



UNIVERSIDAD JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI

VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

**CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS
EXPANSIVOS**

PRESENTADO POR

BACHILLER JORGE RAFAEL CONDE CATAORA

ASESOR

ING. RENE HERADIO FLORES PAURO

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

MOQUEGUA – PERÚ

2019

CONTENIDO

	Pág.
Página de jurado	i
Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Contenido	iv
Índice de tablas	vi
Índice de figuras	vii
Índice de ecuaciones	x
Índice de apéndice	xi
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO II

OBJETIVOS

2.1. Objetivo general.....	3
2.2. Objetivos específicos	3

CAPÍTULO III

DESARROLLO DEL TEMA

3.1. Marco teórico	4
3.1.1. Definición de suelo	4

3.1.2. Agentes generadores de suelos	4
3.1.3. Clasificación de suelos por distribución de tamaño y plasticidad	5
3.1.4. La arcilla	9
3.1.5. Minerales arcillosos	9
3.1.6. Suelos expansivos	11
3.1.7. Factor que afecta la expansión del suelo	11
3.1.8. Identificación de suelos expansivos.....	13
3.1.9. Determinación del grado de expansividad del suelo	14
3.1.10. Medidas preventivas ante suelos expansivos.....	18
3.1.11. Capacidad de carga de cimentaciones superficiales	22
3.2. Caso práctico	27
3.2.1. Generalidades	27
3.2.2. Programa de investigación geotécnica.....	29
3.2.3. Ensayo de laboratorio	30
3.2.4. Presentación de resultados	59

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones.....	62
4.2. Recomendaciones	63
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	65
APÉNDICES	66

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Prefijos de tipo de suelo	6
Tabla 2. Potencial de expansión de los minerales	11
Tabla 3. Estimación de cambios volumétricos	14
Tabla 4. Estimación de expansión de suelos arcillosos.....	16
Tabla 5. Tamaño de la muestra en campo.....	30
Tabla 6. Dimensión granulométrica de agregado grueso	34
Tabla 7. Dimensión granulométrica de agregado fino	35
Tabla 8. Resumen granulométrico de arena SUCS	38
Tabla 9. Resumen granulométrico de arena AASHTO.....	40
Tabla 10. Resumen de parámetros de los ensayos de la muestra del suelo.....	57
Tabla 11. Encontrando el volumen del hoyo in situ	72
Tabla 12. Encontrando la densidad seca de la muestra in situ	72
Tabla 13. Encontrando el contenido de humedad de la fracción fina	72

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pag.
Figura 1. Carta de plasticidad.....	7
Figura 2. Presentación de condiciones para las variables del índice de grupo.....	8
Figura 3. Unidad estructural tetraédrica (SiO_4).....	10
Figura 4. Unidad estructural octaédrica.....	10
Figura 5. Presentacion de grietas en la superficie de suelos expansivos.....	13
Figura 6. Determinación del potencial de expansión del suelo.....	15
Figura 7. Ensayo de Expansión libre.....	17
Figura 8. Ensayo de Expansión Controlada.....	18
Figura 9. Detalles de la superficie de drenaje en suelo expansivo y suelo estable.....	19
Figura 10. Instalaciones sanitarias subterráneas.....	20
Figura 11. Cimentación consistente en pilas.....	21
Figura 12. Descripción de la zapata.....	22
Figura 13. Ubicación in situ en el Mapa de Moquegua.....	28
Figura 14. Muestra de forma de pila.....	31
Figura 15. Muestra de apisonada uniforme.....	32
Figura 16. Muestra particionada.....	32
Figura 17. Muestra ultima reducida.....	33
Figura 18. Muestra tamizado por el tamiz # 04.....	34
Figura 19. Presentacion de muestra enrasa y separada en la copa casagrande.....	37
Figura 20. Identificación del porcentaje pasante por el tamiz N° 200.....	39
Figura 21. Ubicación del punto de la combinación del IP con LL.....	40
Figura 22. Identificación del suelo Pasante tamiz N° 200.....	41

Figura 23. Determinación de las variables del índice de grupo.....	41
Figura 24. Carta de indicador de expansividad	42
Figura 25. Presentación del molde CBR	43
Figura 26. Presentación trípode y extensómetro	43
Figura 27. Presentación de plato y vástago	43
Figura 28. Muestra de campo del molde de CBR.....	44
Figura 29. Muestra compactada del molde de CBR.....	44
Figura 30. Muestra saturada de agua del molde de CBR	45
Figura 31. Presentación del soporte magnético	46
Figura 32. Presentación de barras de acero circulares.....	46
Figura 33. Presentación del dial analógico para expansiones de suelos.....	47
Figura 34. Colocación del soporte magnético con dial indicador universal.....	47
Figura 35. Peso de barras de acero semicirculares	48
Figura 36. Colocación de las barras de acero en el molde del CBR.....	48
Figura 37. Registro de variaciones de la presión de contacto del dial.....	49
Figura 38. Presentación de los accesorios del cono metálico.....	49
Figura 39. Presentación de una balanza digital.	50
Figura 40. Herramientas de extracción para muestra de ensayo.	50
Figura 41. Excavando in situ para extraer la muestra de campo	51
Figura 42. Esparciendo la arena calibrada al hoyo in situ.	51
Figura 43. Pesando la arena calibrada extraída del hoyo in situ.	52
Figura 44. Máquina de corte directo.....	53
Figura 45. Accesorios de caja de corte.	54
Figura 46. Indicador del desplazamiento horizontal.	55

Figura 47. Muestra del suelo en la caja de corte.	55
Figura 48. Muestra de campo saturada en la caja de corte para el ensayo.	56
Figura 49. Representación de esfuerzos cortantes.	61
Figura 50. Sistema unificado de clasificación de suelos SUCS.	66
Figura 51. Clasificación de suelos AASTHO.	67
Figura 52. Resultado y representación granulométrica por tamices.	68
Figura 53. Resultado y representación de los límites de ATTERBERG.	69
Figura 54. Resultado del porcentaje de expansión libre.	70
Figura 55. Resultado del porcentaje de expansión controlada.	71
Figura 56. Resultado del porcentaje de expansión controlada.	73
Figura 57. Muestra del resultado de carga admisible del suelo.	74

ÍNDICE DE ECUACIONES

	Pág.
Ecuación 1. Cálculo de la carga última de terzaghi.....	23
Ecuación 2. Cálculo del factor de cohesión N_c	23
Ecuación 3. Fórmula del cálculo del factor de carga N_q	23
Ecuación 4. Fórmula del cálculo del factor de piso N_γ	23
Ecuación 5. Cálculo de la carga última en cimentación cuadrada de terzaghi.....	24
Ecuación 6. Cálculo de la carga última en cimentación circular de terzaghi.	24
Ecuación 7. Cálculo de la carga última en cimentación corrida de terzaghi.	24
Ecuación 8. Cálculo de la carga última en cimentación circular de terzaghi.	24
Ecuación 9. Cálculo de la carga última en cimentación cuadrada de terzaghi.....	24
Ecuación 10. Cálculo de la capacidad de carga admisible	25
Ecuación 11. Ecuación general la capacidad de carga modificada	25
Ecuación 12. Cálculo del factor de sobrecarga N_q modificada.	25
Ecuación 13. Cálculo del factor de cohesión N_c modificada.	26
Ecuación 14. Cálculo del factor de piso N_γ modificada.....	26
Ecuación 15. Cálculo del factor de forma F_{cs} modificada.....	26
Ecuación 16. Cálculo del factor de forma f_{qs} modificada.	26
Ecuación 17. Cálculo del factor de forma $F_{\gamma s}$ modificada.	26
Ecuación 18. Cálculo del factor de profundidad F_{cd} modificada.....	26
Ecuación 19. Cálculo del factor de profundidad F_{qd} modificada.	26
Ecuación 20. Cálculo del factor de profundidad $F_{\gamma d}$ modificada.	26
Ecuación 21. Cálculo del factor de inclinación F_{ci} , F_{qi} de la carga modificada.	27
Ecuación 22. Cálculo del factor de inclinación de la carga $F_{\gamma i}$ modificada.	27

ÍNDICE DE APÉNDICE

	Pág.
Apéndice A. Clasificación de suelos SUCS	66
Apéndice B. Clasificación de suelos AASTHO	67
Apéndice C. Ensayo estándar de granulometría.....	68
Apéndice D. Cálculo de límites de atterberg (ASTMA D423-D424)	69
Apéndice E. Cálculo de ensayo de expansión libre.....	70
Apéndice F. Cálculo de ensayo de expansión controlada	71
Apéndice G. Cálculo del ensayo estándar del cono de arena para la densidad y peso... 72	
Apéndice H. Cálculo del ensayo de corte directo.....	73
Apéndice I. Cálculo de capacidad portante de zapata cuadrada.....	74

RESUMEN

Como se sabe las partículas de suelo provienen de la desintegración de las rocas de la corteza terrestre y que estas partículas de suelos se identifican como gravas, arenas, limos, arcilla y que a través de su comportamiento mecánicos granulométricos y plasticidad se clasifican en SUCS y AASTHO.

La clasificación SUCS fue presentado por Arthur Casagrande donde indica la existencia de tres grandes grupos de suelos para su clasificación: grano grueso, grano fino y suelo orgánico.

También otra clasificación de suelo el sistema AASTHO considera siete grupos básicos desde A-1 hasta A-7 que fue desarrollado por Terzaghi y Hogentogle.

Generalmente para que un suelo arcilloso sea expansivo debe contener un mineral llamado montmorilonita que demuestre cambios de volumen al ser saturado con agua y que han venido siendo responsables de las estructuras colapsadas. Por el cual se ha determinado métodos para el grado de expansivita en los suelos: métodos puramente cualitativos que se basan en pruebas de límites de atterberg (LL, LP, IP) y utilizando la carta de Williams se identifica el porcentaje de expansivita y el método semicuantitativos que generan resultados numéricos de expansión, mediante las pruebas de expansión libre y controlada).

Finalmente, se trabajó con la capacidad portante del suelo, según la teoría de Terzaghi el cual menciona la capacidad portante del suelo debe ser mayor que las fuerzas que transmiten la estructura a través de sus elementos de apoyo.

Palabras claves: Suelos, arcilla, capacidad portante, ensayos.

ABSTRACT

As it is known, the soil particles come from the disintegration of the rocks of the earth's crust and that these soil particles are identified as gravels, sand, silts, clay and that through their granulometric mechanical behavior and plasticity they are classified in SUCS and AASTHO

The SUCS classification was presented by Arthur Casagrande where it indicates the existence of three large groups of soils for classification: coarse grain, fine grain and organic soil.

Also another classification of soil the AASTHO system considers seven basic groups from A-1 to A-7 that was developed by Terzaghi and Hogentogle.

Generally, for a clay soil to be expansive it must contain a mineral called montmorillonite that demonstrates volume changes when saturated with water and that have been responsible for collapsed structures. By which it has been determined methods for the degree of expansivity in soils: purely qualitative methods that are based on atterberg boundary tests (LL, LP, IP) and using the Williams chart the percentage of expansivity is identified and the method semiquantitative that generate numerical results of expansion, through the tests of free and controlled expansion).

Finally, we worked with the bearing capacity of the soil, according to Terzaghi's theory which mentions the bearing capacity of the soil must be greater than the forces that transmit the structure through its supporting elements.

Keywords: Soils, clay, bearing capacity, tests.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

En este tema hablaremos acerca de los suelos arcillosos expansivos, que son inestables cuando está saturado de agua, ya que su característica principal es experimentar cambios de volumen cuando varía su contenido en líquido, esto significa que cuando un suelo está compuesto de materiales muy susceptibles a desmoronarse con la presencia de algún líquido (generalmente agua) y en caso de que hubiera una edificación sobre esta zona con este tipo de suelos produciría que esta tendiera a fracturarse produciendo grietas en las paredes o bien que la cimentación cediera y que toda la edificación colapsara.

Esta dificultad se comienza a reconocer que muchas de las patologías de las estructuras, que eran atribuidas a asentamientos del suelo u otros problemas, se debían en realidad a un fenómeno de hinchamiento.

La necesidad por la que se empezó a investigar acerca de este tema es que muchas edificaciones construidas de concreto armado colapsara, no teniendo en cuenta que se estaba construyendo sobre suelos arcillosos expansivos, provocando fisuras, rajaduras a nivel estructural y hinchamiento a nivel de piso terminado.

Otra razón por la que se empezó a investigar acerca de estos suelos es que los espacios en las ciudades se están haciendo mucho más pequeños ya que la población crece cada vez más y más al pasar de los años, creando la necesidad de que los planificadores de las ciudades busquen alternativas para maximizar el área de la ciudad.

CAPÍTULO II

OBJETIVOS

2.1. Objetivo general

Calcular la capacidad portante en suelos expansivos para mejorar el diseño y la construcción de ingeniería en el CP. San Antonio del departamento de Moquegua.

2.2. Objetivos específicos

Determinar e identificar las partículas del suelo mediante el análisis granulométrico y plasticidad del suelo.

Identificar el tipo de ensayo in situ para determinar la densidad seca y humedad de la muestra de calicata C1.

Determinar e identificar el estrato de la capa del suelo mediante las clasificaciones de SUCS y AASHTO

Dar a conocer mediante ensayo de pruebas de expansividad la determinación de un suelo arcilloso potencialmente expansivo.

Determinar mediante el ensayo de corte directo el ángulo de fricción y cohesión para dar a conocer el cálculo de capacidad portante en cimentaciones superficial sobre suelos arcillosos.

CAPÍTULO III

DESARROLLO DEL TEMA

3.1. Marco teórico

3.1.1. Definición de suelo

El suelo es el material que forma parte de la corteza terrestre y son de partículas menores proveniente de las rocas.

También se dice que “el suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre que proviene de la desintegración de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan” (Crespo, 1976, pp.18).

Desde el punto de vista de ingeniería, “el suelo es la base física donde se ejecutan las obras, la importancia de este base son las propiedades físicas y mecánicas que implican las cargas impuestas al suelo” (Braja, 1984, pp. 389).

3.1.2. Agentes generadores de suelos

Todos los suelos tienen su origen directo o indirectamente de las rocas sólidas (ígneas, metamórficas y sedimentarias), según Crespo (1976) menciona que “Su formación de las partículas de suelo se da a través de un proceso de meteorización en el cual la roca es atacada por mecanismos de desintegración y descomposición que se atribuyen al agua, la atmósfera, al clima y al tiempo” (pp.19).

La clasificación de las partículas de suelos según Crespo (1976) menciona:

- **Gravas.** Son fragmentos de roca de tamaño de 3” hasta 2 mm, se encuentra en los lechos, márgenes de los ríos.
- **Arena.** Son partículas más pequeña partidas de tamaño de 0,0002 mm hasta 0,0005 mm de diámetro y se encuentra en los mismos lugares que la grava.
- **Limo.** Es un suelo conformado por partículas de arcilla, lodo y arena que mantiene el agua más tiempo y son suaves al tacto que los arenosos su tamaño esta entre 0,05 mm hasta 0,005 mm.
- **Arcilla.** Es la división más pequeña con diámetro menor a 0,005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mesclado con agua.

3.1.3. Clasificación de suelos por distribución de tamaño y plasticidad

Una adecuada y rigurosa clasificación permite al ingeniero tener idea acerca del comportamiento y conociendo de la granulometría, la plasticidad de un suelo para predecir su comportamiento mecánico.

La clasificación de un suelo por partículas se presenta:

3.1.3.1. Sistema de clasificación de suelos SUCS

Esta clasificación SUCS describe la textura y el tamaño de las partículas de un suelo. Según Crespo (1976) describe la clasificación de suelos de la siguiente manera:

- **Suelos de grano grueso (G y S).** Formados por gravas y arenas con menos del 50 % de contenidos en finos, las partículas se tocan entre sí, controla la granulometría, forma y dureza de partícula.
- **Suelos de grano fino (M y C).** Formados por suelos con al menos un 50 % de

contenido en limos y arcillas, las partículas no se tocan entre sí, controla la capacidad de absorber agua.

- Suelos orgánicos (O y Pt). Constituidos fundamentalmente por materia orgánica son inservibles como terrenos de cimentación.

Dicha clasificación de tipos de suelos se vale de unos símbolos de grupo, consistentes en un prefijo que designa la composición del suelo y un sufijo que matiza sus propiedades

En la tabla 1 se muestra los tipos de suelo y los sub grupos según la clasificación SUCS.

Tabla 1.

Prefijos de tipo de suelo

Tipo de suelo	Prefijo	Subgrupo
Grava	G	Bien graduado
Arena	S	Pobremente graduado
Limo	M	Limoso
Arcilla	C	Arcilloso
Orgánico	O	Limite liquido alto (>50)
Turba	Pt	Limite liquido bajo (<50)

Fuente: Crespo, 1976

Tras un estudio experimental de diferentes muestras de suelos de grano fino, Casagrande consigue ubicarlos en un diagrama que relaciona el límite líquido (LL), con el índice de plasticidad (IP). En este diagrama, conocido como la carta de Casagrande de suelos cohesivos, destacan dos grandes líneas que actúan a modo de límites. ver figura 1.

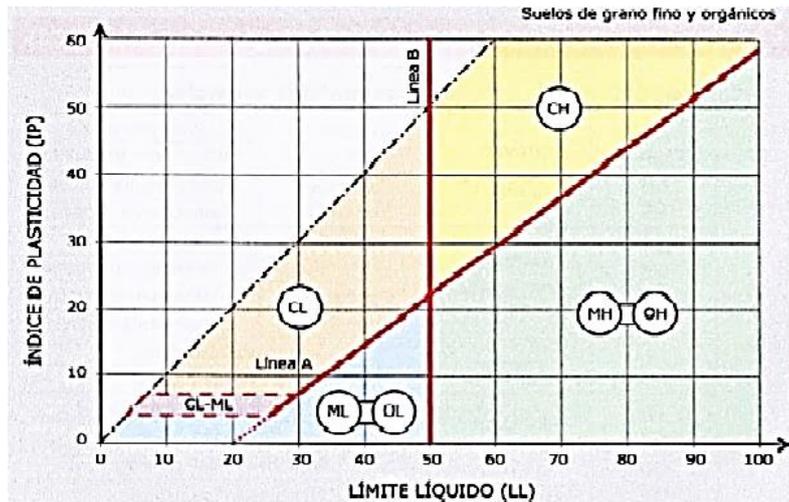


Figura 1. Carta de plasticidad

Fuente: Crespo, 1976.

Línea A: $IP=0.73 (LL-20)$, Línea B: $LL=50$

Esta carta de plasticidad está en relación entre el límite líquido y el índice de plasticidad para la clasificación de los suelos finos.

Este constituido de la siguiente manera:

a. *La línea A.*

Hace la separación del tipo de suelo entre limos (M) y arcillas (C).

- Limo (M).
- Arcilla (C).

b. *La línea B.*

Hace la separación si el suelo es de baja plasticidad o alta plasticidad

- Baja plasticidad (L).
- Alta plasticidad (H).

En el apéndice A, se muestra el cuadro más detallado de la clasificación de suelos SUCS (ver apéndice A).

3.1.3.2. Sistema de clasificación de suelos AASHTO

Esta clasificación de suelos es uno de los más populares usados en la construcción de carreteras, sistema AASHTO (american asociación of state highway and transportati3n officials), que fue desarrollado por Terzaghi y Hogentogler.

Este sistema de clasificación AASHTO considera “siete grupos básicos de suelos desde el A-1 hasta A-7, los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde pasa menos del 35 % por el tamiz # 200 y Los materiales finos que pasan más del 35 % por el tamiz # 200 son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. La mayoría de estos materiales están formados por limos y arcillas” (Braja, 1984,pp.35).

Los únicos ensayos que se realiza para la clasificación AASHTO es el análisis granulométrico y los límites de atterberg. También para determinar el índice de grupo (IG) del porcentaje (%) que pasa del tamiz # 200 de la siguiente forma:

$$IG=0,2 (a) + 0,005 (a) (c) + 0,01 (b) (d)$$

35%(min)	a	75%(Max)
0		40
15%(min)	b	35%(Max)
0		40
Limite Líquido (LL)		
40%(min)	c	60%(Max)
0		20
Índice Plástico (IP)		
10%(min)	d	30%(Max)
0		20

Figura 2. Presentación de condiciones para las variables del índice de grupo

Fuente: Braja, 1984

En el apéndice B se muestra el cuadro más detallado de clasificación de suelos SUCS.

3.1.4.La arcilla

La arcilla es un mineral terroso o pétreo está constituida “básicamente por minerales de silicatos de aluminio hidratados, presentando además en algunas ocasiones, silicatos de magnesio, hierro u otros metales, también hidratados. Estos minerales tienen casi siempre una estructura cristalina definida cuyos átomos se disponen en láminas” (Juarez, 2005,pp.37).

Probablemente la propiedad más importante de un suelo de grano fino es su composición mineralógica, sus enlaces, su estructura cristalina, que resulta muy importante para entender el tamaño, forma, estabilidad e interacción que presentan.

Según Crespo, (1976) menciona “los minerales arcillosos pertenecen a la familia de los silicatos, ya que desde el punto de vista químico son silicatos de aluminio, magnesio, hierro, y se clasifica en tres grupos” (pp.23).

Se clasifica en tres grupos básicos:

- La caolinita. Es un mineral de arcilla tipo silicato estratificado, las rocas que son ricas en caolinita son conocidas como caolín.
- Montmorilonita. Es un mineral del grupo de los silicatos se caracteriza por su expansión al contacto con el agua.
- La illita. Es un mineral filosilicato, viene hacer una arcilla no expansiva.

3.1.5.Minerales arcillosos

Los minerales arcillosos se encuentran formados por la combinación de dos unidades estructurales fundamentales:

3.1.5.1. Los tetraedros de silicio

Consiste en “cuatro átomos de oxígeno que rodean un átomo de silicio (figura a) y la combinación de unidades tetraédricas de sílice formando capas, de tal modo que los oxígenos de las bases de todos ellos se encuentren en un mismo plano (figura b)” (Braja, 1984, pp.3).

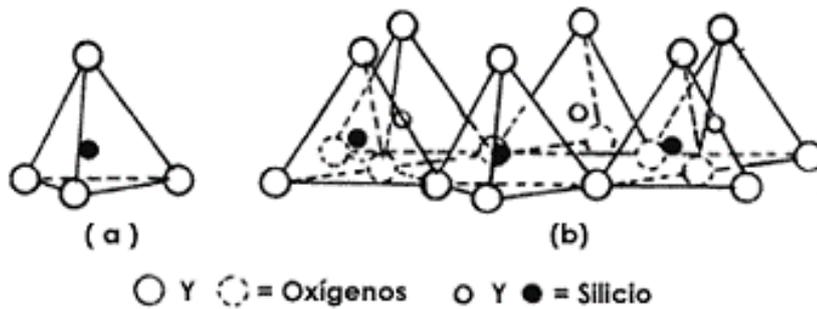


Figura 3. Unidad estructural tetraédrica (SiO_4)

Fuente: Braja, 1984

3.1.5.2. Octaedro de alumina

Se muestra que “un átomo de aluminio, magnesio, hierro está rodeado por seis átomos de oxígeno o iones hidroxilo y Además, los octaedros de aluminio también forman capas y su composición es $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ para el aluminio, y $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$ para el magnesio” (Braja, 1984, pp.4).

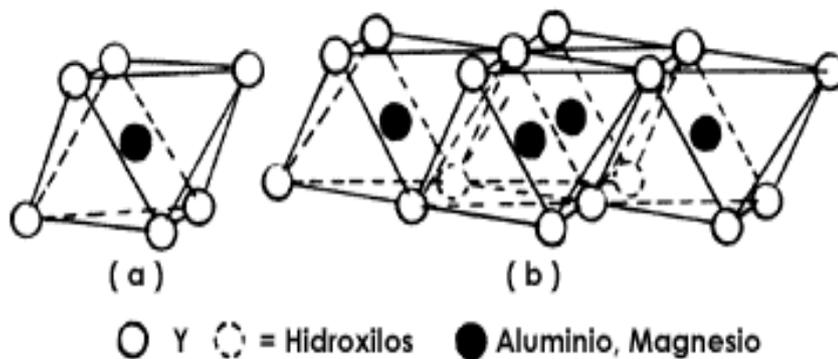


Figura 4. Unidad estructural octaédrica

Fuente: Braja, 1984

3.1.6. Suelos expansivos

Según Ballinas (2006) menciona “Los suelos arcillosos son inseguros cuando está saturado de agua, ya que su particularidad principal es presentar cambios de volumen cuando altera su contenido en líquido, dado que sufren procesos de expansión y contracción” (pp.18).

Su comportamiento de un suelo arcilloso se define principalmente por:

- La contracción del suelo arcilloso debido al desecación.
- El esparcimiento del suelo saturado de agua.
- Desarrollo de presiones de expansión cuando está confinado.

3.1.7. Factor que afecta la expansión del suelo

Estos factores de expansión los más importantes son:

3.1.7.1. Tipo y cantidad del mineral arcilloso expansivo presente.

Se ha comprobado que los problemas más graves de expansión, ocurren en los suelos con un alto contenido montmorilonítico, Esto significa que “una montmorilonita pura puede expandirse más de 15 veces su volumen original y es difícil encontrarla en ese estado, por lo que típicamente no expandirá más de 35 ó 50 % de su volumen” (Ballinas, 2006, pp.19)

En tal sentido en la tabla 2 se visualiza el potencial de expansión de los diferentes tipos de arcillas según su sobrecarga.

Tabla 2.

Potencial de expansión de los minerales

Sobrecarga (Kpa)	Potencial de expansión (%)		
	Caolinita	Ilita	Montmorillonita
9,60	Insignificante	350	1500
19,10	Insignificante	150	350

Fuente: Ballinas, 2006

Cabe destacar que existen dos tipos de arcillas montmoriloníticas:

- La montmorilonita cálcica.
- la montmorilonita sódica o bentonita.

3.1.7.2. *Espesor del estrato.*

Según Ballinas (2006), menciona que “Si un estrato expansivo posee un espesor muy delgado (menor de 60 cm), es factible esperar un daño relativamente pequeño a las estructuras. Cabe destacar que el espesor del estrato está limitado por la profundidad del NAF, ya que se espera que debajo de él no existan variaciones de humedad” (pp.19).

Por lo tanto, rara vez se presenta daños a las estructuras desplantadas sobre suelos expansivos con un NAF a distancias muy cortas del desplante de la cimentación.

3.1.7.3. *Permeabilidad y tiempo.*

Es uno de los factores que determina que “las arcillas con un potencial de expansión muy alto tienden a poseer permeabilidades extremadamente bajas, es posible que requieran de una cantidad de tiempo considerable para que lleven a cabo la totalidad de sus expansiones semanas o incluso años” (Ballinas, 2006,pp.25)

Por lo tanto, es probable que “las arcillas con un potencial de expansión menor, pero con una mayor permeabilidad, lleguen a expandirse más durante una estación que las propias arcillas más altamente expansiva, aunque se debe señalar que la presencia de fisuras como grietas de desecación de lentes de arena y grava en el suelo, pueden hacer que el agua fluya más fácilmente, acelerando el proceso de humedecimiento y expansión del suelo” (Ballinas, 2006, pp.26).

3.1.8. Identificación de suelos expansivos

Algunos de los indicadores que nos pueden ayudar a identificar la presencia de suelos potencialmente expansivos son:

3.1.8.1. Tipo de suelo.

Un suelo expansivo posee un contenido significativo de arcilla, probablemente situados dentro de los símbolos CL o CH del Sistema Unificado de Clasificación de los suelos, aunque también algunos suelos ML, MH y SC pueden ser expansivos.

3.1.8.2. Identificación visual.

La identificación visual del suelo se presenta de las siguientes características.

- Superficie agrietada en épocas secas.
- Colores fuertes.
- Grietas en calicatas.
- Arcilla lutita.

A continuación, se muestra diferentes superficies para realizar una identificación visual de suelos expansivos.



Figura 5. Presentación de grietas en la superficie de suelos expansivos.

3.1.9. Determinación del grado de expansividad del suelo

Los métodos de determinación del grado de expansividad de los suelos se clasifican en dos grandes grupos:

3.1.9.1. Métodos cualitativos

Estos métodos clasifican la expansividad del suelo en términos tales como: bajo, medio o alto, formando la base de las medidas preventivas empíricas y basándose en correlaciones entre el potencial de expansión del suelo y sus pruebas más comunes, tales como los límites de atterberg o el porcentaje de coloides.

a. Identificación de suelos expansivos

La identificación de los suelos expansivos fue representada por Holtz y Gibbs (1956) que desarrollo “una tabla basados en patrones de datos de comportamiento para identificar los suelos expansivos relacionando los resultados de 45 pruebas de expansión realizadas a muestras inalterables del suelo, con sus pruebas de contenido de coloides, índice plástico, y límite de contracción” (pp.11).

En la tabla 3 se toma de conocimiento los límites de plasticidad para tener referencia de la identificación del potencial de expansión de los suelos finos.

Tabla 3.

Estimación de cambios volumétricos de Holtz y Gibbs

% Coloides (<0,001mm)	Índice de plasticidad	Límite de contracción	Expansión probable (%)	Potencial de expansión
> 28	> 35	< 11	> 30	Muy alto
20-33	25-41	7-12	20-30	Alto
13-23	15-28	10-16	10-20	Medio
< 15	< 18	> 15	< 10	Bajo

Fuente: Holtz y gibbs, 1956

b. Carta de plasticidad

Desarrollado en 1958 en Sudáfrica, mediante la carta de plasticidad de William que demostraba que el índice plástico y el porcentaje de arcilla presente en una muestra de suelo que podía ser usados como un indicador de su grado del expansividad.

En la figura 6 mediante la carta de Williams se puede determinar la expansión de suelo mediante su índice de plasticidad.

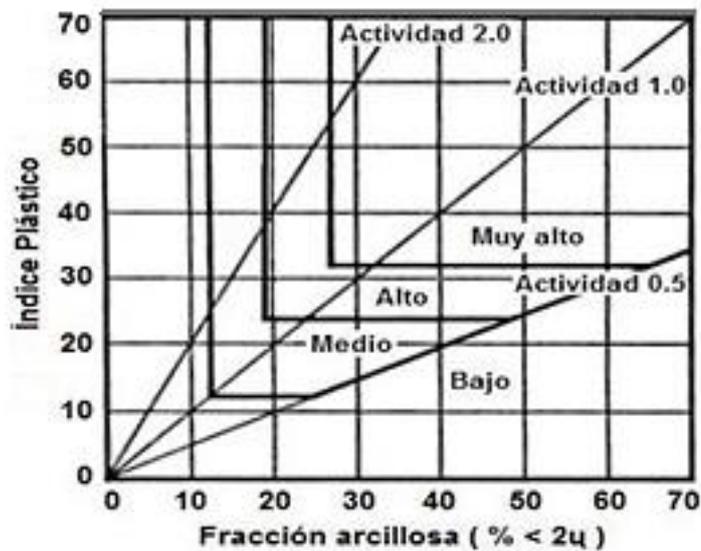


Figura 6. Determinación del potencial de expansión del suelo
Fuente: Braja, 1984.

c. Tabla de estimación del potencial de expansión de los suelos.

Para la estimación del potencial de expansión de los suelos Elvin F. Henry realizó 151 ensayos de pruebas de suelos expansivos en los estados unidos extrayendo un patrón para la estimación de expansión del suelo.

En la tabla 4 se muestra la estimación de expansión de un suelo arcilloso mediante su índice de plasticidad.

Tabla 4.

Estimación de expansión de suelos arcillosos

Índice de Plasticidad	Expansión
0-14	No critico
14-25	Marginal
25-40	Critico
> 40	Altamente critico

Fuente: Ballina, 2006

3.1.9.2. Métodos semicuantitativos.

Estos métodos semicuantitativos generan resultados numéricos. Puesto que esos resultados tienden más a ser considerarlos como índices de expansividad que como propiedades físicas fundamentales del suelo, sus diseños también se realizan sobre bases empíricas.

El ensayo más común es “prueba de expansión si bien miden directamente las características deseadas del suelo y son relativamente fáciles de realizar, presentan el inconveniente de no tener una metodología de prueba universalmente aceptada, lo que provoca que sus resultados no siempre sean comparables” (Ballinas, 2006, pp.55).

a. Expansión libre.

Es el porcentaje de la elevación máxima para presión nula en relación a la longitud inicial de la muestra del CBR. Que proporcionara el porcentaje de expansión del suelo a ensayar.

- Se moldea el suelo con las dimensiones del anillo
- Se extraen tres muestras del suelo con sus respectivos pesos y se envía al horno

durante 24 horas para obtener la humedad inicial del suelo.

- Se monta el anillo con la muestra correspondiente en el consolidó metro y se coloca agua en el mismo para que comience la expansión.
- En este ensayo se procede a dejar que la muestra se expanda sin proporcionarle ninguna carga.
- Se realizan lecturas de deformímetro cada cierto tiempo.
- Cuando el deformímetro permanezca invariable aproximada a las 24 horas de iniciado el ensayo se procede a leer el mismo, desmontarlo y sacar tres muestras para obtener la humedad final.

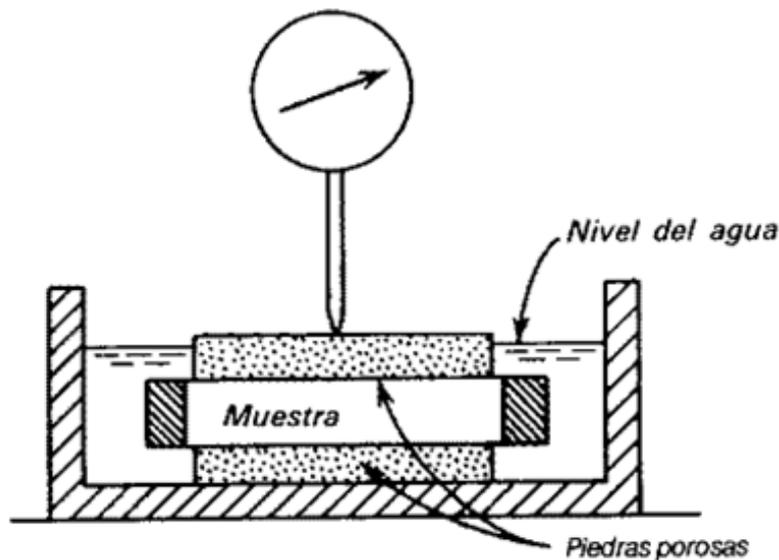


Figura 7. Ensayo de Expansión libre

Fuente: Manual de ministerio de transporte y comunicaciones, 2006.

b. Prueba de expansión controlada.

Se define como la presión aplicada sobre una muestra de suelo expansivo, una vez en contacto con el agua, la probeta mantenga constante su volumen inicial, es decir que la variación de volumen sea nula.

- Se forma el suelo con las superficies del anillo.

- Se extraen tres tipos de suelo con sus respectivos pesos y se envía al horno durante 24 horas para obtener la humedad inicial del suelo.
- Se estima el anillo con la muestra correspondiente en el consolidómetro y se coloca agua en el mismo para que comience la expansión.
- Con el objetivo de evitar que la muestra de suelo se transmita, se deben colocar pesas en el consolidómetro,
- Se debe registrar y mantener el deformímetro en cero hasta que este permanezca invariable por un lapso de tiempo considerable.
- Transcurridas 24 horas de iniciado el ensayo se toman las respectivas lecturas y se sacan muestras para obtener la humedad final del suelo.

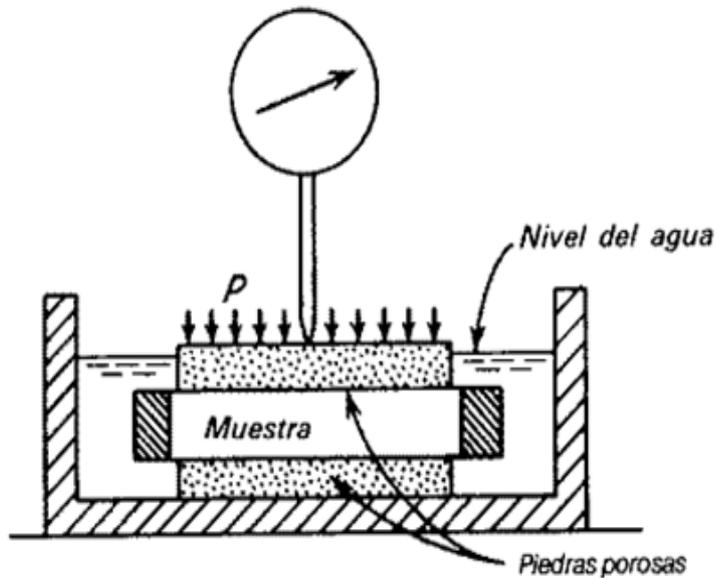


Figura 8. Ensayo de Expansión Controlada

Fuente: Manual de ministerio de transporte y comunicaciones, 2006.

3.1.10. Medidas preventivas para diseño estructurales ante suelos expansivos

Se debe tomar las siguientes medidas preventivas:

3.1.10.1. Medidas preventivas básicas.

a. Drenaje superficial.

Consiste en “asegurar que la superficie del suelo tenga una pendiente hacia fuera de la estructura y la instalación de canaletas que descarguen lejos de su cimentación, En general, se recomienda que las áreas pavimentadas y sin vegetación tengan una pendiente mínima del 2 %, mientras que las áreas con vegetación tengan el 5 %” (Ballinas, 2006, pp.65).

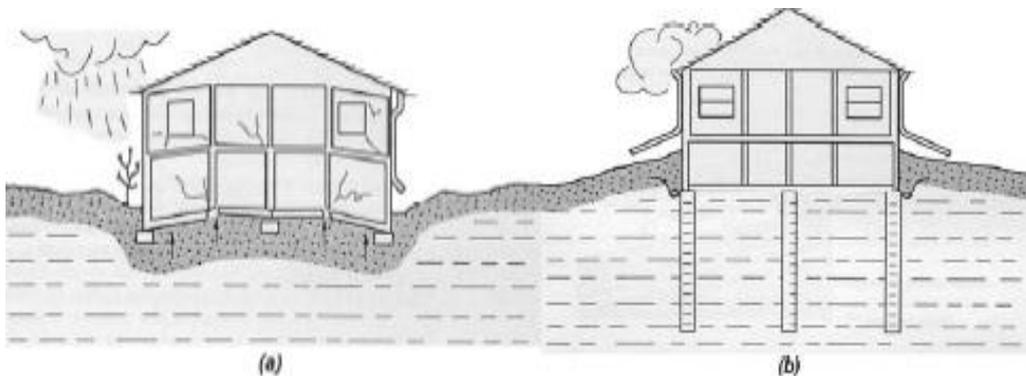


Figura 9. Detalles de la superficie de drenaje en suelo expansivo y suelo estable

Fuente: Ballinas, 2006

b. Áreas jardinadas.

Si se considera contar con un área verde en la vivienda se recomienda no realizar instalaciones de tuberías para irrigar las áreas verdes para evitar el humedecimiento del suelo y también evitar plantar árboles cerca de la estructura.

c. Instalaciones subterráneas.

Si se tuviera instalaciones subterráneas en la estructura debe estar prevenido de la existencia de los movimientos diferenciales del suelo y de la expansión del suelo ocasionado por las rupturas en las tuberías de PVC de agua (Ver figura 10).

Por lo general estas medidas preventivas básicas evitaran la expansión del suelo ocasionando fallas a la estructura”.



Figura 10. Instalaciones sanitarias subterráneas.

Fuente: Ballinas, 2006.

3.1.10.2. Medidas preventivas de diseño estructural

a. Las que alteran las condiciones del suelo expansivo.

- Reemplazamiento. Se menciona que “el método de prevención de daños estructurales es reemplazar al suelo expansivo. Si bien este método es muy efectivo, solo en la aplicación de un metro superficial, porque sería muy costoso si la profundidad fuese mayor, por lo tanto, colocar un suelo poco permeable a fin de evitar la infiltración del agua” (Ballinas, 2006, pp.66).

Esta técnica puede ser aplicada haciendo uso de suelos expansivos en zonas de rellenos profundos a fin de que las sobrecargas contrarresten sus presiones de expansión.

b. Las que evitan al suelo expansivo

- Profundización de zapatas. Se menciona cuando “Se trata con suelos poco expansivos, generalmente con presiones de expansión bajas usualmente basta con aplicar un sistema de cimentación a base de zapatas aisladas ligeramente profundizadas (tal vez de 0,5 a 1,0 m. por debajo del nivel normal de desplante)

debido a los requerimientos tan bajos de sobrecarga necesarios para limitar el cambio de volumen del suelo. Aunque cabe destacar que la presión de sobrecarga ejercida por una zapata solo controla los cambios de volumen de los suelos más superficiales, ya que la presión que ejerce se distribuye en un área mayor conforme se incrementa la profundidad” (Ballinas, 2006, pp.72).

- Los pisos soportados sobre pilas in situ. Se menciona que “Cuando se tienen suelos altamente expansivos, con expansiones totales de más de 2,50 cm usualmente se prefiere el uso de sistemas de pisos elevados soportados sobre pilas coladas in situ, los cuales ayudan a aislar a las estructuras de la expansión directa del suelo y a mantener al suelo ventilado y protegido contra la lluvia, induciéndole un estado más seco al que tendría con una losa apoyada directamente sobre él” (Ballinas, 2006, pp.73)

En la figura 11 se muestra que la losa apoyada en los dos pilotes se encuentra encima del suelo para evitar la expansibilidad.

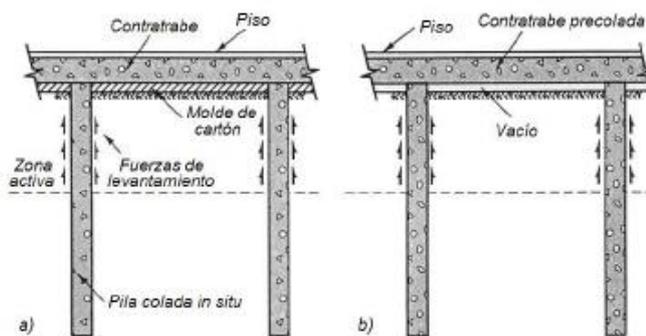


Figura 11. Cimentación consistente en pilas.

Fuente: Ballinas, 2006.

En general, las pilas deben ser cimentadas y tener una separación de luz más corta de la estructura con cargas igualmente distribuidas, con el fin de minimizar las expansiones diferenciales.

Además, deben extenderse por debajo de la zona activa, equipadas con acero de refuerzo para equilibrar a las potencias de expansión del suelo y el levantamiento que se desarrollan a lo largo de la pila estructural.

Las pilas deben poseer una longitud tal que las fuerzas de levantamiento mantengan a la sobrecarga transmitida al suelo dentro de su capacidad de carga, siendo que las fuerzas de levantamiento son contrarrestadas por la carga sobre la pila y por la fricción ejercida a tanto a movimientos ascendentes como descendente.

3.1.11. Capacidad de carga de cimentaciones superficiales

3.1.11.1. Cimentación superficial.

Las cimentaciones superficiales son las que imparten la fuerza que le transmite la estructura a través de sus elementos de apoyo sobre una superficie de terreno bastante grande que admite esas cargas.

Terzaghi fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad ultima de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice “que la profundidad de una cimentación superficial es de $D_f \leq B$ ancho de la cimentación, posteriormente definieron que la profundidad de la cimentación superficial es de $D_f = 3$ o $4B$ el ancho de la cimentación” (Braja, 1984, pp. 393).

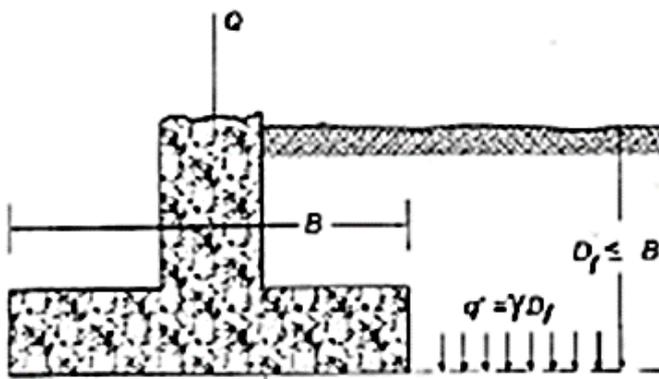


Figura 12. Descripción de la zapata.

Fuente: Braja, 1984

Estas cimentaciones superficiales están constituidas por:

- Zapatas aisladas
- Zapatas corridas
- Losas de cimentación

En su planteamiento Terzaghi, manifiesto la capacidad de carga ultima en la siguiente forma:

3.1.11.2. Ecuacion de terzaghi de la capacida de carga ultima

Se muestra en la ecuación 1, cálculo de la carga ultima de Terzaghi.

$$q_u = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma \dots\dots\dots [Ecuación 1]$$

Donde:

c = cohesión del suelo.

γ = peso específico del suelo.

$$q = \gamma \cdot D_f$$

D_f = profundidad de desplante de la cimentación

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

a. Factor Carga de capacidad de carga

Se muestra en la ecuación 2, cálculo del factor de cohesión N_c.

$$N_c = \cot\phi (N_q - 1) \dots\dots\dots [Ecuación 2]$$

Se muestra en la Ecuación 3 la fórmula del cálculo del factor de carga N_q.

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2(45 + \phi/2)} \dots\dots\dots [Ecuación 3]$$

Se muestra en la Ecuación 4 la fórmula del cálculo del factor de piso N_γ.

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{kpr}{\cos^2\phi} - 1 \right) \tan\phi \dots\dots\dots [Ecuación 4]$$

Donde:

$$K_{p\gamma} = 3 \cdot \tan^2 \phi \left(45 + \frac{\phi + 33}{2} \right)$$

Para cimentaciones cuadradas y circulares la ecuación puede modificarse según Terzaghi se muestra en la ecuación 5, cálculo de la carga última en cimentación cuadrada.

$$q_u = 1.3c N_c + q N_q + 0.4\gamma B N_c \dots\dots\dots \text{[Ecuación 5]}$$

Se muestra en la ecuación 6, cálculo de la carga última en cimentación circular de Terzaghi.

$$q_u = 1.3c N_c + q N_q + 0.3\gamma B N_\gamma \dots\dots\dots \text{[Ecuación 6]}$$

Para las cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelos y punzonamiento, Terzaghi sugirió modificaciones en las ecuaciones 1, 5, 6 como sigue:

Se muestra en la ecuación 7, cálculo de la carga última en cimentación corrida de Terzaghi.

$$q_u = \frac{2}{3}c N_c + q N_q + 0.3\gamma B N_\gamma \dots\dots\dots \text{[Ecuación 7]}$$

Se muestra en la ecuación 8, cálculo de la carga última en cimentación circular de Terzaghi.

$$q_u = 0.867 \cdot c N_c + q N_q + 0.3\gamma B N_\gamma \dots\dots\dots \text{[Ecuación 8]}$$

Se muestra en la ecuación 9, cálculo de la carga última en cimentación cuadrada de Terzaghi.

$$q_u = 0.867 \cdot c N_c + q N_q + 0.4\gamma B N_\gamma \dots\dots\dots \text{[Ecuación 9]}$$

Se calculan utilizando las ecuaciones para los factores de capacidad de carga (N_c , N_q , N_γ) sustituyendo ϕ por $\phi = \tan^{-1} (2/3 \times \tan \phi)$.

b. Factor de seguridad

Este factor consiste en reducir la capacidad de la carga última en una carga admisible de seguridad, que se muestra en la ecuación 10, cálculo de la capacidad de carga admisible

$$Q_{adm} = \frac{q_u}{F_s} \dots\dots\dots [Ecuación 10]$$

3.1.11.3. Ecuación general de capacidad de carga

Meyerhof hace una sugerencia a la ecuación de Terzaghi adicionando factores de forma, profundidad, inclinadas y la resistencia a la cortante adicionando para zapatas rectangulares.

Se muestra en la ecuación 11 ecuación general la capacidad de carga modificada.

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots\dots\dots [Ecuación 11]$$

Donde:

c = cohesión.

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

$$q = \gamma \cdot D_f$$

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

F_{cs}, F_{qs}, F_{γs} = Factores de forma.

F_{cd}, F_{qd}, F_{γd} = Factores de profundidad.

F_{ci}, F_{qi}, F_{γi} = Factores de inclinación de la carga.

a. Factor de capacidad de carga

Se muestra en la ecuación 12, cálculo del factor de sobrecarga N_q modificada.

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \dots\dots\dots [Ecuación 12]$$

Se muestra en la ecuación 13, cálculo del factor de cohesión N_c modificada.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \dots\dots\dots [Ecuación 13]$$

Se muestra en la ecuación 14, cálculo del factor de piso N_γ modificada.

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \dots\dots\dots [Ecuación 14]$$

b. Factores de forma

Se muestra en la ecuación 15, cálculo del factor de forma F_{cs} modificada

$$F_{cs} = 1 + \frac{N_q B}{N_c L} \dots\dots\dots [Ecuación 15]$$

Se muestra en la ecuación 16, cálculo del factor de forma f_{qs} modificada.

$$F_{qs} = 1 + \frac{B \cdot \tan \phi}{L} \dots\dots\dots [Ecuación 16]$$

Se muestra en la ecuación 17, cálculo del factor de forma $F_{\gamma s}$ modificada.

$$F_{\gamma s} = 1 + 0.4 \frac{B}{L} \dots\dots\dots [Ecuación 17]$$

c. Factores de profundidad

Se muestra en la ecuación 18, cálculo del factor de profundidad F_{cd} modificada.

$$F_{cd} = 1 + 0.4k \dots\dots\dots [Ecuación 18]$$

Se muestra en la ecuación 19, cálculo del factor de profundidad F_{qd} modificada.

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot K \dots\dots\dots [Ecuación 19]$$

Se muestra en la ecuación 20, cálculo del factor de profundidad F_{yd} modificada.

$$F_{yd} = 1 \dots\dots\dots [Ecuación 20]$$

Dónde:

Para $\frac{Df}{B} \leq 1$

$$K = \frac{Df}{B}$$

Para $\frac{Df}{B} > 1$

$$K = \tan^{-1} \phi \left(\frac{Df}{B} \right), \text{ el valor en radian}$$

d. Factores de inclinación de la carga

Se muestra en la ecuación 21, cálculo del factor de inclinación de la carga F_{ci} , F_{qi} modificada.

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2 \dots\dots\dots [\text{Ecuación 21}]$$

Se muestra en la ecuación 22, cálculo del factor de inclinación de la carga $F_{\gamma i}$ modificada.

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \dots\dots\dots [\text{Ecuación 22}]$$

3.2. Caso práctico

Proyecto centro de desarrollo de unidades productivas para la mujer de escasos recursos en el distrito de Moquegua.

3.2.1. Generalidades

3.2.1.1. Antecedentes

El proyecto del centro de desarrollo de unidades productivas para la mujer de escasos recursos en el CP. De San Antonio el cual fue ejecutado por el Gobierno Regional de Moquegua que consistía en la creación de infraestructura y equipamiento de unidades productivas para mujeres de escasos recursos, con el fin de capacitar a las mujeres en los diferentes talleres productivos para generar oportunidades de trabajo para la integración en los mercados.

Los talleres que se implementaran con este proyecto son:

- Taller de cocina.
- Taller de costura.
- Taller de sastrería.
- Taller de repostería.

Asimismo, para la construcción de la infraestructura de este centro de desarrollo productivo de la mujer, no se tomaron en cuenta un estudio de mecánica de suelos finos especializado, por el cual a post construcción del proyecto se manifestaron algunas fallas en las cimentaciones.

La importancia de este trabajo de suficiencia profesional muestra los procedimientos físicos mecánicos de suelos, así como sus propiedades de resistencia en suelos expansivos utilizando el análisis de laboratorio de suelos e indicar los resultados que se esperan obtener los parámetros del terreno natural.

3.2.1.2. Ubicación geográfica

Departamento : Moquegua.
Provincia : Mariscal Nieto.
Distrito : Moquegua.
Centro poblado : San Antonio.

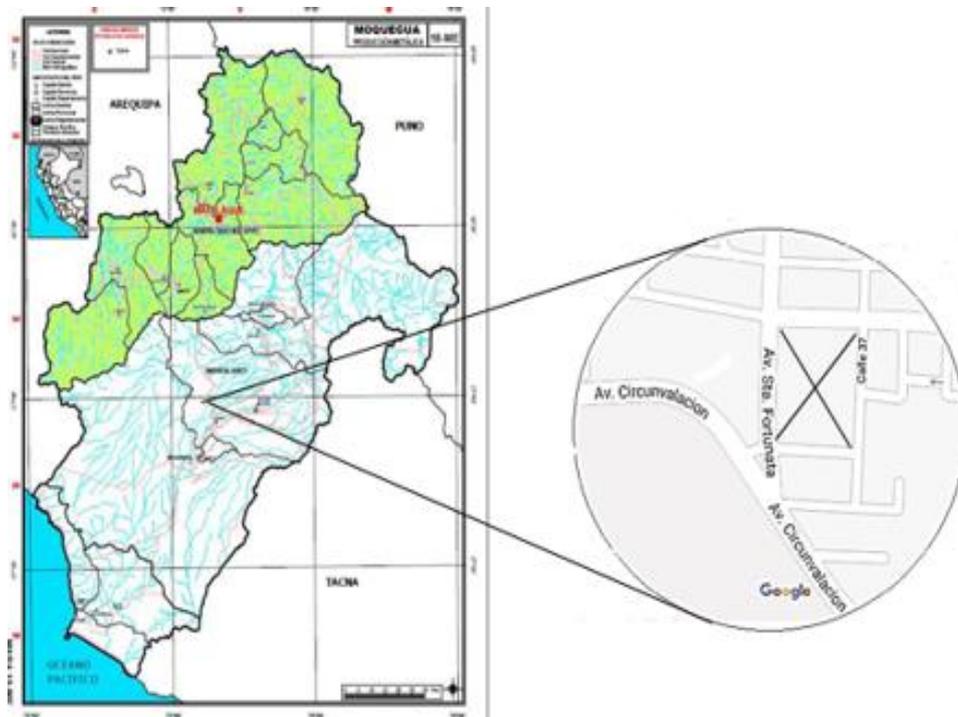


Figura 13. Ubicación in situ en el mapa de Moquegua.

3.2.2. Programa de investigación geotécnica

3.2.2.1. Investigaciones de campo.

El programa de investigaciones geotécnicas se ha dividido en dos:

- Primera parte. Se ha iniciado trabajos de campo que ha consistido en apertura de calicata, levantamiento de información, ensayos in situ y Muestreo.
- Segunda parte. Se han realizado los diferentes ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.

3.2.2.2. Trabajo efectuado

Los trabajos de campo de exploración para el laboratorio de mecánica de suelos donde se realizó la apertura de una calicata a cielo abierto la cual se ubicaron convenientemente en el área de estudio, las cuales se apertura con herramientas manuales con profundidad de 2.00 m.

Se realizó el muestreo de los diferentes estratos conformantes del terreno de fundación y se tomó el muestreo representativo, y datos característicos relacionados:

- Identificación del tamaño de las partículas.
- Representación de las arenas.
- Contenido de humedad.
- Color.
- Compacidad y origen del suelo.

Luego, se procedió a embalar adecuadamente la muestra representativa debidamente identificada.

3.2.3. Ensayo de laboratorio

3.2.3.1. Ensayo de análisis granulométrico

El manual de Ministerio de transporte y comunicaciones, (2006) menciona “que el análisis granulométrico consiste en establecer la cantidad de la distribución de tamaño de partículas de suelo” (pp.44).

a. Descripción de la muestra

Se realizó la excavación de una calicata C-1 de 1,00x1,00x2,00 m. de suelo conformado a partir de la profundidad de 2,00 m. se empezó a recolectar la muestra de campo, hasta alcanzar una muestra considerada de 15 kg. Para realizar las pruebas necesarias.

En la tabla 5 se muestra la cantidad en kilogramos el tamaño predominante de los agregados finos y gruesos.

Tabla 5.

Tamaño de la muestra en campo

Tamaño del agregado		Masa de la muestra del campo, mínimo, (Kg)
Agregado fino		
Nº 8	2,36 mm	10 kg
Nº 4	4,75 mm	10 kg
Agregado grueso		
Nº 3/8"	9,50 mm	10 kg
Nº 1/2"	12,50 mm	15 kg
Nº 3/4"	19,00 mm	25 kg
Nº 1"	25,00 mm	50 kg
Nº 1 1/2"	38,10 mm	75 kg
Nº 2"	50,00 mm	100 kg
Nº 3"	75,00 mm	150 kg

Fuente: Manual del ministerio de transporte y comunicación, 2016.

Luego se trasladó la muestra a laboratorio para empezar las pruebas estándar de análisis granulométrico de agregados (grava, arena y finos).

Para el análisis y la clasificación del suelo se realizó los siguientes ensayos normalizados.

- Granulometría por tamizado vía húmeda.
- Humedad natural.
- Límites de atterberg.
- Clasificación de suelos.
- Densidad natural.

b. Procedimiento del muestreo.

Con respecto al muestreo extraído en campo, Contreras (1998) señalo que “es un ensayo por el cual podremos tener muestras representativas homogéneas que se quiere a través del cuarteo”.

Se va empezar hacer el muestreo para el laboratorio usando el método B de cuarteo, que consiste en tener una pala, una brocha y un jebe plastificado cuyas dimensiones es de 2,0 x 2,5 m.

- Colocar la muestra sobre una base firme, limpia y nivelada donde no haya desperdicio del material.
- Mezclar el material girando toda la muestra más de tres veces con la pala formando una pila cónica. (ver figura 14).



Figura 14. Muestra de forma de pila.

- Presionar la muestra de forma de pila hacia abajo uniforme para poder realizar las divisiones. (ver figura 15).

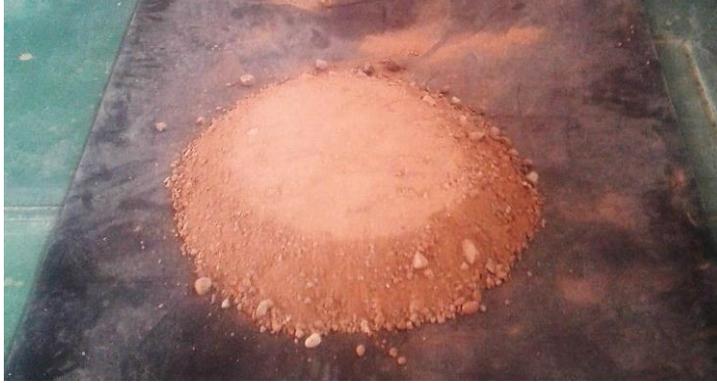


Figura 15. Muestra de apisonado uniforme.

- Luego se empieza a dividir en cuatro partes iguales con una pala.



Figura 16. Muestra particionada.

- Luego se empieza a quitar dos cuartos diagonales bien representativas y cepille los espacios despejados.
- Luego juntar las dos muestras diagonales seleccionadas para mezclarlas sucesivamente. (ver figura. 17).



Figura 17. Muestra ultima reducida.

Una vez obtenido el tamaño deseado de la muestra por el método B del cuarteo (6 248,7 g.) se procede a realizar el método de prueba estándar para el análisis de agregados gruesos y finos. Que consiste en la determinación de la distribución por tamaño de partículas.

c. Equipos

Se utilizará los siguientes equipos.

- Balanza digital. Con exactitud y aproximación al 0,1 %.
- Tamices. Según la NTP 350.001.
- Horno. Un horno para secar las muestras.
- Herramientas. Cepillos, cucharas metálicas, bandejas, EPP.

d. Proceso de tamizado de granulometría.

Se procedió a tamizar la muestra de 6 248,7 g. por la malla N° 04, para hacer la separación del agregado grueso de 1 567,2 g. y 4 681,5 g. de arena.



Figura 18. Muestra tamizado por el tamiz # 04.

e. Agregado grueso (grava)

- Se procedió a lavar la grava (1 567,2 g.)
- Se procede a colocar la grava humedad al horno por 24 horas.
- Peso de la grava seca es 1 420,6 g. salida del horno.
- Se procede a zarandear la muestra de la grava

En la tabla 6 se muestra el peso retenido de acuerdo a los tamices de la muestra del suelo en campo.

Tabla 6.

Dimensión granulométrica de agregado grueso

Tamiz		Peso retenido
Nombre	(mm)	(g).
1 1/2"	38,10	0,00
1"	25,40	61,49
3/4"	19,05	131,70
1/2"	12,70	292,50
3/8"	9,53	252,90
Nº 4	4,76	676,80

Fuente: Elaboración propia.

d. Agregado fino (arena)

- Se procede a trabajar con la muestra de arena (4 681,5 g.).
- Se extrae 500 g. Como muestra de agregado fino (arena).
- Se procede a lavar la muestra extraída (500 g.) del agregado fino (arena), para ser luego llevado al horno por 24 horas.
- Se extrae la muestra del horno el agregado fino seco (arena) cuyo peso seco es 352,3 g.
- Se procede a tamizar la muestra de la arena por los siguientes tamices.

En la tabla 7 se muestra el peso retenido de acuerdo a las dimensiones de los tamices.

Tabla 7.

Dimensión granulométrica de agregado fino

Tamiz		Peso retenido
Nombre	(mm)	(g)
Nº10	2,00	0,90
Nº20	0,84	86,60
Nº40	0,43	75,50
Nº60	0,26	71,00
Nº100	0,15	70,10
Nº200	0,07	48,50
Fondo		0,10

Con los resultados de los tamizados del agregado grueso y arena se procedió a realizar el análisis granulométrico de campo.

Para tener la información más detallada sobre el resultado del ensayo estándar granulométrico (ver apéndice C).

3.2.3.2. Ensayo de Limite liquido

a. Determinación del límite liquido

Este límite se define como el contenido de humedad necesario para que las dos mitades de una pasta de suelo de 1 cm. de espesor fluyan y se unan en una longitud de 12 cm, aproximadamente, en el fondo de la muesca que separa las dos mitades, las mismas que se van a unir de acuerdo a un determinado número de golpes como: 30-35, 20-25, 15-20.

b. Equipos

- Tara: Se utiliza para colocar y pesar la muestra de suelo.
- Balanza: Se utiliza para pesar la muestra.
- Cuchara de casagrande: Es un instrumento de medición utilizado en geotecnia e ingeniería civil, para determinar el límite líquido de una muestra de terreno.
- Horno: Se utiliza para secar la muestra.

c. Procedimientos del límite líquido

Se obtiene una porción representativa de la muestra total suficiente para proporcionar de 150 a 200 g. de material pasante del tamiz N°40.

Se sigue los siguientes pasos:

- Se deja secar la muestra extraída de campo.
- La muestra se pasa por el tamiz N° 40 con el fin de separar arcillas y limos.
- Se agrega agua a la muestra fina moviendo la muestra hasta homogenizar
- Se coloca una porción de muestra en la copa de Casagrande, luego se enrasa y se divide en dos usando el acanalador.
- Se gira la copa levantando 1 cm y se dejar caer la copa a razón de dos golpes por segundo hasta que el surco se cierre 13 mm.

- El proceso se realiza tres veces siguiendo los parámetros: 30-35, 20-25, 15-20 golpes.
- Una pequeña porción de la muestra se coloca sobre una tara y anotamos su peso.
- Dichas porciones de tres muestras obtenidas se llevan al horno por 24 horas.
- Se vuelve a pesar después de retirarlas del horno.



Figura 19. Presentación de muestra enrasa y separada en la copa casagrande.

Fuente: Crespo, 1942

3.2.3.3. *Ensayo de límite plástico*

El límite plástico es la mínima humedad el cual el suelo no admite deformaciones sin rotura.

a. *Equipos*

- Tara. Es un recipiente metálico para colocar las muestras.
- Balanza. Equipo electrónico para cuantificar la muestra en peso.
- Horno. Se utiliza para secar la muestra.
- Agua destilada. se utiliza para humedecer según lo requiera la muestra.
- Espátula. hoja flexible de 100 mm de longitud y 20 mm de ancho.

b. Procedimiento

- La muestra pasante se satura con agua destilada.
- Se bate la muestra para uniformar y formar una masa consistente.
- Luego extraemos la muestra de 20 g. del pasante tamiz N° 40.
- Luego se procede con la palma de la mano a hacer los cilindros de 3 mm. y 5 cm de longitud sobre una lámina de vidrio, sin que se presente rajaduras.
- Se coloca y pesa en tres recipientes para luego meter al horno por 24 horas.
- Después de 24 horas se retiran las tres muestras y se pesan para determinar el peso del contenido de humedad.

A continuación, se muestra los siguientes resultados de los ensayos de límite líquido y límite plástico (ver apéndice D).

Luego se procedió a clasificar el estrato del suelo de acuerdo al sistema SUCS ASTM D2487 encontrado en la calicata 01.

c. Clasificación SUCS de la muestra del suelo

Luego de haber realizado el ensayo granulométrico y los límites de atterbert se procedió a realizar la clasificación SUCS del tipo de suelo de la muestra de campo.

Tabla 8.

Resumen granulométrico de arena SUCS

Malla #	% Retenido acumulado	% Que pasa
# 4	22,67	77,33
# 40	47,87	52,13
# 200	77,19	22,81

Se considera los resultados anteriores: LL = 23,23 LP= 10,52 IP= LL-LP =12,72

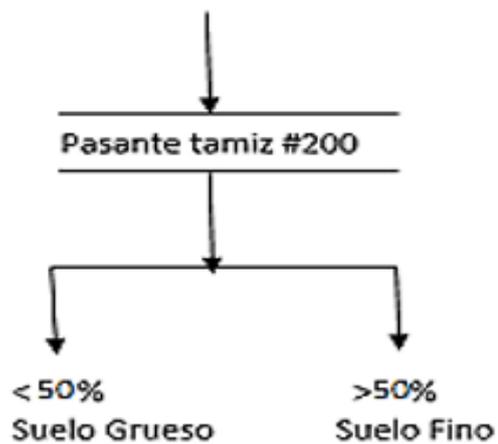


Figura 20. Identificación del porcentaje pasante por el tamiz N° 200.

Se verifico el porcentaje (%) que pasa del tamiz # 200 es 22,81 %.

- Según condiciones se encontraría en: 22,81 % < 50 % suelo grueso.
- Suelo grueso según SUCS se divide: grava y arena.

Se analiza el porcentaje (%) que pasa por el tamiz N° 04 es 77,33 %

- 77,33 % >50 % Arenas → si es
- 77,33 % <50 % Gravas → no es

Luego se analiza el porcentaje (%) que pasa # 200 de los finos es 22,81 %.

- Finos >12 %

SM = arenas limosas	}	según tabla SUCS la que cumple con los límites de atterberg: $IP > 7 = SC$
SC = arenas arcillosas		

Por lo tanto: es un suelo SC Arenas Arcillosas

En la figura 21 se muestra el índice de plasticidad y el límite líquido en la gráfica de la carta de plasticidad de casa grande la muestra para su ubicación tenemos:

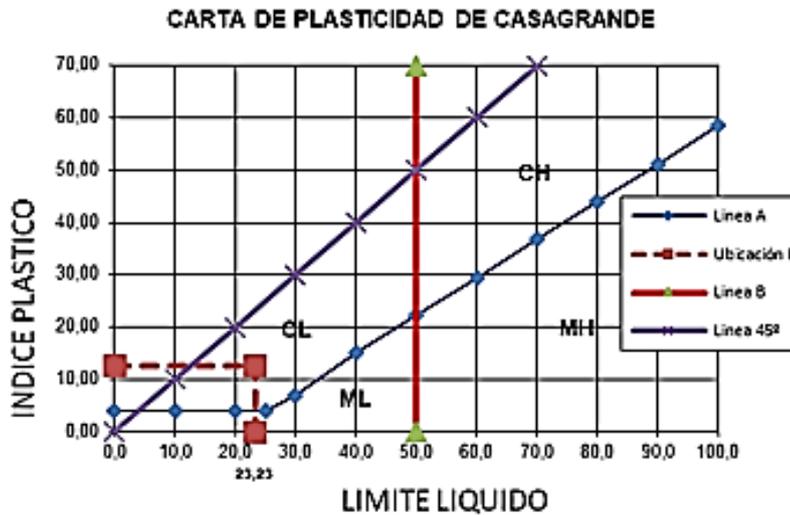


Figura 21. Ubicación del punto de la combinación del IP con LL.

Cumple con la ubicación de los puntos en la carta de plasticidad

- El punto del $IP=12,72$ y $LL=23,23$ se encuentra sobre la línea A
- Tenemos CL = baja plasticidad de arcilla.

Entonces es un suelo SC: Es Arena Arcillosa de baja plasticidad.

d. Clasificación AASHTO de la muestra del suelo.

En la tabla 9, para realizar la clasificación AASHTO del tipo de suelo de la muestra de campo se toma algunos valores de tamices según su granulometría.

Tabla 9.

Resumen granulométrico de arena AASHTO

Malla #	% Retenido acumulado	% Que pasa
# 4	22,67	77,33
# 10	22,81	77,19
# 40	47,87	52,13
# 200	77,19	22,81

Se considera los resultados anteriores: $LL = 23,23$; $LP = 10,52$; $IP = LL - LP = 12,72$

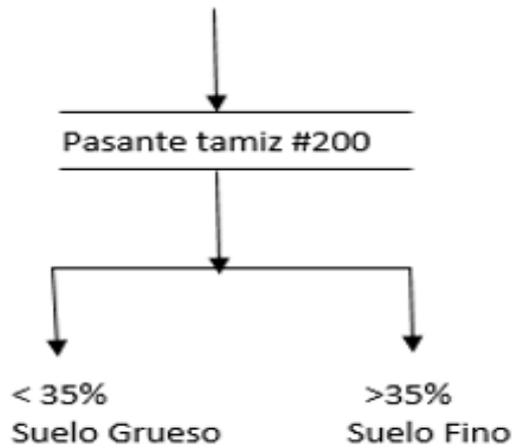


Figura 22. Identificación del suelo Pasante tamiz N° 200.

luego se verifico el porcentaje (%) que pasa del tamiz # 200.

<u>35%(min)</u>	a	<u>75%(Max)</u>	a = 0
0		40	
<u>15%(min)</u>	b	<u>35%(Max)</u>	b = 7.81
0		40	
Limite Líquido (LL)			
<u>40%(min)</u>	c	<u>60%(Max)</u>	c = 0
0		20	
Índice Plástico (IP)			
<u>10%(min)</u>	d	<u>30%(Max)</u>	d = 2.81
0		20	

Figura 23. Determinación de las variables del índice de grupo

Fuente: Crespo, 1942.

luego se reemplaza valores de las variables en la fórmula del índice de grupo (IG)

$$IG = 0.2(a)+0.005(a) (c)+0.01 (b) (d)$$

$$IG = 0.22 = 0$$

Por lo tanto, según tabla de clasificación de tipo de suelo AASHTO tenemos:

- A-2-6 (0) gravas y arenas limosos o arcillosos

diámetro. Se le acopla un collarin de extensión de 2" de altura y una base perforada.

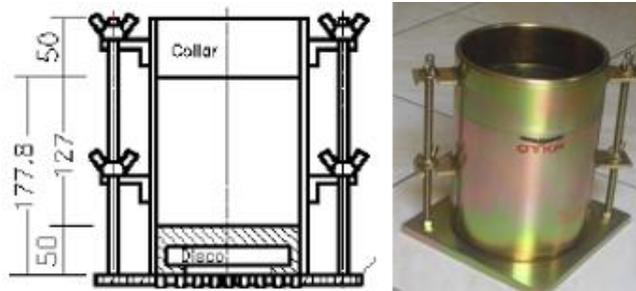


Figura 25. Presentación del molde CBR

Fuente: Manual ministerio transporte y comunicaciones, 2006.

- Tripode y extensometro. Para medir la expansión de la muestra del molde del CBR, se emplea un extensómetro con aproximación a 0.001", montado sobre un trípode.



Figura 26. Presentación trípode y extensómetro

Fuente: Manual ministerio transporte y comunicaciones, 2006.

- Plato y vástago. El plato tiene perforaciones a distancias iguales y el vástago es regulable para colocar el extensómetro.



Figura 27. Presentación del plato y vástago

- Muestra de suelo. El tipo de muestra de suelo es SC arena arcillosa de baja plasticidad, con un peso de 3 970 g.

b. Procedimiento

- Se pesa el molde con su base, se coloca el collar y el disco espaciador y sobre este, un disco de papel de filtro grueso del mismo diámetro.
- Se prepara la prueba el molde cilíndrico y se procede a verter la muestra del suelo SC arena arcillosa de baja plasticidad con un peso de 3 970 g. en el CBR.



Figura 28. Muestra de campo del molde de CBR.

- Luego se procede a compactar la muestra del suelo colocando un disco metálico Circular de 5 cm de espesor y 6 pulgadas de diámetro sobre la muestra del molde CBR y golpear con un listón de acero hasta que se compacte.



Figura 29. Muestra compactada del molde de CBR.

- Se coloca encima del molde de CBR el trípode, dial y su extensómetro, para ser luego trasladado a un recipiente con agua



Figura 30. Muestra saturada de agua del molde de CBR.

- Saturar la muestra del molde de CBR con agua, se empieza a registrar las variaciones del dial de la presión de expansión de la muestra en el molde del CBR.
- Luego de registrar durante los siete días las variaciones del dial por la presión de expansión libre de la muestra en el molde del CBR cuya medida llegada de 0.159” sin variación, se procederá a realizar los cálculos de expansión libre.

Para conocer el porcentaje de expansión del suelo arcilloso mediante el cálculo del ensayo de expansión libre (ver apéndice E).

3.2.3.6. Determinación del ensayo expansión controlada

Este ensayo de expansión controlada nos proporciona la información sobre la presión de expansión que presenta un suelo arcilloso (presión necesaria para que el suelo no se expanda ni se consolide).

a. Equipos

Se utilizaron los siguientes equipos:

- Soporte magnético con dial indicador universal. Esta herramienta se usa para ensayos de relación de soporte, que tiene una base magnética que sirve como apoyo de instalación de forma manual.

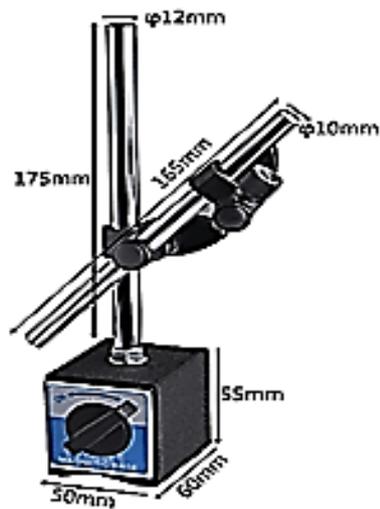


Figura 31. Presentación del soporte magnético.

- Balanza digital. Instrumento de pesaje de precisión para determinar la masa.
- Barras de acero semi circulares. Son pesas metálicas abiertas en forma de u, que sirve para determinar el esfuerzo de presión de expansión de la muestra del suelo.



Figura 32. Presentación de barras de acero circulares.

- Dial. Reloj analógico que sirve para registrar las variaciones de expansión del suelo saturado.



Figura 33. Presentación del dial analógico para expansiones de suelos.

b. Procedimiento

- Una vez saturada la muestra extraída del ensayo de expansión libre, se procede a colocar el Soporte magnético con dial indicador universal para registrar las variaciones de la presión de expansión de la muestra extraída de campo de la calicata C1 del molde de CBR.



Figura 34. Colocación del soporte magnético con dial indicador universal.

- Después de haber saturado la muestra de campo en el CBR, se procede a pesar las barras de acero semi circulares en la balanza digital que nos va a determinar la presión de contacto de la carga ejercida a la muestra del suelo contenido en el molde del CBR.



Figura 35. Peso de barras de acero semicirculares.

- Luego de obtener los pesos correspondientes de cada barra de acero, se coloca las barras de acero circulares con cuidado en el plato y vastajo del molde de CBR saturado de agua, para controlar la presión del hinchamiento de la muestra de la expansión libre.



Figura 36. Colocación de las barras de acero en el molde del CBR.

- Se procede a registrar la variación del dial de la presión de contacto de la expansión de la muestra del molde del CBR hasta llegar a la lectura igual alcanzada en la expansión libre de 0,159” luego se procederá a realizar los cálculos de expansión controlada.



Figura 37. Registro de variaciones de la presión de contacto del dial.

- Luego de registrar las variaciones del dial por la presión de contacto de 0,159” de la presión de expansión libre de la muestra del molde del CBR, se procederá a realizar los cálculos de expansión controlada.

Para conocer el porcentaje de expansión del suelo arcilloso mediante el cálculo del ensayo de expansión controlada (ver apéndice F).

3.2.3.7. *Ensayo Estándar del Cono de Arena.*

Con la finalidad de determinar los parámetros de resistencia se ha realizado el Ensayo del cono de arena para encontrar la densidad y el peso unitario de suelo seco in situ.

a. *Equipo*

- Componente de densidad in situ. Cono metálico, arena calibrada de ottawa, placa metálica, aparato de cono de arena.



Figura 38. Presentación de los accesorios del cono metálico.

- Balanza. Balanza de precisión de dos dígitos 0,10 lb para determinar el peso de las masas las muestras.



Figura 39. Presentacion de una balanza digital.

- Equipo de excavación manual: Cincel, martillo, cucharon y brocha para extraer la arena del suelo en estudio.



Figura 40. Herramientas de extracción para muestra de ensayo.

b. Procedimiento

Antes de iniciar el ensayo, se debe calibrar el equipo de densidad de campo, para esta forma obtener el peso volumétrico de la arena calibrada y el peso de arena calibrada que queda en el cono.

- Luego se coloca la placa metálica sobre el suelo y se comienza hacer una perforación (cavado con cincel) teniendo como guía el agujero de la placa a una

profundidad de 15 cm, todo el material que se saque del agujero se coloca en una bolsa de plástico y se pesa.



Figura 41. Excavación in situ para extraer la muestra de campo

- Para determinar el volumen del agujero, utilizamos el equipo de densidad de campo de la siguiente forma.
- Se determina el peso inicial del frasco con la arena calibrada. Luego se invierte y se coloca sobre la placa metálica, la cual está colocada en la parte superior del agujero; se abre la llave del cono, permitiendo el paso de la arena calibrada hasta llenar el hoyo.



Figura 42. Esparciendo la arena calibrada al hoyo in situ.

- Se procede a determinar el peso final del frasco y la arena contenida en él, por la diferencia de los pesos del frasco, de arena inicial y arena final. Obtenemos el peso de la arena contenida en el agujero y el cono. a este valor le restamos el peso de la arena que cabe en el cono, obteniendo de esta manera el peso de la arena contenida en el agujero.



Figura 43. Pesando la arena calibrada extraída del hoyo in situ.

- El peso de la arena dividida por su densidad, obtenida en el laboratorio mediante calibración, nos da el volumen del agujero.

$$Vol_{\text{hoyo}} = \frac{\text{Peso de la arena usada}}{\text{Densidad de la arena}} = \frac{P}{\gamma} \dots\dots\dots \text{(Ecuación 23)}$$

- Finalmente se determinar en el laboratorio, la densidad seca máxima.

$$D_{\text{seca}} = \left(\frac{\text{Densidad húmeda in situ}}{(\text{Contenido de humedad} + 100)} \right) \times 100 \dots\dots\dots \text{(Ecuación 24)}$$

Para conocer la densidad seca y volumen de una muestra in situ mediante del cálculo del cono de arena (ver apéndice G).

3.2.3.8. Ensayo estandar del corte directo

Según la norma American society for testing and materiales 3080, (1998) afirma que “Este método de ensayo cubre la determinación de la resistencia al corte consolidado drenado de un suelo en corte directo. La prueba es llevada a cabo por

la deformación de un espécimen a una velocidad de deformación controlada de corte”.

Se realizó el ensayo de corte directo según Chavez, (2015) menciona que “El objetivo es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometidas a fatigas y/o deformaciones que simulen las que existirán en terreno producto de la aplicación de una carga” (pp.10).

Para este ensayo de corte directo sobre una muestra o espécimen de suelo actúan dos esfuerzos sobre la caja de corte, un esfuerzo vertical y otro esfuerzo horizontal con una velocidad constante de deformación y luego medir las fuerzas de corte y los desplazamientos horizontales a medida que la muestra es llevada a la falla.

a) Equipo

- Aparato de corte. El aparato de corte proporciona medios para aplicar esfuerzo normal a las caras de las muestras, permitiendo el drenado del agua a través de las placas porosas superior e inferior.



Figura 44. Máquina de corte directo.

- Caja de corte. Una caja de corte cuadrada, hecha de acero inoxidable, con adimentos que permiten el drenado a través de la parte superior e inferior. La

caja está dividida verticalmente por un plano horizontal en dos mitades con el mismo espesor unido con unos tornillos de seguridad.



Figura 45. Accesorios de caja de corte.

- Aditamento para aplicar la fuerza normal. La fuerza normal es aplicada por un marco que tiene un contrapeso para eliminar el peso del mismo.
- Aditamento para cortar la muestra. El aditamento debe ser capaz de cortar el espécimen a una velocidad uniforme de desplazamiento, la velocidad es usualmente mantenida con un motor eléctrico y la fuerza cortante es determinada por un indicador de carga tal como un anillo de prueba.
- Aditamento para la medición de la fuerza cortante. Un anillo de carga con precisión de 1 % de la fuerza de corte en condiciones de ruptura. Midiendo los desplazamientos horizontales capaces de medir el espesor de la muestra.

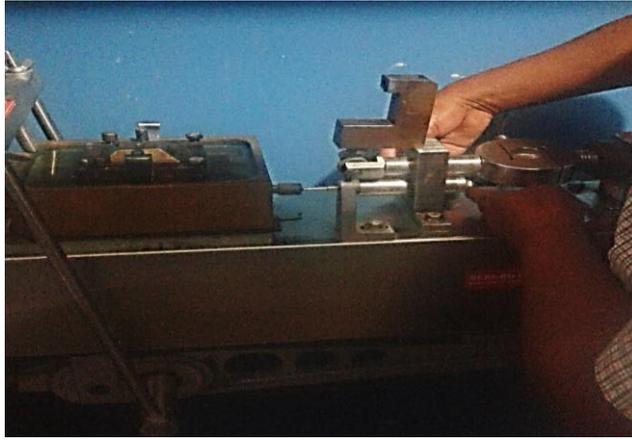


Figura 46. Indicador del desplazamiento horizontal.

b) *Preparación de la muestra*

- Se disgrega el material en seco para después pasa por la malla N° 100 con el objeto de un suelo homogéneo.
- Posteriormente se determina la cantidad en peso que se utilizara para preparar la muestra en la caja de corte, en este caso es de 356 g.
- Se ajusta adecuadamente la caja de corte, verificando que la parte superior como la inferior esté alineada la una con la otra y asegurando con tornillos para que no se pueda mover ninguna de estas dos partes.
- Al obtener las porciones, la primera porción se introduce en la caja de corte y un cucharón se distribuye por la superficie de la caja.



Figura 47. Muestra del suelo en la caja de corte.

c. *Procedimiento del ensayo*

- Después de haber preparado la muestra conecte y ajuste la caja de corte dentro del tazón.
- Posteriormente de colocar la muestra de la caja de corte ajustar el aparato que mide los desplazamientos horizontales que se utiliza para medir los desplazamientos de corte.
- Retire los tornillos de seguridad de la caja de corte.
- Colocar la carga (peso) de 1 kg para realizar el corte.
- Ejecute el encendido del equipo para realizar la prueba de corte horizontal.
- Retire la carga normal del espécimen, para sacar la muestra.
- Se realiza tres muestras (M1, M2, M3) de suelo fino.
- Luego el equipo de corte directo procesara la información registrada de campo.

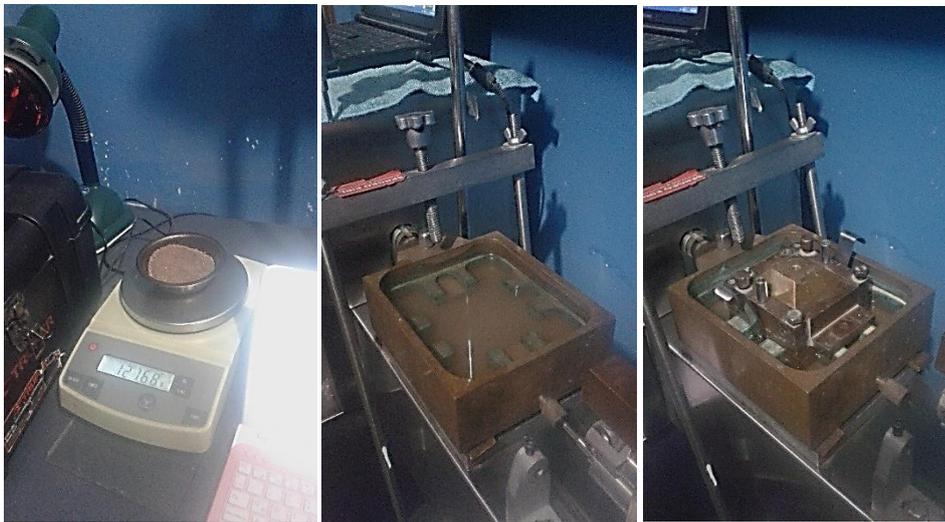


Figura 48. Muestra de campo saturada en la caja de corte para el ensayo.

Para dar a conocer el resultado del Angulo de fricción y la cohesión de la muestra se deberá hacer el cálculo del ensayo de corte directo (ver apéndice H).

d. Parámetros del ensayo

De acuerdo a los resultados obtenidos de ensayos in situ y de laboratorio, y de la correlación de ambos, se han obtenido los parámetros de resistencia del terreno de fundación para los cálculos que posteriores que nos determinen la capacidad portante.

El resumen de los parámetros que se utilizarán para los cálculos correspondientes del diseño de la cimentación se presenta en el siguiente cuadro:

Tabla 10.

Resumen de parámetros de los ensayos de la muestra del suelo

Calicata	Clasificación sucs	Índice plasticidad	Densidad. (g/cm³)	Ángulo fricción	Cohesión (kg/cm²)
C1	SC - CL Arena arcillosa baja plasticidad	12,72	1,87	25,80	0,10

3.2.3.9. Análisis de la cimentación superficial

a. Profundidad de cimentación

De la verificación realizada en las excavaciones, la profundidad tiene un promedio de dos metros en zona de columna.

En gran parte de los cimientos el desplante descansa sobre suelos arcillosos, los cuales se encuentra con alteraciones en sus propiedades mecánicas.

Se ha notado que la humedad del suelo intempestivamente se incrementa por las inundaciones superficiales y/o filtraciones provenientes de las calles colindantes de la parte superior, ocasionando que el suelo tenga un comportamiento inestable por cambios en su relación de vacíos, por el proceso de humedecimiento de las partículas del suelo que generando expansión y contracción respectivamente lo que genera reducción en la resistencia a esfuerzos cortantes.

b. Capacidad carga última

Para evaluar los parámetros del suelo por la poca variación que este presenta se ha determinado la capacidad de carga admisible del suelo, tomando como punto de referencia la calicata C-1 a profundidad de 2.0 m.

Se ha calculado la capacidad de carga última con la ecuación propuesta por Terzaghi, y para tal efecto se ha utilizado la ecuación modificada por Meyerhof, Según el cual la capacidad última de carga para una falla local se da en la siguiente expresión:

$$Q_{ult} = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + 1/2 \gamma B N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi}$$

Donde:

c = cohesión

ϕ = Angulo de fricción

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

$$q = \gamma \cdot D_f$$

γ = peso específico Del suelo

B = ancho de la cimentación (en el caso de cimentación circular, el diámetro)

$F_{cs} F_{qs} F_{ys}$ = factores de forma

$F_{cd} F_{qd} F_{yd}$ = factores de profundidad

$F_{ci} F_{qi} F_{yi}$ = factores de inclinación de la carga

$N_c N_q N_y$ = factores de capacidad de carga

c. Factor de forma

$$F_{cs} = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c L}$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B \cdot \tan \phi}{L}$$

$$F_{ys} = 1 + \frac{0.4 B}{L}$$

d. *Factor de profundidad*

$$F_{cd} = 1 + 0.4k$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen } \phi)^2 \cdot K$$

$$F_{yd} = 1$$

$$\text{para } \frac{Df}{B} \leq 1 \quad K = \frac{Df}{B}$$

$$\text{para } \frac{Df}{B} > 1, \quad K = \tan^{-1} \frac{Df}{B}$$

e. *Factor de profundidad de inclinación*

$$F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

f. *Capacidad de carga admisible*

La capacidad de carga admisible, se ha determinado con un factor de seguridad de

$$F_s = 3$$

$$Q_{adm} = \frac{q_{ult}}{f_s}$$

Para dar a conocer el resultado del esfuerzo del suelo a resistir la estructura se deberá realizar el cálculo del ensayo de la capacidad portante (ver apéndice I).

3.2.4. Representación de resultados

- Como resultado de los ensayos realizados del análisis granulométrico y de los límites de atterber, se determinó el tipo de suelo SC arena arcillosa con contenido de arcilla de baja plasticidad mediante la clasificación SUCS. Y mediante la clasificación AASHTO se tuvo el tipo de suelo A-2-6 (0).

- Como resultado para determinar el grado de expansividad se utilizó la carta de Williams del método cualitativo obteniendo un porcentaje de finos de expansividad de arcillas de baja plasticidad.
- Como resultado realizado del ensayo de expansión libre de la muestra saturada durante siete días, se obtuvo un porcentaje expansión de 4,7 %.
- Con el resultado del porcentaje de expansión libre se realizó al ensayo del potencial de expansión encontrando la presión de expansión de la muestra del suelo de 0,3 kg/cm².
- Con el resultado del ensayo del cono de arena se encontró la densidad seca in situ del suelo cuyo valor es 1,87 g/cm³ el cual se determinó mediante el procedimiento correspondiente:

$$D_{seca} = \frac{D_w}{C_w + 100} * 100 \quad D_{seca} = 1,87 \text{ g/cm}^3$$

- El resultado para determinar del ángulo de fricción y la cohesión se realizó con el ensayo de corte directo tomando en cuenta tres ensayos con diferentes cargas por el cual se tuvo el siguiente resultado:

Angulo de fricción $\phi = 25,8^\circ$ y Cohesión $C = 0,1 \text{ kg/cm}^2$

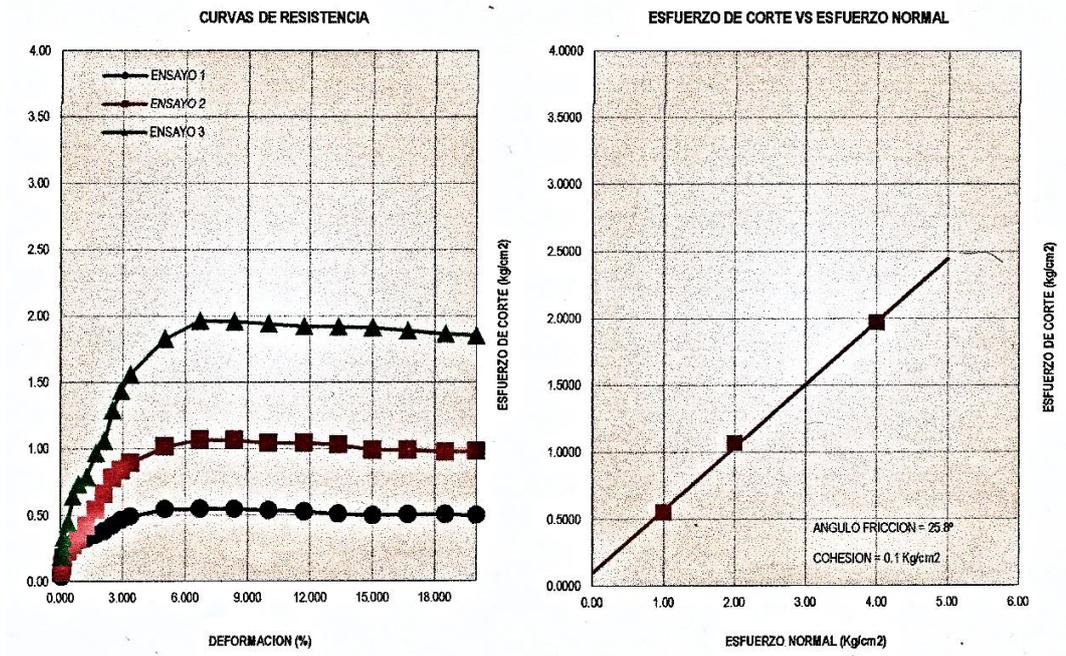


Figura 49. Representación de esfuerzos cortantes.

- El resultado de la carga admisible del terreno es 10,84 kg/cm² de una profundidad de 2,00 m por el cual se determinó con la formula siguiente:

$$Q_{ult} = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + 1/2 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$Q_{ult} = 10,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = \frac{q_{ult}}{f_s}$$

$$Q_{adm} = \frac{q_{ult}}{3} = 3,61 \text{ kg/cm}^2$$

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

Primera. Se concluye que para la determinación de las partículas granulométricas en diferente tipo de suelo ya sea gravas, arena, limos y arcillas se realizaron mediante la clasificación SUCS Y AASTHO.

Segunda. Se concluye que el tipo de ensayo que se ha realizado in situ en la muestra de suelo de la calicata C1 es el ensayo de cono de arena encontrando la densidad seca y humedad del suelo.

Tercera. Se concluye que la clasificación del tipo de suelo según SUCS es SC arena arcillosa con contenido de arcilla de baja plasticidad, según AASHTO es A-2-6 (0) gravas y arenas limosas o arcillosas.

Cuarta. Se concluye que, para realizar el diseño de las estructuras de cimentaciones en suelos expansivos, se debe tener en cuenta los criterios de los especialistas en suelos.

Quinta. Se concluye que la carga ultima de nuestro suelo arena arcillosa es de baja plasticidad de $10,84 \text{ kg/cm}^2$, considerando tomar la carga admisible de $3,61 \text{ kg/cm}^2$.

4.2. Recomendaciones

Primera. Se recomienda lavar y secar la muestra de los agregados gruesos (grava) y agregados medios (arenas) antes de realizar los tamizados granulométricos correspondientes para obtener un óptimo resultado.

Segunda. Se recomienda para este tipo construcción estructural realizar el estudio de suelo mediante la clasificación SUCS.

Tercera. Se recomienda realizar un estudio completo en suelos arcillosos para identificar la potencia de expansibilidad antes de ejecutar las obras estructurales.

Cuarta. Se recomienda aislar la estructura de cimentación, Mediante piso losa aislado para evitar que el suelo este en contacto con piso.

Quinta. Se recomienda tomar en cuenta el potencial de expansión del suelo fino al momento de calcular la capacidad portante y tomar en consideración para las construcciones de cimentaciones superficiales

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American society for testing and materiales. (1998). *Norma ASTM3080 - Ensayo de corte directo de suelos en condiciones consolidadas*. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/342149925/270301410-ASTM-3080-98-corte-Directo-pdf>.
- Ballinas, M. (2006). *Suelos expansivos*. Recuperado de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/746/ballinasmijangos.pdf?sequence=14>.
- Braja, D. (1984). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. California: Edamsa impresiones SA.
- Chavez B. (2015). *Estudio mecánica suelos - Ensayo de corte directo ntp 339.171 (ASTM D3080)*. Recuperado de: <https://www.slideshare.net/yonerchavezburgos/informe-de-corte-directo-ntp-339171>.
- Contreras, D. (1998). *Cuarqueo mecánica de suelos*. Recuperado de: https://www.academia.edu/12181949/cuarqueo_mecanica_de_suelos.
- Crespo, V. (1976). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México: Limusa S.A.
- Holtz y Gibbs. (1956) Ensayo de expansión de los suelos Recuperado de: <https://es.scribd.com/document/304163208/ensayo-de-expansion-de-los-suelos-docx>.
- Juarez, B. (2005). *Fundamentos de la mecánica de suelos*. México: Limusa SA.
- Ministerio de transporte y comunicación. (2016). *Manual de ensayo de materiales*. Recuperado de: <https://civilgeeks.com/2016/07/08/aprueban-la-actualizacion-manual-ensayo-materiales/>.