 3" (75 mm).
- Grava. Partículas de roca que pasan el tamiz de 3" (75 mm) y quedan retenidas en el tamiz N° 4 (4.75 mm), con las siguientes subdivisiones:
 - ✓ Gruesa. Partículas que pasan el tamiz de 3" (75 mm) y quedan retenidas en el tamiz de ¾" (19 mm.).
 - ✓ Fina. Partículas que pasan el tamiz de ¾" (19 mm) y quedan retenidas en el tamiz N° 4 (4.75 mm).
- Arena. Partículas de roca que pasan el tamiz N° 4 (4.75 mm) y son retenidas en el tamiz N° 200 (0.075mm), con las siguientes subdivisiones:
 - ✓ Gruesa. Partículas que pasan el tamiz N° 4 (4.75 mm) y son retenidas en el tamiz N° 10 (2 mm).
 - ✓ Media. Partículas que pasan al tamiz N° 10 (2 mm.) y son retenidas en el tamiz N° 40 (0.425 mm).
 - ✓ Fina. Partículas que pasan el tamiz N° 40 (0.425 mm) y son retenidas en el tamiz N° 200 (0.075 mm).
- Arcilla. Suelo que pasa por el tamiz N° 200 (0.075 mm), el cual exhibe plasticidad dentro de un cierto intervalo de humedad, pero que muestra considerable resistencia cuando se seca al aire. Para su clasificación, una arcilla es un suelo de grano fino, o la porción fina de un determinado suelo, con propiedades plásticas.

- Limo. Suelo que pasa el tamiz N° 200 (0.075 mm), de naturaleza no-plástica o ligeramente plástica y que exhibe poca o ninguna resistencia cuando se seca al aire. Para su clasificación, un limo es un suelo de grano fino o la porción fina de un determinado suelo, con ninguna o muy poca plasticidad.
- Arcilla Orgánica. Es una arcilla con suficiente contenido de materia orgánica como para influir en las propiedades del suelo. Para su clasificación, una arcilla orgánica es un suelo que es clasificado como arcilla, excepto que el valor de su límite líquido después de secado en el horno es menor que el 75% de este valor antes de ser secado.
- Limo Orgánico. Es un limo con suficiente contenido de materia orgánica como para influir en las propiedades del suelo. Para su clasificación, un limo orgánico es un suelo que es clasificado como limo, excepto que el valor de su límite líquido después de secado en el horno es menor que el 75% de este valor antes de ser secado.
- Turba. Es un suelo compuesto principalmente de materia vegetal en diferentes estados de descomposición, usualmente con olor orgánico, color entre marrón oscuro a negro, consistencia esponjosa, y textura que varía de fibrosa hasta amorfa.

3. Para este sistema de clasificación son también usados sufijos que identifican algunas características particulares del suelo:

- ❖ W. Bien gradado del inglés “Well graded”.
- ❖ P. Mal gradado del inglés “Poorly graded”.
- ❖ L. Baja plasticidad, límite líquido menor a 50%, del inglés “Low plasticity”.
- ❖ H. Alta plasticidad, límite líquido mayor a 50%, del inglés “High plasticity”.

Con los prefijos y sufijos anteriormente mencionados se pueden hacer combinaciones que ayudan a describir de mejor manera el suelo en cuestión, por

ejemplo a una arena S, si tuviera la característica de estar bien gradada será SW, de la misma manera un limo M, con una alta plasticidad se simbolizara MH.

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN – GEOTÉCNIA Y CIMENTACIÓN.

Cimentaciones

Generalidades y metodología para diseño de cimentación.

1. Función

La función principal de la cimentación o subestructura es la transferencia adecuada al subsuelo de:

- Las cargas vivas y muertas de las edificaciones.
- Las cargas sísmicas sostenidas por el edificio.
- Las cargas sísmicas impartidas del propio suelo.

La cimentación o subestructura debe ubicarse y desplantarse sobre materiales que dispongan de características geo mecánicas suficientes para garantizar:

- La resistencia al corte
- Un idóneo desempeño de la estructura para los asentamientos generados en el subsuelo.
- Que la resistencia se mantenga por debajo de los estados límite de falla (capacidad de carga) y de servicio (asentamientos) en los diseños de cimentaciones.

2. Clasificación

Las cimentaciones serán clasificadas como superficiales o profundas, diferenciándose entre sí por la relación:

$$\frac{D_f}{B} \leq 4 = \text{cimentación superficial}$$

$$\frac{D_f}{B} > 4 = \text{cimentación profunda}$$

Dónde:

D_f = Profundidad de desplante

B = Ancho de la cimentación

El tipo de cimentación será elegido en base a:

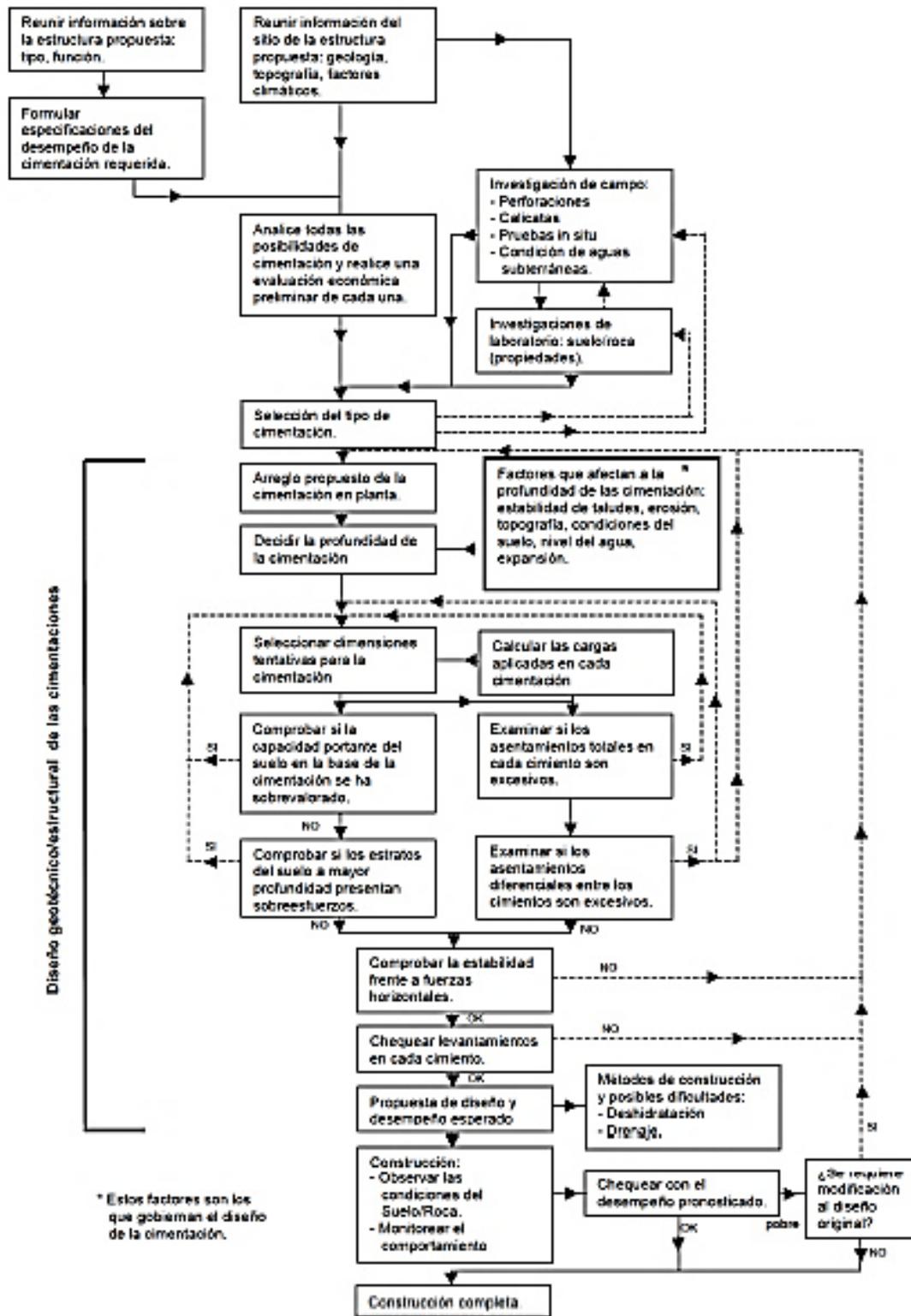
- Un análisis que contemple la naturaleza de la edificación y las cargas a transmitir.
- Las condiciones del suelo o roca basados en parámetros obtenidos de ensayos de campo y laboratorio.
- Las teorías a emplearse en la determinación de la capacidad admisible.
- Los costos que representen cada una de las alternativas estudiadas,

El procedimiento general a seguir se presenta en el diagrama de flujo mostrado a continuación, ejemplificando para una zapata o cimentación superficial y que puede ser aplicado para cualquier tipo de cimentación. El diagrama muestra la interacción y factores claves que afectan la selección y diseño de una cimentación eficiente para un proyecto específico. Se debe de seguir el diagrama de flujo conceptual propuesto,

evaluando los estados límite de falla (capacidad de carga) y de servicio (asentamientos) en los diseños de cimentaciones.

NOTA: En muchos casos el diagrama de flujo puede ser simplificado dependiendo de los requerimientos del proyecto.

Cuadro. 27. Diagrama para diseño de zapata



Elaborado por: (NEC - SE - CM, 2012)

CAPÍTULO III

3. MARCO METODOLÓGICO.

En este capítulo definiremos los pasos a seguir para la realización de nuestros objetivos planteados, comenzaremos con la verificación de las medidas del terreno tanto perimetrales como el área general del terreno, con esos datos realizaremos el diseño de la edificación que pretenda construir con base a las necesidades del cliente, de este modo procedemos a la toma de muestras del suelo y la realización del ensayo de SPT en el lugar donde se pretende plantar las columnas y así enviar al laboratorio de suelos para empezar con los ensayos necesarios para diseñar nuestra cimentación.

3.1. Características generales.

Vamos a realizar el análisis de un estudio de suelos para poder revisar la altura de la cimentación, para esto necesitamos tomar las muestras respectivas donde vamos a ubicar tentativamente nuestra cimentación, de acuerdo al proyecto que se va a realizar, en este caso se trataría de un edificio de cuatro plantas, los planos arquitectónicos se adjuntan en el ANEXO I.

Una vez que tengamos las muestras respectivas, realizaremos en el Laboratorio de Mecánica de Suelos los respectivos ensayos para determinar la capacidad admisible del suelo y para saber el tipo de suelo donde vamos a trabajar, es muy importante realizar los ensayos para diseñar correctamente una cimentación óptima.

Luego con los respectivos resultados sabremos la capacidad de carga que puede resistir el suelo, hasta antes de que falle al corte, y así obtendremos las alturas máximas para realizar el diseño de cimentaciones según el ante proyecto presentado.

3.2. Metodología.

Para la planeación y diseño de cimentaciones de edificios debemos tener en cuenta los siguientes aspectos y pasos a seguir:

- Tomas de muestras de suelo.
- Realización de los ensayos de laboratorio de Mecánica de suelos al suelo natural.
- Alternativas de diseño en base a los resultados de los ensayos correspondientes.

Para proceder a la caracterización de los materiales, se realizó el muestreo del suelo que tenemos en sitio, para eso obtenemos varios muestreos de diferentes sitios que abarca el área de cimentación, con el fin de realizar los respectivos ensayos.

Una vez tomadas las muestras se realizaron los ensayos de mecánica de suelos en el laboratorio de la ESPE, estos nos permitirá realizar un diseño óptimo de la cimentación respectiva, estos ensayos son cuatro que se detallan a continuación:

- Análisis granulométrico.
- Ensayos para la determinación del Limite Líquido (LL), Limite Plástico (LP) e Índice de Plasticidad (IP).
- Proctor Modificado.
- CBR (Valor relativo de soporte).

3.3. Análisis de los resultados.

Con los ensayos que realizaremos de las muestras del suelo podremos determinar qué tipo de suelo tenemos en sitio, su granulometría, porcentajes de humedad, límite líquido y plástico e índice de plasticidad, se verificará si el suelo retiene agua en cualquiera de sus capas hasta la altura de 5.00 m y conocer la capacidad de carga admisible en cada punto donde se realizó la toma de muestras y así determinar en cada capa de suelo su esfuerzo total.

Una vez que realicemos estos ensayos y lleguemos a determinar la capacidad admisible en cada punto de muestra tomada y en cada metro según el ensayo de SPT empezaremos con el diseño de las alternativas de cimentaciones que se puedan realizar para este tipo de proyectos en este tipo de suelos.

Para poder realizar una comparación sobre las cimentaciones realizaremos tres alternativas de diseño, estos son zapatas aisladas, zapatas corridas y losa de cimentación, con los resultados de los ensayos podremos diseñar las tres alternativas y realizar una comparación con los presupuestos de cimentación para poder definir la cimentación más óptima.

Si a través de los ensayos refleja que existe retención de agua en su interior realizaremos un diseño exclusivo de cimentaciones profundas con pilotes, esta sería una cimentación adecuada para estas construcciones en este tipo de suelos saturados.

Otra alternativa de cimentaciones si se requiere de subsuelos es diseñar muros anclados en sus tres lados más importantes, esto nos ayuda a mantener firme la edificación y se realizaría varios niveles sin que sufra ningún daño posterior.

CAPÍTULO IV

4. ANÁLISIS DE LOS ESTUDIOS DE SUELOS.

Una vez que realicemos la inspección del sitio y con la ayuda del plano de anteproyecto escogeremos los puntos donde realizaremos los sondeos para la toma de muestra del suelo, por lo general se realiza donde se encuentra la columna más cargada y en sus columnas exteriores.

4.1 Trabajos Realizados.

Al momento de realizar la toma de muestras del sitio hay que tener bien documentado y llevar un registro de los ensayos realizados en cada sondeo para así poder enviar al laboratorio de mecánica de suelo y realizar los respectivos ensayos de acuerdo al proyecto presentado, a continuación se muestra los trabajos realizados en laboratorio y sus respectivos resultados.

4.1.1 Trabajos de campo.

Para efectos de este estudio se realizó tres perforaciones a percusión mediante la utilización de equipo mecánico, con ensayos de penetración estándar SPT a cada metro de profundidad, según indica el siguiente cuadro:

Cuadro 28. Ensayo de SPT

Perforación	Ubicación		Profundidad (m)	Norma
	Sur	Este		
SP01	9966949.48	781628.93	5.00	ASTM D1586-67 NEC – SE - CM
SP02	9966963.91	781604.84	5.00	
SP03	9966980.91	781575.36	5.00	

Elaborado por: (Calderón, 2015)

4.1.2 Análisis de laboratorio

Para complementar la información obtenida en campo y con el objetivo de determinar las propiedades índice de los estratos encontrados, se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio con las muestras obtenidas en el ensayo SPT.

- Contenido de humedad ASTM D-2216
- Análisis granulométrico ASTM D-422
- Límites Líquido y Plástico ASTM D-4318

Los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio se utilizaron para realizar la clasificación de la matriz de los suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), conocer su contenido de humedad, el análisis granulométrico, límites líquidos y plásticos.

A continuación se muestra un resumen de dichos resultados:

Cuadro 29. Número de golpes SP01

SP01

Maniobra	Prof. (m)	SUCS	Humedad (%)	Finos (%)	Limite líquido	Limite plástico	Índice plasticidad
1	0.00 – 0.50	EXCAVACIÓN CON ABRE HOYOS					
2	0.50 – 1.00	ML	18	60	32	29	3
3	1.50 – 2.00	ML	20	58	30	28	2
4	2.50 – 3.00	SM	20	50	29	27	2
5	3.50 – 4.00	ML	19	74	32	29	3
6	4.50 – 5.00	ML	23	64	33	29	4
FIN DE SONDEO							

Elaborado por: (Calderón, 2015)

Cuadro 30. Número de golpes SP02**SP02**

Maniobra	Prof. (m)	SUCS	Humedad (%)	Finos (%)	Limite líquido	Limite plástico	Índice plasticidad
1	0.00 - 0.50	EXCAVACIÓN CON ABRE HOYOS					
2	0.50 - 1.00	ML	20	50	33	29	4
3	1.50 - 2.00	SM	20	37	32	30	2
4	2.50 - 3.00	SM	23	48	28	27	1
5	3.50 - 4.00	SM	16	39	31	28	3
6	4.50 - 5.00	SM	19	47	29	27	2
FIN DE SONDEO							

Elaborado por: (Calderón, 2015)

Cuadro 31. Número de golpes SP03**SP03**

Maniobra	Prof. (m)	SUCS	Humedad (%)	Finos (%)	Limite líquido	Limite plástico	Índice plasticidad
1	0.00 – 0.50	EXCAVACIÓN CON ABRE HOYOS					
2	0.50 – 1.00	ML	20	56	30	27	3
3	1.50 – 2.00	SM	17	39	29	27	2
4	2.50 – 3.00	SM	14	33	27	25	2
5	3.50 – 4.00	SM	19	44	30	28	2
6	4.50 – 5.00	SM	18	48	30	27	3
FIN DE SONDEO							

Elaborado por: (Calderón, 2015)

De los sondeos realizados se establece una estratigrafía generalizada:

SP01

- De 0,00 m. a 2,00 m.

LIMO. De alta compresibilidad, color café oscuro, humedad baja, plasticidad baja, consistencia de compacta a muy compacta con la profundidad.

- De 2,00 m. a 3,00 m.

ARENA. Limosa, color café oscuro, humedad baja, en presencia de matriz limosa de baja compresibilidad con plasticidad baja, consistencia densa.

- De 3,00 m. a 5,00 m.

LIMO. De alta compresibilidad, color café oscuro, humedad baja, plasticidad baja, consistencia dura.

SP02 – SP03

- De 0,00 m. a 1,00 m.

LIMO. De alta compresibilidad, color café oscuro, humedad baja, plasticidad baja, consistencia compacta.

- De 1,00 m. a 5,00 m.

ARENA. Limosa, color café oscuro, humedad baja, en presencia de matriz limosa de baja compresibilidad con plasticidad baja, consistencia densa.

El detalle de la estratigrafía encontrada se presenta en el ANEXO II.

4.1.3 Trabajos de gabinete.

Los resultados de los ensayos campo y de laboratorio fueron utilizados, basados en los criterios de la mecánica de suelos, para calcular los parámetros de resistencia, y el diseño de cimentaciones superficiales.

Al momento de realiza el presente estudio no se encontró presencia de nivel freático, es decir tenemos un suelo no saturado.

4.1.4 Capacidad de carga – cimentaciones superficiales.

Se verifica que no se excedan los estados límite de falla y de servicio del suelo de cimentación y para ello se ha calculado valores de capacidad portante por asentamiento en función del N (número de golpes) del sondeo de penetración estándar (SPT), para un asentamiento máximo permisible de 2,5 cm.

Los valores de N del SPT han sido corregidos de manera que se considere el martillo utilizado y el diámetro de la cuchara de extracción de muestras.

Las siguientes expresiones semiempíricas propuestas por Meyerhoff han sido utilizadas para los cálculos respectivos por compresión y en función del número de golpes del ensayo SPT:

Según Meyerhoff:

$$q_{adm} = N_{cor} \cdot k_d / 0.8 \text{ sí } B < 1.2 \text{ m}$$

$$q_{adm} = N_{cor} \cdot k_d / 1.2 \cdot (B + 0.305)^2 / B^2 \text{ sí } B \geq 1.2 \text{ m}$$

$$k_d = 1 + 0.2 D_f / B \leq 1.2$$

Para el cálculo de losa de cimentación se utilizó la expresión propuesta por Bowles:

Bowles:

$$q_{adm} = (N_{cor} / 0.08) \cdot (\Delta H_a / 25.0) K_d$$

$$K_d = 1 + 0.33 D_f / B \leq 1.33$$

Dónde:

q_{adm} = Capacidad Admisible del Suelo

ΔH_a = Asentamiento 25 mm

D_f = Profundidad desplante

B = ancho de cimentación

N_{cor} = N del SPT corregido

Debido a que no se dispone del prediseño de las cimentaciones proyectadas para las estructuras la capacidad portante del suelo fue analizada para valores "B" (B = Base de la sección de zapata) de 1,20 m. y 2,00 m.

Los valores de "N" del SPT obtenidos en campo y utilizados para el cálculo de la capacidad portante son los siguientes:

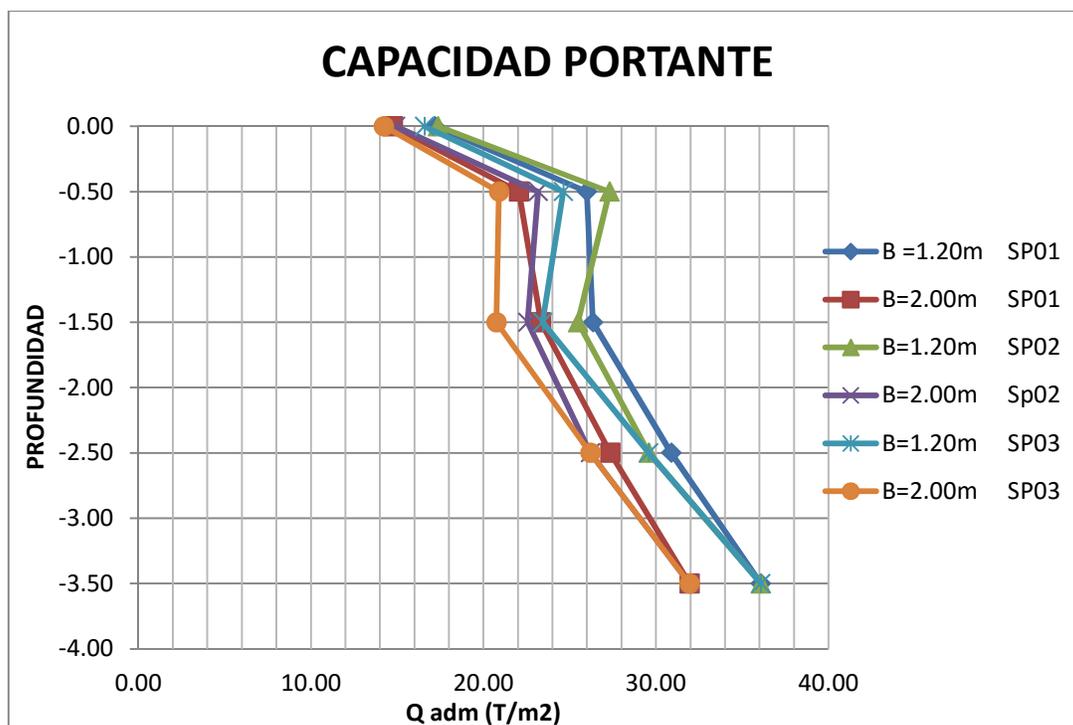
Cuadro 32. "N" del SPT según la profundidad

Maniobra	Prof. (m)	SP01 (# de golpes)	SP02 (# de golpes)	SP03 (# de golpes)
0	0.00 – 0.50	-		
1	0.50 – 1.00	13	12	12
2	1.50 – 2.00	24	26	24
3	2.50 – 3.00	30	30	26
4	3.50 – 4.00	38	35	35
5	4.50 – 5.00	50	30	50

Elaborado por: (Calderón, 2015)

Los valores de capacidad portante según la profundidad y adoptando valores con base B = 1.20 m. y 2,00 m (B = Base de la zapata). Se presenta en la siguiente gráfica unificada:

Gráfico 18. Gráfica de capacidad portante



Elaborado por: (Calderón, 2015)

En la gráfica podemos ver las capacidades portantes para cada sondeo realizado y para una cimentación superficial es conveniente realizarlo a una profundidad máximo de 1.50 m, ya que a esta altura tenemos una capacidad admisible que varía desde 20 T/m² hasta 26 T/m², esto quiere decir que en este rango tenemos las capacidades necesarias para soportar la carga del edificio.

El resultado de cálculo de la capacidad portante para cimentaciones superficiales se presenta en el ANEXO III.

4.1.5 Asentamientos previsible.

En función de la presión transmitida por la estructura de cimentación al terreno se considerará los asentamientos instantáneos. El cálculo de los asentamientos se realizará mediante métodos empíricos calibrados basados en mediciones de campo.

Proponemos el método presentado por Terzaghi, Peck y Mercí (1996) basado en el ensayo de Penetración Estándar (ASTM D1586)

$$S = (B^{0,75}) * (1,7 / 1,4N_{corr})q$$

Dónde:

B = ancho de Zapata (m)

N_{corr} = N del SPT corregido

q = la presión de contacto

S = Asentamiento previsible (mm)

Los asentamientos previsible para cimentaciones superficiales proporcionados por el ingeniero y para este edificio se los muestra en las tablas de acuerdo a los sondeos realizados:

Cuadro 33. Asentamiento previsible SP01

Profundidad (m)	SP01	
	B = 1.20 m	B = 2.00 m
	S (mm)	S (mm)
-0.50	5.85	3.09
-1.50	3.78	2.00
-2.50	3.71	1.96
-3.50	2.97	1.57
-4.50	2.39	1.26

Elaborado por: (Calderón, 2015)

Cuadro 34. Asentamiento previsible SP02

Profundidad (m)	SP02	
	B = 1.20 m	B = 2.00 m
	S (mm)	S (mm)
-0.50	5.76	3.04
-1.50	3.53	1.86
-2.50	3.89	2.05
-3.50	3.15	1.66
-4.50	2.39	1.26

Elaborado por: (Calderón, 2015)

Cuadro 35. Asentamiento previsible SP03

Profundidad (m)	SP03	
	B = 1.20 m	B = 2.00 m
	S (mm)	S (mm)
-0.50	6.14	3.24
-1.50	4.08	2.15
-2.50	4.37	2.31
-3.50	3.15	1.66
-4.50	2.39	1.26

Elaborado por: (Calderón, 2015)

El detalle del cálculo de los asentamientos previsible se encuentra detallado en el ANEXO III.

4.1.6 Coeficiente de Balasto.

Los valores de coeficiente de Balasto (K_s , según Meyerhoff) para el diseño de las cimentaciones superficiales son los siguientes:

$$k = \frac{N_{\text{corregido}}}{7,62} = \text{Coeficiente de Balasto}$$

Cuadro 36. Coeficiente de balasto

Profundidad (m)	Coeficiente de balasto		
	K (T/m3)		
	SP01	SP02	SP03
0.50	1243.70	1148.03	1148.03
1.50	2296.06	2487.40	2296.06
2.50	2241.73	2241.73	1942.91
3.50	2399.87	2210.37	2210.37
4.50	3156.17	3156.17	3156.17

Elaborado por: (Calderón, 2015)

4.2.7 Perfil del suelo para el diseño sismo resistente.

El perfil del suelo para el diseño sismo resistente fue determinado siguiendo las especificaciones del apéndice 10.5 de la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN: “PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE” (DIC – 2014):

Cuadro 37. Perfil del suelo para diseño sismo resistente

PROF. (m)	N SPT (# de golpes)				Su (CORRESPONDIENTE) kg/cm ²	$\frac{d_i}{S_{ui}}$
	SP01	SP02	SP03	N PROMEDIO	SEGÚN TERZAGHI Y PECK (1948)	
0.50	13	12	12	12	0.786	1.270
1.50	24	26	24	25	1.667	0.600
2.50	30	30	26	29	1.533	1.930
3.50	38	35	35	36	2.400	0.420
4.50	50	50	50	50	3.333	0.300

Elaborado por: (Calderón, 2015)

$$\sum_i^k = 1 \frac{d_i}{S_{ui}} = 4.52$$

$$d_c = 4.50$$

$$\bar{S}_u = \frac{d_c}{\sum_i^k = 1 \frac{d_i}{S_{ui}}} = 0.99 \text{ kg/cm}^2$$

Cuadro 38. Perfil del suelo para diseño sismo resistente

LA MOYA		
N	PERFIL DEL SUELO	DESCRIPCION
0,99 kg/cm ²	D	PERFILES DESUELO QUE CUMPLAN CON CUALQUIERA DELAS DOS CONDICIONES $50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$

Elaborado por: (Calderón, 2015)

CAPÍTULO V.

5. DISEÑO Y ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

Una vez que tengamos los resultados de los ensayos de laboratorio sabremos qué tipo de suelo tenemos así podremos plantar nuestra edificación y realizaremos nuestras alternativas de cimentaciones, a continuación mostraremos el criterio de cimentación para este tipo de construcciones que se realizaron de acuerdo a las formulas detalladas en el capítulo II, donde se describe el diseño de cimentaciones.

5.1. Criterio de diseño de cimentación.

Bajo estas circunstancias, considerando la consistencia y características de los estratos de suelo encontrados y buscando transmitir al suelo una presión uniforme en todos sus puntos, para evitar de esta manera posibles asentamientos diferenciales, se propone diseñar las cimentaciones con las formulas descritas en el capítulo II literal 2.2.5 donde se muestra las fórmulas de diseño de cimentaciones, a continuación se muestran los resultados de criterio de cimentación.

Cuadro 39. Criterio de cimentación B=1.20m

B = 1.20 m

SONDEO	SUELO DE CIMENTACIÓN	TIPO DE CIMENTACIÓN	PROFUNDIDAD CIMENTACIÓN (m)	PROFUNDIDAD EXCAVACIÓN (m)	MATERIAL REEMPLAZO	TIPO MATERIAL REEMPLAZO	CAPACIDAD CARGA (T/m ²)	ASENTAMIENTO PREVISIBLE (mm)
SP01	ML	DIRECTA	1.30	1.30	----	NA	17.18	5.85
SP02	ML	DIRECTA	1.30	1.30	----	NA	17.37	5.76
SP03	ML	DIRECTA	1.30	1.30	----	NA	16.58	6.14

Elaborado por: (Calderón, 2015)

Cuadro 40. Criterio de cimentación B=2.00m

B = 2.00 m

SONDEO	SUELO DE CIMENTACIÓN	TIPO DE CIMENTACIÓN	PROFUNDIDAD CIMENTACIÓN (m)	PROFUNDIDAD EXCAVACIÓN (m)	MATERIAL REEMPLAZO	TIPO MATERIAL REEMPLAZO	CAPACIDAD CARGA (T/m2)	ASENTAMIENTO PREVISIBLE (mm)
SP01	ML	DIRECTA	1.30	1.30	----	NA	14.74	3.09
SP02	ML	DIRECTA	1.30	1.30	----	NA	14.91	3.04
SP03	ML	DIRECTA	1.30	1.30	----	NA	14.23	3.24

Elaborado por: (Calderón, 2015)

Debe considerarse que el nivel de corte recomendado está tomado desde la superficie de suelo actual. De realizarse trabajos de nivelación o remoción de tierras, estos deben ser considerados a la hora del proceso de cimentación.

5.2. Alternativas de Diseño.

Con los estudios realizados de mecánica de suelos se pueden determinar tres tipos de diseños de cimentaciones presentados a continuación:

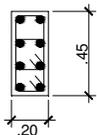
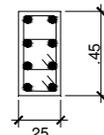
5.2.1. Zapatas aisladas.

Hasta este punto se hizo una revisión del anteproyecto en cuanto a capacidad de carga última, área de zapata requerida, sección elegida tentativamente, zonificación geotécnica, presión generada por área de zapata y asentamientos previsibles.

Se proponen zapatas aisladas bajo cada columna unida con cadenas de cimentación para mayor seguridad, existen dos tipo de zapatas, la una lo llamaremos ZPT1 son zapatas son rectangulares de 1.20 m por 0.80 m, y las zapatas ZPT2 ubicadas en el centro, son cuadradas de 1.20 m. El diseño de cimentación puede ser considerado de 2.00 m una vez que se compruebe en sitio si así lo requiere el ingeniero constructor, ya que por efectos de estudio también es considerado una cimentación óptima.

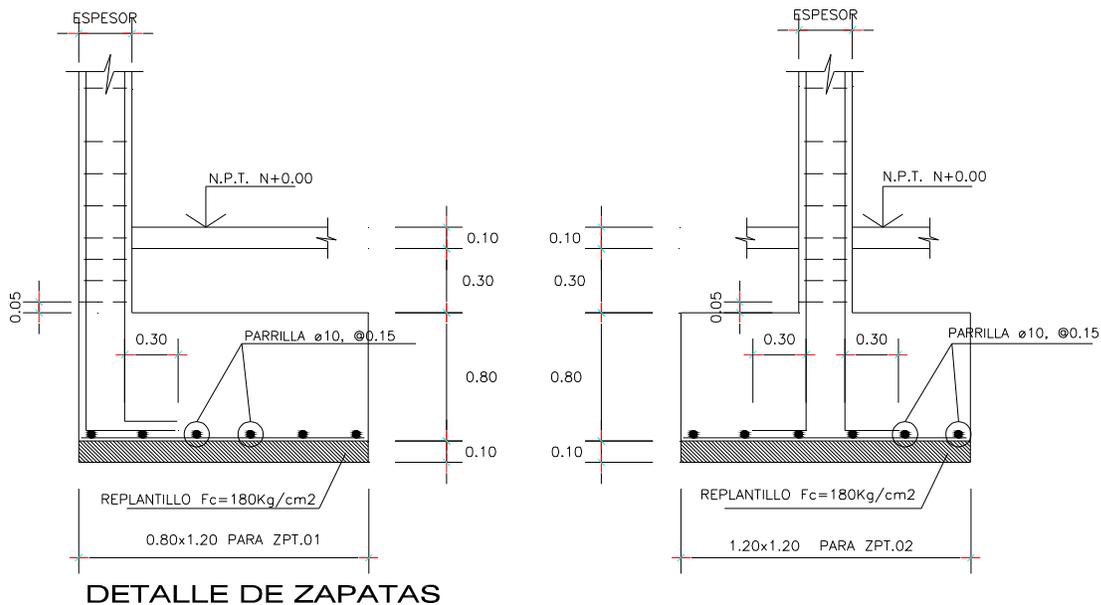
Las zapatas se proponen ubicar a una profundidad de 1.30 m o 2.00 m si se lo requiere. A continuación se muestra el diseño de columna con su respectivo diseño de cimentación de zapata y la ubicación respectiva en el plano de cimentación.

Cuadro 41. Diseño de columnas

CUADRO DE COLUMNAS		
TIPO	C-1	C-2
TIPO DE COLUMNA Y DIMENSION		
1º,2º,3º PISO	8ø14	8ø14
ESTRIBOS	1ø 10 @10	2ø 10 @10

Elaborado por: (Calderón, 2015)

Cuadro 42. Diseño de zapatas aisladas



Elaborado por: (Calderón, 2015)

Para el cálculo de zapatas aisladas en este caso se utilizó como material de apoyo el programa SAP y las definiciones del diseño de cimentaciones presentado en el capítulo II en el párrafo **2.2.5 Diseño de cimentaciones**

En el ANEXO IV se muestra el diseño del plano de cimentación.

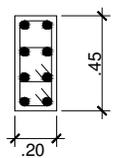
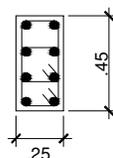
5.2.2. Zapatas corridas.

Las zapatas corridas se pueden utilizar en este tipo de proyectos cuando observamos que el suelo tiene diferentes capas de suelos cohesivos, en este caso tenemos dos tipos de suelos, hasta la altura de 2.00 m tenemos arcillas y desde los 2.00 m hasta los 3.00 m tenemos limos y desde los 3.00 m en adelante seguimos con arcillas, si en este caso tendríamos a los 5.00 m otro tipo de material cohesivo es recomendable utilizar las zapatas corridas en las columnas más cargadas y donde se encuentre el suelo más desfavorable.

El diseño de zapatas corridas para este edificio son tres diferentes, dos están ubicados a los extremos donde nos arrojó los resultados de estudios de suelos y es donde se necesita reforzar el cimiento y desde luego en el centro donde se encuentran las columnas más cargadas, la zapata que se encuentra entre los ejes A-10 y A-11 tiene una sección de 2.98 m y 0.80 m y la zapata que se encuentra en la mitad es de 9.95 m por 1.20 m.

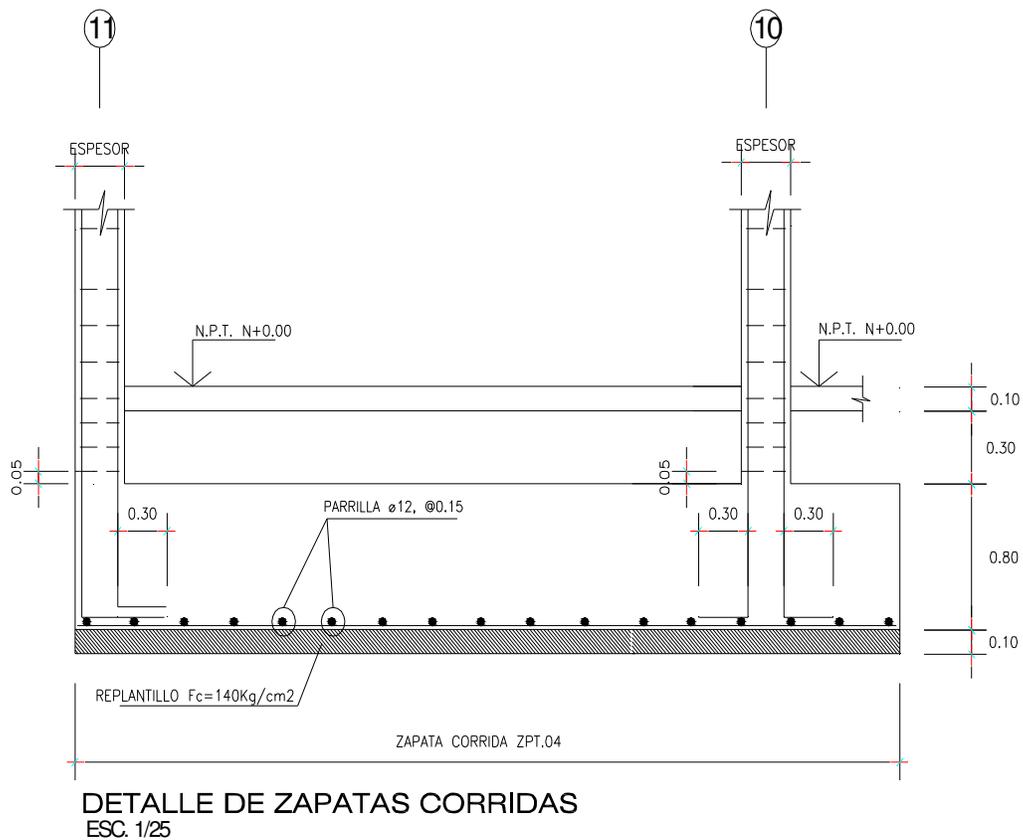
A continuación se muestra el cuadro de columnas del edificio y el detalle de cimientos, zapatas corridas, y la ubicación en el plano de referencia.

Cuadro 43. Diseño de columnas

CUADRO DE COLUMNAS		
TIPO	C-1	C-2
TIPO DE COLUMNA Y DIMENSION		
1º,2º,3º PISO	8ø14	8ø14
ESTRIBOS	1ø 10 @10	2ø 10 @10

Elaborado por: (Calderón, 2015)

Cuadro 44. Diseño de zapatas corridas



Elaborado por: (Calderón, 2015)

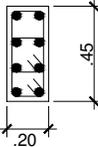
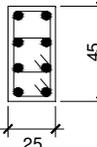
Para el cálculo de zapatas aisladas en este caso se utilizó como material de apoyo el programa SAP y las definiciones del diseño de cimentaciones presentado en el capítulo II en el párrafo **2.2.5 Diseño de cimentaciones**.

5.2.3. Losa de cimentación.

Para este tipo de construcciones como son edificios de cuatro plantas y que se van a plantar en suelos arcillosos o limosos también es recomendable realizar losas de cimentación para que toda la carga de la edificación sea transmitida uniformemente, el costo es representativo pero tiene un buen funcionamiento.

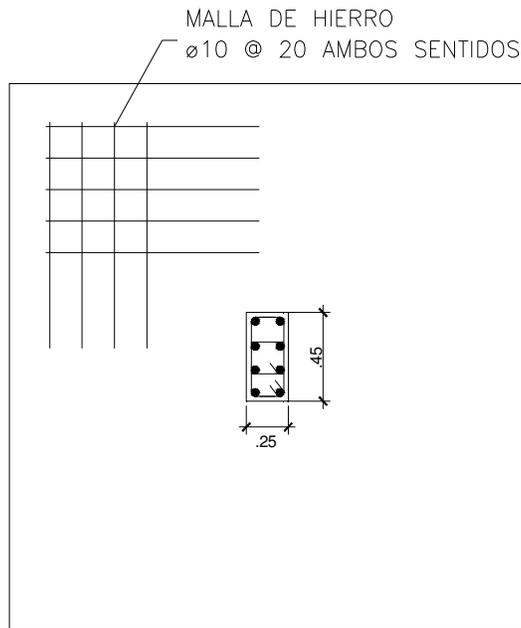
A continuación se muestra el detalle de columnas con el detalle de la losa de cimentación y el respectivo plano que muestra la alternativa de diseño.

Cuadro 45. Diseño de columnas

CUADRO DE COLUMNAS		
TIPO	C-1	C-2
TIPO DE COLUMNA Y DIMENSION		
1º,2º,3º PISO	8ø14	8ø14
ESTRIBOS	1ø 10 @10	2ø 10 @10

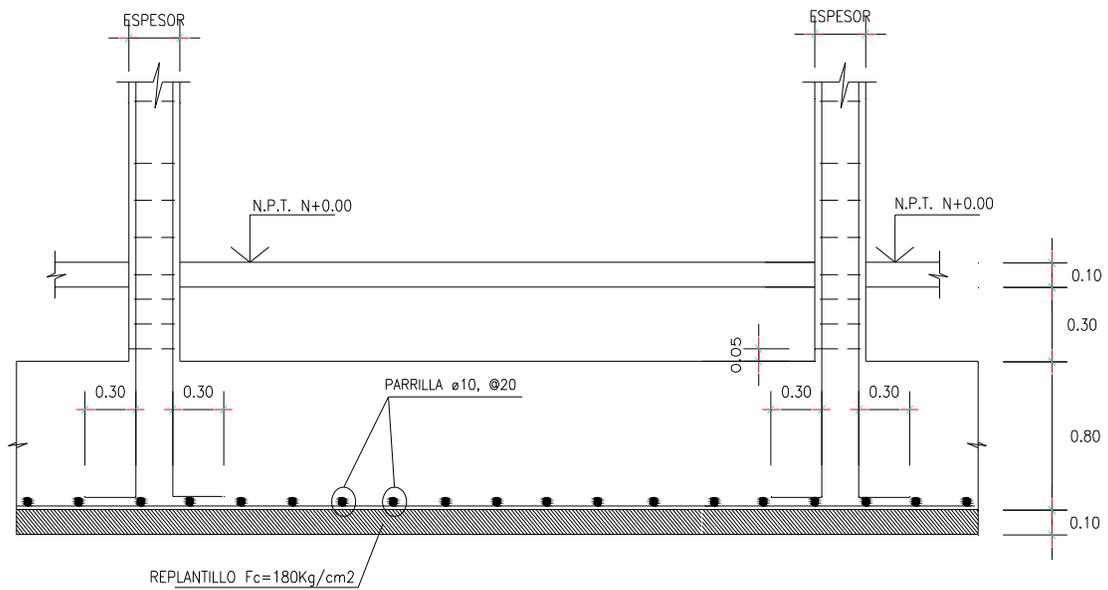
Elaborado por: (Calderón, 2015)

Cuadro 46. Corte de losa de cimentación



Elaborado por: (Calderón, 2015)

Cuadro 47. Diseño de losa de cimentación



DETALLE DE LOSA DE CIMENTACIÓN
ESC. 1/25

Elaborado por: (Calderón, 2015)

Para el cálculo de zapatas aisladas en este caso se utilizó como material de apoyo el programa SAP y las definiciones del diseño de cimentaciones presentado en el capítulo II en el párrafo **2.2.5 Diseño de cimentaciones**

5.3. Definición de cimentación óptima.

Para este tipo de proyectos tenemos varios tipos de cimentaciones como son las zapatas aisladas, zapatas corridas y losas de cimentación, en cuestión a costos observamos en los presupuestos que cada una tiene su valor y depende mucho de la forma constructiva, en zapatas aisladas existe poca excavación y poca utilización de acero de refuerzo y hormigón, para zapatas corridas ya existe más excavación por la manera de construcción de estas zapatas, vamos a tener que utilizar más acero de refuerzo en por cada zapata corrida, en este caso son tres, por tal razón vamos a necesitar más hormigón y su costo aumenta aproximadamente en un 18% en comparación de las zapatas aisladas.

Por otro lado tenemos la losa de cimentación que no es más que realizar en toda el área bruta una losa con hormigón armado, esto requiere de una excavación en toda el área que abarca la construcción, y la utilización del acero de refuerzo y hormigón es representativa, su costo aumenta aproximadamente es un 90% en comparación del costo de las zapatas aisladas.

Con esas comparaciones de los tres tipos de cimentación para mi criterio y en cuestión a costo beneficio recomendaría utilizar las zapatas aisladas para este proyecto, este sería una cimentación óptima en cuanto a funcionalidad y precio.

A continuación se muestra un cuadro comparativo con las tres opciones de cimentación:

CUADRO COMPARATIVO

		ZAPATA AISLADA				ZAPATA CORRIDA		LOSA DE CIMENTACIÓN	
ITEM	DESCRIPCIÓN	U	CANT.	P.U.	P. TOTAL	CANT.	P. TOTAL	CANT.	P. TOTAL
OBRAS PRELIMINARES									
K-01	Replanteo y nivelación	m2	120.00	\$ 1.14	\$ 136.80	120.00	\$ 136.80	120.00	\$ 136.80
K-02	Excavación de plintos	m3	33.70	\$ 9.51	\$ 320.45	38.40	\$ 365.18	60.00	\$ 570.60
K-03	Excavación de cadenas	m3	12.94	\$ 9.51	\$ 123.06	12.94	\$ 123.06	12.94	\$ 123.06
					\$ 580.31		\$ 625.05		\$ 830.46
ESTRUCTURA									
K-04	Replantiillo H.S. 140 kg/cm2	m3	2.59	\$ 170.98	\$ 443.18	5.89	\$ 1,007.07	8.40	\$ 1,436.23
K-05	H.Ciclópeo 60% H.S. 40% pie	m3	8.96	\$ 191.84	\$ 1,718.62	9.23	\$ 1,770.68	9.23	\$ 1,770.68
K-06	Contrapiso H.S. F'c=180kg/cm2	m3	6.40	\$ 29.08	\$ 186.11	6.40	\$ 186.11	6.40	\$ 186.11
K-07	Hormigón F'c=210kg/cm2 en	m3	20.74	\$ 401.09	\$ 8,317.00	25.45	\$ 10,207.74	55.00	\$ 22,059.95
K-08	Relleno compactación de pli	m3	7.78	\$ 9.92	\$ 77.14	9.87	\$ 97.91	12.00	\$ 119.04
K-09	Hormigón en cuellos de colu	m3	2.03	\$ 405.06	\$ 823.89	2.10	\$ 850.63	2.10	\$ 850.63
K-10	Hormigón en cadenas 0.15 x	m3	2.54	\$ 415.20	\$ 1,054.61	3.12	\$ 1,295.42	1.12	\$ 465.02
K-11	Acero de refuerzo	kg	1005.78	\$ 3.79	\$ 3,811.91	1050.45	\$ 3,981.21	1202.34	\$ 4,556.87
					\$ 16,432.46		\$ 19,396.77		\$ 31,444.54
					TOTAL = \$ 17,012.77		\$ 20,021.82		\$ 32,275.00
					PORCENTAJE 100%		118%		190%

Los tres presupuestos de cada una de las propuestas se muestran a continuación, seguido del análisis de precios unitarios considerando únicamente los rubros más importantes para la construcción de la cimentación.

5.4. Presupuestos de cimentación.

Una vez que tengamos los diseños de cimentación propuestos realizaremos los tres presupuestos por cada alternativa teniendo en cuenta que las medidas perimetrales de la edificación es de 20.00 m por 6.00 m, teniendo como área bruta de construcción de 120 m², a continuación se muestran los presupuestos de cimentación de cada alternativa seguido del respectivo análisis de precios unitarios:

PRESUPUESTO DE CIMENTACIÓN - ZAPATA AISLADA

PROYECTO:	EDIFICIO DE CUATRO PLANTAS	DIMENSIONES DE EDIFICACIÓN.	
EJECUTÓ:	ANDRÉS CALDERÓN L.	LARGO (m):	20.00
DIRECCIÓN:	LA MOYA	ANCHO (m):	6.00
PRPOPIETARIO:	-----	ÁREA DE CONSTRUCCIÓN (m2)	120.00

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	PRECIO TOTAL
OBRAS PRELIMINARES					
K-01	Replanteo y nivelación	m2	120.00	\$ 1.14	\$ 136.80
K-02	Excavación de plintos	m3	33.70	\$ 9.51	\$ 320.45
K-03	Excavacion de cadenas	m3	12.94	\$ 9.51	\$ 123.06
					\$ 580.31
ESTRUCTURA					
K-04	Replantillo H.S. 140 kg/cm2	m3	2.59	\$ 170.98	\$ 443.18
K-05	H.Ciclópeo 60% H.S. 40% piedra	m3	8.96	\$ 191.84	\$ 1,718.62
K-06	Contrapiso H.S. F'c=180kg/cm2 incluye empedrado	m3	6.40	\$ 29.08	\$ 186.11
K-07	Hormigón F'c=210kg/cm2 en zapata	m3	20.74	\$ 401.09	\$ 8,317.00
K-08	Relleno compactación de plintos	m3	7.78	\$ 9.92	\$ 77.14
K-09	Hormigón en cuellos de columna f'c=210 kg/cm2	m3	2.03	\$ 405.06	\$ 823.89
K-10	Hormigón en cadenas 0.15 x 0.40 F'c=210kg/cm2	m3	2.54	\$ 415.20	\$ 1,054.61
K-11	Acero de refuerzo	kg	1005.78	\$ 3.79	\$ 3,811.91
					\$ 16,432.46

TOTAL =	\$ 17,012.77
----------------	---------------------

PRESUPUESTO DE CIMENTACIÓN - ZAPATA CORRIDA

PROYECTO: EDIFICIO DE CUATRO PLANTAS
EJECUTÓ: ANDRÉS CALDERÓN L.
DIRECCIÓN: LA MOYA
PRPOPIETARIO: -----

DIMENSIONES DE EDIFICACIÓN.
LARGO (m): 20.00
ANCHO (m): 6.00
ÁREA DE CONSTRUCCIÓN (m2) 120.00

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	PRECIO TOTAL
OBRAS PRELIMINARES					
K-01	Replanteo y nivelación	m2	120.00	\$ 1.14	\$ 136.80
K-02	Excavación de plintos	m3	38.40	\$ 9.51	\$ 365.18
K-03	Excavación de cadenas	m3	12.94	\$ 9.51	\$ 123.06
					\$ 625.05

ESTRUCTURA					
K-04	Replanteo H.S. 140 kg/cm2	m3	5.89	\$ 170.98	\$ 1,007.07
K-05	H.Ciclópeo 60% H.S. 40% piedra	m3	9.23	\$ 191.84	\$ 1,770.68
K-06	Contrapiso H.S. F'c=180kg/cm2 incluye empedrado	m3	6.40	\$ 29.08	\$ 186.11
K-07	Hormigón F'c=210kg/cm2 en zapata	m3	25.45	\$ 401.09	\$ 10,207.74
K-08	Relleno compactación de plintos	m3	9.87	\$ 9.92	\$ 97.91
K-09	Hormigón en cuellos de columna f'c=210 kg/cm2	m3	2.10	\$ 405.06	\$ 850.63
K-10	Hormigón en cadenas 0.15 x 0.40 F'c=210kg/cm2	m3	3.12	\$ 415.20	\$ 1,295.42
K-11	Acero de refuerzo	kg	1050.45	\$ 3.79	\$ 3,981.21
					\$ 19,396.77

TOTAL =	\$ 20,021.82
----------------	---------------------

PRESUPUESTO DE CIMENTACIÓN - LOSA DE CIMENTACIÓN

PROYECTO: EDIFICIO DE CUATRO PLANTAS

DIMENSIONES DE EDIFICACIÓN.

EJECUTÓ: ANDRÉS CALDERÓN L.

LARGO (m): 20.00

DIRECCIÓN: LA MOYA

ANCHO (m): 6.00

PRPOPIETAR -----

ÁREA DE CONSTRUCCIÓN (m2): 120.00

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	PRECIO TOTAL
OBRAS PRELIMINARES					
K-01	Replanteo y nivelación	m2	120.00	\$ 1.14	\$ 136.80
K-02	Excavación de plintos	m3	60.00	\$ 9.51	\$ 570.60
K-03	Excavacion de cadenas	m3	12.94	\$ 9.51	\$ 123.06
					\$ 830.46
ESTRUCTURA					
K-04	Replanteo H.S. 140 kg/cm2	m3	8.40	\$ 170.98	\$ 1,436.23
K-05	H.Ciclópeo 60% H.S. 40% piedra	m3	9.23	\$ 191.84	\$ 1,770.68
K-06	Contrapiso H.S. F'c=180kg/cm2 incluye empedrado	m3	6.40	\$ 29.08	\$ 186.11
K-07	Hormigón F'c=210kg/cm2 en zapata	m3	55.00	\$ 401.09	\$ 22,059.95
K-08	Relleno compactación de plintos	m3	12.00	\$ 9.92	\$ 119.04
K-09	Hormigón en cuellos de columna f'c=210 kg/cm2	m3	2.10	\$ 405.06	\$ 850.63
K-10	Hormigón en cadenas 0.15 x 0.40 F'c=210kg/cm2	m3	1.12	\$ 415.20	\$ 465.02
K-11	Acero de refuerzo	kg	1202.34	\$ 3.79	\$ 4,556.87
					\$ 31,444.54

TOTAL =	\$ 32,275.00
----------------	---------------------

5.5. Análisis de Precios Unitarios.

Para realizar los presupuestos de las cimentaciones se utilizaron los siguientes análisis de precios unitarios que corresponden únicamente a la construcción de la cimentación.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: K-01 **UNIDAD:** m2

DETALLE: Replanteo y nivelación

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.60	0.60	0.65	0.39
EQUIPO SEGURIDAD INDUSTRIAL	1.00	0.16	0.16	0.65	0.10
SUBTOTAL M					0.49
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON	1.00	3.01	3.01	0.04	0.12
TOPOGRAFO	1.00	3.38	3.38	0.10	0.34
SUBTOTAL N					0.46
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
					-
SUBTOTAL O					-
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.95
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					0.19
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.14
VALOR OFERTADO					1.14

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: K-02 **UNIDAD:** m3
DETALLE: Excavación de plintos

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.60	0.60	2.10	1.26
EQUIPO SEGURIDAD INDUSTRIAL	1.00	0.16	0.16	2.10	0.34
SUBTOTAL M					1.60
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON	2.00	3.01	6.02	0.77	4.64
ALBAÑIL	1.00	3.38	3.38	0.50	1.69
SUBTOTAL N					6.33
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL O					-
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					-
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7.92
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					1.58
COSTO TOTAL DEL RUBRO					9.51
VALOR OFERTADO					9.51

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: K-03 **UNIDAD:** m3
DETALLE: Excavacion de cadenas

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.60	0.60	2.10	1.26
EQUIPO SEGURIDAD INDUSTRIAL	1.00	0.16	0.16	2.10	0.34
SUBTOTAL M					1.60
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON	2.00	3.01	6.02	0.77	4.64
ALBAÑIL	1.00	3.38	3.38	0.50	1.69
SUBTOTAL N					6.33
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL O					-
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7.92
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					1.58
COSTO TOTAL DEL RUBRO					9.51
VALOR OFERTADO					9.51

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: K-04 **UNIDAD:** m3
DETALLE: Replantillo H.S. 140 kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	2.00	0.60	1.20	1.20	1.44
CONCRETERA 1 SACO	1.00	3.50	3.50	1.20	4.20
EQUIPO SEGURIDAD INDUSTRIAL	1.00	0.16	0.16	1.20	0.19
VIBRADOR MANGUERA A GASOLINA	1.00	2.25	2.25	1.20	2.70
SUBTOTAL M					8.53
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON	6.00	3.01	18.06	1.20	21.67
INSPECTOR DE OBRA	1.00	3.38	3.38	2.00	6.76
MAESTRO MAYOR	1.00	3.38	3.38	2.40	8.11
SUBTOTAL N					36.54
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
AGUA	M3	0.24	1.00	0.24	
CEMENTO	SACO	6.50	9.00	58.50	
ARENA	M3	0.93	20.00	18.67	
RIPIO	M3	1.00	20.00	20.00	
SUBTOTAL O					97.41
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					142.49
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					28.50
COSTO TOTAL DEL RUBRO					170.98
VALOR OFERTADO					170.98

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: K-05 **UNIDAD:** m3
DETALLE: H.Ciclópeo 60% H.S. 40% piedra

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	2.00	0.60	1.20	2.00	2.40
CONCRETERA 1 SACO	1.00	3.50	3.50	2.00	7.00
EQUIPO SEGURIDAD INDUSTRIAL	1.00	0.16	0.16	2.00	0.32
VIBRADOR MANGUERA A GASOLINA	1.00	2.25	2.25	2.00	4.50
SUBTOTAL M					14.22
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON	7.00	3.01	21.07	2.20	46.35
INSPECTOR DE OBRA	1.00	3.38	3.38	2.00	6.76
MAESTRO MAYOR	1.00	3.38	3.38	2.40	8.11
SUBTOTAL N					61.23
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
AGUA	M3	0.24	1.00	0.24	
CEMENTO	SACO	3.50	9.00	31.50	
ARENA	M3	0.61	20.00	12.18	
RIPIO	M3	0.90	20.00	18.00	
PIEDRA	M3	0.90	25.00	22.50	
SUBTOTAL O					84.42
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					159.87
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					31.97
COSTO TOTAL DEL RUBRO					191.84
VALOR OFERTADO					191.84

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: K-06 **UNIDAD:** m3
DETALLE: Contrapiso H.S. F'c=180kg/cm2 incluye empedrado

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	9.00	0.60	5.40	0.08	0.43
VIBRADOR MANGUERA A GASOLINA	1.00	2.25	2.25	0.08	0.18
EQUIPO SEGURIDAD INDUSTRIAL	1.00	0.16	0.16	0.08	0.01
CONCRETERA 1 SACO	1.00	3.50	3.50	0.08	0.28
SUBTOTAL M					0.90
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON	4.00	3.01	12.04	0.50	6.02
INSPECTOR DE OBRA	1.00	3.38	3.38	0.20	0.68
MAESTRO MAYOR	1.00	3.38	3.38	0.30	1.01
SUBTOTAL N					7.71
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
HORMIGON Fc=180KG/CM2	M3	0.10	101.20	10.12	
ENCOFRADO	M3	1.00	5.50	5.50	
SUBTOTAL O				15.62	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					24.23
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					4.85
COSTO TOTAL DEL RUBRO					29.08
VALOR OFERTADO					29.08

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: K-07 **UNIDAD:** m3
DETALLE: Hormigón F'c=210kg/cm2 en zapata

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	9.00	0.60	5.40	2.00	10.80
VIBRADOR MANGUERA A GASOLINA	1.00	2.25	2.25	2.00	4.50
EQUIPO SEGURIDAD INDUSTRIAL	1.00	0.16	0.16	2.00	0.32
CONCRETERA 1 SACO	1.00	3.50	3.50	2.00	7.00
SUBTOTAL M					22.62
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON	5.00	3.01	15.05	2.00	30.10
INSPECTOR DE OBRA	1.00	3.38	3.38	2.00	6.76
MAESTRO MAYOR	1.00	3.38	3.38	2.00	6.76
SUBTOTAL N					43.62
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
HORMIGON f'c=210KG/CM2	M3	1.00	210.00	210.00	
HIERRO	KG	3.59	1.95	7.00	
ENCOFRADO	M3	1.00	51.00	51.00	
SUBTOTAL O					268.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					334.24
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					66.85
COSTO TOTAL DEL RUBRO					401.09
VALOR OFERTADO					401.09

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: K-08 **UNIDAD:** m3
DETALLE: Relleno compactación de plintos

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.60	0.60	0.80	0.48
EQUIPO SEGURIDAD INDUSTRIAL	1.00	0.16	0.16	0.50	0.08
SUBTOTAL M					0.56
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON	2.00	3.01	6.02	1.00	6.02
ALBAÑIL	1.00	3.38	3.38	0.50	1.69
SUBTOTAL N					7.71
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
					-
SUBTOTAL O					-
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8.27
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					1.65
COSTO TOTAL DEL RUBRO					9.92
VALOR OFERTADO					9.92

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: K-09 **UNIDAD:** m3
DETALLE: Hormigón en cuellos de columna f'c=210 kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	9.00	0.60	5.40	2.10	11.34
VIBRADOR MANGUERA A GASOLINA	1.00	2.25	2.25	2.10	4.73
EQUIPO SEGURIDAD INDUSTRIAL	1.00	0.16	0.16	2.10	0.34
CONCRETERA 1 SACO	1.00	3.50	3.50	2.10	7.35
SUBTOTAL M					23.75
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON	5.00	3.01	15.05	2.10	31.61
INSPECTOR DE OBRA	1.00	3.38	3.38	2.10	7.10
MAESTRO MAYOR	1.00	3.38	3.38	2.10	7.10
SUBTOTAL N					45.80
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
HORMIGON f'c=210KG/CM2	M3	1.00	210.00	210.00	
HIERRO	KG	3.59	1.95	7.00	
ENCOFRADO	M3	1.00	51.00	51.00	
SUBTOTAL O					268.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					337.55
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					67.51
COSTO TOTAL DEL RUBRO					405.06
VALOR OFERTADO					405.06

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: K-10 **UNIDAD:** m3
DETALLE: Hormigón en cadenas 0.15 x 0.40 F'c=210kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	9.00	0.60	5.40	2.20	11.88
VIBRADOR MANGUERA A GASOLINA	1.00	2.25	2.25	2.20	4.95
EQUIPO SEGURIDAD INDUSTRIAL	1.00	0.16	0.16	2.20	0.35
CONCRETERA 1 SACO	1.00	3.50	3.50	2.20	7.70
SUBTOTAL M					24.88
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON	6.00	3.01	18.06	2.20	39.73
INSPECTOR DE OBRA	0.80	3.38	2.70	2.20	5.95
MAESTRO MAYOR	1.00	3.38	3.38	2.20	7.44
SUBTOTAL N					53.12
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
HORMIGON Fc=210KG/CM2	M3	1.00	210.00	210.00	
HIERRO	KG	3.59	1.95	7.00	
ENCOFRADO	M3	1.00	51.00	51.00	
SUBTOTAL O					268.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					346.00
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					69.20
COSTO TOTAL DEL RUBRO					415.20
VALOR OFERTADO					415.20

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: K-11 **UNIDAD:** kg
DETALLE: Acero de refuerzo

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.60	0.60	0.10	0.06
CIZALLA	1.00	0.40	0.40	0.10	0.04
SUBTOTAL M					0.10
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
PEON	2.00	3.01	6.02	0.10	0.60
FIERRERO	1.00	3.38	3.38	0.10	0.34
SUBTOTAL N					0.94
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
HIERRO 12 mm	kg	1.00	1.06	1.06	
HIERRO 10 mm	kg	1.00	1.06	1.06	
SUBTOTAL O					2.12
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3.16
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20%					0.63
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3.79
VALOR OFERTADO					3.79

5.6. Especificaciones Técnicas.

REPLANTEO (UNIDAD M2)

DESCRIPCIÓN Y MÉTODO

Todas las obras serán construidas de acuerdo con los trazos, gradientes, dimensiones mostradas en los planos originales y/o complementarias o modificados por el Ing. Residente. El control de la gradiente y alineación es constante y la responsabilidad completa recae sobre el Ing. Residente.

Se deberá mantener suficientes instrumentos para las nivelaciones y levantamientos; si es posible en cada frente de trabajo.

Referente a señales se deberá todos los puntos, estacas, plantillas de gradientes, hitos y puntos de nivel (B.M), establecidos en toda la franja o longitud de la obra.

El Contratista suministrará todos los materiales, herramientas y equipo necesarios para ejecutar el trazado, nivelación y replanteo de las edificaciones y de otras obras.

Procedimiento para la ejecución

El replanteo y trazado de las fundaciones tanto aisladas como continuas, serán realizadas por el Contratista con estricta sujeción a las dimensiones señaladas en los planos respectivos.

El Contratista demarcará toda el área donde se realizará el movimiento de tierras, de manera que, posteriormente, no existan dificultades para medir los volúmenes de tierra movida.

Preparado el terreno de acuerdo al nivel y rasante establecidos, el Contratista procederá a realizar el estacado y colocación de caballetes a una distancia no menor a 1.50 m de los bordes exteriores de las excavaciones a ejecutarse.

Los ejes de las zapatas y los anchos de las cimentaciones corridas se definirán con alambre o lienza firmemente tensa y fijada a clavos colocados en los caballetes de madera, sólidamente anclados en el terreno.

Las lienzas serán dispuestas con escuadra y nivel, a objeto de obtener un perfecto paralelismo entre las mismas. Seguidamente los anchos de cimentación y/o el perímetro de las fundaciones aisladas se marcarán con yeso o cal.

El Contratista será el único responsable del cuidado y reposición de las estacas y marcas requeridas para la medición de los volúmenes de obra ejecutada.

El trazado deberá recibir aprobación escrita del Supervisor de Obra, antes de proceder con los trabajos siguientes.

Medición

El replanteo de las construcciones será medido en metros cuadrados, tomando en cuenta únicamente la superficie total neta de la construcción.

Forma de pago

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido de acuerdo a lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos. Los trabajos de replanteo serán realizados con aparatos de precisión teodolito, niveles, cintas metálicas etc, en base a las indicaciones de los planos respectivos como paso previo a la excavación.

EXCAVACIÓN DE PLINTOS (UNIDAD m3)

DESCRIPCIÓN Y METODO:

Considerando la profundidad de excavación a ejecutar y los correspondientes problemas constructivos que esto implica se especifica lo siguiente:

Se utilizara retro excavadora, para excavación y re-santeo de muros, para los plintos se debe entibar cada un metro, para seguridad de trabajadores, hasta llegar a la altura requerida por el estudio de suelos, comprobando por este técnico la resistencia, de desplante de la zapata.

El trabajo final de la excavación deberá realizarse con la menor anticipación posible a la colocación de hormigón de fundaciones, para evitar alteraciones por la intemperie.

Se podrá realizar excavaciones a máquina hasta 0.30m antes de la cota de fundación. Este último tramo deberá ser removido con pico y pala.

En el caso de sobre excavación se procederá al relleno con hormigón ciclópeo de las características indicadas en el respectivo capitulo.

MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO:

La medición se efectuará sobre la geometría en este caso el volumen del espacio excavado.

Forma de pago será, el volumen medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, y multiplicado por el precio unitario del rubro.

EXCAVACIÓN A MANO PARA PLINTOS Y ZAPATAS (UNIDAD M3)

DESCRIPCIÓN Y METODO

Se lo ejecuta con pico y pala, y deberá estar aplomado de acuerdo a la sección del plinto.

Este rubro comprende todos los trabajos de excavación para fundaciones de estructuras sean éstas corridas o aisladas, a mano o con maquinaria, ejecutados en diferentes clases de terreno y hasta las profundidades establecidas en los planos y de acuerdo a lo señalado en el formulario de presentación de propuestas y/o instrucciones del Supervisor de Obra.

Asimismo comprende las excavaciones para la construcción de diferentes obras, estructuras, construcción de cámaras de inspección, cámaras sépticas, pozos de infiltración y otros, cuando éstas no estuvieran especificadas dentro de los ítems correspondientes.

Materiales, herramientas y equipo El Contratista realizará los trabajos descritos empleando herramientas, maquinaria y equipo apropiados, previa aprobación del Supervisor de Obra.

Clasificación de Suelos

Para los fines de cálculo de costos y de acuerdo a la naturaleza y características del suelo a excavar, se establece la siguiente clasificación:

- Suelo Clase I (blando)

Suelos compuestos por materiales sueltos como humus, tierra vegetal, arena suelta y de fácil remoción con pala y poco uso de picota.

- Suelo Clase II (semiduro)

Suelos compuestos por materiales como arcilla compacta, arena o grava, roca suelta, conglomerados y en realidad cualquier terreno que requiera previamente un ablandamiento con ayuda de pala y picota.

- Suelo Clase III (duro)

Suelos que requieren para su excavación un ablandamiento más riguroso con herramientas especiales como barretas.

Roca Suelos que requieren para su excavación el uso de barrenos de perforación, explosivos, cinceles y combos para fracturar las rocas, restringiéndose el uso de explosivos en áreas urbanas.

Procedimiento para la ejecución

Una vez que el replanteo de las fundaciones hubiera sido aprobado por el Supervisor de Obra, se podrá dar comienzo a las excavaciones correspondientes.

Se procederá al aflojamiento y extracción de los materiales en los lugares demarcados. Los materiales que vayan a ser utilizados posteriormente para rellenar zanjas o excavaciones,

Se apilarán convenientemente a los lados de la misma, a una distancia prudencial que no cause presiones sobre sus paredes.

Los materiales sobrantes de la excavación serán trasladados y acumulados en los lugares indicados por el Supervisor de Obra, aun cuando estuvieran fuera de los límites de la obra, para su posterior transporte a los botaderos establecidos, para el efecto, por las autoridades locales.

A medida que progrese la excavación, se tendrá especial cuidado del comportamiento de las paredes, a fin de evitar deslizamientos. Si esto sucediese no se podrá fundar sin antes limpiar completamente el material que pudiera llegar al fondo de la excavación.

Cuando las excavaciones demanden la construcción de entibados y apuntalamientos, éstos deberán ser proyectados por el Contratista y revisados y aprobados por el Supervisor de Obra. Esta aprobación no eximirá al Contratista de las responsabilidades que hubiera lugar en caso de fallar las mismas.

Cuando las excavaciones requieran achicamiento, el Contratista dispondrá el número y clase de unidades de bombeo necesarias. El agua extraída se evacuará de manera que no cause ninguna clase de daños a la obra y a terceros.

El fondo de las excavaciones será horizontal y en los sectores donde el terreno destinado a fundar sea inclinado, se dispondrá de escalones de base horizontal.

Se tendrá especial cuidado de no remover el fondo de las excavaciones que servirán de base a la cimentación y una vez terminadas se las limpiará de toda tierra suelta.

Las zanjas o excavaciones terminadas, deberán presentar superficies sin irregularidades y tanto las paredes como el fondo tendrán las dimensiones indicadas en los planos.

En caso de excavar por debajo del límite inferior especificado en los planos de construcción o indicados por el Supervisor de Obra, el Contratista rellenará el exceso por su cuenta y riesgo, relleno que será propuesto al Supervisor de Obra y aprobado por éste antes y después de su realización.

RELLENOS (UNIDAD M3)

DESCRIPCIÓN Y METODO

Este RUBRO comprende todos los trabajos de relleno y compactado que deberán realizarse después de haber sido concluidos las obras de estructuras, ya sean fundaciones aisladas o corridas, muros de contención y otros, según se especifique en los planos, formulario de presentación de propuestas y/o instrucciones del Supervisor de Obra.

El Contratista proporcionará todos los materiales, herramientas y equipo necesarios para la ejecución de los trabajos, los mismos que deberán ser aprobados por el Supervisor de Obra.

El material de relleno a emplearse será preferentemente el mismo suelo extraído de la excavación, libre de pedrones y material orgánico. En caso de que no se pueda utilizar dicho material de la excavación o el formulario de presentación de propuestas señalase el empleo de otro material o de préstamo, el mismo deberá ser aprobado y autorizado por el Supervisor de Obra. No se permitirá la utilización de suelos con excesivo contenido de humedad, considerándose como tales, aquéllos que igualen o sobrepasen el límite plástico del suelo. Igualmente se prohíbe el empleo de suelos con piedras mayores a 10 cm. de diámetro.

Para efectuar el relleno, el Contratista deberá disponer en obra del número suficiente de pisonos manuales de peso adecuado y apisonador O compactadores mecánicos.

Para el caso de relleno y compactado con maquinaria, el Contratista deberá disponer en obra de palas cargadoras, volquetas, compactadoras pata de cabra o de rodillo y todo el equipo necesario para la ejecución de esta actividad.

Procedimiento para la ejecución: Una vez concluidos los trabajos y solo después de transcurridas 48 horas del vaciado se comunicará al Supervisor de Obra, a objeto de que autorice en forma escrita el relleno correspondiente.

El material de relleno ya sea el procedente de la excavación o de préstamo estará especificado en los planos o formulario de presentación de propuestas.

La compactación efectuada deberá alcanzar una densidad relativa no menor al 90% del ensayo Proctor Modificado. Los ensayos de densidad en sitio deberán ser efectuados en cada tramo a diferentes profundidades.

El material de relleno deberá colocarse en capas no mayores a 20 cm., con un contenido óptimo de humedad, procediéndose al compactado manual o mecánico, según se especifique.

A requerimiento del Supervisor de Obra, se efectuarán pruebas de densidad en sitio, corriendo por cuenta del Contratista los gastos que demanden estas pruebas.

Asimismo, en caso de no satisfacer el grado de compactación requerido, el Contratista deberá repetir el trabajo por su cuenta y riesgo.

El grado de compactación para vías con tráfico vehicular deberá ser del orden del 95% del Proctor modificado.

El Supervisor de Obra exigirá la ejecución de pruebas de densidad en sitio a diferentes niveles del relleno.

Las pruebas de compactación serán llevadas a cabo por el Contratista o podrá solicitar la realización de este trabajo a un laboratorio especializado, quedando a su cargo el costo de las mismas. En caso de no haber alcanzado el porcentaje requerido, se deberá exigir el grado de compactación indicado.

Medición:

El relleno y compactado será medido en metros cúbicos compactados en su posición final de secciones autorizadas y reconocidas por el Supervisor de Obra. En la medición se deberá descontar los volúmenes de las estructuras y otros.

La medición se efectuará sobre la geometría del espacio relleno.

Forma de pago:

Este rubro ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio unitario será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo, pruebas o ensayos de densidad y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución del trabajo.

En caso de ser necesario el empleo de material de préstamo, el mismo deberá ser debidamente justificado y autorizado por el Supervisor de Obra, siguiendo los procedimientos establecidos para órdenes de cambio.

No será motivo de pago adicional alguno los gastos que demanden el humedecimiento u oreo del material para alcanzar la humedad apropiada o los medios de protección que deben realizarse para evitar el humedecimiento excesivo por lluvias, por lo que el Contratista deberá considerar estos aspectos en su precio unitario.

El material de relleno podrá ser de la tierra producto de la excavación, libre de basura y materiales orgánicos.

El relleno de cimientos para hormigón se colocará y se compactará mecánicamente en capas de 0.10 m de espesor según las Especificaciones D698. 64 T del ASTM.

En el caso de requerir rellenos de suelo mejorado para los cimientos armados del área ocupada por los muros de apoyo, se realizará mediante la utilización de cemento dosificado en relación de 1 volumen de cemento por cada 18 volúmenes de suelo limpio, compactándolo con las mismas especificaciones del ítem anterior.

HORMIGONES

El trabajo del hormigón debe realizarse de acuerdo a los requerimientos del Código ACI 318. 2005, y del Código Ecuatoriano de la Construcción 2000 a menos que se indique lo contrario.

MATERIALES

CEMENTO

Deberá cumplir lo dispuesto por la norma INEN 152 para cemento Portland tipo 1.

AGUA

Se utilizará para el amasado del hormigón, agua potable.

ARIDOS

Cumplirá lo indicado en las normas INEN CO 02.03. 401.

ÁRIDOS FINOS

Deberá ser arena procedente de río o mina, que tenga los granos limpios, lo permisible de sustancias terrosas y extrañas de acuerdo al cuadro siguiente:

MATERIAL PERMITIDO

EN PESO	% MAX.
Terrones de arcilla	1%
Finos que pasen el tamiz #200	5%
Material flotante	0.5%
Compuestos de sulfatos	1.2%

Material orgánico. No debe presentar coloración más oscura que el patrón

El agregado fino deberá cumplir la gradación estipulada por el INEN CO 02 . 03 . 401 conforme al cuadro siguiente:

TAMIZ	% PESO QUE PASA EL TAMIZ
4	95 a 100 %
8	80 a 100 %
16	50 a 85 %
30	25 a 60 %
50	15 a 30 %
100	2 a 10 %

ÁRIDOS GRUESOS

Consistirá en piedras trituradas con cantos vivos y de una dureza que en prueba de abrasión en Máquina de los Ángeles no pierda más del 35% del peso de la muestra original. Lo permisible de substancias extrañas se indica en el cuadro siguiente

MATERIAL PERMITIDO

EN PESO	% MAX.
Terrones de arcilla	0.25%
Finos que pasen el tamiz #200	5%
Compuestos de sulfatos	1.2%
Susbt. que reaccionan perjudicialmente	1.2% con los álcalis del cemento
Material orgánico	EXENTA
Coeficiente de forma	0.15 min.

El tamaño máximo de agregado será de 2.5 cm. La graduación de los áridos gruesos deberá cumplir:

TAMIZ	% PESO QUE PASA EL TAMIZ
1"	100 %
3/4"	35 a 70 %
3/8"	10 a 30 %
# 4	0 a 5 %

Si el Ingeniero Fiscalizador creyera conveniente aumentar el tamaño mínimo del agregado, se presenta la siguiente tabla como referencia:

TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO (cm)

DIMENSIÓN

MINIMA DE	VIGAS Y	LOSAS CON	LOSAS CON POCO
SECCION (m)	COLUMNAS	MUCHO REF.	O NINGUN REF.

.10 a .14	1.25 a. 2	2 a. 2.5	2 a. 4
.15 a .29	2 a. 4	4	4 a. 7.5
.30 a .74	4 a. 7.5	4 a. 7.5	7.5
.74 mayor	4 a. 7.5	4 a. 7.5	7.5.a 15

GRANULOMETRÍA DE ÁRIDOS COMBINADOS

La combinación de los áridos deberá cumplir una curva Granulométrica similar a la parábola de Fuller o Abrams, lo que se consigue al tener valores similares de módulos granulométricos.

Módulo granulométrico de áridos que siguen la parábola de Fuller:

Tamaño máxima del árido (cm)

2.5 3 3.5 4 4.5 5 5.5 6 6.5

Modulo granulométrico

5.21 5.45 5.64 5.82 6.0 6.16 6.29 6.4 6.51

ADITIVOS

El empleo de aditivos se hará bajo explícita autorización del Ingeniero Fiscalizador de la obra. En todo caso su empleo no justificará la disminución de la cantidad de cemento mínima especificada.

Los aditivos a usarse serán reductores de agua (acelerantes), e impermeabilizantes de hormigón, impermeabilizantes de mortero, plastificantes y expansores de volumen al fraguado para el caso que se requiera.

CAPÍTULO VI.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones.

- El resultado de los ensayos de mecánicas de suelos en el sector de la Moya manifiesta que es un suelo cohesivo de alta compresibilidad hasta una profundidad considerable para realizar cimentaciones superficiales, esta altura de cimentación es de 1.30 m.
- Por medio de los ensayos realizados a las muestras de suelos tomadas en sitio se comprobó que no existe retención de agua en su interior, esto quiere decir que es un suelo no saturado, esto ayuda mucho en el diseño de cimentaciones superficiales y profundas.
- Para este tipo de edificaciones se propuso tres tipos de cimentaciones que son zapatas aisladas, zapatas corridas y losa de cimentación, el que proporciona un mejor funcionamiento es la losa de cimentación pero este resulta muy costoso, por tal razón y por criterio personal recomendaría las zapatas aisladas, que resulta muy funcional y óptimo, su costo es menor ya que se utiliza poco acero de refuerzo y hormigón.
- Gracias a los ensayos de capacidad admisible del suelo se verificó los esfuerzos totales de cada estrato de suelo en cada punto o sonda realizada, con estos valores podemos determinar a qué altura se encuentra la carga admisible que va a soportar la carga total de la edificación.

6.2 Recomendaciones.

- En caso de realizar este tipo de proyectos sobre suelos limosos se recomienda poner en practica este estudio y seguir los pasos para una realizar un diseño óptimo de cimentación.
- Es muy importante tener una secuencia lógica y constructiva para todo tipo de proyectos, en este caso es necesario tener claro el anteproyecto que se va a ejecutar de tal modo que podamos determinar cuáles son los estudios de suelos necesarios para realizar una correcta cimentación el cual no afecte al proyecto en todos sus años de vida útil.
- Tener siempre en cuenta los ensayos de suelos que se van a realizar, ya que tenemos para diferentes funciones y para diferentes proyectos, eso nos ayudará a realizar varios tipos de cimentaciones.
- Es conveniente en el área a construir, realizar una exploración geotécnica exhaustiva de la zona de diferentes tipos. Dependiendo de la magnitud de la obra, es recomendable realizar ensayos.
- Como ingeniero constructor de la obra es necesario conocer las propiedades y características de suelos, para poder determinar y verificar la capacidad de carga del suelo que soportará la estructura, ya que generalmente el subsuelo de la ciudad varía según la zonificación y podemos tener suelos arcillosos, limosos o rocas firmes.

BIBLIOGRAFÍA

- I. **Fernández Loaiza**, 1982, Estabilización de suelos, México.
- II. **Juárez Badillo E y Rico Rodríguez A**, 2005, Fundamentos de Mecánica de Suelos, México.
- III. **Lambe W y Whitman R**, 2004, Mecánica de Suelos, México.
- IV. **Torrente M y Sánchez L**, 1968, Estabilización de Suelos, Barcelona.
- V. **Universidad Nacional de San Juan**, 1998, Curso de actualización de diseño estructural de caminos Método AASHTO, San Juan.
- VI. **Alamilla, Anguas, Mendez, Oropeza.** (2006). Influencia de la Granulometría en las Propiedades Volumétricas de la Mezcla Asfáltica. Lima: Sanfadila.
- VII. **Badillo, J. L. (2011).** Estabilización de suelos en el diseño de Pavimentos. Mexico: Coleccion Escuelas.
- VIII. **Gere, J. (2005).** Porous Pavements. EUA: Taylor Francis.
- IX. **INEN. (2001).** Código Ecuatoriano de la Construcción. Quito.
- X. **MTOP. (2002).** Manual de Especificaciones Generales Para La Construcción de Caminos Y Puentes MOP-001-F-2002. Quito: MTOP.
- XI. **MTOP. (2012).** Normas Ecuatorianas Viales NEVI-2012. Quito: MTOP.
- XII. **Nilson, A. (2001).** Diseño de Estructuras de Cimientos. Bogotá: McGraw-Hill.
- XIII. **EPMMOP; “MATERIALES”, “AGUA PARA HORMIGONES Y MORTEROS”.**
- XIV. **EPMMOP; “GUÍAS TÉCNICAS”**
- XV. **DAVILA ANDREADE W VILLACIS Neville**, Properties of Concrete, Pitman Publishing Limited.2.2.
- XVI. **Braja, M. (1999).**Fundamentos de ingeniería geotécnica. California State University,
- XVII. **Sacramento. California. Editorial Thomson Learning..**
- XVIII. **INEN. NORMA ECUATORIANA 1483, 1484, 1485, 1486, 1487, 1488.** Quito-Ecuador. 1886.
- XIX. **PORRERO S. JOAQUIN, JOSÉ GRASES G, GILBERTO J VELAZCO.** “Manual del Concreto Estructural”. Primera Edición - Caracas Enero 2004

- XX. ROJAS JESUS PROF.** Apuntes. “Materiales de la construcción”. Instituto Universitario de Tecnología Dr. “Federico Rivero Palacios” Región Caracas 2007.
- XXI. http://www.construaprende.com/Lab/12/Prac12_1.htm.**
- XXII. <http://www.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/dosifT6.html>.**
- XXIII. Cámara de la Construcción de Quito (APU).**

ANEXOS

Anexos I. PLANOS ARQUITECTÓNICOS DEL EDIFICIO DE 4 PLANTAS.

Anexos II. ENSAYOS DE LABORATORIO

HUMEDAD

LÍMITES DE CONSISTENCIA

GRANULOMETRÍA

CLASIFICACIÓN SUCS

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----	
localización: LA MOYA	
Sondeo: SP01	
Profundidad: 0.50 - 1.00 metros	FECHA: 18/03/2015

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	K 10	42.6	38	13.1	18.45%
	A 27	45.3	40.6	12.5	16.66%

LÍMITE LÍQUIDO

31	C 2	31.14	27.52	15.46	30.02%
26	A 5	31.9	27.74	15.16	33.07%
13	B 9	35.1	29.95	15.68	36.09%

LÍMITE PLÁSTICO

	D 12	10.35	10.02	8.92	30.00%
	B 12	10.22	9.93	8.93	29.00%
	C 1	10.33	10	8.81	27.73%

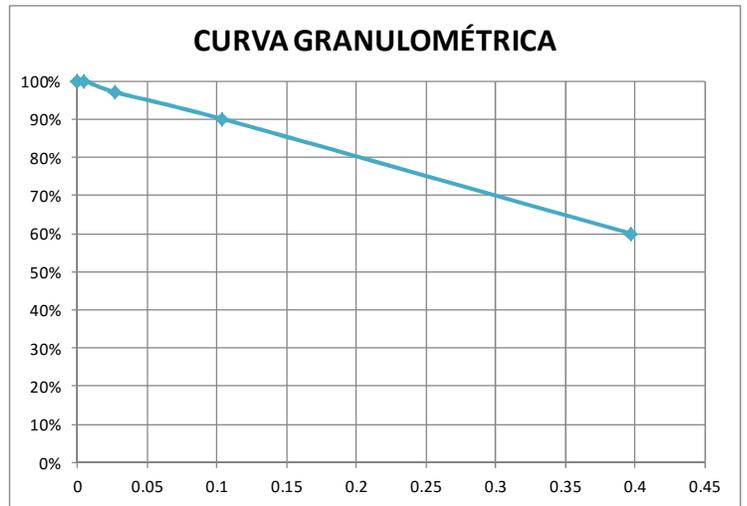
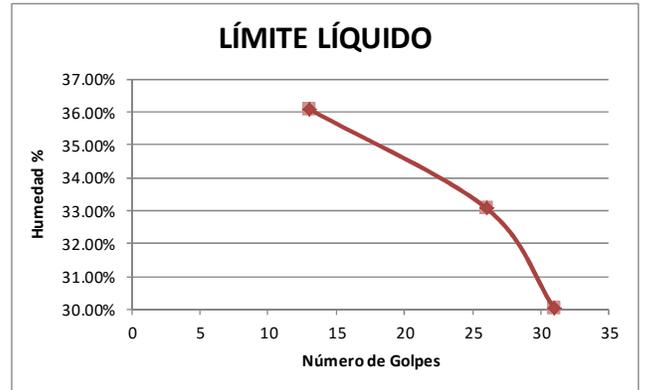
GRANULOMETRÍA

Tamíz	RETENIDO			Pasa
	#	Parcial	Total	
3"				
2"				
1 ½"				
1"				
¾"	0.00	0.00	0.00%	100%
½"	0.00	0.00	0.00%	100%
⅜"	0.00	0.00	0.00%	100%
N° 4	0.40	0.40	0.50%	99.50%
N° 10	2.00	2.40	2.70%	97.30%
N° 40	6.80	9.20	10.40%	89.60%
N° 200	25.60	34.80	39.70%	60.30%
Pasa N° 200				

Total Humedo	102.9
Total Seco	87.6

PORCENTAJE DE GRAVA	0%
PORCENTAJE DE ARENA	39%
PORCENTAJE DE FINOS	60%

RESUMEN	
Límite Líquido	32%
Límite Plástico	29%
Índice de Plasticidad	3%
Humedad Natural	18%
Clasificación SUCS	ML



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----	
localización: LA MOYA	
Sondeo: SP01	
Profundidad: 1.50 - 2.00 metros	FECHA: 18/03/2015

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	A 1	44.6	40	26.4	19.52%
	B 5	44.9	40.2	16.3	19.60%

LÍMITE LÍQUIDO

40	C 10	30.92	27.85	16.92	28.09%
22	B 10	31.53	28.07	16.91	31.00%
9	B 6	32.67	28.39	15.83	34.08%

LÍMITE PLÁSTICO

	A 2	10.2	9.93	8.93	26.99%
	D 2	10.2	9.91	8.87	27.88%
	A 10	10.32	10	8.86	28.07%

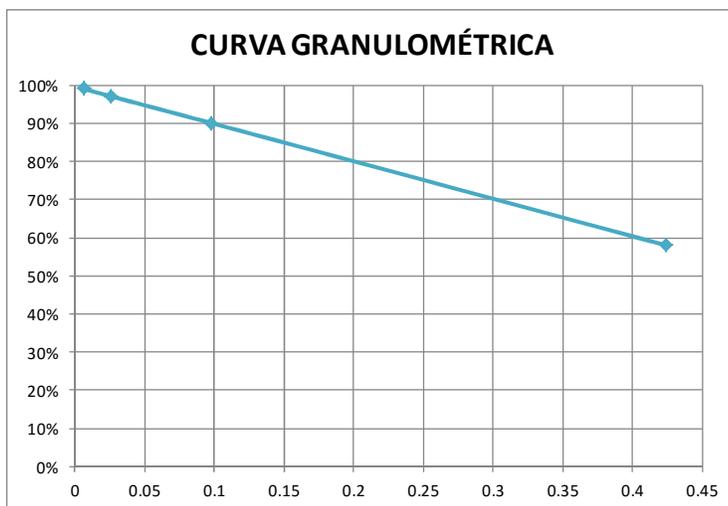
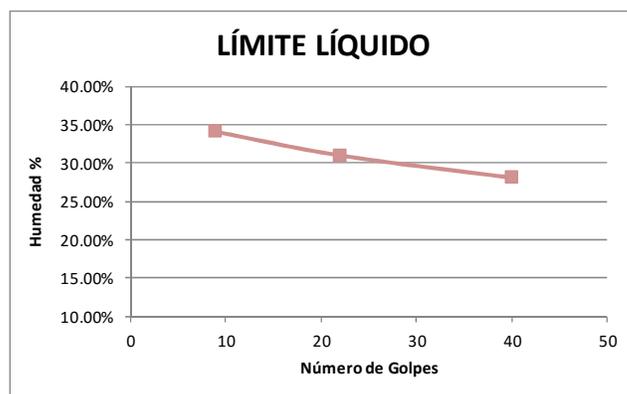
GRANULOMETRÍA

Tamíz #	RETENIDO			Pasa %
	Parcial	Total	%	
3"				
2"				
1 1/2"				
1"				
3/4"	0.00	0.00	0.00%	100%
1/2"	0.00	0.00	0.00%	100%
3/8"	0.00	0.00	0.00%	100%
N° 4	0.50	0.50	0.60%	99%
N° 10	1.90	2.40	2.60%	97%
N° 40	6.40	8.80	9.80%	90%
N° 200	29.30	38.10	42.40%	58%
Pasa N° 200				

Total Humedo	107.4
Total Seco	89.8

PORCENTAJE DE GRAVA	1%
PORCENTAJE DE ARENA	42%
PORCENTAJE DE FINOS	58%

RESUMEN	
Límite Líquido	30%
Límite Plástico	28%
Índice de Plasticidad	3%
Humedad Natural	20%
Clasificación SUCS	ML



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----	
localización: LA MOYA	
Sondeo: SP01	
Profundidad: 2.50 - 3.00 metros	FECHA: 18/03/2015

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	A 4	47.1	41.9	16	20.06%
	B 2	44.5	39.9	16.1	19.37%

LÍMITE LÍQUIDO

38	C 4	34.14	30.32	15.65	26.04%
25	D 9	34.51	30.47	16.57	29.06%
15	C 7	34.6	29.94	15.38	32.01%

LÍMITE PLÁSTICO

	A 2	10.11	9.84	8.88	28.13%
	A 8	10.25	9.97	8.9	26.17%
	A 1	10.19	9.9	8.83	27.10%

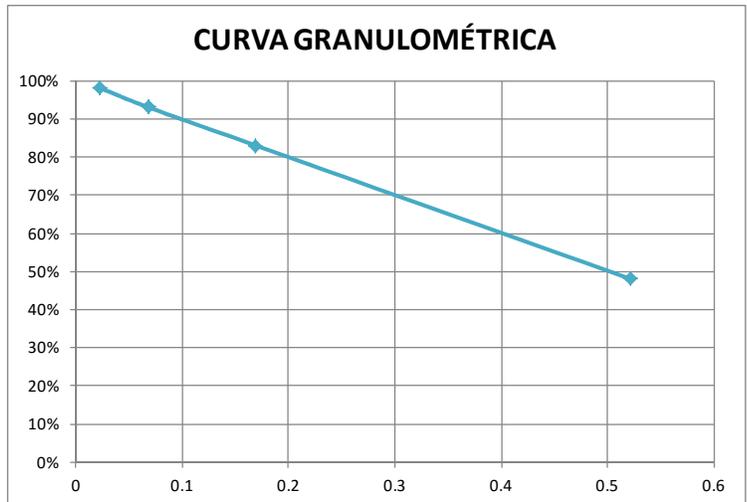
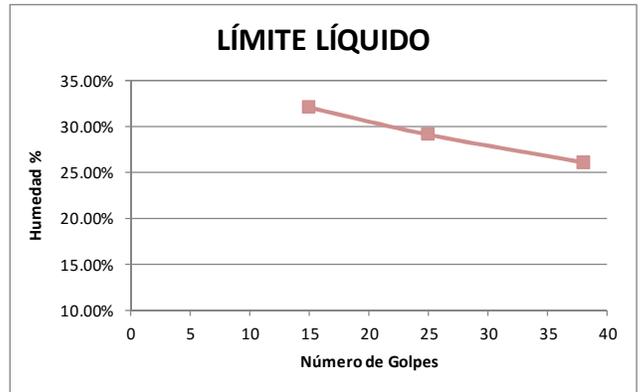
GRANULOMETRÍA

Tamiz #	RETENIDO			Pasa	
	Parcial	Total	%		%
3"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"	0.00	0.00	0.00%	100%	
1/2"	0.00	0.00	0.00%	100%	
3/8"	0.80	0.80	0.90%	99%	
N° 4	1.30	2.00	2.30%	98%	
N° 10	4.00	6.00	6.80%	93%	
N° 40	9.00	15.00	16.90%	83%	
N° 200	31.40	46.40	52.20%	48%	
Pasa N° 200					

Total Humedo	106.4
Total Seco	88.9

PORCENTAJE DE GRAVA	2%
PORCENTAJE DE ARENA	50%
PORCENTAJE DE FINOS	48%

RESUMEN	
Límite Líquido	29%
Límite Plástico	27%
Índice de Plasticidad	2%
Humedad Natural	20%
Clasificación SUCS	SM



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----	
localización: LA MOYA	
Sondeo: SP01	
Profundidad: 3.50 - 4.00 metros	FECHA: 18/03/2015

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	A 3	40.1	36.1	16	19.69%
	B 1	40.9	37.1	16.4	18.45%

LÍMITE LÍQUIDO

37	B 5	32.58	28.58	15.3	30.12%
22	A 5	30.8	27.19	16.28	33.09%
11	D 9	31.28	27.55	16.92	35.09%

LÍMITE PLÁSTICO

	C 12	10.16	9.88	8.92	29.17%
	C 7	10.3	9.96	8.81	29.57%
	C 3	10.15	9.88	8.97	29.67%

GRANULOMETRÍA

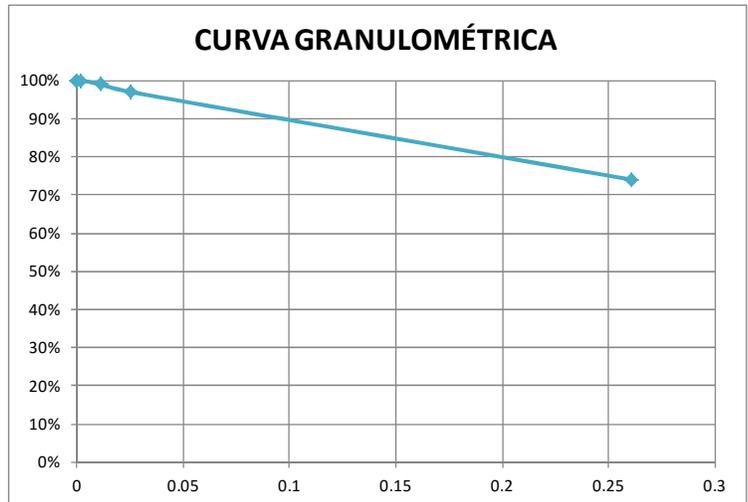
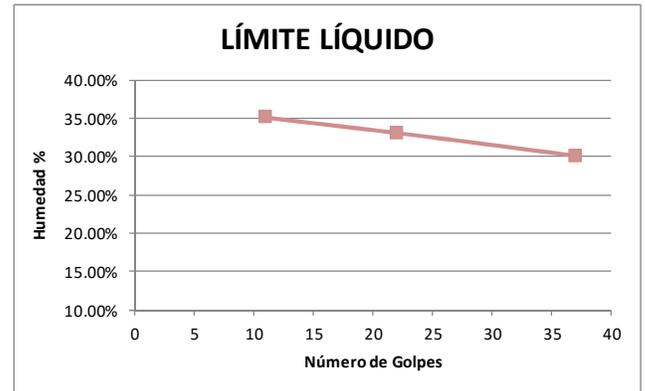
Tamíz	RETENIDO			Pasa
	#	Parcial	Total	
3"				
2"				
1 1/2"				
1"				
3/4"	0.00	0.00	0.00%	100%
1/2"	0.00	0.00	0.00%	100%
3/8"	0.00	0.00	0.00%	100%
N° 4	0.30	0.30	0.20%	100%
N° 10	1.00	1.30	1.10%	99%
N° 40	1.60	2.90	2.50%	97%
N° 200	26.60	29.50	26.10%	74%
Pasa N° 200				

Total Humedo	134.4
Total Seco	112.9

PORCENTAJE DE GRAVA	0%
PORCENTAJE DE ARENA	26%
PORCENTAJE DE FINOS	74%

RESUMEN

Límite Líquido	32%
Límite Plástico	29%
Índice de Plasticidad	3%
Humedad Natural	19%
Clasificación SUCS	ML



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----	
localización: LA MOYA	
Sondeo: SP01	
Profundidad: 4.50 - 5.00 metros	FECHA: 18/03/2015

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	A 10	38.8	34.8	16.8	22.07%
	B 2	38.5	34.4	16.4	23.15%

LÍMITE LÍQUIDO

39	B 5	33.61	29.52	16.36	31.08%
26	B 5	29.96	26.47	16.21	34.02%
12	C 6	31.9	27.45	15.1	36.03%

LÍMITE PLÁSTICO

	B 2	10.9	10.44	8.86	29.11%
	A 12	10	9.75	8.89	29.07%
	B 7	10.31	9.97	8.81	29.31%

GRANULOMETRÍA

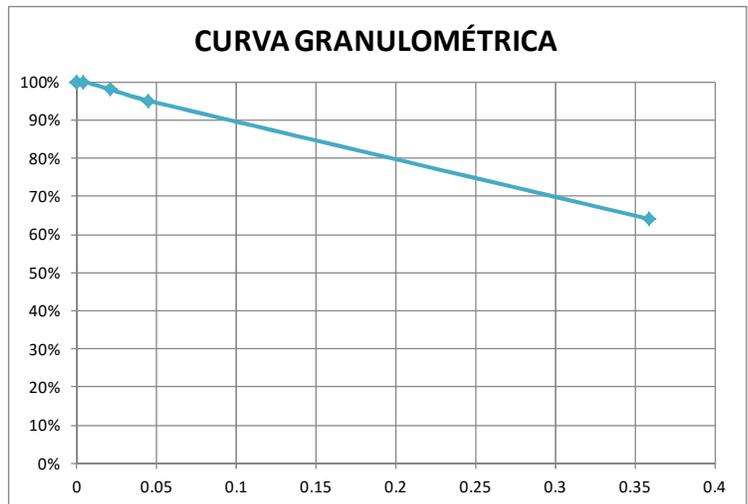
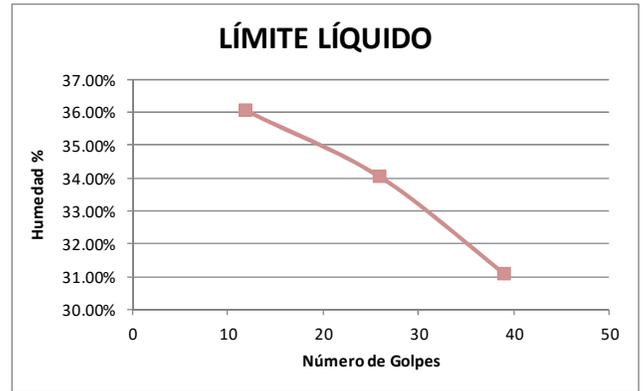
Tamíz #	RETENIDO			Pasa %
	Parcial	Total	%	
3"				
2"				
1 1/2"				
1"				
3/4"	0.00	0.00	0.00%	100%
1/2"	0.00	0.00	0.00%	100%
3/8"	0.00	0.00	0.00%	100%
N° 4	0.40	0.40	0.40%	100%
N° 10	1.50	1.90	2.10%	98%
N° 40	2.10	4.00	4.50%	95%
N° 200	27.20	31.20	35.90%	64%
Pasa N° 200				

Total Humedo	106.4
Total Seco	86.7

PORCENTAJE DE GRAVA	0%
PORCENTAJE DE ARENA	35%
PORCENTAJE DE FINOS	64%

RESUMEN

Límite Líquido	33%
Límite Plástico	29%
Índice de Plasticidad	4%
Humedad Natural	23%
Clasificación SUCS	ML



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----		
localización: LA MOYA		
Sondeo: SP02		
Profundidad: 0.50 - 1.00 metros	FECHA: 18/03/2015	

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	B 3	46.6	41.8	16.1	18.94%
	A 5	44.5	39.7	16.3	20.61%

LÍMITE LÍQUIDO

35	A 4	31.37	27.55	15.24	31.03%
22	C 11	32.63	28.27	15.49	34.12%
15	D 6	35.2	30.1	16.35	37.09%

LÍMITE PLÁSTICO

	C 1	10.7	10.29	8.92	29.93%
	D 9	10.13	9.86	8.9	28.13%
	D 3	10.18	9.88	8.82	28.30%

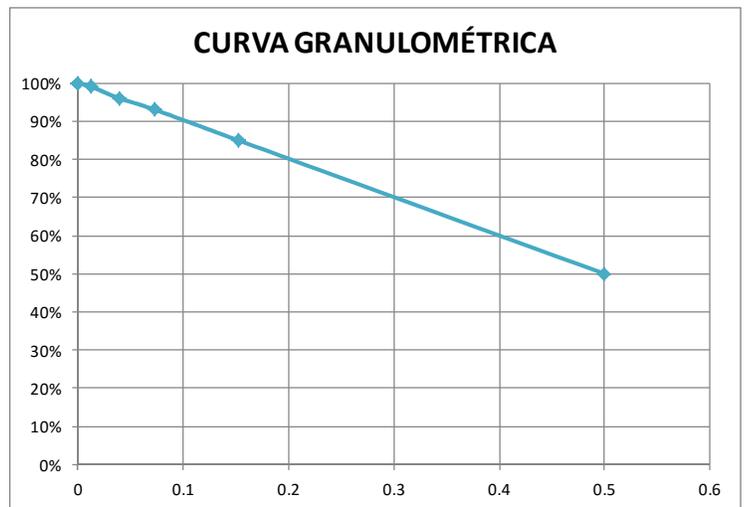
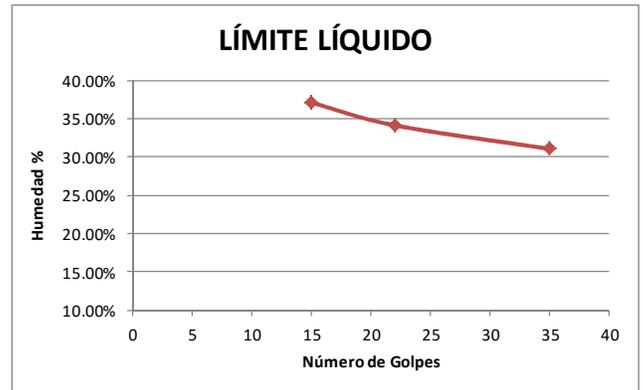
GRANULOMETRÍA

Tamiz	RETENIDO			Pasa
	#	Parcial	Total	
3"				
2"				
1 1/2"				
1"				
3/4"	0.00	0.00	0.00%	100%
1/2"	0.00	0.00	0.00%	100%
3/8"	1.30	1.30	1.30%	99%
N° 4	2.50	3.80	3.90%	96%
N° 10	3.30	7.10	7.30%	93%
N° 40	7.60	14.70	15.20%	85%
N° 200	33.90	48.60	50.00%	50%
Pasa N° 200				

Total Humedo	116.4
Total Seco	97.2

PORCENTAJE DE GRAVA	4%
PORCENTAJE DE ARENA	46%
PORCENTAJE DE FINOS	50%

RESUMEN	
Límite Líquido	33%
Límite Plástico	29%
Índice de Plasticidad	5%
Humedad Natural	20%
Clasificación SUCS	ML



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----	
localización: LA MOYA	
Sondeo: SP02	
Profundidad: 1.50 - 2.00 metros	FECHA: 18/03/2015

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	W	48.5	42.3	11.2	19.83%
	M 60	45.7	40.2	13.2	20.13%

LÍMITE LÍQUIDO

35	D 9	32.41	28.63	16.1	30.17%
22	C 3	35.39	30.52	15.34	32.08%
16	B 1	29.84	26.17	15.7	35.05%

LÍMITE PLÁSTICO

	B 11	10.13	9.84	8.89	30.53%
	C 2	10.29	9.95	8.81	29.82%
	B 7	10.7	10.29	8.95	30.60%

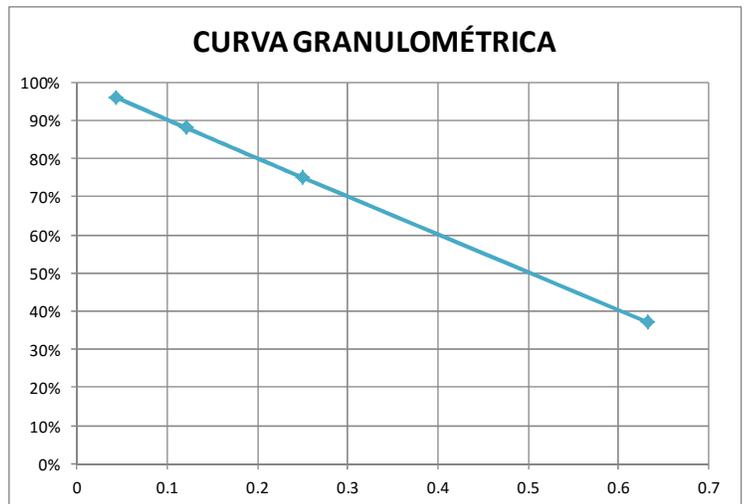
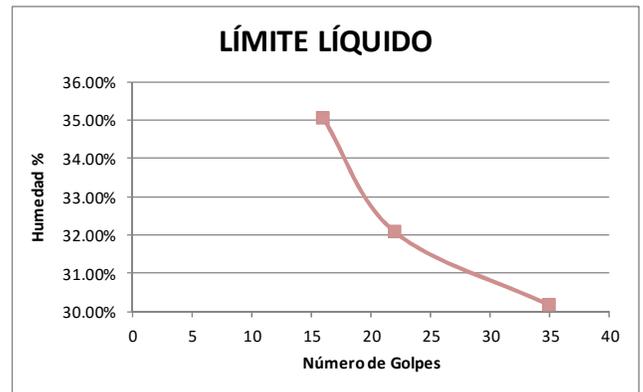
GRANULOMETRÍA

Tamiz #	RETENIDO			Pasa %
	Parcial	Total	%	
3"				
2"				
1 1/2"				
1"				
3/4"	0.00	0.00	0.00%	100%
1/2"	0.00	0.00	0.00%	100%
3/8"	0.00	0.00	0.00%	100%
N° 4	4.10	4.10	4.30%	96%
N° 10	7.50	11.60	12.10%	88%
N° 40	12.50	24.00	25.00%	75%
N° 200	36.60	60.60	63.30%	37%
Pasa N° 200				

Total Humedo	115
Total Seco	95.8

PORCENTAJE DE GRAVA	4%
PORCENTAJE DE ARENA	59%
PORCENTAJE DE FINOS	37%

RESUMEN	
Límite Líquido	32%
Límite Plástico	30%
Índice de Plasticidad	2%
Humedad Natural	20%
Clasificación SUCS	SM



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----	
localización: LA MOYA	
Sondeo: SP02	
Profundidad: 2.50 - 3.00 metros	FECHA: 18/03/2015

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	I 4	41.9	36.3	12.3	23.51%
	B 1-1	42.1	37	14	22.30%

LÍMITE LÍQUIDO

31	A 11	31.1	28.08	16.9	27.01%
20	B 10	30.72	27.27	15.8	30.08%
10	D 7	32.96	28.72	15.52	32.12%

LÍMITE PLÁSTICO

	B 8	10.34	10.02	8.83	26.89%
	A 4	10.6	10.26	8.98	26.56%
	B 7	10.17	9.91	8.93	26.53%

GRANULOMETRÍA

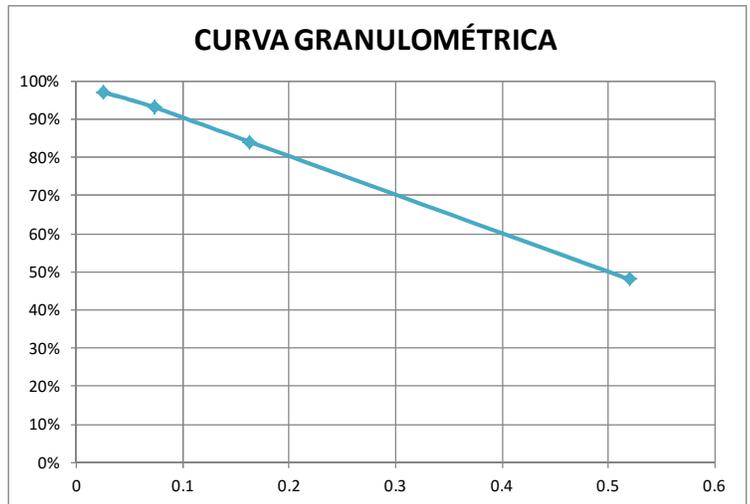
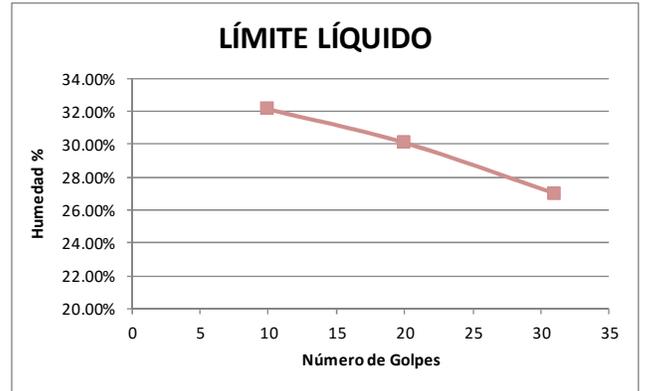
Tamíz	RETENIDO			Pasa	
	#	Parcial	Total	%	%
3"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"	0.00	0.00	0.00%	100%	
1/2"	0.00	0.00	0.00%	100%	
3/8"	0.00	0.00	0.00%	100%	
N° 4	2.40	2.40	2.50%	97%	
N° 10	4.70	7.10	7.40%	93%	
N° 40	8.50	15.60	16.30%	84%	
N° 200	34.30	49.90	52.00%	48%	
Pasa N° 200					

Total Humedo	118.1
Total Seco	96.1

PORCENTAJE DE GRAVA	3%
PORCENTAJE DE ARENA	49%
PORCENTAJE DE FINOS	48%

RESUMEN

Límite Líquido	28%
Límite Plástico	27%
Índice de Plasticidad	2%
Humedad Natural	23%
Clasificación SUCS	SM



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----		
localización: LA MOYA		
Sondeo: SP02		
Profundidad: 3.50 - 4.00 metros	FECHA: 18/03/2015	

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	A 2	42.1	38.7	16	14.83%
	B 1	43.3	39.5	16.2	16.26%

LÍMITE LÍQUIDO

36	C 1	35.92	31.48	15.64	28.03%
25	B 5	29.72	26.34	15.45	31.04%
17	C 5	29.81	26.15	15.7	35.02%

LÍMITE PLÁSTICO

	C 10	10.11	9.85	8.91	27.66%
	C 2	10.24	9.93	8.84	28.44%
	D 3	10.33	10.02	8.95	28.97%

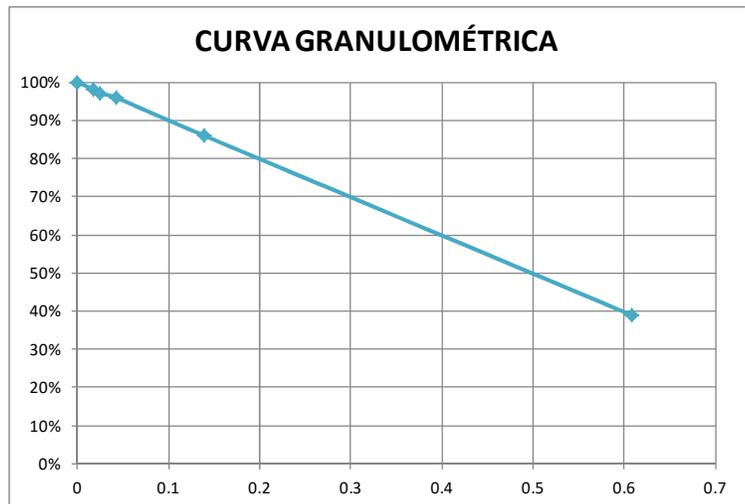
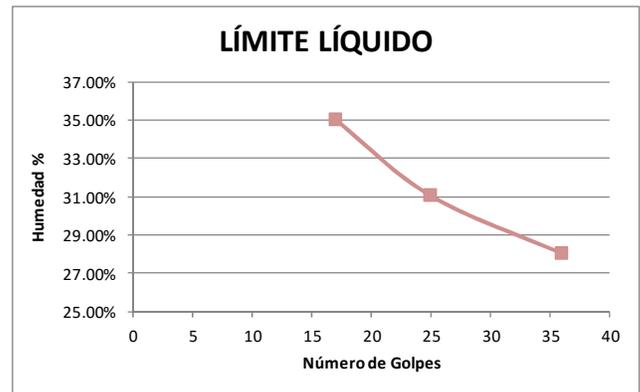
GRANULOMETRÍA

Tamíz	RETENIDO			Pasa
	#	Parcial	Total	
3"				
2"				
1½"				
1"				
¾"	0.00	0.00	0.00%	100%
½"	0.00	0.00	0.00%	100%
⅜"	0.90	0.90	1.80%	98%
N° 4	0.40	1.30	2.50%	97%
N° 10	0.90	2.20	4.20%	96%
N° 40	5.00	7.20	13.90%	86%
N° 200	23.90	31.10	60.80%	39%
Pasa N° 200				

Total Humedo	59
Total Seco	51

PORCENTAJE DE GRAVA	3%
PORCENTAJE DE ARENA	58%
PORCENTAJE DE FINOS	39%

RESUMEN	
Límite Líquido	31%
Límite Plástico	28%
Índice de Plasticidad	3%
Humedad Natural	16%
Clasificación SUCS	SM



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----	
localización: LA MOYA	
Sondeo: SP02	
Profundidad: 4.50 - 5.00 metros	FECHA: 18/03/2015

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	C 1	43.8	39.7	16.7	18.04%
	C 2	35.7	32.7	16.6	19.08%

LÍMITE LÍQUIDO

36	D 12	34.14	30.17	15.48	27.03%
28	A 12	35.72	31.25	15.86	29.04%
15	D 2	30.34	26.7	15.33	32.01%

LÍMITE PLÁSTICO

	C 10	10.3	10	8.91	27.52%
	C 2	10.5	10.15	8.85	26.92%
	C 5	10.5	10.14	8.85	27.91%

GRANULOMETRÍA

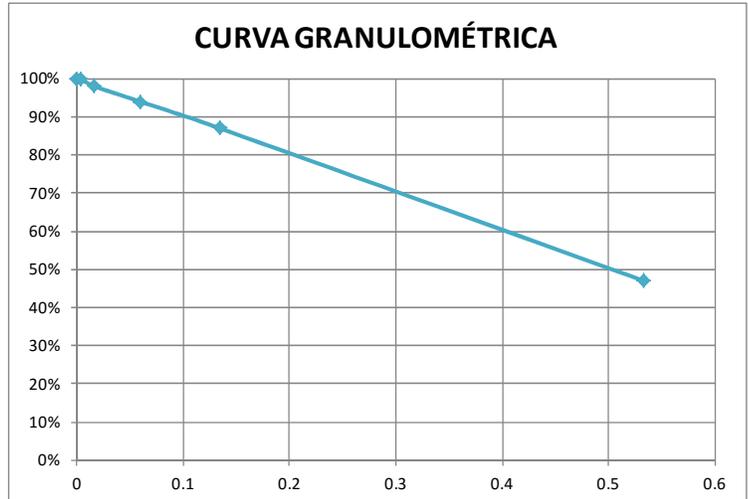
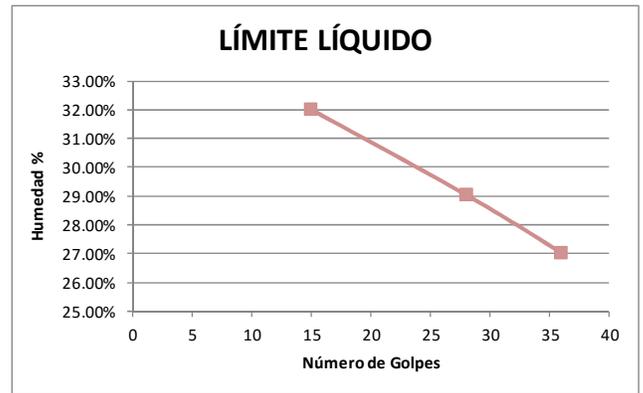
Tamíz	RETENIDO			Pasa	
	#	Parcial	Total	%	%
3"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"	0.00	0.00	0.00%	100%	
1/2"	0.00	0.00	0.00%	100%	
3/8"	0.30	0.30	0.30%	100%	
N° 4	1.30	1.60	1.60%	98%	
N° 10	4.10	5.70	5.90%	94%	
N° 40	7.30	13.00	13.40%	87%	
N° 200	38.50	51.50	53.30%	47%	
Pasa N° 200					

Total Humedo	114.3
Total Seco	96.4

PORCENTAJE DE GRAVA	2%
PORCENTAJE DE ARENA	52%
PORCENTAJE DE FINOS	47%

RESUMEN

Límite Líquido	29%
Límite Plástico	27%
Índice de Plasticidad	2%
Humedad Natural	19%
Clasificación SUCS	SM



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----	
localización: LA MOYA	
Sondeo: SP03	
Profundidad: 0.50 - 1.00 metros	FECHA: 18/03/2015

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	A 3	37.4	33.8	15.9	20.07%
	C 1	42.8	38.3	15.5	20.03%

LÍMITE LÍQUIDO

36	D 11	29.97	26.77	15.35	28.02%
25	B 12	34.76	30.21	15.57	31.08%
9	B 11	30.54	26.83	15.93	34.04%

LÍMITE PLÁSTICO

	C 5	10.35	10.02	8.81	27.27%
	D 3	10	9.78	8.97	27.16%
	D 12	10.9	10.47	8.92	27.74%

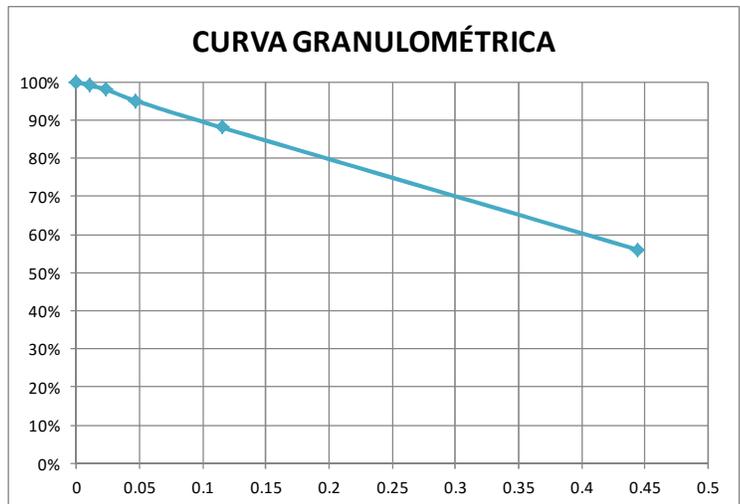
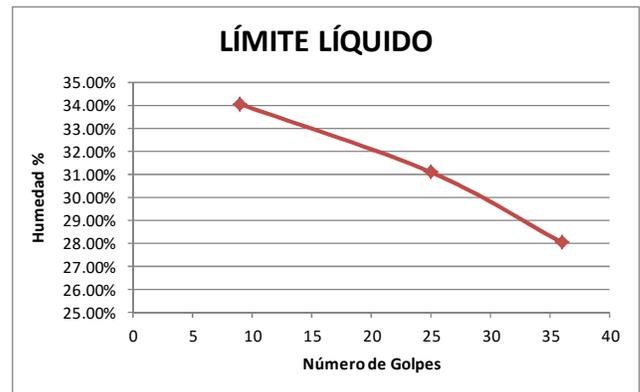
GRANULOMETRÍA

Tamiz	RETENIDO			Pasa	
	Parcial	Total	%	%	%
3"					
2"					
1 ½"					
1"					
3/4"	0.00	0.00	0.00%		100%
1/2"	0.00	0.00	0.00%		100%
3/8"	1.00	1.00	1.00%		99%
N° 4	1.20	2.20	2.30%		98%
N° 10	2.20	4.40	4.70%		95%
N° 40	6.30	10.70	11.50%		88%
N° 200	30.20	40.90	44.40%		56%
Pasa N° 200					

Total Humedo	110.3
Total Seco	91.9

PORCENTAJE DE GRAVA	2%
PORCENTAJE DE ARENA	42%
PORCENTAJE DE FINOS	56%

RESUMEN	
Límite Líquido	30%
Límite Plástico	27%
Índice de Plasticidad	3%
Humedad Natural	20%
Clasificación SUCS	ML



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----	
localización: LA MOYA	
Sondeo: SP03	
Profundidad: 1.50 - 2.00 metros	FECHA: 18/03/2015

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	A 27	42.1	37.7	12.5	17.43%
	K 10	42.1	38	13.2	16.71%

LÍMITE LÍQUIDO

35	C 5	31.56	28.25	16	27.02%
22	D 7	35.82	30.92	15.14	31.05%
12	B 2	33.3	29.14	16.57	33.09%

LÍMITE PLÁSTICO

	C 4	10.19	9.9	8.86	27.88%
	A 11	10.13	9.85	8.81	26.92%
	A 5	10.31	10	8.83	26.50%

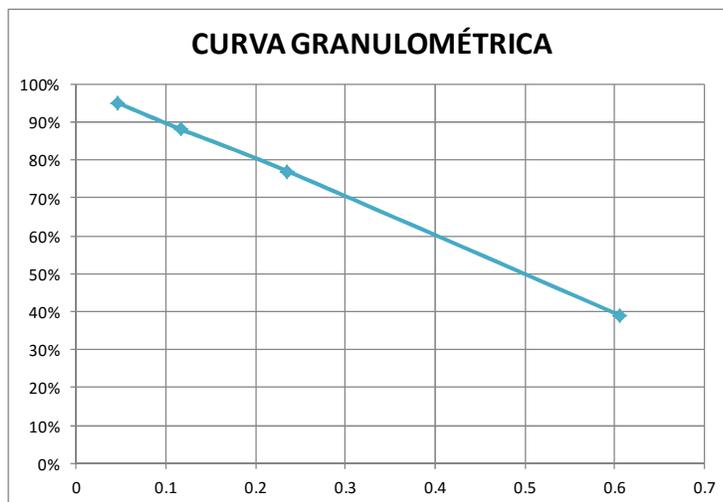
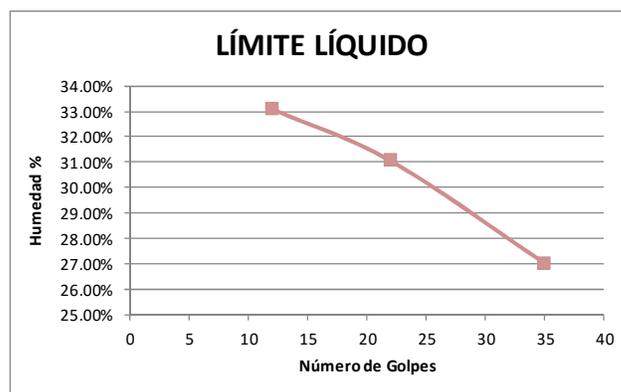
GRANULOMETRÍA

Tamíz	RETENIDO			Pasa
	#	Parcial	Total	
3"				
2"				
1 1/2"				
1"				
3/4"	0.00	0.00	0.00%	100%
1/2"	0.00	0.00	0.00%	100%
3/8"	1.60	1.60	1.80%	98%
N° 4	2.50	4.10	4.60%	95%
N° 10	6.30	10.40	11.70%	88%
N° 40	10.40	20.80	23.50%	77%
N° 200	32.90	53.70	60.60%	39%
Pasa N° 200				

Total Humedo	103.8
Total Seco	88.6

PORCENTAJE DE GRAVA	5%
PORCENTAJE DE ARENA	56%
PORCENTAJE DE FINOS	39%

RESUMEN	
Límite Líquido	29%
Límite Plástico	27%
Índice de Plasticidad	2%
Humedad Natural	17%
Clasificación SUCS	SM



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----		
localización: LA MOYA		
Sondeo: SP03		
Profundidad: 2.50 - 3.00 metros	FECHA: 18/03/2015	

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	B 5	46.1	42.3	16.3	14.89%
	A 4	46.8	43.4	16.3	12.33%

LÍMITE LÍQUIDO

30	C 8	30.3	27.19	15.25	26.05%
20	B 2	35.23	30.91	15.5	28.03%
9	B 8	29.34	26.28	16.42	31.03%

LÍMITE PLÁSTICO

	A 5	10.3	10.02	8.93	25.69%
	A 3	10.25	9.98	8.92	25.47%
	D 4	10.28	10	8.88	25.00%

GRANULOMETRÍA

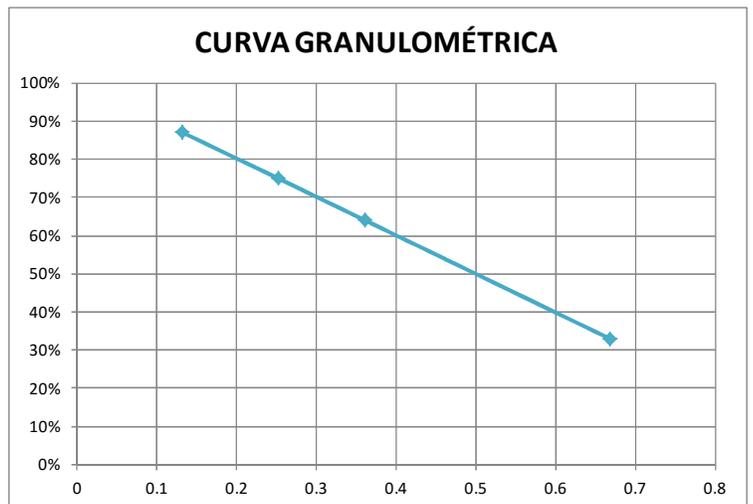
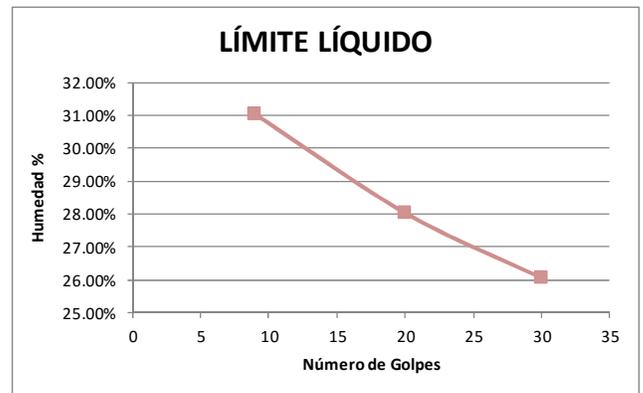
Tamíz	RETENIDO			Pasa
	#	Parcial	Total	
3"				
2"				
1 1/2"				
1"				
3/4"	0.00	0.00	0.00%	100%
1/2"	0.00	0.00	0.00%	100%
3/8"	4.90	4.90	5.60%	94%
N° 4	6.70	11.60	13.20%	87%
N° 10	10.60	22.20	25.20%	75%
N° 40	9.60	31.80	36.10%	64%
N° 200	27.10	58.90	66.80%	33%
Pasa N° 200				

Total Humedo	100.4
Total Seco	88.4

PORCENTAJE DE GRAVA	13%
PORCENTAJE DE ARENA	54%
PORCENTAJE DE FINOS	33%

RESUMEN

Límite Líquido	27%
Límite Plástico	25%
Índice de Plasticidad	2%
Humedad Natural	14%
Clasificación SUCS	SM



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----	
localización: LA MOYA	
Sondeo: SP03	
Profundidad: 3.50 - 4.00 metros	FECHA: 18/03/2015

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	B 2	40	35.8	16.1	21.38%
	A 1	41.8	38.2	16	16.23%

LÍMITE LÍQUIDO

35	A 8	32.3	28.56	15.22	28.04%
28	B 4	30.1	26.82	15.9	30.04%
10	B 7	34.7	30.01	15.82	33.05%

LÍMITE PLÁSTICO

	C 12	10.21	9.91	8.83	27.78%
	D 2	10.32	10.01	8.89	27.68%
	D 7	10.13	9.85	8.86	28.28%

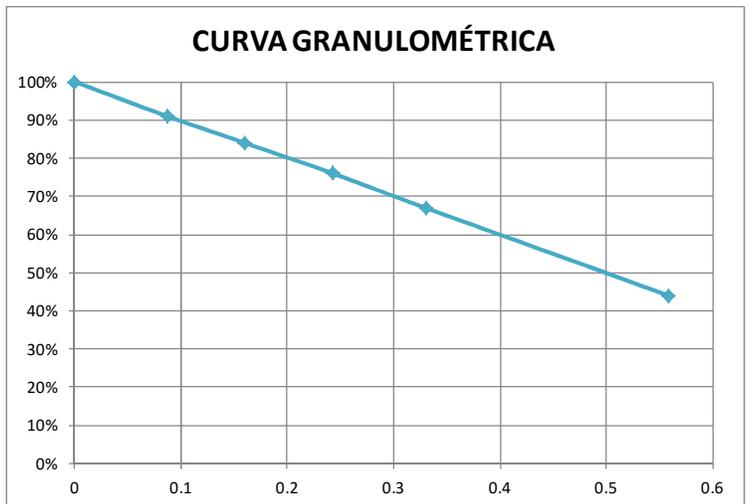
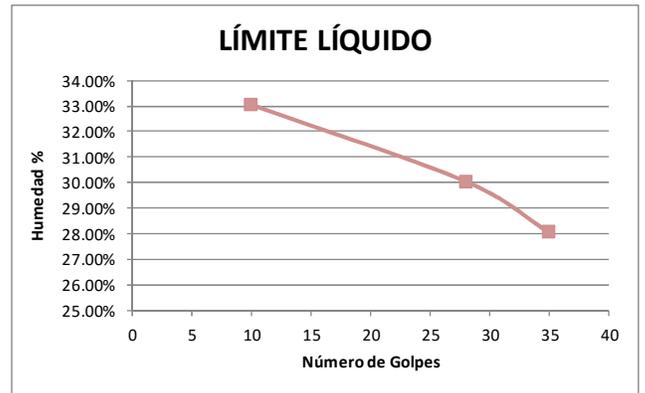
GRANULOMETRÍA

Tamíz	RETENIDO			Pasa
	Parcial	Total	%	
#				%
3"				
2"				
1 1/2"				
1"				
3/4"	0.00	0.00	0.00%	100%
1/2"	0.00	0.00	0.00%	100%
3/8"	7.80	7.80	8.70%	91%
N° 4	6.60	14.40	16.00%	84%
N° 10	7.50	21.90	24.30%	76%
N° 40	7.80	29.70	33.00%	67%
N° 200	20.60	50.30	55.90%	44%
Pasa N° 200				

Total Humedo	106.8
Total Seco	89.9

PORCENTAJE DE GRAVA	16%
PORCENTAJE DE ARENA	40%
PORCENTAJE DE FINOS	44%

RESUMEN	
Límite Líquido	30%
Límite Plástico	28%
Índice de Plasticidad	2%
Humedad Natural	19%
Clasificación SUCS	SM



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO: ----		
Localización: LA MOYA		
Sondeo: SP03		
Profundidad: 4.50 - 5.00 metros	FECHA: 18/03/2015	

# Golpes	# Capsula	PC + SH (gr)	PC + SS (gr)	P Cap (gr)	Humedad %
----------	-----------	--------------	--------------	------------	-----------

HUMEDAD NATURAL

	D 10	42	38.2	16.1	17.02%
	D 1	35.1	32.2	16.7	19.03%

LÍMITE LÍQUIDO

35	B 3	31.95	28.34	15.48	28.07%
22	D 1	33	28.87	15.6	31.12%
11	A 10	34.63	30.07	16.67	34.04%

LÍMITE PLÁSTICO

	D 1	10.18	9.92	8.98	27.66%
	D 4	10.24	9.95	8.88	27.10%
	D 10	10.31	9.99	8.83	27.59%

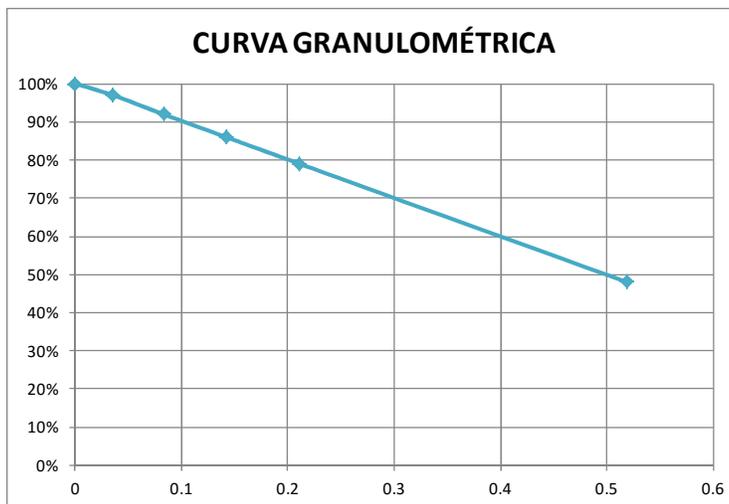
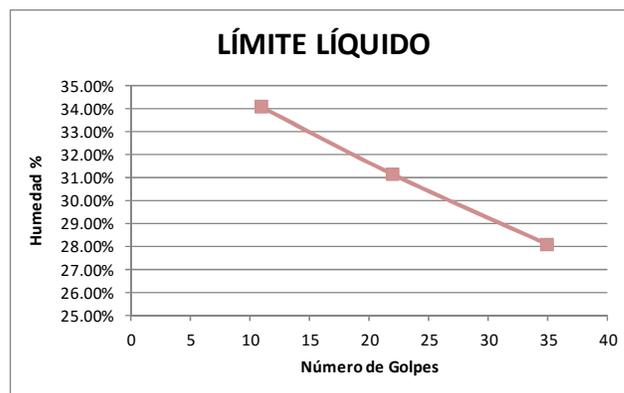
GRANULOMETRÍA

Tamíz	RETENIDO			Pasa	
	#	Parcial	Total	%	%
3"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"	0.00	0.00	0.00%	100%	
1/2"	0.00	0.00	0.00%	100%	
3/8"	3.10	3.10	3.50%	97%	
N° 4	4.30	7.40	8.30%	92%	
N° 10	5.30	12.70	14.20%	86%	
N° 40	6.20	18.90	21.10%	79%	
N° 200	27.50	46.40	51.90%	48%	
Pasa N° 200					

Total Humedo	105.6
Total Seco	89.5

PORCENTAJE DE GRAVA	8%
PORCENTAJE DE ARENA	44%
PORCENTAJE DE FINOS	48%

RESUMEN	
Límite Líquido	30%
Límite Plástico	27%
Índice de Plasticidad	3%
Humedad Natural	18%
Clasificación SUCS	SM



Anexos III.CAPA CIUDAD PORTANTE

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CAMPO POR ASENTAMIENTO EN FUNCIÓN DE "N" (SPT)

PROYECTO: ----
PEFORACIÓN: SP01
g = 1.60 t/m³
g sat. = 1.70 t/m³
Nivel freático = m

						Q (T/m ²) = 10.42	Q (T/m ²) = 3.75		
						Q (kpa) = 102.16	Q (kpa) = 36.78		
						B (m) = 1.20	B (m) = 2.00		
PROF. (m)	NIVEL (m) DESDE EL 0+00	N (SPT)	N corr.	N prom.	MÓDULO DE BALASTO (t/m ³)	Qa (mey) t/m ² 1.20	Asentamiento Previsible S (mm)	Qa (mey) t/m ² 2.00	Asentamiento Previsible S (mm)
0.00	0.00								
0.50	-0.50	13	9.48	12.68	1243.70	17.18	5.85	14.74	3.09
1.50	-1.50	24	17.50	17.33	2296.06	26.00	3.78	22.06	2.00
2.50	-2.50	30	17.08	17.56	2241.73	26.35	3.71	23.33	1.96
3.50	-3.50	38	18.29	20.59	2399.87	30.89	2.97	27.35	1.57
4.50	-4.50	50	24.05	24.05	3156.17	36.08	2.39	31.94	1.26

ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CAMPO POR ASENTAMIENTO EN FUNCIÓN DE "N" (SPT)

PROYECTO: ----
PEFORACIÓN: SP02
g = 1.60 t/m³
g sat. = 1.70 t/m³
Nivel freático = m

PROF. (m)	NIVEL (m) DESDE EL 0+00	N (SPT)	N corr.	N prom.	MÓDULO DE BALASTO (t/m ³)	Q (T/m ²) = 10.42		Q (T/m ²) = 3.75	
						Qa (mey) t/m ² 1.20	Asentamiento Previsible S (mm)	Q (kpa) = 102.16	Q (kpa) = 36.78
0.00	0.00								
0.50	-0.50	12	8.75	12.83	1148.03	17.37	5.76	14.91	3.04
1.50	-1.50	26	18.95	18.21	2487.40	27.31	3.53	23.17	1.86
2.50	-2.50	30	17.08	16.99	2241.73	25.48	3.89	22.56	2.05
3.50	-3.50	35	16.84	19.73	2210.37	29.59	3.15	26.20	1.66
4.50	-4.50	50	24.05	24.05	3156.17	36.08	2.39	31.94	1.26

ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CAMPO POR ASENTAMIENTO EN FUNCIÓN DE "N" (SPT)

PROYECTO: ----
PEFORACIÓN: SP03
g = 1.60 t/m³
g sat. = 1.70 t/m³
Nivel freático = m

PROF. (m)	NIVEL (m) DESDE EL 0+00	N (SPT)	N corr.	N prom.	MÓDULO DE BALASTO (t/m ³)	Q (T/m ²) =		Q (T/m ²) =	
						Qa (mey) t/m ² 1.20	Asentamiento Previsible S (mm)	Q (kpa) =	B (m) =
0.00	0.00								
0.50	-0.50	12	8.75	12.25	1148.03	16.58	6.14	14.23	3.24
1.50	-1.50	24	17.50	16.42	2296.06	24.63	4.08	20.90	2.15
2.50	-2.50	26	14.81	15.62	1942.91	23.43	4.37	20.75	2.31
3.50	-3.50	35	16.84	19.73	2210.37	29.59	3.15	26.20	1.66
4.50	-4.50	50	24.05	24.05	3156.17	36.08	2.39	31.94	1.26

Anexos IV. PLANOS DE CIMENTACIÓN

Anexos V. REGISTRO FOTOGRÁFICO



UBICACIÓN DE PUNTOS EN EL PREDIO



ENSAYO DE SPT, PUNTO SP01



ENSAYO DE SPT, PUNTO SP01



ENSAYO DE SPT, PUNTO SP01



ENSAYO DE SPT, PUNTO SP01



ENSAYO DE SPT, PUNTO SP02



ENSAYO DE SPT, PUNTO SP02



ENSAYO DE SPT, PUNTO SP02



ENSAYO DE SPT, PUNTO SP03



ENSAYO DE SPT, PUNTO SP03