



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE
HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

“ANÁLISIS GEOTECNICO DE UNA NAVE INDUSTRIAL
UBICADA EN CIUDAD INDUSTRIAL DE MORELIA
MICHOACÁN”

T E S I S

Para obtener el grado de:

Ingeniero Civil

Presenta:

VICTOR CALDERÓN MENDOZA

Asesor:

M.I.T. ERNESTO ALBERTO NUÑEZ GUZMAN.

MORELIA, MICHOACÁN

JUNIO 2021



INDICE

RESUMEN.....	1
ABSTRACT	2
1. - INTRODUCCIÓN.....	3
1.1-OBJETIVO.....	4
1.3-JUSTIFICACIÓN.....	4
2.- Capítulo I MARCO CONCEPTUAL	5
2.1.-Descripción del lugar	5
2.1.1 Clima.....	5
2.1.2-Geología Regional	6
2.2.- El suelo	6
2.2.1.-Definición de Suelo	6
2.2.2- Composición del suelo	6
2.2.3.- Agentes generadores de Suelo	7
2.2.4- Minerales Arcillosos	7
2.2.5.- Tipos de minerales arcillosos.....	8
2.2.6.- Mecánica de suelos	9
2.2.7.- Geotécnica	9
2.2.8.- Definición pozo a cielo abierto (PCA)	9
2.3.- Tamaño de las partículas de suelo.....	10
2.4.- Límites de Consistencia y Contracción Lineal	11
2.4.1.- Límites de Consistencia	11
2.4.2.- Plasticidad	12
2.4.3.- Límite Líquido.....	12
2.4.4.- Límite Plástico.....	13
2.4.5.- Límite de Contracción.....	13
2.4.6.- Clasificación e identificación de suelos	13
2.4.7.- Sistema de Clasificación de Aeropuertos.....	13
2.4.8.- Sistema unificado de clasificación de suelos.....	14
2.4.9-Suelos Gruesos	14
2.4.10.- Suelos Finos	15
2.4.11.- Carta de plasticidad.....	16

2.4.12.- Identificación de suelos.....	17
2.5.- Compactación de los Suelos	18
2.5.1- Prueba Proctor Estándar.....	18
2.5.2.- Factores que afectan la compactación	20
2.6.- Densidad de solidos o Gravedad especifica de los solidos.....	21
2.7.- Teoría de la Consolidación y análisis de asentamientos	22
2.7.1.- Consideraciones fundamentales sobre consolidación	23
2.7.2- Prueba de consolidación unidimensional en el laboratorio	24
2.8.- Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.....	25
2.8.1.- Teoría de falla.....	25
2.8.2.- Teoría de Coulomb.	25
2.8.3.- Teoría de Mohr.	26
2.8.4.- Prueba de compresión simple.	26
2.8.5.- Distribución de esfuerzos en prueba de compresión simple.	26
2.9.- Prueba de resistencia triaxial de resistencia al esfuerzo cortante.....	27
2.10.-Cimentaciones /Capacidad de Carga	27
2.10.1.- Clasificación de las Cimentaciones	28
2.10.2.- Capacidad de Carga.....	29
2.10.3.- Teoría de Meyerhof	31
2.10.4.- Capacidad de carga ultima neta.....	31
2.10.5.- Factor de seguridad.....	31
3.CAPITULO II UBICACIÓN DEL ESTUDIO.....	32
3.1.- (Descripción de Ciudad industrial).....	32
3.1.1- Macro localización y Micro localización	32
3.1.2.- Muestreo / Exploración de la zona de Estudio	33
3.1.3- Obtención de la muestra	34
3.1.4- Estratigrafía del lugar.....	35
3.2.- Pruebas de laboratorio	35
3.3.- Determinación de la Humedad Natural Actual	36
3.4.- Granulometría.....	37
3.4.1.-Procedimiento de Granulometría.....	37
3.5.-Prueba de límite de consistencia	39
3.5.1.-Procedimiento Límite Líquido.....	39

3.5.2.-Procedimiento Limite Plástico	40
3.5.3.-Procedimiento Contracción Lineal.....	41
3.5.4.-Procedimiento Contracción Volumétrica	42
3.6.-Prueba Proctor Estándar	43
3.6.1.-Procedimiento de la prueba Proctor Estándar.....	43
3.7.-Prueba de Densidad de solidos	47
3.7.1.-Procedimiento de la Prueba de Densidad de Solidos.....	47
3.8.-Prueba de Consolidación.....	51
3.8.1.-Procedimiento para la Prueba de Consolidación.....	51
3.9.-Prueba de Compresión simple.....	57
3.9.1.-Procedimiento de la Prueba	57
3.10.-Prueba Triaxial.....	60
3.10.1.-Procedimiento prueba triaxial.....	60
4.-Capitulo III Resultados del Estudio	64
5.- Análisis e Interpretación de Resultados del Estudio de Mecánica de Suelos	64
5.1.-Humedad natural	64
5.2.-Peso Volumétrico del Lugar	64
5.3.-Granulometría	65
5.4.-Límites de Consistencia	67
5.5.-Prueba de Compactación Proctor.....	72
5.6.-RESULTADOS DENSIDAD DE SOLIDOS.....	74
5.7.- Consolidación Unidimensional Est#1	75
5.8.- Consolidación Unidimensional Est #2.....	83
5.9.-Compresión Simple Est # 1	91
5.10.-Prueba Triaxial Est #1	92
5.11.- Compresión Simple Est # 2	98
5.12.- Prueba Triaxial Est # 2.....	99
5.13.- Calculo de la Capacidad de Carga Est # 1	105
5.14 Calculo de la capacidad de Carga Est #2.....	106
6.- CONCLUSION.....	107
7.- REFERENCIA BIBLIOGRAFICA	110

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mapa de los diferentes climas de la Ciudad de Morelia.....	5
Figura 2. Límites de Atterberg.....	12
Figura 3. Carta de Plasticidad.....	17
Figura 4. Proceso de compactación.....	19
Figura 5. Curvas típicas de Compactación.....	20
Figura 6. Varios tipos de curvas de compactación encontradas en suelos.....	21
Figura 7. (a) Elemento de suelo en estado natural (b) Tres fases del elemento de suelo.....	22
Figura 8. Grafica Esfuerzo-Deformación durante la consolidación para un incremento de carga.....	24
Figura 9. Tipos comunes de Cimentaciones.....	28
Figura 10. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua.....	29
Figura 11 Macro Localización del estudio.....	32
Figura 12 Micro Localización del estudio.....	33
Figura 13 Realización del PCA (Pozo a Cielo Abierto).....	33
Figura 14 Obtención del material dentro del pozo.....	34
Figura 15. Verificando la consistencia del suelo.....	34
Figura 16. Extracción del material.....	34
Figura 17. Estratigrafía del PCA.....	35
Figura 18 Humedad Natural de ambos estratos.....	36
Figura 19. Preparación de la muestra.....	37
Figura 20. Colocación del material en la malla N° 200.....	37
Figura 21. Lavado del material.....	38
Figura 22. Cribado del material para granulometría fina.....	38
Figura 23. Material retenido en las mallas.....	39
Figura 24. Colocación del material en la copa de Casagrande.....	39
Figura 25. Ranurado en la Copa de Casagrande.....	40
Figura 26. Girado de los cilindros para límite plástico.....	41
Figura 27. Muestras para el límite plástico.....	41
Figura 28. Contracción Lineal.....	42
Figura 29. Contracción volumétrica.....	43
Figura 30. Pesando 2 kilos de material.....	44
Figura 31. Homogenización del material.....	44
Figura 32. Compactación con el pisón.....	45

Figura 33.Enrasado del molde.	45
Figura 34.Extracción del especimen.	46
Figura 35.Colocacion de la muestra dentro del matraz.	47
Figura 36.Calentamiento de los matraces.....	48
Figura 37Expulsión del aire.....	48
Figura 38.Llenado hasta la marca de aforo.	49
Figura 39.Mezclar y tomar la temperatura del matraz.	49
Figura 40.Virtiendolo material en la capsula.	50
Figura 41.Muestras sacadas del horno.	50
Figura 42.Obtención de la humedad actual.....	51
Figura 43.Vertido de agua.....	51
Figura 44.Pesando el material requerido por cada.....	52
Figura 45. Acomodo del molde en la prensa hidraulica.	52
Figura 46.Compactacion del material en la prensa hidraulica.	53
Figura 47.Labrado y colocación del anillo.	54
Figura 48.Remoción del exceso de material y pesado del anillo.	54
Figura 49.Colocación de las piedras porosas.....	55
Figura 50.Ajuste de micrometro.	55
Figura 51.Anillo despues de la prueba.	56
Figura 52. Labrado.para Compresión Simple.....	57
Figura 53.Elaboracion de los cilindro para Compresion simple.	57
Figura 54.Ajustando la altura correcta.	58
Figura 55.Colocacion del especimen en la camara triaxial.....	58
Figura 56.Ajuste de los micrometros.....	59
Figura 57. Especimen triaxial durante la prueba.	59
Figura 58. Especimen despues de haber fallado.	59
Figura 59.Labrado para Prueba Triaxial.....	60
Figura 60.Elaboracion de cilindros para cilindros Triaxiales.	60
Figura 61.Ajustando a la altura correcta.....	61
Figura 62. Colocacion del especimen en la camara triaxial.....	61
Figura 63.Ajuste de los micrometros.....	62
Figura 64.Llenado de la camara triaxial mediante el agua.	62
Figura 65.Especimen fallado.....	63
Figura 66.Obtención del contenido de humedad.....	63

INDICE DE TABLAS

Figura 1 Mapa de los diferentes climas de la Ciudad de Morelia.....	5
Tabla 1. Tamaños de las particulas de acuerdo a diferentes organismos	10
Tabla 2. Especificaciones para el tipo de variante de la prueba Proctor.	19
Tabla 4. Humedad Natural del PCA.	64
Tabla 5. Peso Volumetrico del Lugar Est #1r.	64
Tabla 6. Peso Volumetrico del lugar Est #2.	64
Tabla 7. Resultados de la Granulometría Est #1.....	65
Tabla 8. Resultados de la Granulometría Est #2.....	66
Tabla 9. Resultados de Límites de Consistencia Est# 2.....	67
Tabla 10. Resumen de resultados deLímite de Consistencia Est #1.....	68
Tabla 11. Resultados de Limites de Consistencia Est# 1.....	69
Tabla 12. . Resumen de resultados deLímite de Consistencia Est #2.....	70
Tabla 13.Resultados Prueba Proctor Est #1.	72
Tabla 14. Resultados Prueba Proctor Est# 2.	73
Tabla 15. Resultados Densidad de Solidos Est# 1.....	74
Tabla 16. Resultados Densidad de Solidos Est# 2.....	74
Tabla 17. Parametros de Prueba de Consolidación para Est #1.....	75
Tabla 18.Incremento de carga de 0.25 kg/cm ² para Est #1.....	76
Tabla 19. Incremento de carga de 0.50 kg/cm ² para Est #1.....	77
Tabla 20. Incremento de carga de 1.0 kg/cm ² para Est #1.....	78
Tabla 21. Incremento de carga de 2.0 kg/cm ² para Est #1.....	79
Tabla 22. Descarga de -2.0 kg/cm ² para Est #1.....	80
Tabla 23. Descarga de -1.0 kg/cm ² para Est #1.....	80
Tabla 24. Descarga de -0.5 kg/cm ² para Est #1.....	81
Tabla 25. Descarga de -0.25 kg/cm ² para Est #1.....	81
Tabla 26.Obtencion de la Permeabilidad para el Est #1.....	82
Tabla 27. Parametros de Prueba de Consolidación para Est #2.....	83
Tabla 28. Incremento de carga de 0.25 kg/cm ² para Est #2.....	84
Tabla 29. Incremento de carga de 0.5 kg/cm ² para Est #2.....	85
Tabla 30. Incremento de carga de 1.0 kg/cm ² para Est #2.....	86
Tabla 31. Incremento de carga de 2.0 kg/cm ² para Est #2.....	87
Tabla 32. Descarga de -2.0 kg/cm ² para Est #2.....	88

Tabla 33. Descarga de -1.0 kg/cm^2 para Est #2.....	88
Tabla 34. Descarga de -0.5 kg/cm^2 para Est #2.....	89
Tabla 35. Descarga de -0.25 kg/cm^2 para Est #2.....	89
Tabla 36. Obtención de la Permeabilidad para el Est # 2"	90
Tabla 37. Compresión Simple Est# 1.....	91
Tabla 38. Prueba Triaxial $\sigma=0.3 \text{ kg/cm}^2$ Est#1.....	92
Tabla 39 Prueba Triaxial $\sigma=0.6 \text{ kg/cm}^2$ Est#1.....	94
Tabla 40 Prueba Triaxial $\sigma=0.9 \text{ kg/cm}^2$ Est#1.....	96
Tabla 41. Compresión Simple Est#2.....	98
Tabla 42. Prueba Triaxial $\sigma=0.3 \text{ kg/cm}^2$	99
Tabla 43. Prueba Triaxial $\sigma=0.6 \text{ kg/cm}^2$	101
Tabla 44. Prueba Triaxial $\sigma=0.9 \text{ kg/cm}^2$.Est#2.....	103

INDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1 Clasificación Granulométrica Est# 1.....	65
Gráfica 2. Clasificación Granulométrica Est# 2.....	66
Gráfica 3. Límite líquido Est# 1.....	68
Gráfica 4. Límite líquido Est# 2.....	70
Gráfica 5. Clasificación de ambos estratos.....	71
Gráfica 6 Curva de compactación Prueba Proctor Est# 1.....	72
Gráfica 7. Curva de compactación Prueba Proctor Est#2.....	73
Gráfica 8. Incremento de carga de 0.25 kg/cm ² para Est #1.....	76
Gráfica 9. Incremento de carga de 0.50 kg/cm ² para Est #1.....	77
Gráfica 10. Incremento de carga de 1.0 kg/cm ² para Est #1.....	78
Gráfica 11. Incremento de carga de 2.0 kg/cm ² para Est #1.....	79
Gráfica 12. Curva de Esfuerzo de Compresibilidad Est #1.....	82
Gráfica 13. Incremento de carga de 0.25 kg/cm ² para Est #2.....	84
Gráfica 14. Incremento de carga de 0.5 kg/cm ² para Est #2.....	85
Gráfica 15. Incremento de carga de 1.0 kg/cm ² para Est #2.....	86
Gráfica 16. Incremento de carga de 2.0 kg/cm ² para Est #2.....	87
Gráfica 17 Curva de Esfuerzo de Compresibilidad.....	90
Gráfica 18. Esfuerzo- Deformación Compresión Simple Est# 1.....	91
Gráfica 19. Esfuerzo. Deformación Prueba Triaxial $\sigma=0.3$ kg/cm ² Est#1.....	93
Gráfica 20 Esfuerzo. Deformación Prueba Triaxial $\sigma=0.6$ kg/cm ² Est#1.....	95
Gráfica 21. Esfuerzo. Deformación Prueba Triaxial $\sigma=0.9$ kg/cm ² Est#1.....	97
Gráfica 22. Círculos de Mohr Est# 1.....	97
Gráfica 23. Esfuerzo- Deformación Compresión Simple Est# 2.....	98
Gráfica 24. Esfuerzo. Deformación Prueba Triaxial $\sigma=0.3$ kg/cm ² Est#2.....	100
Gráfica 25. Esfuerzo. Deformación Prueba Triaxial $\sigma=0.6$ kg/cm ² Est#2.....	102
Gráfica 26. Esfuerzo. Deformación Prueba Triaxial $\sigma=0.9$ kg/cm ² Est#2.....	104
Gráfica 27. Círculos de Mohr Est# 2.....	104

RESUMEN

Esta investigación abordó el tema de “Análisis Geotécnico de una nave industrial ubicada en la ciudad de Morelia Michoacán” que consiste en saber las condiciones de resistencia en las que se encuentra el suelo para poder soportar una estructura de este tipo, debido a que cualquier construcción teniendo un buen diseño de cimentación ayuda a prevenir problemas futuros que son comunes entre la relación suelo y la estructura como lo pueden ser asentamientos, filtraciones de agua, agrietamientos tanto como en muros y pisos hasta un posible colapso de toda la estructura, por eso la importancia de hacer un correcto estudio del suelo.

El objetivo principal de la investigación fue conocer las propiedades índices por mencionar algunas como límites de consistencia, granulométrica y su porcentaje de humedad, para el caso de las propiedades mecánicas se realizaron pruebas triaxiales y la consolidación unidimensional para revisar posibles asentamientos del suelo. Con los resultados obtenidos de todas estas pruebas son para generar la propuesta de capacidad de carga del suelo, dicho valor le ayudara a un ingeniero especializado en el área de diseño estructural para generar el cálculo y diseño más apto de la cimentación del terreno y con ello pueda soportar toda la estructura, todas las pruebas se llevaron a cabo mediante la metodología descrita en la Norma Oficial Mexicana vigente.

Palabras clave: Suelo, Resistencia, Asentamiento, Colapso, Estructura.

ABSTRACT

This research addressed the topic of "Geotechnical Analysis of an industrial warehouse located in the city of Morelia Michoacán" which consists of knowing the resistance conditions in which the soil is found to be able to support a structure of this type, due to any construction having a good foundation design helps to prevent future problems that are common between the soil and the structure such as settlements, water seepage, cracking as well as in walls and floors, up to a possible collapse of the entire structure. structure, therefore the importance of making a correct study of the soil.

The main objective of the research was to know the index properties to mention a few such as limits of consistency, granulometric and its percentage of humidity, in the case of mechanical properties, triaxial tests and one-dimensional consolidation were carried out to review possible soil settlements. With the results obtained from all these tests are to generate the soil load capacity proposal, this value will help you a specialized engineer in the area of structural design to generate the most suitable calculation and design of land foundation and with it It can support the entire structure, all tests were carried out by the methodology described in the current Mexican official standard.

Key words: Ground, Resistance, Settlements, Collapse, structure.

1. - INTRODUCCIÓN

La ingeniería civil la encargada de planear, diseñar ejecutar, construir, supervisar, prevenir las infraestructuras para el bienestar , comodidad de la sociedad, cuenta con diversas ramas de estudio una de ellas es la Geotecnia la cual se encarga del análisis y el comportamiento del suelo , esto es esencial ya que para todo trabajo de infraestructura esta se va a construir sobre el suelo; el suelo será el cual reciba todo el peso de la estructura, para ellos es necesario conocer las características con las que cuenta dicha zona en particular porque todo el subsuelo no es totalmente homogéneo , debido a esto se debe de realizar una análisis/estudio del suelo , para ver sus características como tipo de material , propiedades índice y la capacidad de carga con la que cuenta , con estos datos se puede generar una correcta propuesta de cimentación que son las partes encargadas de transmitir todas las cargas de la estructura hacia el terreno. esto ayuda a que se presenten ciertos fenómenos como deformaciones, agrietamientos y en casos muy desafortunados que se colapse la estructura.

1.1-OBJETIVO

El objetivo principal de la tesis se centra en conocer las propiedades índices (contenido natural del agua, la granulometría, los límites de consistencia, pesos volumétricos, etc) y mecánicas (resistencia del suelo, deformabilidad, permeabilidad, compresibilidad) del subsuelo para establecer una correcta propuesta de capacidad de carga del suelo, dicho calculo ayudará en el análisis estructural de la nave industrial.

1.3-JUSTIFICACIÓN

Como ya se sabe, para todo trabajo de obra civil, la infraestructura tiene que ir cimentada sobre el suelo, para ello se necesita saber cómo está conformado ese suelo y con qué características cuenta para llevar a cabo un correcto proceso de construcción, aquí es donde entra la importancia de hacer un estudio del suelo que gracias a la ayuda de la mecánica de suelos nos ayudará a saber la capacidad que tiene ese suelo para aceptar las cargas transmitidas por la estructura.

2.- Capítulo I MARCO CONCEPTUAL

2.1.-Descripción del lugar

Morelia es la capital del estado de Michoacán, en la zona central de México. Las calles estrechas del centro de la ciudad colonial están rodeadas de edificios bien conservados del siglo XVII y XVIII, construidos con la piedra rosa mejor conocida como cantera o de nombre geológico riolita característica de la región. Uno de esos edificios es la imponente Catedral de Morelia, de estilo barroco.

2.1.1 Clima

En el 54.5% del estado el clima es cálido subhúmedo, localizado en la planicie costera del pacífico y Sierra Madre del Sur, el 29% templado subhúmedo en eje neovolcánico, 15% seco y semiseco, localizado en las partes bajas y medias de la depresión del Balsas y Tepelcatepec, 1 % templado húmedo y el 0.5% cálido húmedo se presentan regiones altas de eje neovolcánico.

La temperatura media anual es de 20°C, las temperaturas más bajas se presentan en el mes de enero es alrededor de 8°C la temperatura máxima promedio es de 31°C y se presenta en los meses de abril y mayo. Las lluvias se presentan durante el verano en los meses de junio a septiembre, la precipitación media del estado es de 850 mm anuales.

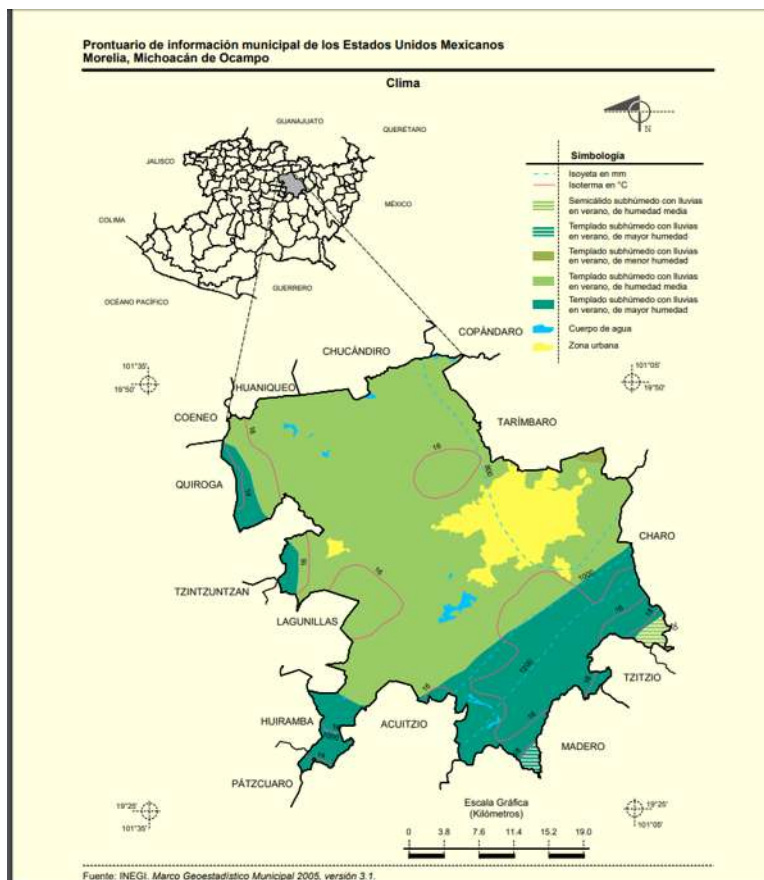


Figura 1 Mapa de los diferentes climas de la Ciudad de Morelia.

2.1.2-Geología Regional

La ciudad se encuentra asentada en terreno firme de piedra dura denominada "Riolita" conocida comúnmente como cantera y de materiales volcánicos no consolidados o en procesos de consolidación siendo en este caso el llamado tepetate. El suelo del municipio es de dos tipos el de la región sur y montañosa pertenece al grupo podzólico, propio de bosques subhúmedos, templados y fríos rico en materia orgánica y de color café forestal; la zona norte corresponde al suelo negro agrícola del grupo chernozem.

La Ciudad de Morelia forma parte del Cinturón Volcánico Mexicano. Como tal, es una zona geológicamente joven, caracterizada por la presencia de una fuerte actividad sísmica ligada a la presencia de numerosas fallas activas de dirección NE-SW y E-W con desarrollo e importancia regional. Pertenecen al sistema de fallas Acambay–Morelia. Las fallas activas NE-SW presentan procesos de deslizamiento (creep-falla) asociados con desplazamientos verticales que en 1996 fueron medidos en 6 cm/año ("Garduño-Monroy" et al., 2001).

2.2.- El suelo

2.2.1.-Definición de Suelo

Suelo es un agregado que se encuentra tanto como en la superficie de la tierra como debajo de ella y está constituido por partículas minerales y materia orgánica en descomposición que se consideran partículas sólidas, acompañadas de un líquido generalmente agua y aire entre sus espacios vacíos.

2.2.2- Composición del suelo

Los suelos en general están constituidos por tres fases: sólida, líquida y gaseosa. La fase sólida está compuesta por partículas minerales, las cuales forman el esqueleto del suelo, su tamaño puede variar desde fragmentos de roca hasta partículas coloidales. Este arreglo tiene cavidades que ocupan las otras dos fases. La fase líquida de los suelos está compuesta de agua con una gran variedad de electrolitos disueltos. La fase gaseosa es usualmente aire, aunque puede contener gases disueltos. El resultado de la interacción de todas las fases genera ciertas características en las propiedades de compresibilidad y resistencia.

Los niveles de estructura que se manejan para definir las características del suelo, dependen de la escala de medición: macroestructura, microestructura y nanoestructura. La macroestructura estudia rasgos del suelo cuya escala esta de metros a centímetros, comúnmente se refiere a características geológicas, tales como: fallas, fracturas, grietas etc. La nanoestructura hace referencia a las características del suelo cuya escala son los nanómetros, y que, para poder describir tales características, emplea aparatos especiales como microscopio de fuerza atómica (AFM) con los cuales alcanza niveles de medición del tamaño de átomos. (*Tesis Olivares Tello Aurora, 2011, IPN, p 15*).

2.2.3.- Agentes generadores de Suelo

La corteza terrestre es atacada principalmente por el aire y las aguas, siendo los medios de acción de estas sustancias sumamente variados. Sin embargo, en último análisis, todos los mecanismos de ataque pueden incluirse en dos grupos: desintegración mecánica y descomposición química. El término desintegración mecánica se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas llegan a formar arenas o, cuando mucho, limos y solo en casos especiales arcillas.

Por la descomposición química se entiende la acción de agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es, desde luego, el agua y los mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación y la carbonatación. Los efectos químicos de la vegetación juegan un papel no despreciable. Estos mecanismos generalmente producen arcillas como último producto de descomposición. (*Juárez Badillo, 2016, p 34*).

El detalle con que se describen, prueban y valoran las muestras, depende del tipo de estructura que se va a construir, de consideraciones económicas, de la naturaleza de los suelos, y en cierto grado del método con que se hace el muestreo. Las muestras deben describirse primero sobre la base de una inspección visual de ciertas pruebas sencillas que pueden ejecutarse fácilmente tanto en el campo como en el laboratorio.

2.2.4- Minerales Arcillosos

Los diferentes y las grandes cantidades de minerales que se pueden llegar a encontrar principalmente silicatos y debido a los agentes de descomposición dan origen a las arcillas, que químicamente están constituidas por elementos como silicio (Si), aluminio (Al), hidrogeno (H) y oxígeno (O), que en su composición básicamente son silicatos de aluminio hidratados.

Estos minerales casi siempre tienen una estructura cristalina definida cuyos átomos se disponen en laminas. Existen dos variedades de tales laminas: la silica y la aluminica.

La primera está formada por un átomo de silicio rodeado de cuatro de oxígeno disponiéndose el conjunto en forma de tetraedro.

Estos tetraedros se agrupan en unidades hexagonales sirviendo un átomo de oxígeno de nexo entre cada dos tetraedros las unidades hexagonales repitiéndose indefinidamente constituyen una redícula laminar.

Las láminas aluminicas están formadas por redículas de octaedros, dispuestos con un átomo de aluminio al centro y seis de oxígeno alrededor.

De acuerdo con su estructura reticular los minerales de arcillas se encasillan en tres grandes grupos caolinitas, montmorilonitas e illitas.

2.2.5.- Tipos de minerales arcillosos

Se tienen diferentes tipos de arcillas, los más comunes se describen en seguida:

Caolinitas: Del nombre chino Kau-ling. Están formadas por una unidad silícica y una unidad alumínica superpuestas de manera indefinida. Con esta unión, el agua no puede penetrar fácilmente, y no esta sujeta a expansión cuando se satura, por lo cual se considera que son estables en presencia de agua. Su composición química general se expresa mediante la fórmula:



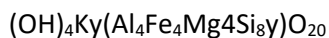
La caolinita es un mineral abundante en los suelos. Un mineral que pertenece a esta familia es la Halloisita.

Montmorilonitas: Su nombre deriva del francés Montmorillon, lugar de Francia en que se encontró este material. Se forma por la superposición indefinida de una lámina alumínica entre dos láminas silícicas, pero con una unión débil entre sus láminas, lo que hace que el agua pueda penetrar fácilmente, por lo que son muy inestables y pueden inducir a la expansión. Su composición química se expresa mediante la siguiente fórmula:



La bentonita es parte de la familia de las montmorilonitas, usualmente se forma a partir de la intemperización de las cenizas volcánicas.

Illita: Su nombre proviene de Illinois, EUA. Su estructura es similar a la de la montmorilonita en lo referente a las unidades básicas, pero son diferentes en su composición química, debido a la presencia de potasio:



La estructura básica de la illita consiste de una lámina octaédrica de gibsita entre dos láminas silícicas. Es semiestable en presencia de agua.

Para el caso de suelos cohesivos el problema de la identificación de los minerales es más complejo, ya que se trata de un material natural heterogéneo en cuyo proceso de formación intervienen una serie de factores tales como: ambiente de depositación, velocidad de acumulación, turbulencia durante la sedimentación, cambios post-deposicionales, entre otros factores, (Díaz-Rodríguez, 1999).

2.2.6.- Mecánica de suelos

La mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas producidas por la desintegración mecánica o descomposición química de las rocas independientemente de que tengan o no contenido de materia orgánica. (Juárez Badillo, Rico Rodríguez, p 28).

2.2.7.- Geotécnia

La ingeniería geotécnica es la ciencia y práctica de aquella parte de la ingeniería civil que involucra materiales naturales encontrados cerca de la superficie de la Tierra. En sentido general, incluye la aplicación de los principios fundamentales de la mecánica de suelos y de la mecánica de rocas a los problemas de diseño de cimentaciones. (Braja M.Das, 2002, p 1).

2.2.8.- Definición pozo a cielo abierto (PCA)

Un pozo a cielo abierto con sus iniciales PCA son excavaciones de baja profundidad que se pueden llevar a cabo mediante trabajos manuales o con máquina, con el objetivo de obtener la estratigrafía del lugar, obtener las muestras representativas de cada estrato ya sea de manera alterada o inalterada. La excavación cuenta con dimensiones aproximadas de 2 m de largo y 1 m de ancho si es un trabajo hecho a mano, para el caso del uso de maquina las dimensiones serán con las que cuenta el cucharón de la máquina, con una profundidad de 3 m hasta que haya presencia de roca, el nivel de aguas freáticas o la estabilidad de los taludes del pozo lo permita.

2.3.- Tamaño de las partículas de suelo

Independientemente del origen del suelo, los tamaños de las partículas, en general, que conforman un suelo, varían en un amplio rango. Los suelos en general son llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas. Para describir los suelos por el tamaño de sus partículas, varias organizaciones desarrollaron límites de tamaño de suelo separado. La tabla 1.1 muestra los límites de tamaño de suelo separado desarrollados por el Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), el Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA), la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y del Transporte (AASHTO), el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos, y la Oficina de Restauración de Estados Unidos. En esta tabla, el sistema MIT se presenta únicamente para fines ilustrativos porque juega un papel importante en la historia del desarrollo de los límites de tamaño de suelo separado. Sin embargo, en la actualidad el Sistema Unificado es casi universalmente aceptado. El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) ha sido adoptado por la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM). Las gravas son fragmentos de rocas ocasionalmente con partículas de cuarzo, feldespato y otros minerales. Las partículas de arena están formadas principalmente de cuarzo y feldespatos, aunque también están presentes, a veces, otros granos minerales. Los limos son fracciones microscópicas de suelo que consisten en granos muy finos de cuarzo y algunas partículas en forma de escamas (hojuelas) que son fragmentos de minerales micáceos.

Tabla 1. Tamaños de las partículas de acuerdo a diferentes organismos

Nombre de la organización	Tamaño del grano (mm)			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT)	> 2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA)	> 2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.002
Asociación Americana de Funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.002
Sistema unificado de clasificación de suelos (U.S. Army Corps of Engineers; U.S. Bureau of Reclamation; American Society for Testing and Materials)	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (es decir, limos y arcillas) < 0.075	

Las arcillas son principalmente partículas submicroscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales. Como muestra la tabla 1.1, las arcillas se definen como partículas menores a 0.002 mm. En algunos casos, las partículas de tamaño entre 0.002 y 0.005 mm también se denominan arcillas. Las partículas se clasifican como arcilla con base en su tamaño y no contienen necesariamente minerales arcillosos. Las arcillas se definen como aquellas partículas "que desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua" (Grim, 1953). (La plasticidad es la propiedad tipo masilla de las arcillas cuando contienen cierta cantidad de agua.) Los suelos no arcillosos pueden contener partículas de cuarzo, feldespato o mica, suficientemente pequeñas para caer dentro de la clasificación de las arcillas. Por consiguiente, es apropiado para las partículas de suelo menores que 2 m o 5 m como se definen bajo diferentes sistemas, ser llamadas partículas tamaño arcilla en vez de arcillas. Las partículas de arcilla son en su mayoría de tamaño coloidal (<1 m) con 2 m de límite superior. (Braja M. Das, 2002 p2).

2.4.- Límites de Consistencia y Contracción Lineal

2.4.1.- Límites de Consistencia

Todo material con contenido mineral de arcilla dependerá su consistencia debido a la humedad que se encuentre en él, la humedad al ser una propiedad que se mide fácilmente, se desarrolló un método para clasificar las arcillas en base a estos contenidos de humedad. Esta prueba en específico se le atribuye a un científico sueco de nombre Albert Mauritz Atterberg que a principios de 1900 desarrollo un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con contenidos de agua variables.

A muy bajo contenido de agua, el suelo se comporta más como un sólido frágil. Cuando el contenido de agua es muy alto, el suelo y el agua fluyen como un líquido. Por tanto, dependiendo del contenido de agua, la naturaleza del comportamiento del suelo se clasifica arbitrariamente en cuatro estados básicos, denominados sólido, semisólido, plástico y líquido, como muestra la figura 14. El contenido de agua, en porcentaje, en el que la transición de estado sólido a semisólido tiene lugar, se define como el límite de contracción. El contenido de agua en el punto de transición de estado semisólido a plástico es el límite plástico, y de estado plástico a líquido es el límite líquido. Esos límites se conocen también como límites de Atterberg. (Braja.M. Das,2002, p 27)

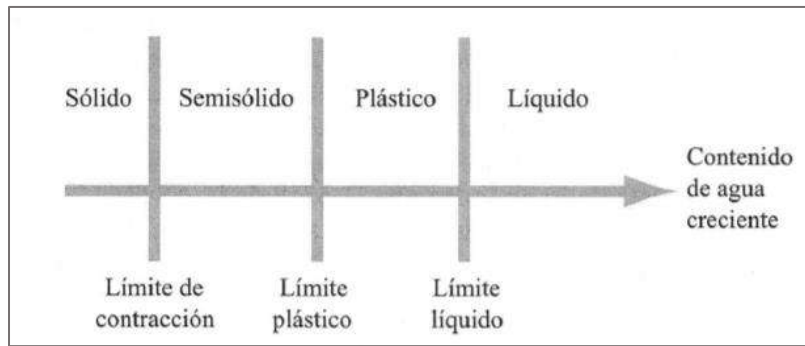


Figura 2. Límites de Atterberg.

2.4.2.- Plasticidad

En mecánica de suelos puede definirse la plasticidad como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse. (Juárez Badillo, Rico Rodríguez, p 127)

Para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varios criterios, de los cuales uno solo Atterberg hizo ver que, la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de humedad.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, según Atterberg.

Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado

Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aun disminuye de volumen al estar sujeto a secado

Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente

Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso

Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión

El Límite Líquido (LL), que separa el estado plástico del semi-líquido, es determinado por medio de la copa de Casagrande.

2.4.3.- Limite Líquido

Para determinar el límite líquido se realiza mediante la técnica de la copa de Casagrande que es un equipo con una copa esférica o latón de bronce y una base de hule duro o micarta. La copa se deja caer periódicamente a una altura de 1 cm a razón de 2 golpes por segundo sobre la base, al accionar la manivela. Para la prueba se coloca el material de suelo en la copa y procede a hacerle una ranura

trapezoidal con las dimensiones indicadas en la norma. El contenido de agua, en porcentaje requerido para cerrar la ranura de 12.7 mm a lo largo del fondo de la ranura a los 25 golpes se le define como límite líquido.

2.4.4.- Limite Plástico

El Límite Plástico (LP) que separa el estado semisólido del plástico. Se define como el contenido de agua con el cual el suelo se agrieta al formarse un rollito de 3.18 mm de diámetro. El límite plástico es el límite inferior de la etapa plástica del suelo. La prueba es muy sencilla ya que solo consiste tomar una porción de material de la prueba de límite líquido y en hacer rollitos de diámetro ya mencionado y con una longitud lo más uniforme posible esto sobre una superficie de vidrio.

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo se define como índice de plasticidad (IP), el cual representa el intervalo de humedades para pasar del estado semisólido al semilíquido.

2.4.5.- Límite de Contracción

La masa de suelo se contrae conforme se pierde gradualmente el agua del suelo. Con una pérdida continua de agua, se alcanza una etapa de equilibrio en la que más pérdida de agua conducirá a que no haya cambio de volumen (figura 2.8). El contenido de agua, en porcentaje, bajo el cual el cambio de volumen de la masa del suelo cesa, se define como límite de contracción. (Braja.M. Das, p.29)

2.4.6.- Clasificación e identificación de suelos

Debido a la gran cantidad, variedad y complejidad con que los suelos se presentan en la naturaleza nacieron varios sistemas para la clasificación de suelos como lo son AASHTO, Sistema unificado de clasificación de suelos. El Sistema AASHTO lo usan principalmente los departamentos de caminos estatales y de condados, mientras que los ingenieros geotécnicos usualmente prefieren el Sistema Unificado. El sistema unificado, desarrollado originalmente al doctor A. Casagrande en la década de los años cuarenta para su utilización en la construcción de aeropuertos.

Este sistema reconoce que las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constituidos por partículas menos que la malla N° 200, pueden deducirse cualitativamente a partir de sus características de plasticidad. En cuanto a los suelos formados por partículas mayores que la malla mencionada, el criterio básico de clasificación es aún el granulométrico que, aunque no es lo determinante para el comportamiento del material, si puede usarse como base de clasificación en los materiales granulares.

2.4.7.- Sistema de Clasificación de Aeropuertos

El sistema al paso del tiempo fue sufriendo pequeñas modificaciones para llegar a construir el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, dicho sistema es el que se utilizó para la clasificación de esta tesis. El sistema fue propuesto originalmente

el 1942, y se adoptó enseguida por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de América quien lo aplicó principalmente a la construcción de aeropuertos.

El sistema divide a los suelos en 2 grandes fracciones: la gruesa, formada por partículas mayores que la malla N° 200 (0.074mm) y menos que la malla de 3" (7.62 cm) y la fina, formada por las partículas que pasan la malla N°200.

La fracción gruesa se subdivide en gravas y arenas, teniendo como frontera la malla N° 4 (4.76mm). Subdivisiones subsecuentes de esta fracción toman en cuenta el contenido y naturaleza de los finos, así como características de graduación.

La fracción fina se subdivide en grupos, tomando en cuenta sus características de plasticidad, las cuales están relacionadas con las propiedades mecánicas e hidráulicas más importantes de las que el ingeniero precisa tener datos, una de las propiedades que más influyen para la formación de estos grupos fue la compresibilidad, la cual está íntimamente ligada con las características de plasticidad, específicamente con el valor de límite líquido. La compresibilidad aumenta con el valor del límite líquido, permaneciendo todos los demás factores constantes.

2.4.8.- Sistema unificado de clasificación de suelos

Según se dijo, este sistema está basado en el de Aeropuertos, hasta el grado que puede decirse que es el mismo con ligeras modificaciones. El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera grueso si más de 50 % de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.

Se describirán en primer lugar los diferentes grupos referentes a suelos gruesos.

2.4.9-Suelos Gruesos

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo, El significado se especifica abajo.

- a) Gravas y suelos en que predominen estas. Símbolo genérico G (Gravel)
- b) Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S (Sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla N°4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50% de sus fracciones gruesas (retenida en la malla N° 200) no pasa la malla N° 4, y es del grupo genérico S, en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1.-Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.

2.-Materiales prácticamente limpios de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.

3.-Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.

4.-Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

2.4.10.- Suelos Finos

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

- A) Limos inorgánicos, del símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).
- B) Arcillas inorgánicas, del símbolo genérico C (clay).
- C) Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdivide, según su límite líquido, en dos grupos. Si este es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayores de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility), teniendo se así los grupos MH, CH y OH.

Ha de notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e IP), mientras que en el caso actual solo el valor del límite líquido intervienen. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es

una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad tal como aquí se trata, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues este puede estar seco parcialmente o pre consolidado.

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación en forma más detallada.

Grupos CL y CH.

Según ya se dijo, en estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la Línea A, definida por $LL < 50\%$ e $IP > 7\%$.

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la Línea A, definida por $LL > 50\%$.

Grupos ML y MH.

El grupo ML comprende la zona bajo la Línea A, definida por $LL < 50\%$ la porción sobre la línea A con $IP < 4$. El grupo MH corresponde a la zona debajo de la línea A, definida por $LL > 50\%$.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con $LL < 30\%$, se localizan en el grupo ML.

Grupo OL y OH.

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos ML y MH, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que el límite líquido de una arcilla inorgánica crezca, sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la línea A.

2.4.11.- Carta de plasticidad

Los límites líquido y plástico son determinados por medio de pruebas de laboratorio relativamente simples que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos cohesivos. Las pruebas son usadas ampliamente por ingenieros para correlacionar varios parámetros físicos del suelo, así como para la identificación del mismo. Casagrande (1932) estudió la relación del índice de plasticidad respecto al límite líquido de una amplia variedad de suelos naturales. Con base en los resultados de pruebas, propuso una carta de plasticidad que

muestra la figura 3. La característica importante de esta carta es la línea A empírica dada por la ecuación $PI = 0.73(LL - 20)$. La línea A separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos. Las gráficas de los índices de plasticidad contra límites líquidos para las arcillas inorgánicas se encuentran arriba de la línea A y aquellas para limos inorgánicos se hayan debajo de la línea A. Los limos orgánicos se grafican en la misma región (debajo de la línea A y con el LL variando entre 30 y 50) que los limos inorgánicos de compresibilidad media. Las arcillas orgánicas se grafican en la misma región que los limos inorgánicos de alta compresibilidad (debajo de la línea A y LL mayor que 50). La información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificación de los suelos de grano fino en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

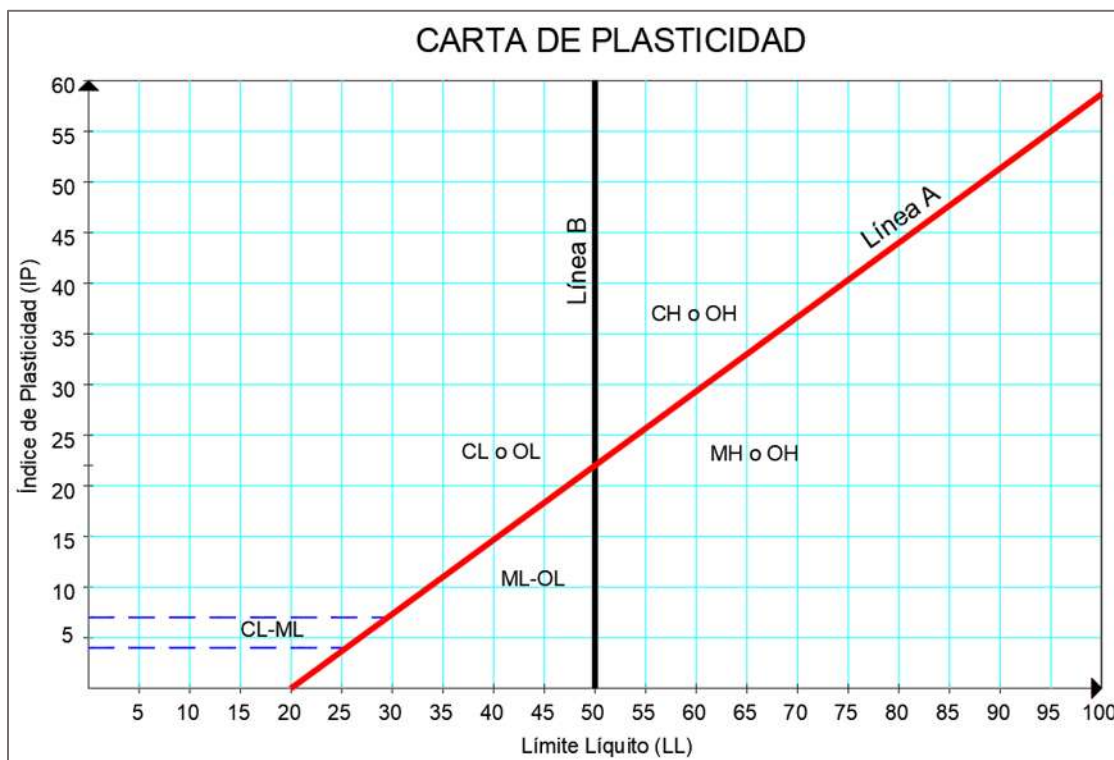


Figura 3. Carta de Plasticidad.

2.4.12.- Identificación de suelos

Es de suma importancia que el ingeniero sepa identificar diferentes tipos de material que se puede llegar a encontrar en campo incluso hacer una clasificación visual en el lugar debido a los diferentes grupos y subgrupos que se sabe que hay para llegar a hacer un previo análisis y comprobarlo con los resultados del laboratorio, ya que ahí se obtienen todas sus características tanto como mecánicas como hidráulicas, todo este conocimiento se adquiere mediante la experiencia en campo. (Juárez Badillo Rico Rodríguez, 2016 pág. 149)

2.5.- Compactación de los Suelos

La compactación es un método al cual se le aplica fuerza mecánica para comprimir sus partículas y que haya un acomodo mucho mejor expulsando el aire que hay entre ellas, esto es muy frecuente en el uso de terracerías, calles, caminos y carreteras, además de que ayuda a incrementar las características de resistencia de los suelos, para el caso de las cimentaciones aumenta su capacidad de carga como a disminuir la cantidad de asentamientos indeseables.

El grado de compactación de un suelo se mide en términos de su peso específico seco. El peso específico seco se obtiene mediante el proceso de compactación el cual se emplea energía y también depende del porcentaje de humedad, actúa como un agente ablandador de las partículas del suelo,

Cuando al material compactado se le incrementa cantidades de agua esta tienda a reducir el peso específico seco, ya que el agua empieza a llenar los espacios de las partículas sólidas, cuando el peso específico seco alcanza su peso máximo, el contenido de agua empleado se le llama contenido de agua óptimo.

2.5.1- Prueba Proctor Estándar

La prueba consiste en compactar el suelo en cuestión en tres capas, dentro de un molde de dimensiones y forma especificadas, por medio de golpes de un pisón, también especificado, que se deja caer libremente desde una altura prefijada. El molde es un cilindro de 943.3 cm³ de capacidad, un diámetro de 101.6 mm, de altura provisto de una extensión desmontable de igual diámetro y 5 cm de altura. El molde puede fijarse a una base metálica con tornillos de mariposa. El pisón es de 2.5 kg de peso y consta de un vástago en cuyo extremo inferior hay un cilindro metálico de 5 cm de diámetro. Los golpes se aplican dejando caer el pisón desde una altura de 30.5 cm. Dentro del molde el suelo debe colocarse en tres capas que se compactan dando 25 golpes, repartidos en el área del cilindro de tal forma como se ilustra en la figura 24, a cada una de ellas. *(Juárez Badillo Rico Rodríguez, p 575)*

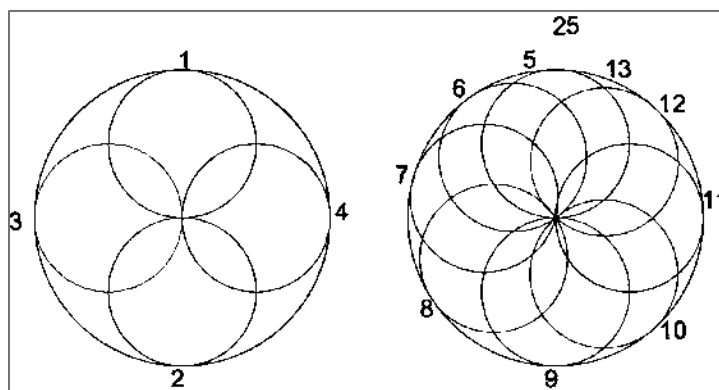


Figura 4. Proceso de compactación.

Como bien se sabe hay diferentes tipos de materiales, por ello se contemplaron ciertas especificaciones para realizarla de acuerdo a su tamaño, como lo son:

Variante A, que se aplica a materiales que pasan la malla N° 4 (4.75 mm) y se compactan en el molde de 101.6 mm de diámetro interior.

Variante B, que se aplica a materiales que pasan la malla N°4 (4.75 mm) y se compactan en el molde de 152.4 mm de diámetro interior.

Variante C, que se aplica a materiales que pasan la malla ¾" (19 mm) y se compactan en el molde de 101.6 mm de diámetro interior.

Variante D, que se aplica a materiales que pasan la malla ¾" (19 mm) y se compacta en el molde 152.4 mm de diámetro interior.

Tabla 2. Especificaciones para el tipo de variante de la prueba Proctor.

Tipo de Prueba	Estándar	Modificada
Masa del pisón, (Kg)	2.5± 0.01	4.54± 0.01
Numero de capas del material	3	5
Diámetro del pisón, (cm)	50.8	50.8
Altura de caída del pisón, (cm)	30.5± 0.1	45.7± 0.1

Variante	A	B	C	D
Tamaño máximo del material, (mm)	4.75 (N°4)		19 (¾")	
Tamaño de la muestra de la prueba, (kg)	4	7.5	4	7.5
Diámetro int. Molde, (mm)	101.6± 0.4	152.4± 0.7	101.6± 0.4	152.4± 0.7
Numero de golpes por capa	25	56	25	56

2.5.2.- Factores que afectan la compactación

El contenido de agua tiene una gran influencia en el grado de compactación logrado para un suelo dado. Además de esto, otros factores importantes que afectan la compactación son el tipo de suelo y el esfuerzo de compactación (energía por volumen unitario). La importancia de cada uno de esos dos factores se describe con más detalle en esta sección.

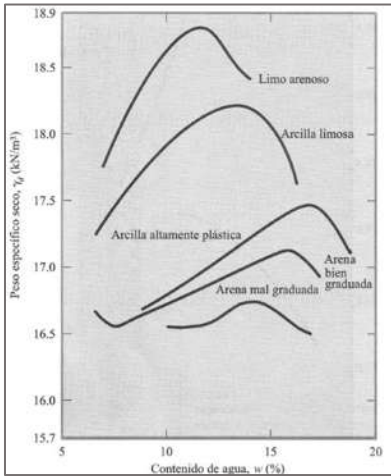


Figura 5. Curvas típicas de Compactación.

El tipo de suelo, es decir, su distribución granulométrica, la forma de los granos del suelo, la densidad de sólidos del suelo y la cantidad y tipo de minerales arcillosos presentes, tiene una gran influencia en el peso específico seco máximo y en el contenido de agua óptimo. La figura 25 muestra curvas típicas de compactación para cinco suelos diferentes.

Lee y Suedkamp (1972) estudiaron las curvas de compactación de 35 muestras de suelos diferentes, observando cuatro tipos diferentes de curvas de compactación, como muestra la figura 26. Las curvas de compactación tipo A son aquellas que tienen un solo pico, y se encuentran generalmente en suelos que tienen un límite líquido de entre 30 y 70. La curva tipo B es una curva con un pico y medio y la curva e es una curva de tipo pico doble. Las curvas de compactación tipos B y e se encuentran en suelos que tienen un límite líquido menor a aproximadamente 30. Las curvas de compactación tipo D son aquellas que no tienen un pico definido y se designan como tipo raro. Los suelos con un límite líquido mayor a aproximadamente 70 exhiben curvas de compactación del tipo C o D. Los suelos que producen curvas del tipo e y D no son muy comunes. (Brajá M. Das, 2002, p55)

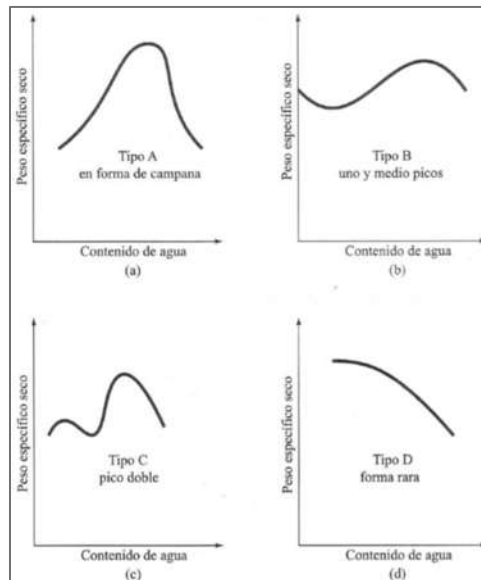


Figura 6. Varios tipos de curvas de compactación encontradas en suelos.

2.6.- Densidad de sólidos o Gravedad específica de los sólidos

En general el suelo es un material trifásico constituido por el esqueleto de partículas sólidas rodeado por espacios llenos de agua y aire. Para poder describir completamente las características de un depósito de suelo es necesario expresar la mezcla de sólidos agua y aire en términos de algunas propiedades físicas estándar. La definición de esas propiedades físicas se hace con referencia a la figura 7, la cual representa de manera esquemática las proporciones en volumen y en masa de las fases que constituyen un elemento típico de un depósito de suelo. (Peter L. Berry-David Reid, p21)

La densidad de los sólidos de suelos se usa en varios cálculos de la mecánica de suelos. La densidad de sólidos se determina exactamente en el laboratorio. La mayoría de los minerales tienen una densidad de sólidos que caen dentro de un rango general de 2.6 a 2.9. La densidad de sólidos de arena ligeramente coloreada, formada principalmente de cuarzo, se estima aproximadamente igual a 2.65; para suelos arcillosos y limosos, varía entre 2.6 y 2.9 (Braja M Das, p 7)

Tabla 3. Fases que constituyen un elemento de suelo.

Volumen total del elemento	=V	Masa total del elemento	=M
Volumen de sólidos	=V _s	Masa de sólidos	=M _s
Volumen de vacíos	=V _v	Masa de vacíos	=M _v
Volumen del agua intersticial	=V _w	Masa de agua intersticial	=M _w
Volumen del aire en los poros	=V _a	la masa del aire en los poros se supone igual a cero	

Se tiene que:

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$$

$$M = M_s + M_v = M_s + V_w$$

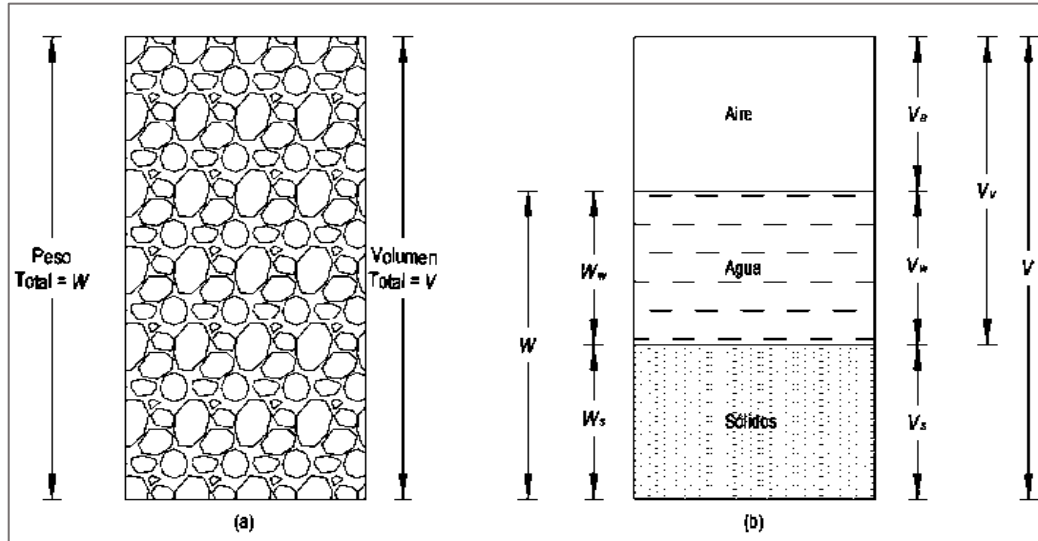


Figura 7. (a) Elemento de suelo en estado natural (b) Tres fases del elemento de suelo.

La gravedad específica de las partículas de suelo denotada como G_s es una propiedad fundamental necesaria para la definición de algunas propiedades físicas de los suelos, esta se define como:

$$G_s = \frac{\text{densidad de las partículas de arcilla}}{\text{densidad del agua}}$$

Por tanto

$$G_s = \frac{M_s}{V_s \rho_w}$$

$$\rho_w = \text{densidad del agua} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^3} \text{ ó } 1 \text{Mg/m}^3$$

El valor de G_s depende de la composición mineralógica de las partículas que constituyen el suelo. (Peter L. Berry-David Reid, p22)

2.7.- Teoría de la Consolidación y análisis de asentamientos

Se sabe muy bien que todos los tipos de materiales cuando se les somete a un esfuerzo se presentará cierta deformación tolerable dependiendo de la magnitud de la fuerza, si bien nos enfocamos en los materiales que se emplean para todo tipo de construcción el acero y el concreto estos cuentan con mayor capacidad de

resistencia a ser deformados, en cambio sí se habla del material del cual se apoyan todas las construcciones el sentido cambia mucho ya que el suelo si bien cuenta con ciertas características de resistencia y de deformación son mucho menores a las de los materiales estructurales esto inclusive ante cargas muy pequeñas, ahora bien no se hacen presentes inmediatamente esas deformaciones en los momentos de la aplicación de la carga sino que para este caso está en función del tiempo.

Como ejemplo se puede decir que un edificio de muchos niveles está causando una carga a los diferentes estratos del suelo, pero para que se genere esa deformación pueden pasar años hasta que se complete.

Se le define proceso de consolidación como aquella disipación de los excesos de presión debido al aumento de las cargas del suelo teniendo una reducción de volumen de la masa del suelo, que esto podría traer consecuencias como asentamientos.

2.7.1.- Consideraciones fundamentales sobre consolidación

Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro del agua aumenta repentinamente. En suelos arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento en la presión de poro del agua se lleva a cabo inmediatamente. El drenaje del agua de los poros va acompañado por una reducción en el volumen de la masa del suelo, generándose un asentamiento. Debido al rápido drenaje del agua de los poros en los suelos arenosos, el asentamiento inmediato y la consolidación se efectúan simultáneamente. Sin embargo, no es el caso para suelos arcillosos, que tienen baja permeabilidad. El asentamiento por consolidación depende del tiempo.

Un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por a) deformación de las partículas del suelo, b) reacomodo de las partículas del suelo, y c) expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. En general, el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres amplias categorías:

1. Asentamiento inmediato, provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos de los asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.
2. Asentamiento por consolidación primaria, es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
3. Asentamiento por consolidación secundaria, se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Éste sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante.

2.7.2- Prueba de consolidación unidimensional en el laboratorio

El procedimiento de prueba de la consolidación unidimensional fue primero sugerido por Terzaghi (1925), la cual se efectúa en un consolidómetro (llamado a veces odómetro). El espécimen de suelo se coloca dentro de un anillo metálico con dos piedras porosas, una en la parte superior del espécimen y otra en el fondo. Los especímenes son usualmente de 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de espesor. La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide por medio de un micrómetro calibrado. El espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba. Cada carga se mantiene usualmente durante 24 horas. Después se duplica la presión sobre el espécimen y se continúa la medición de la compresión. Al final se determina el peso seco del espécimen de la prueba.

La forma general de la gráfica tiempo-deformación para un incremento dado de carga se muestra en la figura 40. En la gráfica se muestran tres etapas distintas que se describen como sigue:

Etapa I. Compresión inicial, causada principalmente por la precarga.

Etapa II. Consolidación primaria, durante el cual el exceso de presión de poro por agua es gradualmente transferido a esfuerzos efectivos por la expulsión del agua de poro

Etapa III. Consolidación secundaria, ocurre después de la total disipación dl exceso de presión de poro del agua cuando alguna deformación del espécimen tiene lugar al reajuste plástico de la estructura. (*Braja.M.Das, pág 151*)

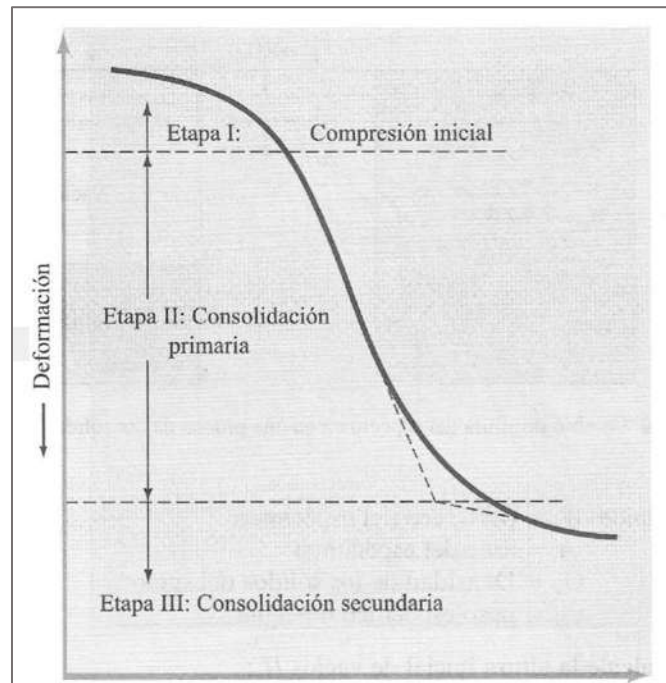


Figura 8. Gráfica Esfuerzo-Deformación durante la consolidación para un incremento de carga.

Para realizar la prueba de consolidación al igual que para la prueba triaxial y compresión simple, primero tenemos que hacer un proceso de remoldeo, esto con el fin de poder sacar las pruebas representativas para dichas pruebas y que cuenten con las especificaciones que marca la normativa, esto se efectúa mediante datos obtenidos en campo como lo son la humedad actual y de su peso volumétrico húmedo del lugar este dato en particular se obtiene mediante la obtención de pequeños terrones de material del PCA, mediante una serie de cálculos se obtendrá el material requerido y la cantidad de agua necesaria para hacer la remodelada e igualar las condiciones naturales del material.

2.8.- Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

La importancia de conocer la resistencia que tiene el suelo ante esfuerzos cortantes nos regirá para hacer un uso adecuado de los fundamentos de la mecánica de suelos ya que para cualquier necesidad del ingeniero civil toda construcción se lleva a cabo sobre el suelo, con esto correctamente empleado se llegará a tener obras exitosas y con las mejores condiciones de uso.

Ahora bien, los primeros trabajos realizados sobre la resistencia de los suelos se le atribuyen al conocido físico e ingeniero francés C. A. Coulomb que en su primera idea consistió en atribuir a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo y en extender a este orden de fenómenos las leyes que sigue la fricción entre cuerpos, según la mecánica experimental.

2.8.1.- Teoría de falla.

La mecánica de suelos ha estudiado las condiciones por las que un suelo puede fallar bajo la acción de esfuerzos provocados por fractura o bien por un flujo plástico tomando en cuenta la teoría de Mohr- Coulomb, dice que la resistencia de un material puede medirse por el esfuerzo cortante máximo que puede soportar dicho material que; a su vez, es función del esfuerzo normal actuante en el plano en que ocurre la falla. Esta hipótesis ha sido de gran ayuda y ha traído buenos resultados prácticos para el área de estudio de los suelos, siempre y cuando los esfuerzos que se consideren sean los efectivos. La anterior hipótesis de falla, tan generalizada en la actual Mecánica de Suelos, es la causa de que prácticamente todos los problemas en que se involucre la resistencia de los suelos, se refieren a la resistencia, al esfuerzo cortante de éstos. (*Juárez Badillo, 2016, p. 368*).

2.8.2.- Teoría de Coulomb.

Coulomb presento su teoría acerca de la teoría de falla del suelo ante esfuerzos cortantes que se desenvuelven en un solo plano alcanzando un valor máximo. En colaboración con Navier se confirma que los esfuerzos cortantes límites son debidos al esfuerzo normal que está actuando en el plano de falla y que existe una variación lineal entre los dos tipos de esfuerzos.

2.8.3.- Teoría de Mohr.

Otto Mohr establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurre a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial al normal (oblicuidad) alcance un cierto valor máximo. Dicho máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. La teoría de Mohr no fija la hipótesis de variación lineal entre el esfuerzo normal y el cortante que define la oblicuidad límite en la superficie crítica; según esta teoría; dicha ley de variación queda representada en general por una curva. Esta teoría explica satisfactoriamente varios fenómenos de importancia en los materiales frágiles, como rocas, concreto y suelos.

La Mecánica de Suelos actual utiliza generalmente como criterio de falla lo que suele llamarse el criterio de Mohr-Coulomb, como línea de falla curva. Se atribuye la falla al esfuerzo cortante y se acepta que este también depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla, pero se acepta también que la relación entre ambos esfuerzos no es constante. (*Juárez Badillo, 2016, p. 368*).

2.8.4.- Prueba de compresión simple.

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba triaxial rápida. Los esfuerzos exteriores al principio de la prueba son nulos, pero existe en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debido a tensiones capilares en el agua intersticial.

Esta prueba se realiza, según ya se dijo, aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente solo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo, en vías de simplificación, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa, los esfuerzos son nulos y el agua adquiere una tensión de magnitud igual, teóricamente, a la presión de preconsolidación (Y_z) que el suelo tuviere en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa la muestra es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de pruebas, originando a la vez una presión neutral adicional u_2 . Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba, en el instante de la falla, se muestra en la misma.

2.8.5.- Distribución de esfuerzos en prueba de compresión simple.

Nótese que el esfuerzo principal menor efectivo es teóricamente el mismo que se tuvo en la prueba triaxial rápida.

Por ello debe esperarse lógicamente que el esfuerzo desviador máximo necesario para hacer fallar la muestra en la prueba aquí tratada (q_u), denominado resistencia del suelo a la compresión simple, sea el mismo P^c de prueba rápida. Sin embargo, la prueba de compresión simple no es una triaxial rápida; el método de prueba es fundamentalmente distinto y en ningún caso es lícito usar los datos de esta prueba para completar envolventes obtenidas con pruebas rápidas. Es muy normal que q_u resulte un poco menor que P^c , pero en aplicaciones prácticas sencillas puede considerarse como igual (Juárez Badillo, 2016, p. 412).

2.9.- Prueba de resistencia triaxial de resistencia al esfuerzo cortante.

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad no, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánica en forma completa. En realidad, y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presión lateral de un líquido, generalmente agua, del cual se protege con una membrana impermeable. Para lograr en debido confinamiento, las muestras se colocan en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con base metálicas (Figura 3.58). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara (Juárez Badillo, 2016, p. 382).

2.10.-Cimentaciones /Capacidad de Carga

Si bien se sabe que cualquier construcción cuenta con una estructura, una subestructura que propiamente la llamamos cimentación y el suelo en el que se apoya,

Se le denomina cimentación a aquel elemento estructural apoyado sobre el terreno el cual forma parte de una transición entre la estructura y suelo, que su principal función es que las cargas que están actuando en la superestructura al igual que el peso propio sean transmitidas hacia el terreno sin sobreesforzar al mismo, ya que si esto sucede puede llegar a presentarse un asentamiento o una falla por cortante que podrá traer daños a la estructura.

Los principales objetivos de una cimentación son:

- 1) Proporcionar apoyo a la estructura distribuyendo las descargas considerando un factor de seguridad adecuado entre la estructura de cimentación y el suelo.

-
-
- 2) Limitar los asentamientos totales y diferenciales, con la finalidad de controlar los daños en la construcción y construcciones adjuntas, y
 - 3) Mantener la posición vertical de la estructura ente las acciones actuantes sobre ella.

2.10.1.- Clasificación de las Cimentaciones

Hay una manera de clasificar a los tipos de cimentaciones y la más común para hacerlo está en función de la profundidad de los estratos a los que las cargas transmitidas serán descargadas generadas por la estructura, de acuerdo a lo anterior se subdividen en Superficiales y Profundas.

Cimentaciones Superficiales: Son aquellas en las que las cargas transmitidas se reparten en un plano de apoyo horizontal en estratos poco profundos. Aquí podemos mencionar las zapatas que son una ampliación de la sección de las columnas o muros de carga con los que se logra distribuir la carga de estos a sobre una mayor área del suelo. Las zapatas se pueden encontrar de manera aisladas que se encuentran bajo una columna, combinadas bajo dos o más columnas y las corridas están se apoyan a lo largo de todo el muro o en otro caso una contratrabe. Hay un tipo más de cimentación superficial y esta es una losa de cimentación la cual es una placa de material sobre todo el área de la construcción. Estas se pueden observar en la figura ## a) y b).

Para las cimentaciones profundas: están constituidas esencialmente por elementos estructurales llamados pilotes que transmiten su carga por punta o por fricción que si su sección transversal es de gran tamaño se le denominan pilas. En la figura ## se observan los tipos de cimentaciones profundas c) y d).

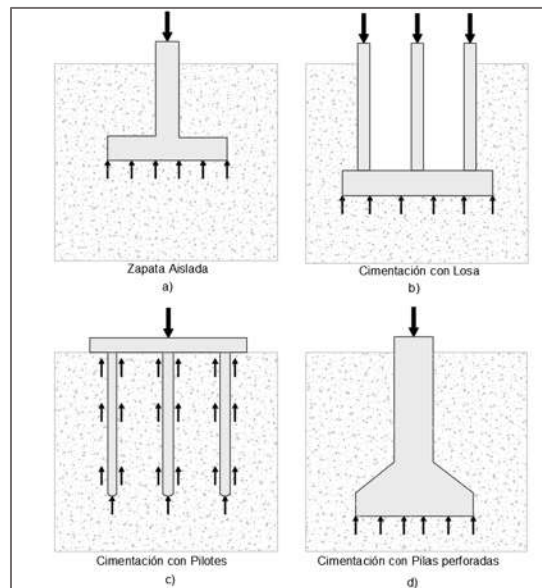


Figura 9. Tipos comunes de Cimentaciones.

Para diferenciar una cimentación superficial de una profunda dependerá de la relación que se obtenga entre la profundidad y el ancho de aproximadamente menor a cuatro.

2.10.2.- Capacidad de Carga

A esta carga por área unitaria **qu** se le denomina capacidad última de carga de la cimentación. A este tipo de falla repentina en el suelo se le llama falla por cortante general.

-La teoría de Terzaghi

Terzaghi fue el primero en proponer una teoría para estudiar la capacidad de carga de las cimentaciones superficiales. Esta teoría abarca el caso más general de suelos con cohesión y fricción; es la teoría más usada para el cálculo de la capacidad de carga en cimientos poco profundos. Se aplica a cimentaciones en las que el ancho B es mayor o igual a la profundidad de desplante D_f . El terrero sobre la base del cimiento se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante τ , haciendo la equivalencia del suelo, arriba del nivel de desplante.

Con base en los estudios de Prandtl en suelos cohesivos, Terzaghi los extendió a suelos cohesivo-friccionantes. Dicho mecanismo de falla se muestra en la figura##. En este mecanismo la zona I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. Una zona II es de deformación tangencial radial. La zona III es una zona de estado plástico pasivo de Rankine. Para que el cimiento penetre deberá de vencer las fuerzas resistentes, como son la cohesión en las superficies AC y la resistencia pasiva en esas mismas superficies. En el caso de la falla incipiente, estos empujes forman un ángulo ϕ , la dirección es vertical.

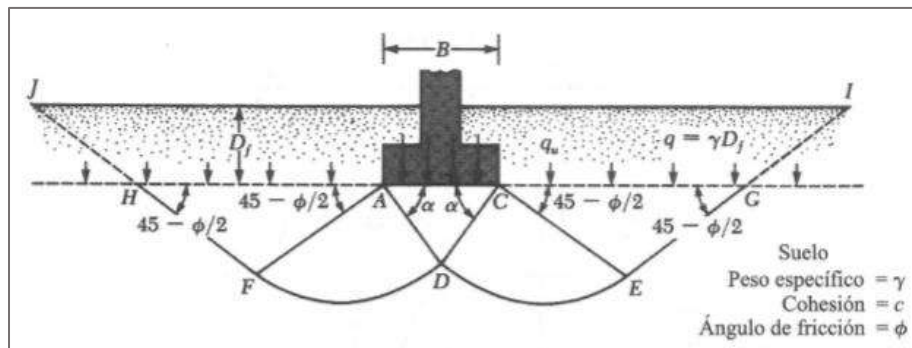


Figura 10. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua.

Despreciando el peso de la cuña y considerando el equilibrio de fuerzas verticales se tiene:

$$q_c B = 2P_p + 2C \operatorname{sen} \phi \quad (3)$$

donde:

q_c : carga de falla en el cimiento pasivo
 P_p : empuje
C: fuerza de cohesión

Desarrollando los términos del segundo miembro y despejando q_c se llega a la siguiente expresión:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + (1/2)\gamma B N_\gamma \quad (4)$$

que permite calcular la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla, se expresa en unidades de presión.

N_c , N_q y N_γ , son factores de capacidad de carga admisibles, en función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ .

La ecuación anterior es la fundamental de la teoría de Terzaghi y permite calcular, en principio, la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita, con carga vertical. Los valores de los factores de capacidad de carga ya están determinados mediante unas tablas.

Puede observarse en dicha figura curvas de línea llena y curvas de línea punteada. Las primeras corresponden al mecanismo de falla general representado por la fig##, que supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se produce cierto desplazamiento lateral, de modo que los estados plásticos desarrollados inicialmente se amplían hasta los puntos E y E', de tal manera que, en el instante de falla, toda la superficie trabaja al esfuerzo límite. En materiales arenosos sueltos o arcillas muy blandas donde la deformación crece mucho cerca de la carga de falla, el cimiento penetra, pero no logra desarrollarse el estado plástico hasta los puntos E y E', sino que la falla ocurre antes, a carga menor, al llegar a un nivel de asentamiento que para el cimiento equivale a la falla del mismo. A este mecanismo se le conoce como falla local. Para tomar en cuenta la posibilidad de una falla local, la capacidad de carga última del sistema suelo-cimiento se puede calcular empleando la misma ec. 4 pero adoptando factores de capacidad de carga reducidos, esto es, N'_c , N'_q y N'_γ .

El decidir si el sistema suelo-cimiento podrá experimentar una falla general o local depende fundamentalmente de la geometría del cimiento y de la compacidad o consistencia del suelo de apoyo. En la fig## se muestra un gráfico, reportado por Vesic, que permite pronosticar el tipo de falla, en el caso de arenas.

En el caso de falla general, Terzaghi propone las siguientes expresiones, para calcular la capacidad de carga última:

Cimientos cuadrados

$$q_c = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

Cimientos circulares

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma$$

para suelos puramente cohesivos $\phi = 0$, en este caso $N_c = 5.7$; $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$.

2.10.3.- Teoría de Meyerhof

En la teoría de Terzaghi no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento. El suelo arriba del nivel de desplante se toma en cuenta únicamente como una sobrecarga perfectamente flexible; pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual pueda desarrollarse resistencia al esfuerzo cortante. Meyerhof trató de cubrir esta deficiencia con una teoría de capacidad de carga que ha alcanzado amplia difusión en épocas recientes. (Ing. Germán López Rincón, Ing. Héctor Legorreta Cuevas y Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Profesores de la Facultad de Ingeniería, UNAM.)

2.10.4.- Capacidad de carga última neta

La capacidad de carga última neta es la presión última por área unitaria de la cimentación que puede ser soportada por el suelo debido al exceso de la presión causada por el suelo alrededor del nivel de desplante de la cimentación.

Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado en la cimentación y el peso específico del suelo que rodea a ésta se supone despreciable, entonces

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q$$

donde $q_{\text{neta}(u)}$ = capacidad de carga última neta.

2.10.5.- Factor de seguridad

Para dar una propuesta de cimentación es indispensable tener en cuenta el termino seguridad por ello para el cálculo de la capacidad de carga admisible total de una cimentación se requiere proponer un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga ultima, para contemplar cualquier circunstancia que se llegará a presentar. La capacidad de carga admisible se calcula de la siguiente manera:

$$q_{\text{adm}} = q_{\text{adm}} / \text{FS}$$

3.CAPITULO II UBICACIÓN DEL ESTUDIO

3.1.- (Descripción de Ciudad industrial)

En la ciudad de Morelia se encuentra una zona específica donde se agrupan un gran número de instalaciones industriales estas se localizan en la periferia de la ciudad ya que debido al crecimiento urbano han sido alcanzadas en territorio, pero debido al uso de suelo que se encuentra ahí no es posible que haya un crecimiento de urbanización y servicios en general.

Para la elaboración de esta tesis el sitio donde se realizaron estudios de Mecánica de Suelos de la Nave Industrial, se encuentra localizada en dicho lugar ya antes mencionado que es Ciudad Industrial en la calle "Oriente 4", S/N.

3.1.1- Macro localización y Micro localización

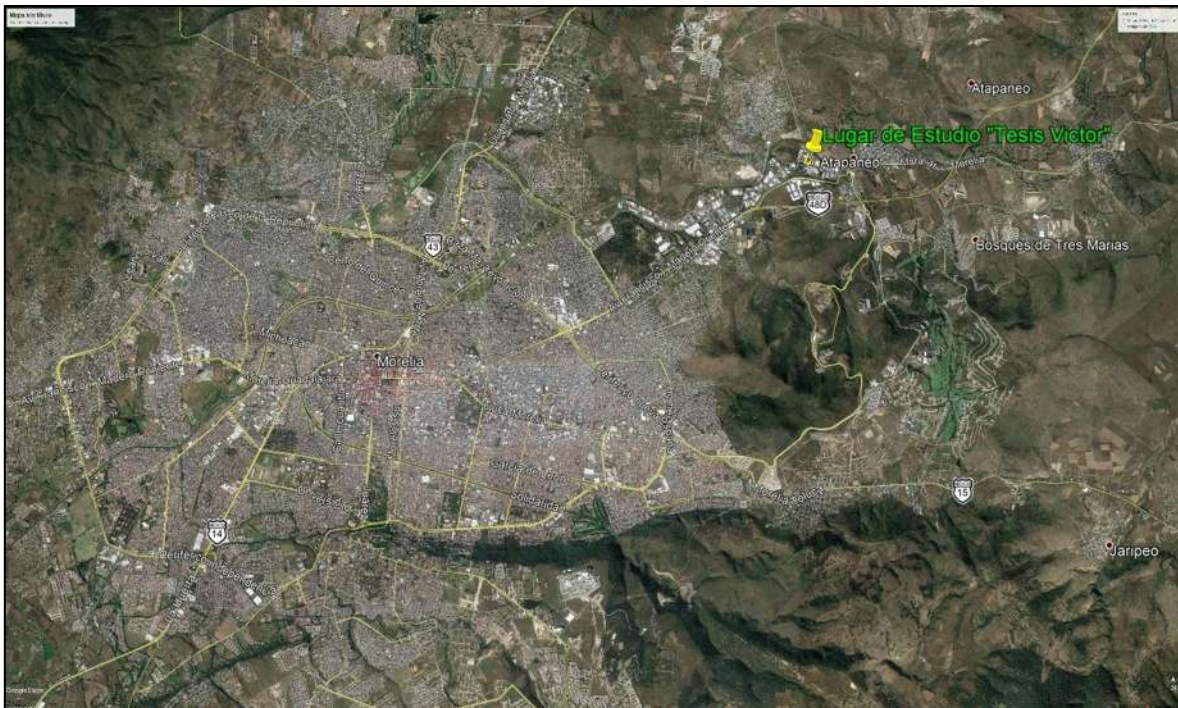


Figura 11 Macro Localización del estudio.



Figura 12 Micro Localización del estudio.

3.1.2.- Muestreo / Exploración de la zona de Estudio

El procedimiento para la exploración del sondeo del pozo a cielo abierto, fue llevado a cabo mediante lo estipulado en la Norma NMX-C-430-ONNCCE-2002

Las muestras empleadas para el análisis del estudio de mecánica de suelos, se llevó a cabo mediante un PCA (Pozo a Cielo Abierto), el cual se realizó con equipo mecánico en este caso fue una retroexcavadora (usando la cuchara o mano de chango), para ello se excavó a una profundidad de 3.20 m a partir del terreno natural, encontrando dos diferentes estratos que corresponde a dos diferentes tipos de suelo.



Figura 13 Realización del PCA (Pozo a Cielo Abierto).

3.1.3- Obtención de la muestra

Para la obtención de la muestra se ingresó al pozo, con herramienta tal como una barra metálica, una pala, una cubeta y un penetrómetro de bolsillo.



Figura 14 Obtencion del material dentro del pozo.

Estando dentro lo primero que se procede a hacer es mediante el penetrómetro verificar que consistencia natural tiene el suelo lo cual se realiza presionando el penetrómetro contra la pared del suelo, la punta se encuentra con la resistencia de la fuerza del suelo, el muelle es comprimido por la fuerza, el anillo se desliza y nos marca en la escala el valor a la resistencia de penetración la cual se lee en unidades kg/cm², esto para ambos estratos.



Figura 15. Verificando la consistencia del suelo.

Después la muestra en este caso fue obtenida de manera alterada, que fue sacada haciendo un hueco en las paredes del estrato con ayuda de la barra metálica y la pala, todo el material que se desprendió, iba siendo captado en la cubeta para posteriormente ser ingresado en el costal y la bolsa de plástico, que para este caso es para evitar perdida de humedad, correspondiente a cada estrato

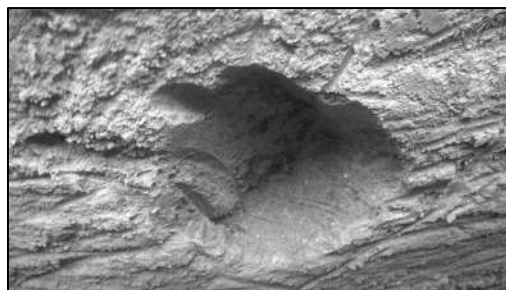


Figura 16. Extracción del material.

Se encontró que a los primeros 1.10 m se encontró un material negro, con características muy plásticas y no muy duro a lo que identificamos como una Arcilla negra de alta plasticidad (CH). Para el caso del segundo estrato que se encontró a una profundidad de 2.10 m observando un material café con una consistencia más dura que la arcilla negra, y con presencia de material arenoso, a lo que se identificó como un Limo café (MH).

3.1.4- Estratigrafía del lugar

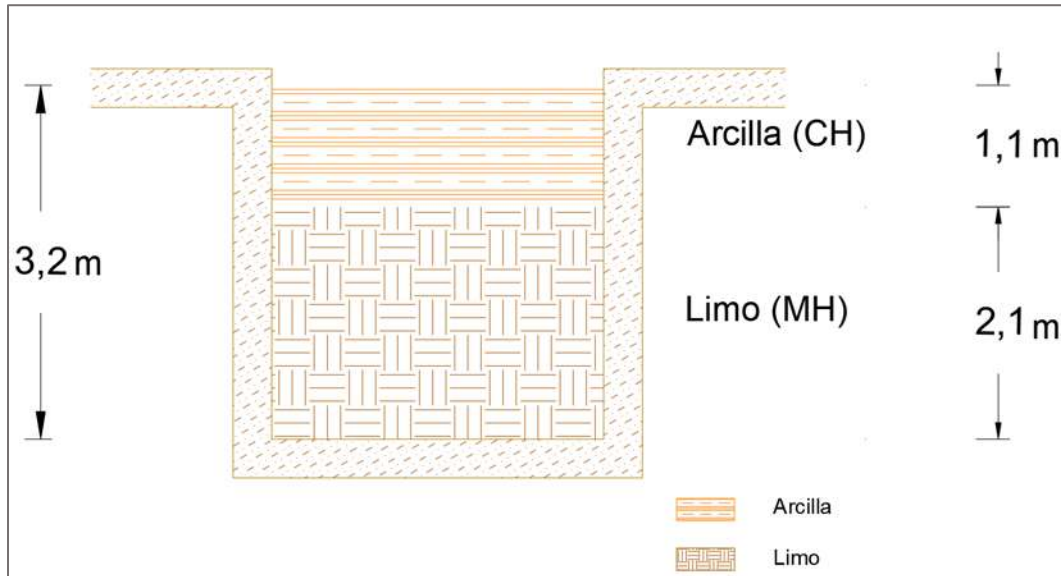


Figura 17. Estratigrafía del PCA

El procedimiento para la exploración del sondeo del pozo a cielo abierto, fue llevado a cabo mediante lo estipulado en la Norma NMX-C-430-ONNCCE-2002.

3.2.- Pruebas de laboratorio

La muestra extraída del PCA fue llevada al laboratorio de mecánica de suelos, para su almacenamiento y estudio. Ahí se le realizaran las pruebas índice y mecánicas de los materiales para la obtención de resultados como clasificación mediante el criterio (SUCS) y como de capacidad de carga.

3.3.- Determinación de la Humedad Natural Actual

El procedimiento para la exploración del sondeo del pozo a cielo abierto, fue llevado a cabo mediante lo estipulado en la Norma NMX-C-430-ONNCCE-2002.

Lo primero que se realizó llegar las muestras al laboratorio fue extraer de cada bolsa 200gr de material correspondiente a cada estrato, pesándolas en una capsula de porcelana/metálica eso se registró como peso húmedo W_h y posteriormente metiéndolas al horno 24 horas. Pasando ese tiempo se procede a sacar las muestras del horno esperar a que se enfríe un poco y pesarlo para registrar el Peso seco W_s , con ambos valores obtenidos se hace el cálculo del porcentaje de humedad mediante la fórmula 1.1.

$$\% \text{ Humedad} = \frac{W_h - W_s}{W_s} * 100$$



Figura 18 Humedad Natural de ambos estratos.

3.4.- Granulometría

El procedimiento y descripción del material para la elaboración de la Granulometría fina, fue llevado a cabo mediante lo estipulado en la Norma Clasificación de Fragmentos de Roca y Suelos NMX-C-526-ONNCCE-2017.

3.4.1.-Procedimiento de Granulometría

1.- Para hacer la granulometría fina se toma una muestra representativa de 200gr, previamente cribada por la malla No 4, la muestra en cuestión es saturada por 24 hrs en un vaso metálico.



Figura 19. Preparación de la muestra.

2.- Después del tiempo transcurrido se mezcla el material mediante una varilla moviéndola en forma de ocho para despegar el material de las paredes del recipiente, ya que se dejó reposar unos segundos se comienza a hacer el lavado , se vierte todo el material que fue saturado colocándolo en la malla N° 200 , verificando que no se quede absolutamente nada de material en el vaso metálico que con ayuda de un flujo constante de agua se facilita el paso de partículas a través de la malla, , comenzara a caer agua lentamente y haciendo movimientos suaves al material, hasta que el agua que atraviesa la malla sea totalmente clara.



Figura 20. Colocación del material en la malla N° 200.

3.- Con ayuda del agua se vierten todas las partículas retenidas en la malla a un vaso metálico para ser llevado a un horno a una temperatura 105 ± 5 °C por 24hrs, pasado ese lapso se saca del horno el vaso metálico con la muestra y se observa que está totalmente seco, se deja enfriar un poco a que alcance la temperatura ambiente.



Figura 21. Lavado del material.

4.- Se hace el acomodo del juego de mallas de mayor diámetro a menor que son la No 10, 20, 40, 60, 100, 200 más una charola. Posteriormente consiste en hacer girar el juego de mallas en forma circular para que las partículas vayan pasando y reteniéndose debidamente de acuerdo al tamaño que tiene.



Figura 22Cribado del material para granulometría fina.

5.-Cada fracción de material que se quedó retenido en las mallas es pesado y registrado como porcentaje que pasa.



Figura 23. Material retenido en las mallas.

3.5.-Prueba de límite de consistencia

3.5.1.-Procedimiento Límite Líquido

El procedimiento y descripción del material para la elaboración del límite líquido, fue llevado a cabo mediante lo estipulado en la Norma Límites de Consistencia NMX-C-493-ONNCCE-2018.

1.- Se comienza homogenizando el material que se colocó en la capsula de porcelana y que estuvo saturado un tiempo mínimo de 24 horas.

2.- Ya homogenizado el material se toma una porción con la espátula y colocándola en la copa extendiéndolo a lo ancho de la copa procurando que tenga un espesor de 8 mm en la parte central. Para extenderlo bien se realiza de la parte central hacia los lados de la copa evitando hacer mucha presión.



Figura 24. Colocación del material en la copa de Casagrande.

3.- Teniendo el material extendido se realiza una ranura en la parte central de la copa procurando que este llegue al interior de la copa.

4.- Inmediatamente se acciona la manivela del aparato, para hacer caer la copa a razón de 2 golpes por segundo, en cuanto los bordes interiores se pongan en contacto, se detiene la copa y se registra el número de golpes a los que hizo contacto en una longitud de 13 mm.



Figura 25. Ranurado en la Copa de Casagrande

5.- Se toma con la espátula una porción del material que cerro en la ranura, para determinar su contenido de agua.

6.- Ingresamos las muestras tomadas al horno, para obtener su humedad.

7.- Este procedimiento se repite hasta completar cuatro determinaciones. La cantidad de agua que se adicione al material será tal que las cuatro determinaciones, queden comprendidas entre los 10 y 35 golpes en la copa de Casagrande, siendo necesario obtener dos valores por arriba y dos por debajo de los 25 golpes, ya que para consistencias menores de 10 golpes es difícil identificar el momento de cierre de la ranura en la longitud especificada.

3.5.2.-Procedimiento Limite Plástico

El procedimiento y descripción del material para la elaboración del límite plástico, fue llevado a cabo mediante lo estipulado en la Norma Límites de Consistencia NMX-C-493-ONNCCE-2018.

1.- Del material empleado para realizar la prueba de Limite Liquido, se toma una porción tal que pueda formarse una esfera de aproximadamente 12 mm de diámetro, la que se moldea con los dedos para que pierda agua y se manipule sobre la palma de la mano para formar un cilindro.

2.- El cilindro se comienza a girar con la palma de las manos sobre una superficie de vidrio para reducir su diámetro hasta llegar a aproximadamente a 3 mm en toda su longitud.



Figura 26. Girado de los cilindros para limite plástico.

3.- Si al alcanzar dicho diámetro el cilindro no se rompe en varias secciones simultáneamente, su humedad es superior a la del límite plástico. Para tal caso se debe juntar todo el material, se forma nuevamente una pequeña esfera, manipulándola con los dedos para facilitar la pérdida de agua y lograr una distribución uniforme de la misma.

4.- Se repiten los pasos 1 a 3 hasta que el cilindro se rompa en varios segmentos esto tomando en cuenta que debe de contar con el diámetro de 3 mm.

5.- Los cilindros que lograron romperse se colocan en una capsula metálica y se ingresan al horno para obtener el contenido de humedad.

Es recomendable hacerlo por lo menos 3 veces para tener resultados más seguros.



Figura 27. Muestras para el límite plástico.

3.5.3.-Procedimiento Contracción Lineal

1.- Del material empleado para la prueba de limite liquido se considera tomar una porción del material verificando que cierre a los 25 golpes de no ser así se iguala la humedad a esa cantidad de golpes. Se prepara el molde que debe de estar engrasado para que la extracción no sea difícil, el llenado se lleva a cabo mediante 3 capas, para cada capa se golpea con la base de mesa, para que haya una

expulsión de aire atrapado y que no haya presencia de burbujas sobre la superficie de la última capa.

2.-enseguida se enrasa el molde con el material con ayuda de la espátula y se deja orear hasta que cambie ligeramente de color, esto nos indicará que está perdiendo humedad constantemente, después de notar eso ahora si puede ser introducida al horno.

3.- Finalmente seca, se mide la longitud final del material con un vernier al igual que el interior del molde.

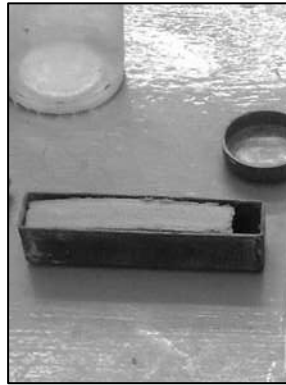


Figura 28. Contracción Lineal.

3.5.4.-Procedimiento Contracción Volumétrica

1.- Del material empleado para la prueba de limite liquido se considera tomar una porción del material verificando que cierre a los 25 golpes de no ser así se iguala la humedad a esa cantidad de golpes. Se prepara la capsula metálica que debe de estar engrasado para que la extracción no sea difícil, el llenado se lleva a cabo mediante 3 capas, para cada capa se golpea con la base de mesa, para que haya una expulsión de aire atrapado y que no haya presencia de burbujas sobre la superficie de la última capa.

2.-Se enrasa el material de la capsula con ayuda de la espátula y al igual que en la contracción lineal se deja orear hasta que cambie ligeramente de color para posteriormente ingresarla al horno y obtener su humedad.

3.- Se extrae del horno y se deja enfriar, para después ser pesadas y ahora bien sacada del molde.

4.-Se llena con mercurio un vaso pequeño hasta que desborde el material en un recipiente de porcelana, se enrasa presionando con la placa de vidrio, y se quita todo excedente de mercurio que quedaron adheridos al vaso.

5.- Se coloca el vaso con el mercurio sobre el recipiente de porcelana, colocar la pastilla obtenida de la capsula sobre el mercurio y sumergirlo cuidadosamente

mediante las puntas de la placa de vidrio hasta que esta tope firmemente contra el borde del vaso. (es esencial que no que aire atrapado bajo la pastilla de suelo ni bajo la placa de vidrio).

6.-El mercurio desalojado al sumergir la pastilla se pesa y se divide por la densidad del mercurio.



Figura 29. Contracción volumétrica.

3.6.-Prueba Proctor Estándar

3.6.1.-Procedimiento de la prueba Proctor Estándar

El procedimiento y descripción del material para la elaboración de la prueba de Compactación Proctor, fue llevado a cabo mediante lo estipulado en la Compactación Dinámica y modificada

NMX-C-476-ONNCCE-2013.

1.- La preparación de la muestra se efectuó con el material previamente secado, disgregado, y cribado mediante la malla No 4 porque para nuestro caso trabajamos con los parámetros para la variante A, se pesó una cantidad aproximada de 10 a 15 kg esto para tener material suficiente ya que por cada ensaye se necesitan 2 kg y así evitar que falte material.

2.- Antes de comenzar la prueba se necesita aceitar el molde y el pisón con el que trabajaremos esto se hace con una estopa tratando de que toda la superficie quede cubierta de aceite al igual que el pisón esto para facilitar para cuando se haga la extracción del material sea mucho más fácil.



Figura 30. Pesando 2 kilos de material.

Procedimiento de la prueba

1.-Teniendo la charola con los 2 kg de material se comenzó a vertir una cantidad considerable de agua mediante la probeta esto se iba aumento de acuerdo a como se vaya comportando el material, después se comienza a homogenizar todo el material y separándolo en 3 partes iguales, evitando que no se generen grumos y que todo el material quede totalmente disgregado y mezclado.



Figura 31. Homogenización del material.

2.- Se comienza a llenar el molde con una de las fracciones del material ya mezclado, procurando que el molde se encuentre en una superficie plana, para que en el momento de compactar el material con el pisón no haya algún error, teniendo en cuenta la altura de caída, el número de golpes y la manera de como distribuir cada golpe (forma de espiral), lo mencionado antes dependerá del tipo de variante a trabajar, después de la primera capa compactada se escarifica ligeramente y se repite el proceso para las siguientes capas.



Figura 32. Compactación con el pisón.

3.- Después de haber compactado, se retira la extensión del molde cuidadosamente para no desprender alguna porción de material y verificar que el material no sobresalga en un espesor de aproximadamente 1.5 cm de espesor si sucede esto la prueba se tendrá que repetir, si el espesor fue menor entonces se enrasa el molde y se pesa.



Figura 33. Enrasado del molde.

4.- Se extrae la muestra del material del molde, y se comienza a cortar de manera longitudinal buscando obtener 200 g de la parte central del espécimen esto como porción representativa para la obtención de su humedad, se introduce en una capsula metálica para posteriormente ingresarla al horno.



Figura 34. Extracción del espécimen.

El incremento de agua se hizo recomendado en un 2 % con respecto al peso inicial de la prueba 2000 gr, por lo que la cantidad de agua es cantidad de agua = $2000 \text{ gr} \times 0.02 = 40 \text{ ml}$ de agua

Se distribuye la humedad en forma homogénea y se repite la compactación como se describió en los pasos anteriores; se compacta las veces necesarias hasta que el peso del molde + suelo húmedo de un valor igual o menor que el inmediato anterior.

Es recomendable que la prueba se efectúe en un mínimo de 4 cuatro ensayos y 6 como máximo, con el fin de que se logre la parábola de forma completa

Después de 24 horas las capsulas son extraídas del horno y se pesan.

3.7.-Prueba de Densidad de solidos

El procedimiento y descripción del material para la elaboración de Densidad de Solidos, fue llevado a cabo mediante lo estipulado en la Norma Densidad Relativa de los Solidos NMX-C-533-ONNCCE-2017.

Para la realización de esta prueba se necesitó material previamente secado, disgregado y cribado por la malla N 40 (0.425mm) una cantidad aproximada de 100g para hacer al menos dos cálculos es recomendable hacer un tercero por si hay complicaciones en el proceso.

3.7.1.-Procedimiento de la Prueba de Densidad de Solidos

1.- Primero se necesitó pesar exactamente 50 gr de material para el cálculo número uno eso dependerá de cuantos cálculos se realizarán, ya pesado y con ayuda del embudo se vierte todo el material en el matraz calibrado para después agregar agua destilada aproximadamente a la mitad del matraz evitando que residuos de material queden en las paredes del matraz.

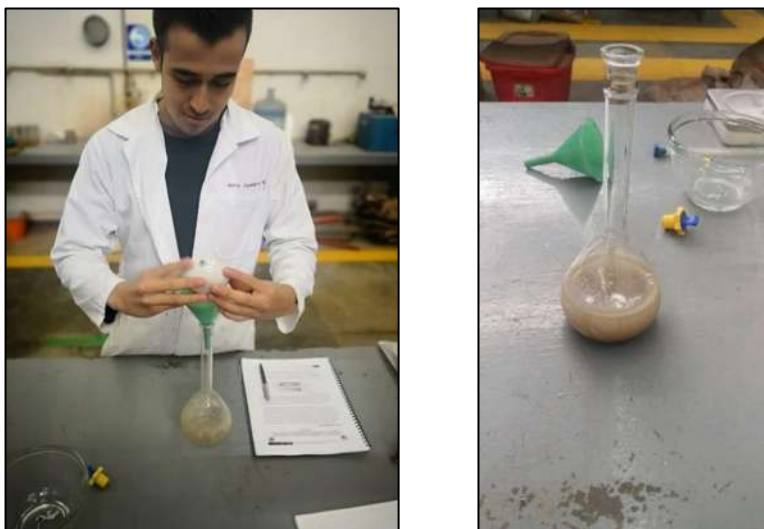


Figura 35. Colocacion de la muestra dentro del matraz.

2.- Lo siguiente es llenar una charola de aluminio con agua y encender la fuente de calor hasta que esté en su punto de ebullición, es mezclar muy bien lo que ya se introdujo en el matraz, para posteriormente ingresarlo a la fuente de calor que previamente se debió haber llenado la charola de aluminio con agua y ponerla en la fuente de calor (la estufa) ya que se encontrara en su punto de ebullición ahora si colocar el matraz dentro de la charola y dejarlo ahí durante aproximadamente 30 minutos y estarlo mezclando constantemente.



Figura 36. Calentamiento de los matraces.

3.- Ya que paso el tiempo estimado, se retira uno de los matraces para comenzar a expulsar el aire atrapado con ayuda de la bomba de succión, que consiste en poner la manguera en la boca del matraz haciendo que saque el aire atrapado, este paso se repite varias veces hasta que dentro del matraz no se generen ninguna burbuja, para agilizar el proceso se necesita estar agitando de manera giratoria constantemente del matraz, evitando que el material trate de subir y haya alguna perdida de material, eso afectaría en los cálculos finales .



Figura 37 Expulsión del aire.

4.- Ahora que la extracción del aire se logró se le agrega nuevamente agua destilada hasta la marca de aforo, que, mediante un lienzo absorbente se secan las paredes del exterior del matraz y el cuello interior del mismo, después se coloca en la báscula

para así obtener el peso del matraz con el material y el agua registrándolo como W_{fsw} en gr.

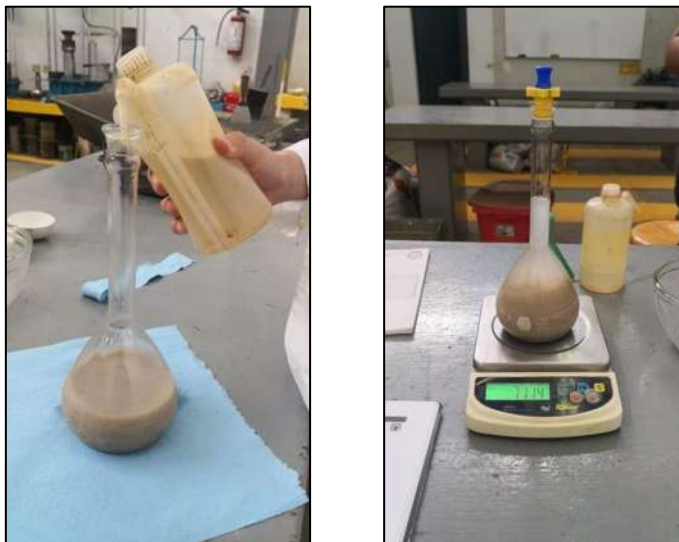


Figura 38. Llenado hasta la marca de aforo.

5.- Se le coloca la tapa al matraz y se procede a mezclar el material con el propósito de homogenizar la temperatura de la muestra, enseguida de eso se ingresa el termómetro quedando exactamente en el centro del matraz y se registra como la temperatura de la prueba t .



Figura 39. Mezclar y tomar la temperatura del matraz.

6.- De haber realizado lo anterior, se vierte todo el contenido del matraz en las capsulas de cristal tratando de evitar que haya perdida de líquido fuera de él, para limpiar los sedimentos que quedaron en el fondo o en las paredes del matraz se

vierte un poco más de agua para que toda la cantidad de la muestra quede dentro de la capsula.



Figura 40. Vertiendo el material en la capsula.

7.-Se ingresan ambas capsulas al horno para su secado a una temperatura de $105 \pm 5 \text{ } ^\circ\text{C}$ y se sacan hasta que el agua quede totalmente evaporada.



Figura 41. Muestras sacadas del horno.

3.8.-Prueba de Consolidación

3.8.1.-Procedimiento para la Prueba de Consolidación.

1.- Se criba material mediante la malla N°10, y con ayuda de los datos obtenidos en campo como lo son la humedad actual de campo y el peso volumétrico húmedo del lugar se efectuaron los cálculos para así saber qué cantidad de material será el necesario tomar después del cribado y cuanta cantidad de agua se necesitará.

2.- De haber pesado el material necesario se considera 200 gr más para obtener la humedad actual del día.



Figura 42. Obtención de la humedad actual.

3.- Se comienza a agregar el agua mediante la probeta en cantidades no muy excesivas para evitar que el material se aglomere y haya presencia de grumos, de ser así se sigue mezclando el material hasta que desaparezcan por completo.



Figura 43. Vertido de agua.

4.-De la cantidad total del material requerido se divide en 3, que serán las capas necesarias para hacer el llenado del molde, cada capa recibirá 25 golpes mediante la varilla punta de bala para que haya un acomodo del material evitando que en los golpes no haga contacto con la base del molde.



Figura 44. Pesando el material requerido por cada.

5.- Se prepara la prensa hidráulica para la prueba Porter, se lleva el molde con el material, se coloca una referencia que sirve como nivel de hasta donde debemos de compactar, la prensa hidráulica cuenta con una palanca ya que el molde llega al nivel de referencia se cuenta 1 minuto para que haya una distribución de toda la carga sobre la superficie de la muestra.



Figura 45. Acomodo del molde en la prensa hidraulica.

6.-Para descender el molde se libera la manija de presión y se retira el molde de la prensa para retirar la base, se quita el cabezal de la prensa hidráulica, y añadimos placas de acero para que el molde no quede lo suficientemente abajo y también dos bloques de madera que servirán para la extracción del espécimen.



Figura 46. Compactación del material en la prensa hidráulica.

7.- Extraído el espécimen se recomienda envolverlo en plástico para evitar que haya pérdida de humedad.

8.- Se toma el anillo metálico y se coloca en la orilla del espécimen usando como guía el diámetro interior del anillo, se le va dando forma para ir introduciendo el anillo poco a poco hasta que el material sobresalga del anillo y cortándolo por debajo de ella.



Figura 47. Labrado y colocación del anillo.

9.- Con el anillo cubriendo el bloque de material se comienza a cortar los excedentes para que solo haya material dentro del anillo teniendo esto se pesa el anillo con el material húmedo.



Figura 48. Remoción del exceso de material y pesado del anillo.

10.- Se colocan encima de ambas caras del anillo un papel filtro previamente humedecidos, en el fondo del recipiente anular se coloca una piedra porosa al igual que encima del anillo el recipiente tiene que estar totalmente saturado de agua.



Figura 49. Colocación de las piedras porosas.

11.- Se prepara el consolidómetro, nivelando el brazo de palanca que estará efectuando la carga de igual manera ajustamos el micrómetro en cuanto se estabilice se anota la primera lectura que sea la inicial, ahora bien, se le agrega la primera carga y para estar anotando todas las lecturas.



Figura 50. Ajuste de micrometro.

12.- Cada carga dura exactamente 24 horas, y las descargas se realizan cada 30 minutos, se retira en anillo con la muestra para pesarlo e ingresarlo al horno para después obtener el peso seco con el anillo.



Figura 51. Anillo despues de la prueba.

3.9.-Prueba de Compresión simple

3.9.1.-Procedimiento de la Prueba

Como ya se mencionó en el apartado de la prueba de Consolidación para poder llevar a cabo la prueba de compresión simple y prueba triaxial es necesario realizar la remoldeada para obtener los especímenes.

1.- Se comienza cortando la muestra remoldeada en dos partes para un manejo mucho mejor, esto se logra con ayuda de un cuchillo y un exacto cutter.



Figura 52. Labrado.para Compresión Simple.

2.- Tomamos una de las dos mitades, para de ahí obtener tres bloques de material esto para reducirlo un poco y poder ser labrado en una forma cilíndrica, esto se logra colocando cada bloque de material en un torno pequeño.



Figura 53.Elaboracion de los cilindro para Compresion simple.

3.- Cuando se logra darle la forma cilíndrica, se procura envolverlo con plástico y colocarlo en un recipiente para evitar que haya perdida de humedad, en lo que nos toma labrar los demás cilindros.

4.- Se comienza tomando uno de los cilindros, tomando medidas de sus diferentes diámetros como el superior, central e inferior, con esto obtendremos el diámetro promedio el cual interfiere para obtener su altura media (Hm) que es igual a 2.5 veces el diámetro promedio. Para obtener estas medidas con ayuda del cutter se coloca una marca y se comienza cortándolo hasta igualar las medidas calculadas.



Figura 54. Ajustando la altura correcta.

5.- Se pesa la muestra, en una báscula con aproximación a 0.1 gr

6.- Se coloca en ambas caras del cilindro un papel filtro, enseguida se coloca la muestra en la cámara triaxial, poniendo encima un cabezal para que al colocar el vástago haga contacto directo, se cierra la cámara triaxial, se verifica que no esté abierta la válvula de inyección de aire para que no se genere ninguna presión dentro de la cámara.



Figura 55. Colocación del espécimen en la cámara triaxial.

7.- Colocada la cámara triaxial, encendemos la máquina para que haga contacto, se regula la velocidad a la que será aplicada la carga que es de 4 mm/min, se coloca también el micrómetro de deformación y se ajustan los micrómetros de deformación y de carga a cero.



Figura 56. Ajuste de los micrometros.

8.- Se enciende la maquina tomando las lecturas del micrómetro de carga las cuales serán indicadas en intervalos de cada 5 del micrómetro de deformación, de esta manera hasta que la muestra falle, esto sucederá cuando el micrómetro de carga se regrese a una lectura o cuando la carga se repita más de dos veces.



Figura 57. Especimen triaxial durante la prueba.

9.- Ya que ha fallado la muestra se retira la cámara triaxial, si hay necesidad de repetir la prueba se repite el procedimiento antes descrito.



Figura 58. Especimen despues de haber fallado.

3.10.-Prueba Triaxial

3.10.1.-Procedimiento prueba triaxial

1.- Se comienza cortando la muestra remoldeada en dos partes para un manejo mucho mejor, esto se logra con ayuda de un cuchillo y cutter.



Figura 59.Labrado para Prueba Triaxial.

2.- Tomamos una de las dos mitades, para de ahí obtener tres bloques de material esto para reducirlo un poco y poder ser labrado en una forma cilíndrica, esto se logra colocando cada bloque de material en un torno pequeño.



Figura 60.Elaboracion de cilindros para cilindros Triaxiales.

3.- Cuando se logra darle la forma cilíndrica, se procura envolverlo con plástico y colocarlo en un recipiente para evitar que haya perdida de humedad, en lo que nos toma labrar los demás cilindros.

4.- Se comienza tomando uno de los cilindros, tomando medidas de sus diferentes diámetros como el superior, central e inferior, con esto obtendremos el diámetro promedio el cual interfiere para obtener su altura media (H_m) que es igual a 2.5 veces el diámetro promedio. Para obtener estas medidas con ayuda del cutter se coloca una marca y se comienza cortándolo hasta igualar las medidas calculadas.



Figura 61. Ajustando a la altura correcta

5.- Se pesa la muestra, en una báscula con aproximación a 0.1 gr

6.- Se coloca en ambas caras del cilindro un papel filtro, enseguida se coloca la muestra en la cámara triaxial, poniendo encima el cabezal ya con la membrana de latex puesta para enseguida cubrir todo el cilindro y fijando las partes superior e inferior con ligas para que haya una mejor sujeción con el fin de evitar que el agua penetre. Colocar el vástago sin generar ninguna presión, se cierra la cámara triaxial.



Figura 62. Colocacion del especimen en la camara triaxial.

7.- Colocada la cámara triaxial, encendemos la máquina para que haga contacto, se regula la velocidad a la que será aplicada la carga que es de 4 mm/min, se coloca también el micrómetro de deformación y se ajustan los micrómetros de deformación y de carga a cero.



Figura 63. Ajuste de los micrometros.

8.-Se comienza a llenar la cámara triaxial con agua procurando que derrame un poco de agua para verificar que está completamente llena, ya llenada se cierra la válvula de paso del agua para ahora hacer la inyección de la presión que tendrá un confinamiento para el primer ensaye de 0.3kg/cm, para el segundo a 0.6 kg/cm y el tercero a 0.9kg/cm, dejando abierta esta válvula durante toda la prueba.



Figura 64. Llenado de la camara triaxial mediante el agua.

9.- Antes de encender la maquina se verifica si ambos micrómetros se encuentran en cero, para que no suceda algún error. Se enciende la maquina tomando las lecturas del micrómetro de carga las cuales serán indicadas en intervalos de cada 5 del micrómetro de deformación, de esta manera hasta que la muestra falle, esto sucederá cuando el micrómetro de carga se regrese a una lectura o cuando la carga se repita más de dos veces.



Figura 65. Especimen fallado.

10.- Ya que ha fallado la muestra se retira la cámara triaxial, sacando el agua, retirando el cabezal, la membrana de latex y las ligas para poder pesar la muestra y tener su peso húmedo, enseguida es ingresado al horno para su secado de 24 horas y de igual manera obtener su peso seco.



Figura 66. Obtención del contenido de humedad

4.-Capítulo III Resultados del Estudio

5.- Análisis e Interpretación de Resultados del Estudio de Mecánica de Suelos

5.1.-Humedad natural

Tabla 4. Humedad Natural del PCA.

Humedad Natural PCA			
	Est#1	Est#2	
P _h	200	200	gr
P _s	142.4	146.8	gr
	40.45	36.24	%

Se obtuvieron las humedades correspondientes a cada estrato, el estrato #1 (Arcilla) fue de 40.45% y para el estrato #2 (Limo) fue de 36.24%.

5.2.-Peso Volumétrico del Lugar

Tabla 5. Peso Volumetrico del Lugar Est #1r.

Peso Volumétrico Est 1				
No	Wmuestra	W _{Hg}	Vol	PVHL
1	20	161.4	11.903	1.680
2	19.8	162.5	11.984	1.652
3	14.4	107	7.891	1.825
4	18.4	144.7	10.671	1.724
5	11	84.2	6.209	1.771
			$\gamma_m =$	1.731

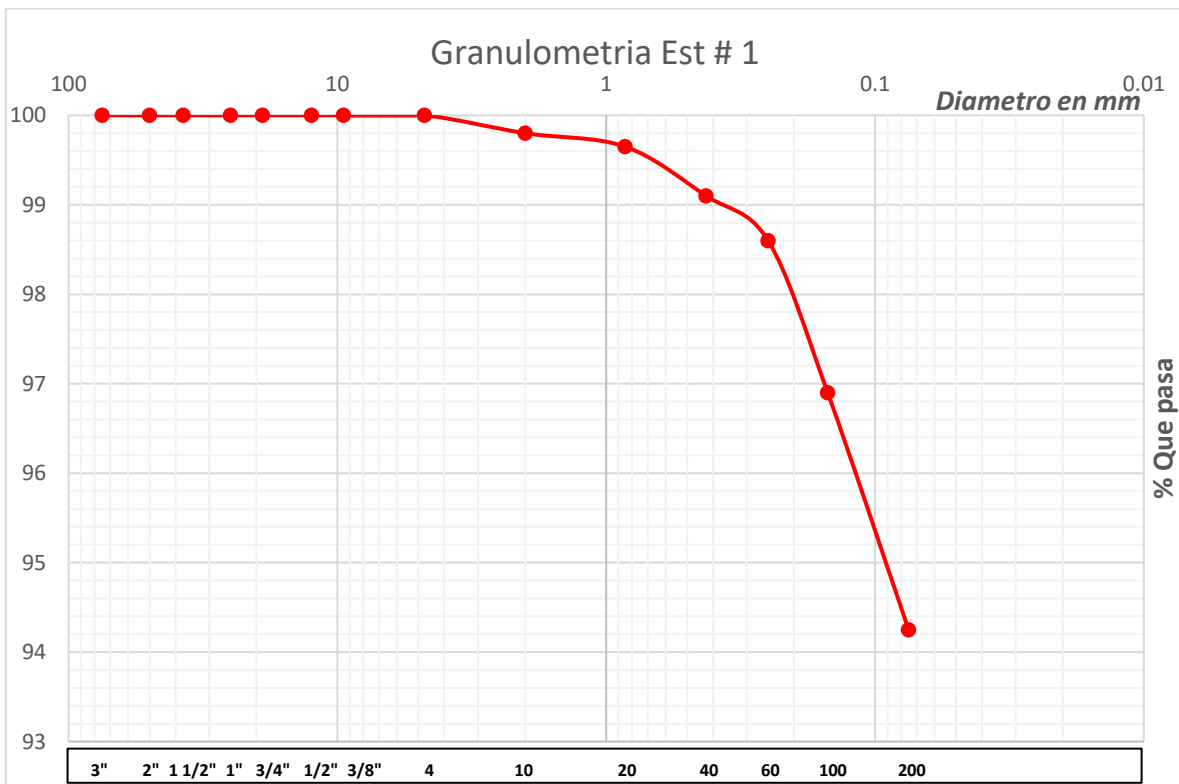
Tabla 6. Peso Volumetrico del lugar Est #2.

Peso Volumétrico Est 2				
No	Wmuestra	W _{Hg}	Vol	PVHL γ_m
1	17.6	142.4	10.501	1.676
2	12.4	96.2	7.094	1.748
3	19.1	150.8	11.121	1.717
			$\gamma_m =$	1.714

5.3.-Granulometría

Tabla 7. Resultados de la Granulometría Est #1.

Granulometría Est #1							
Malla N°	Peso del suelo retenido	Por ciento retenido parcial	Por ciento que pasa	Malla N°	Peso del suelo retenido	Por ciento retenido parcial	Por ciento que pasa
	gr	%	%		gr	%	%
3"	100	100	100	10	0.4	0.2	99.80
2"	100	100	100	20	0.3	0.15	99.65
1 ½ "	100	100	100	40	1.1	0.55	99.10
1 "	100	100	100	60	1	0.50	98.60
¾ "	100	100	100	100	3.4	1.7	96.90
½ "	100	100	100	200	5.3	2.65	94.25
3/8	100	100	100	Pasa N°200	188.5	94.25	0.0
N° 4	100	100	100	SUMA	200	100.0	
Pasa N° 4	100	100	100				

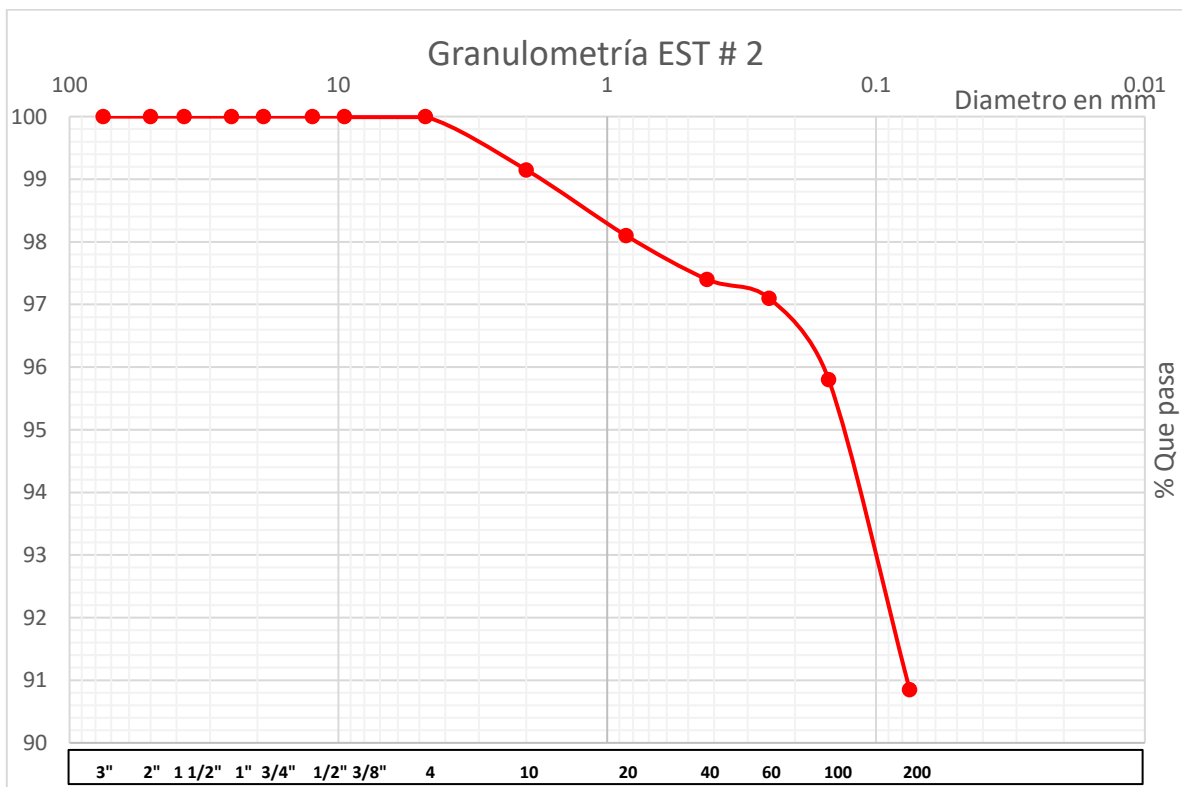


Gráfica 1 Clasificación Granulométrica Est# 1.

Tras haber realizado la granulometría del primer estrato se obtuvo que un 94.25% es agregado fino y un 5.75% es agregados grueso.

Tabla 8. Resultados de la Granulometría Est #2.

Granulometría Est #2							
Malla N °	Peso del suelo retenido	Por ciento retenido parcial	Por ciento que pasa	Malla N °	Peso del suelo retenido	Por ciento retenido parcial	Por ciento que pasa
	gr	%	%		gr	%	%
3"	100	100	100	10	1.7	0.85	99.15
2"	100	100	100	20	2.1	1.05	98.1
1 ½ "	100	100	100	40	1.4	0.7	97.4
1 "	100	100	100	60	0.6	0.3	97.1
¾ "	100	100	100	100	2.6	1.3	95.8
½ "	100	100	100	200	9.9	4.95	90.85
3/8	100	100	100	Pasa N°200	181.7	90.85	0.0
N° 4	100	100	100	SUMA	200	100.0	
Pasa N° 4	100	100	100				



Gráfica 2. Clasificación Granulométrica Est# 2.

Para el caso del segundo estrato se obtuvo que un 90.85 % es agregado fino y un 9.15% es agregado grueso ambos estratos serán clasificados mediante la prueba de límites de consistencia.

5.4.-Límites de Consistencia

Tabla 9. Resultados de Límites de Consistencia Est# 2.

Prueba de Límites de Consistencia

Obra: Tesis Victor Calderon
 Estrato # : 1
 Muestra 1
 Prof: ----

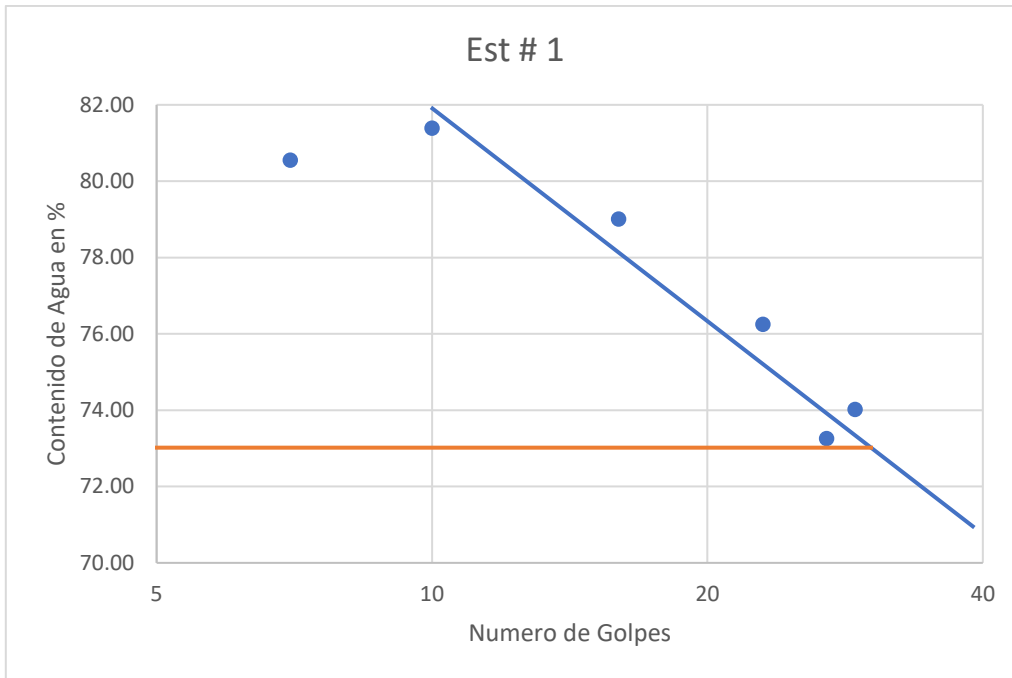
Fecha: 14-feb-20
 Tesista: Victor Calderón Mendoza
 Calculó: Victor Calderón Mendoza

LÍMITE LÍQUIDO										
PRUEBA No.	CÁPSULA No	NÚMERO DE GOLPES			PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	PESO CAPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (W)
		-----	-----	-----	gr	gr	gr	gr	gr	%
1	4	0-5	7	-----	23.1	17.3	5.8	10.1	7.2	80.56
2	19	5-10	10		25.7	18.7	7	10.1	8.6	81.40
3	32	10-15	16		25.2	18.8	6.4	10.7	8.1	79.01
4	54	15-20	23		22.2	16.1	6.1	8.1	8	76.25
5	71	20-25	27		26.6	20.3	6.3	11.7	8.6	73.26
6	53	25-30	29		21.8	16.1	5.7	8.4	7.7	74.03

LÍMITE PLÁSTICO										
PRUEBA No.	CÁPSULA No	NÚMERO DE GOLPES			PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	PESO CAPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (W)
1	55				16.8	15.4	1.4	10.3	5.1	27.451
2	59				12.7	11.7	1	8.6	3.1	32.258
3	54				12.5	11.4	1.1	8.1	3.3	33.333

CONTRACCIÓN VOLUMÉTRICA										
PRUEBA No.	CÁPSULA No	VOLÚMENES			PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	PESO CAPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENI DO DE AGUA (W)
		V ₁	V ₁	CV	-----	gr	gr	gr	gr	%
-----	-----	Cm3	Cm3	Cm3	-----	gr	gr	gr	gr	%
	4	52.8	3.89	9.64	38.8	32.9	5.9	25	7.90	74.7%

CONTRACCIÓN LINEAL				
PRUEBA No.	CÁPSULA N°	LONGITUD INICIAL	LONGITUD FINAL	CONTRACCIÓN LINEAL
-----	-----	cm	cm	%
	59	10	8.13	18.7



Gráfica 3. Límite líquido Est# 1

Tabla 10. Resumen de resultados de Límite de Consistencia Est #1.

W(%)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	CL(%)	CV(%)
73.256	73.94	27.45	46.48	18.70	74.7%

Para encontrar la clasificación del material correspondiente al Estrato #1 se tomaron los valores de IP y LL el cual en la carta de plasticidad se encuentra un **CH** que se describe como una Arcilla de alta compresibilidad. Véase en la Grafica 5.

Tabla 11. Resultados de Límites de Consistencia Est# 1

Prueba de Límites de Consistencia

Obra: Tesis Victor Calderon
 Estrato # : 2
 Muestra 1
 Prof: ----

Fecha: 14-feb-20
 Tesista: Victor Calderón Mendoza
 Calculó: Victor Calderón Mendoza

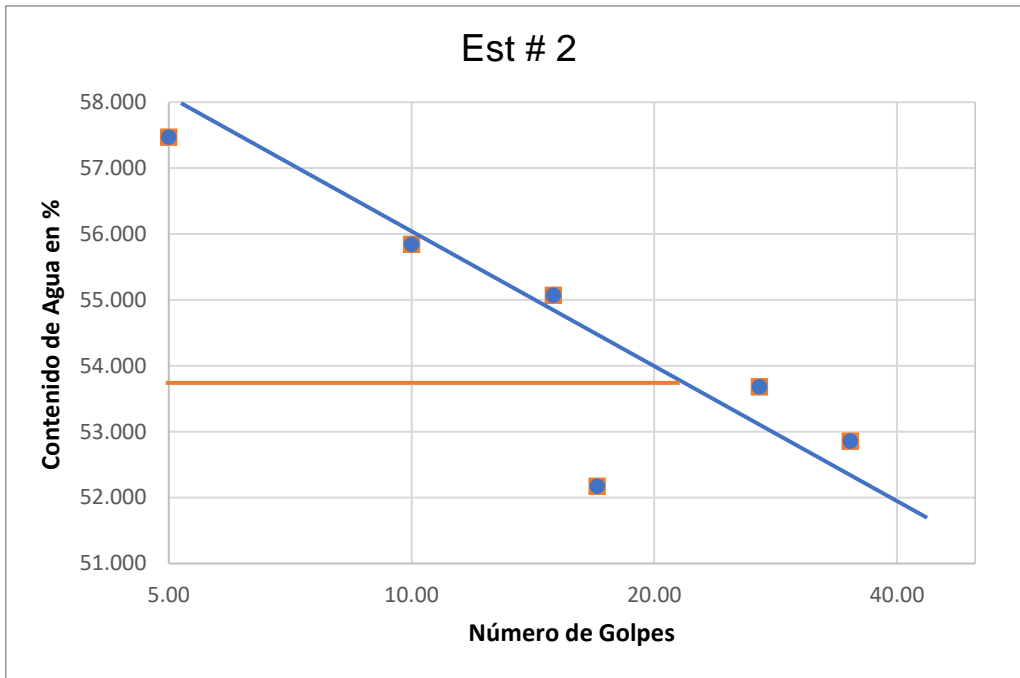
LÍMITE LÍQUIDO											
PRUEBA No.	CÁPSULA No.	NÚMERO DE GOLPES			PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	PESO CAPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (W)	
		-----	-----	-----	gr	gr	gr	gr	gr	%	
1	33	0-5	5		22	17	5	8.3	8.7	57.471	
2	21	5-10	10		20.3	16	4.3	8.3	7.7	55.844	
3	18	10-15	17		25.8	19.8	6	8.3	11.5	52.174	
4	39	15-20	15		19.2	15.4	3.8	8.5	6.9	55.072	
5	71	20-25	27		26.3	21.2	5.1	11.7	9.5	53.684	
6	16	25-30	35		22.1	18.4	3.7	11.4	7	52.857	

LÍMITE PLÁSTICO											
PRUEBA No.	CÁPSULA No.	VOLÚMENES			PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	PESO CAPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (W)	
-----	-----	V _i	V _f	CV	-----	gr	gr	gr	gr	%	
1	18				12.5	11.6	0.9	8.3	3.3	27.273	
2	29				22.3	20.6	1.7	15.5	5.1	33.333	
3	76				13.4	12.2	1.2	8.4	3.8	31.579	

CONTRACCIÓN VOLUMÉTRICA											
PRUEBA No.	CÁPSULA No.	VOLÚMENES			PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	PESO CAPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (W)	
		V _i	V _f	CV	-----	gr	gr	gr	gr	%	
-----	-----	Cm3	Cm3	Cm3	-----	gr	gr	gr	gr	%	
	24	82.2	6.06	9.64	39.5	34.4	5.1	24.9	9.50	53.7%	

CONTRACCIÓN VOLUMÉTRICA											
PRUEBA No.	CÁPSULA No.	VOLÚMENES			PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	PESO CAPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (W)	
		V _i	V _f	CV	-----	gr	gr	gr	gr	%	
-----	-----	Cm3	Cm3	Cm3	-----	gr	gr	gr	gr	%	
	24	82.2	6.06	9.64	39.5	34.4	5.1	24.9	9.50	53.7%	

CONTRACCIÓN LINEAL				
PRUEBA No.	CAPSULA N°	LONGITUD INICIAL	LONGITUD FINAL	CONTRACCIÓN LINEAL
-----	-----	cm	cm	%
	59	10.01	8.69	13.187

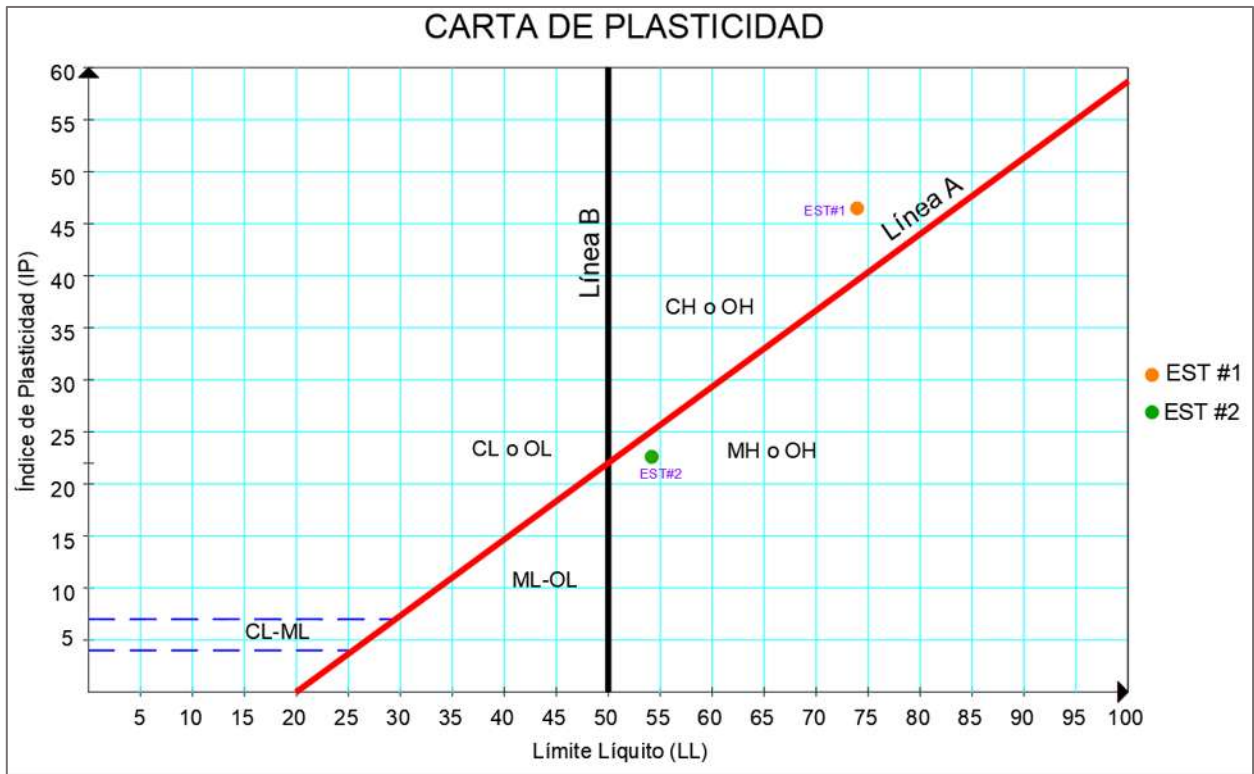


Gráfica 4. Límite líquido Est# 2.

Tabla 12. . Resumen de resultados de Límite de Consistencia Est #2.

W(%)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	CL(%)	CV(%)
53.684	54.18	31.58	22.60	13.19	53.7%

Para encontrar la clasificación del material correspondiente al Estrato# 2 se tomaron los valores de IP y LL el cual en la carta de plasticidad se encuentra un **MH** que se describe como una Limo gris de alta compresibilidad. Véase en la Gráfica 5.

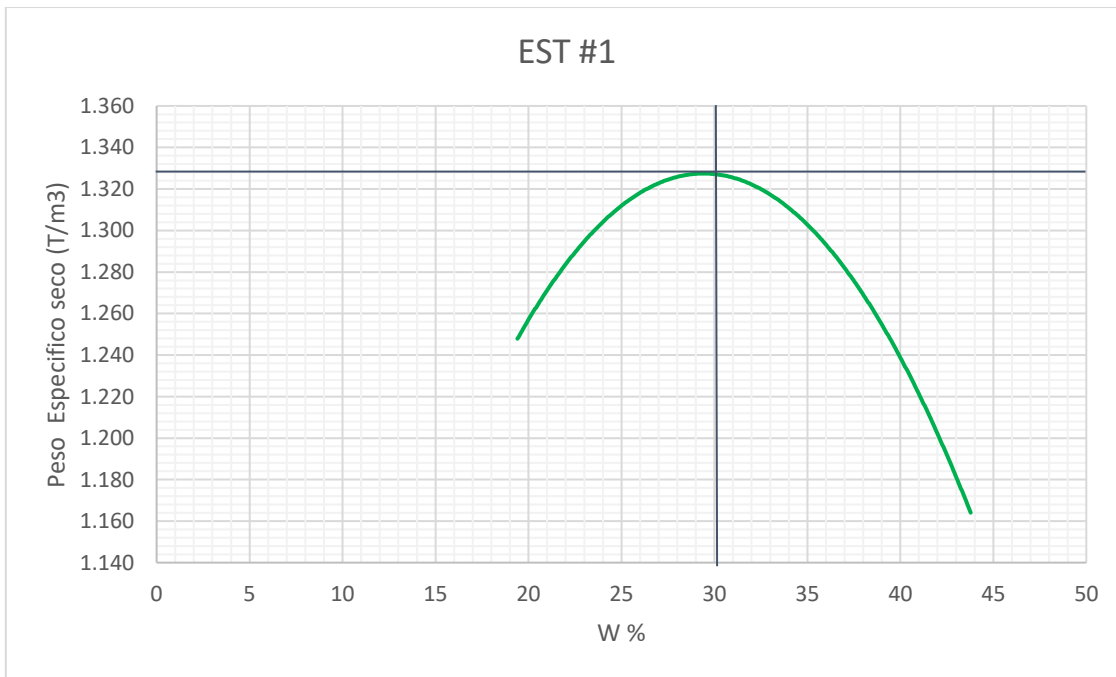


Gráfica 5. Clasificación de ambos estratos.

5.5.-Prueba de Compactación Proctor

Tabla 13.Resultados Prueba Proctor Est #1.

EST #1						
PRUEBA N°	1	2	3	4	5	6
Peso del molde + suelo húmedo (gr)	3335	3440	3545	3575	3560	3525
Peso del Molde (gr)	1945	1945	1945	1945	1945	1945
Peso suelo húmedo(g)	1390	1495	1600	1630	1615	1580
Peso específico húmedo (T/m ³)	1.484	1.596	1.708	1.740	1.724	1.686
Cápsula N°	6	3	x	6r	6g	1D
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	294.3	293.3	298	291.9	286	280.4
Peso cápsula + suelo seco (gr)	261.8	255.7	253.70	246.6	232.3	219.5
Peso del agua (gr)	32.5	37.6	44.3	45.3	53.7	60.9
Peso de la cápsula (gr)	94.3	93.3	98	91.9	86	80.4
Peso suelo seco (gr)	167.5	162.4	155.7	154.7	146.3	139.1
Contenido de agua (%)	19.403	23.1527	28.4522	29.2825	36.7054	43.7815
Peso específico seco (T/m ³)	1.243	1.296	1.330	1.346	1.261	1.173

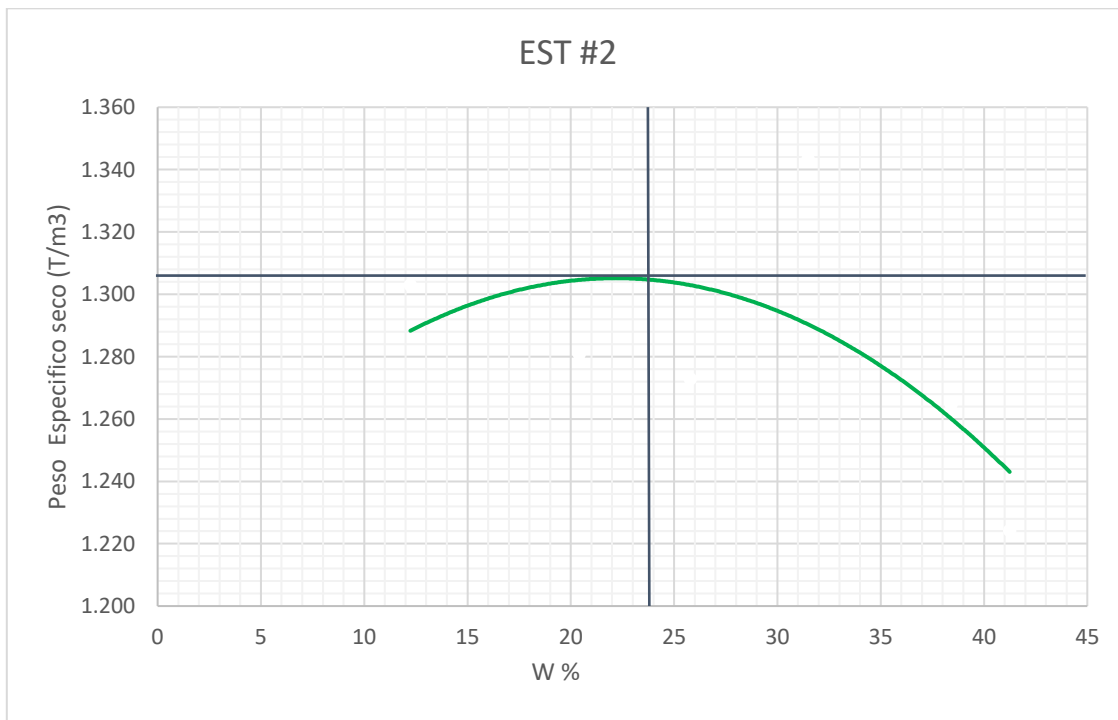


Gráfica 6 Curva de compactación Prueba Proctor Est# 1.

La prueba de compactación Proctor para el caso del primer estrato nos arrojó una humedad óptima del suelo $W=30.01\%$ y un peso volumétrico seco máximo de $\gamma=1.32\text{ T/m}^3$.

Tabla 14. Resultados Prueba Proctor Est# 2.

Est #2						
PRUEBA N°	1	2	3	4	5	6
Peso del molde + suelo húmedo (gr)	3315	3390	3445	3600	3585	3565
Peso del Molde (gr)	1945	1945	1945	1945	1945	1945
Peso suelo húmedo(g)	1370	1445	1500	1655	1640	1620
Peso específico húmedo (T/m ³)	1.462	1.542	1.601	1.767	1.751	1.729
Cápsula N°	6	7		5	2	y
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	257.3	298.5	293.9	293.7	298.5	294.2
Peso cápsula + suelo seco (gr)	235.5	264.6	252.90	245.8	243	235.8
Peso del agua (gr)	21.8	33.9	41	47.9	55.5	58.4
Peso de la cápsula (gr)	57.3	98.5	93.9	93.7	98.5	94.2
Peso suelo seco (gr)	178.2	166.1	159	152.1	144.5	141.6
Contenido de agua (%)	12.2334	20.4094	25.7862	31.4924	38.4083	41.2429
Peso específico seco (T/m ³)	1.303	1.281	1.273	1.343	1.265	1.224



Gráfica 7. Curva de compactación Prueba Proctor Est#2.

La prueba de compactación Proctor para el caso del segundo estrato nos arrojó una humedad óptima del suelo $W=23.09\%$ y un peso volumétrico seco máximo de $\gamma=1.3\text{ T/m}^3$.

5.6.-RESULTADOS DENSIDAD DE SOLIDOS

Tabla 15. Resultados Densidad de Solidos Est# 1.

DESIDAD DE SÓLIDOS EST# 1		
Prueba N °	1	2
Matraz N °	10	XV
W _{fsw}	721.4	715.6
Temperatura (°C)	24.5	26
W _{fw}	691.82	685.90
Cápsula de evaporación N °	A	74
Peso cápsula + muestra seca (g)	811.8	812
Peso cápsula	763	763.4
W _s (g)	50	50
S _s (adimensional)	2.448	2.463
Promedio	2.5	

Tabla 16. Resultados Densidad de Solidos Est# 2.

DESIDAD DE SÓLIDOS EST # 2		
Prueba N °	1	2
Matraz N °	10	XV
W _{fsw}	721.4	716.4
Temperatura (°C)	25.5	24.5
W _{fw}	691.71	686.08
Cápsula de evaporación N °	10	3B
Peso cápsula + muestra seca (g)	706.6	813.4
Peso cápsula	657.4	764
W _s (g)	49.2	49.4
S _s (adimensional)	2.52	2.59
Promedio	2.6	

Los valores comprendidos para los suelos arcillos y limosos varía entre 2.6 a 2.9, pero para nuestro caso en particular se obtuvieron valores para el Estrato 1 correspondiente a una Arcilla negra de 2.5 y para el Estrato 2 correspondiente a un Limo gris claro un valor de 2.6.

5.7.- Consolidación Unidimensional Est#1

Tabla 17. Parametros de Prueba de Consolidación para Est #1.

DETERMINACIÓN DE HUMEDAD	AL PRINCIPIO DE LA		AL FINAL DE LA PRUEBA	
Anillo y vidrio N°	1965		1965	
Peso tara + suelo húmedo (gr)	575.4	-----	579.2	-----
Peso tara + suelo seco (gr)	532.4	-----	532.4	-----
Peso del agua (gr)	43	-----	46.8	-----
Peso tara (gr)	416.6	-----	416.6	-----
Peso suelo seco W_s (gr)	115.8	-----	115.8	-----
Contenido del agua (%)	37.13	-----	40.41	-----
W% Promedio	37.13	-----	40.41	-----

AnilloN°: 4 Diámetro del Anillo : 8.00 cm Área del anillo : $A = \pi r^2 = 50.27 \text{ cm}^2$
 Altura del anillo = Altura inicial de la Muestra $H_0 = 20.00 \text{ mm}$

$$\text{Altura de Sólidos (H}_s) = \frac{10 * W_s}{A * S_s} \quad S_s = \begin{matrix} 2.456 \\ 9.38 \end{matrix}$$

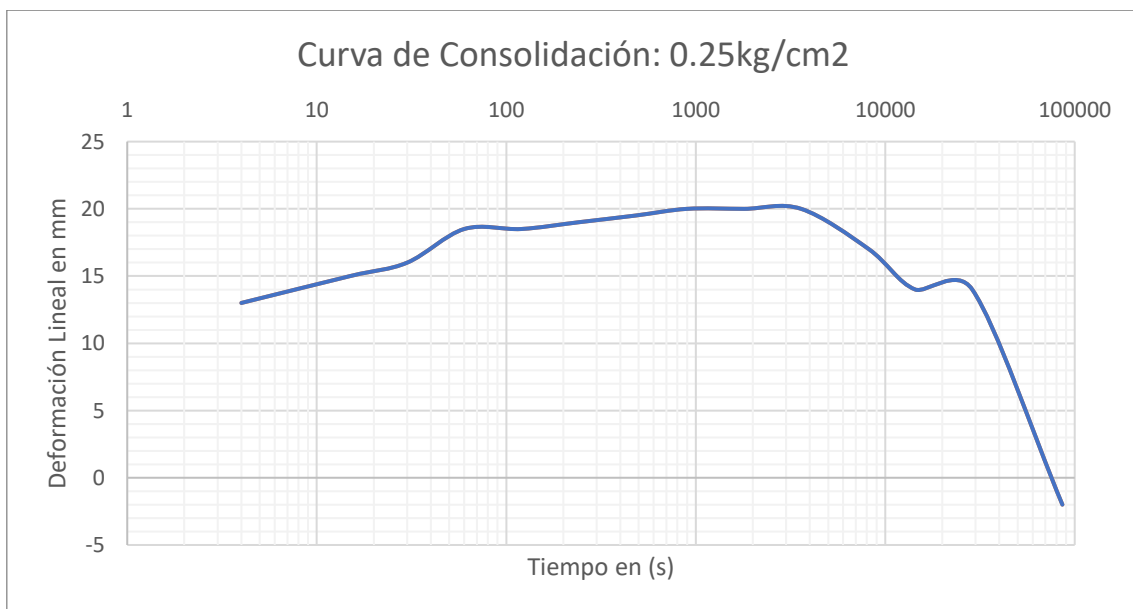
$$\Delta H = 2.57 \text{ mm}$$

Altura final de la muestra (mm)	$H_2 = H_0 - \Delta H$	17.43
Altura inicial del agua (mm)	$H_{wo} = W_o * H_s * S_s$	8.55
Altura final del agua (mm)	$H_{wpf} = W_{pf} * H_s * S_s$	9.31
Relación de vacíos inicial	$e_o = (H_0 - H_s) / H_s$	1.13
Relación de vacíos final	$e_f = (H_2 - H_s) / H_s$	0.86
Grado de saturación inicial (%)	$G_o = H_{wo} / (H_1 - H_s)$	80.56
Grado de saturación final (%)	$G_f = H_{wpf} / (H_2 - H_s)$	115.68

De acuerdo a la curva de compresibilidad véase en la Grafica 12 si presenta un asentamiento mayor al ser retirada la carga. Para el caso de la permeabilidad el valor k Tabla 26 es demasiado bajo en comparación con los rangos establecidos para las arcillas.

Tabla 18. Incremento de carga de 0.25 kg/cm² para Est #1.

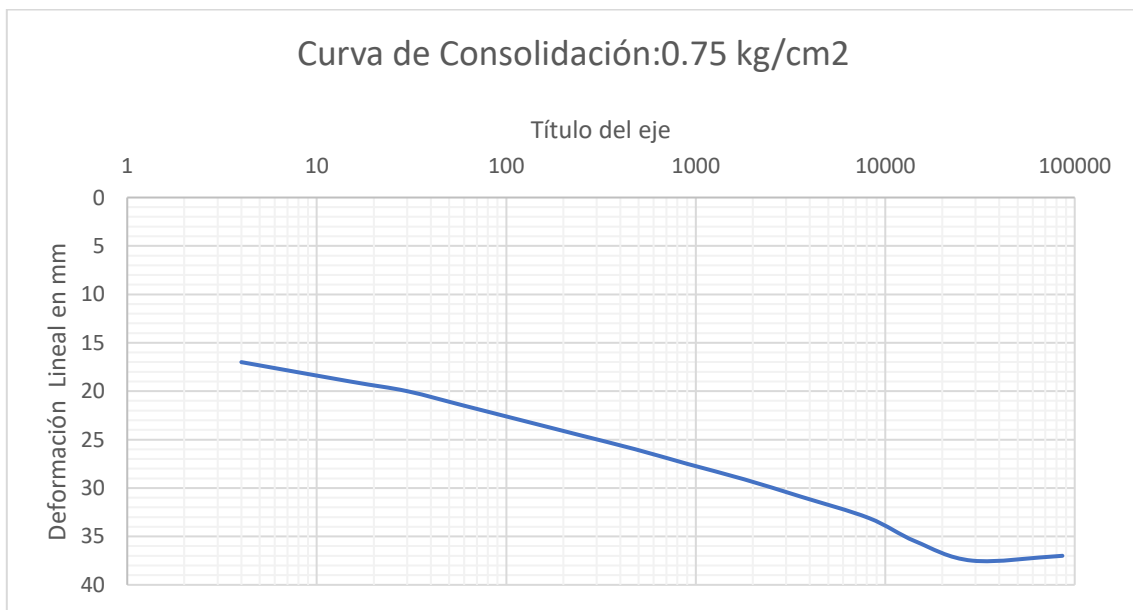
CARGAS									
Incremento:	0.25	kg/cm ²				Carga total:	0.25	kg/cm ²	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
09/09/2019	12:27			0	0	0	1284	Todas las deformaciones estándar dadas en milímetros	
				4	4	2	1271		
				15	15	3.87	1269		
				30	30	5.48	1268		
	14:39		1	0	60	7.75	1265.5		
	14:40		2	0	120	10.95	1265.5		
	14:42		4	0	240	15.49	1265		
	14:46		8	0	480	21.91	1264.5		
	14:53		15	0	900	30	1264		
	15:08		30	0	1800	42.43	1264		
	15:38	1	0	0	3600	60	1264		
	16:38	2	0	0	8200	84.85	1267		
	18:38	4	0	0	14400	120	1270		
	22.38	8	0	0	28800	169.71	1270		
10/09/2019	10:10				86100		1286		
		DEFORMACION TOTAL :							



Gráfica 8. Incremento de carga de 0.25 kg/cm² para Est #1.

Tabla 19. Incremento de carga de 0.50 kg/cm² para Est #1.

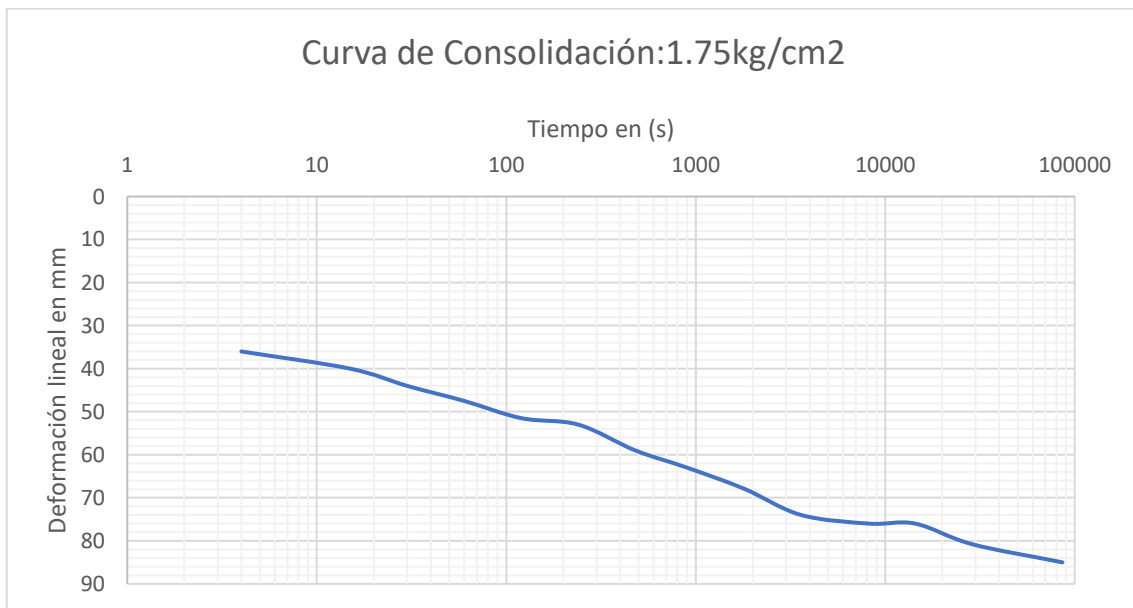
Incremento:	0.5	kg/cm2				Carga total:	0.75	kg/cm2	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
22/07/2019	10:13			0	0	0	1286	Todas las deformaciones están dadas en milímetros	
				4	4	2	1269		
				15	15	3.87	1267		
				30	30	5.48	1266		
	10:14		1	0	60	7.75	1264.5		
	10:15		2	0	120	10.95	1263		
	10:17		4	0	240	15.49	1261.5		
	10:21		8	0	480	21.91	1260		
	10:28		15	0	900	30	1258.5		
	10:44		30	0	1800	42.43	1256.9		
	11:14	1	0	0	3600	60	1255.1		
	12:14	2	0	0	8200	84.85	1252.9		
	14:14	4	0	0	14400	120	1250.5		
	18:14	8	0	0	28800	169.71	1248.5		
23/072019	10:30						1249		
DEFORMACION TOTAL :									



Gráfica 9. Incremento de carga de 0.50 kg/cm² para Est #1

Tabla 20. Incremento de carga de 1.0 kg/cm² para Est #1

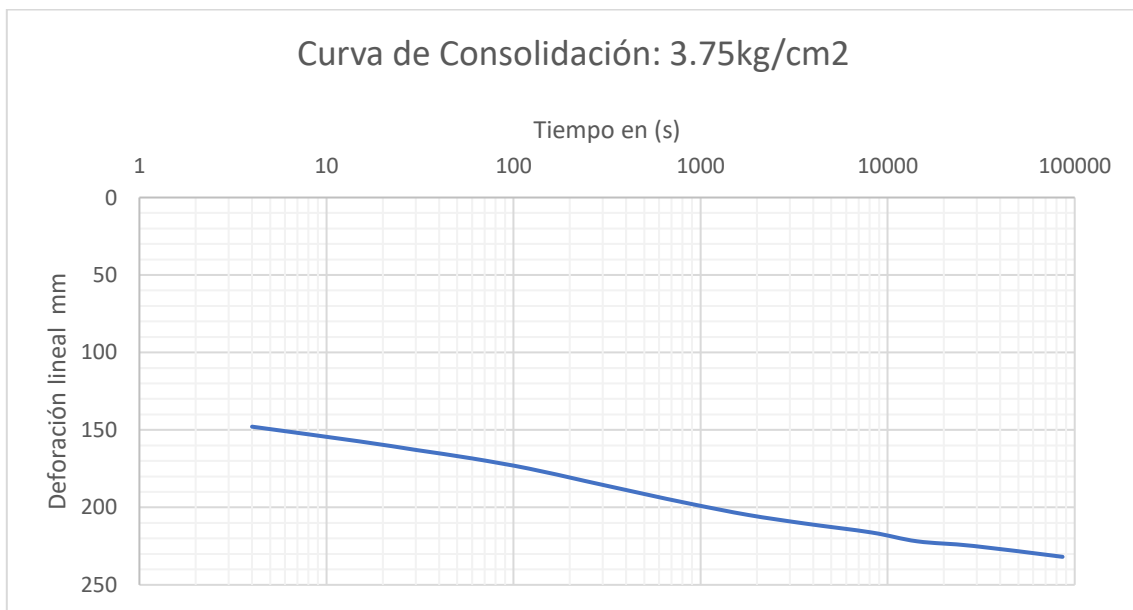
Incremento:	1	kg/cm2				Carga total:	1.75	kg/cm2	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
23/07/2019	10:30			0	0	0	1249	Todas las deformaciones están dadas en milímetros	
				4	4	2	1213		
				15	15	3.87	1209		
				30	30	5.48	1205		
	10:14		1	0	60	7.75	1201.5		
	10:15		2	0	120	10.95	1197.5		
	10:17		4	0	240	15.49	1196		
	10:21		8	0	480	21.91	1190		
	10:45		15	0	900	30	1186		
	11:00		30	0	1800	42.43	1181.1		
	11:30	1	0	0	3600	60	1175		
	12:30	2	0	0	8200	84.85	1173		
	14:30	4	0	0	14400	120	1173		
	18:30	8	0	0	28800	169.71	1168.2		
24/07/2019	10:35						1164		
							1161.9		
		DEFORMACION TOTAL :							



Gráfica 10. Incremento de carga de 1.0 kg/cm² para Est #1

Tabla 21. Incremento de carga de 2.0 kg/cm² para Est #1

Incremento:	2	kg/cm2				Carga total:	3.75	kg/cm2	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
24/07/2019	10:38			0	0	0	1161.9	Todas las deformaciones estándar en milímetros	
				4	4	2	1014		
				15	15	3.87	1004.5		
				30	30	5.48	999		
	10:39		1	0	60	7.75	993.5		
	10:40		2	0	120	10.95	987		
	10:42		4	0	240	15.49	979		
	10:46		8	0	480	21.91	971		
	10:53		15	0	900	30	964		
	11:08		30	0	1800	42.43	957		
	11:38	1	0	0	3600	60	951.5		
	12:38	2	0	0	8200	84.85	945.7		
	14:38	4	0	0	14400	120	940		
	18:38	8	0	0	28800	169.71	937		
25/07/2019	09:41						930		
		DEFORMACION TOTAL :							



Gráfica 11. Incremento de carga de 2.0 kg/cm² para Est #1

Tabla 22. Descarga de -2.0 kg/cm² para Est #1.

DESCARGAS									
Incremento:	-2	kg/cm2				Carga total:	1.75	kg/cm2	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
25/07/2019	14:38			0	0	0	930	Todas las deformaciones estndadas en milímetros	
				4	4	2	935		
				15	15	3.87	935.5		
				30	30	5.48	936		
	14:39		1	0	60	7.75	937		
	14:40		2	0	120	10.95	938		
	14:42		4	0	240	15.49	939.1		
	14:46		8	0	480	21.91	940		
	14:53		15	0	900	30	940.5		
	15:08		30	0	1800	42.43	941		
		DEFORMACION TOTAL :							

Tabla 23. Descarga de -1.0 kg/cm² para Est #1.

Incremento:	-1	kg/cm2				Carga total:	0.75	kg/cm2	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
22/07/2019	10:13			0	0	0	941	Todas las deformaciones estndadas en milímetros	
				4	4	2	947		
				15	15	3.87	948		
				30	30	5.48	949		
	10:14		1	0	60	7.75	950		
	10:15		2	0	120	10.95	952		
	10:17		4	0	240	15.49	954		
	10:21		8	0	480	21.91	956.5		
	10:28		15	0	900	30	958.7		
	10:44		30	0	1800	42.43	960.5		
		DEFORMACION TOTAL :							

Tabla 24. Descarga de -0.5 kg/cm^2 para Est #1.

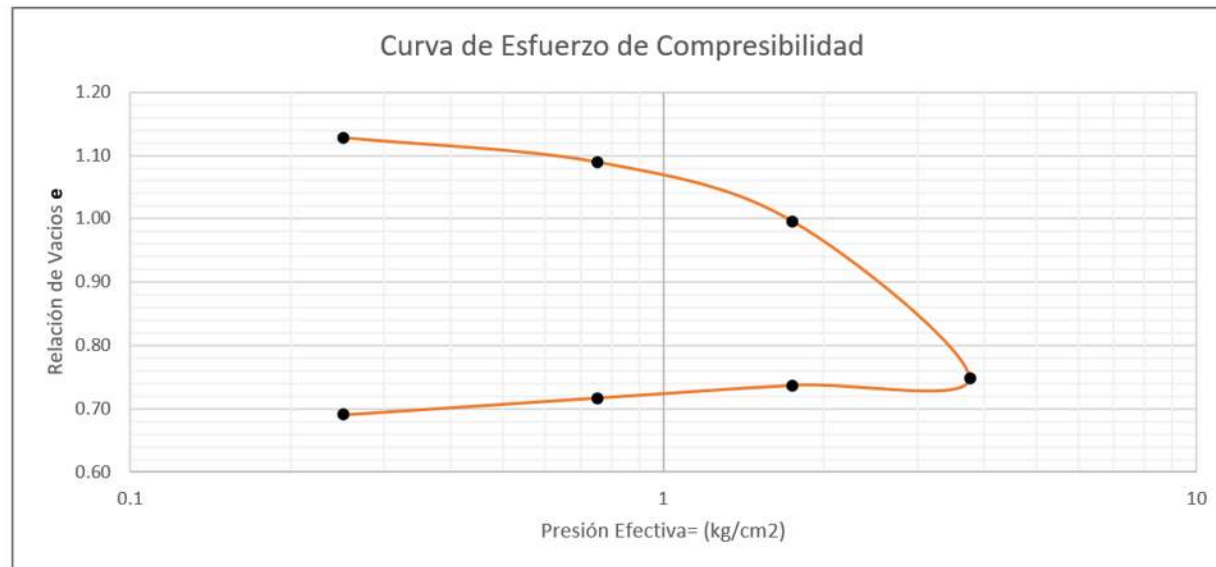
Incremento:	-0.5	kg/cm ²				Carga total:	0.25	kg/cm ²	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
23/07/2019	10:30			0	0	0	960.5	Todas las deformaciones están dadas en milímetros	
				4	4	2	966		
				15	15	3.87	967		
				30	30	5.48	968.5		
	10:14		1	0	60	7.75	970		
	10:15		2	0	120	10.95	971.5		
	10:17		4	0	240	15.49	974.5		
	10:21		8	0	480	21.91	977.5		
	10:45		15	0	900	30	981		
			30	0	1800	42.43	985		
		DEFORMACION TOTAL :							

Tabla 25. Descarga de -0.25 kg/cm^2 para Est #1.

Incremento:	-0.25	kg/cm ²				Carga total:	0	kg/cm ²	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
24/07/2019	10:38			0	0	0	985	Todas las deformaciones están dadas en milímetros	
				4	4	2	991		
				15	15	3.87	993.5		
				30	30	5.48	996		
	10:39		1	0	60	7.75	998		
	10:40		2	0	120	10.95	1000		
	10:42		4	0	240	15.49	1004.7		
	10:46		8	0	480	21.91	1010.3		
	10:53		15	0	900	30	1015		
	11:08		30	0	1800	42.43	1027		
		DEFORMACION TOTAL :							

Tabla 26. Obtencion de la Permeabilidad para el Est #1.

Presion kg/cm ²	Deformación n lineal δ	Deformación n unitaria ϵ	Espesor comprimido H_1	H-Hs	e	Hm	Hm ²	t ₅₀	a _v	m _v	c _v	km	e _m	Pm
kg/cm ²	mm	%	mm	mm	-	cm	cm ²	seg	cm ² /kg	cm ² /kg	cm ² /seg	cm/seg	-	kg/cm ²
0	0	0	20.00	10.62	1.132	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.25	0.03	0.15	19.97	10.59	1.129	0.999	0.999	1	0.013	0.006	0.1967046	0.000000555	1.130	0.075
0.75	0.4	2	19.60	10.22	1.089	0.989	0.979	500	0.079	0.038	0.0003856	0.000000069	1.109	1.075
1.75	1.271	6.355	18.73	9.35	0.996	0.958	0.918	580	0.093	0.047	0.0003119	0.000000071	1.043	4.178
3.75	3.59	17.95	16.41	7.03	0.749	0.878	0.772	300	0.124	0.071	0.0005068	0.000000191	0.873	12.153
1.75	3.7	18.5	16.30	6.92	0.738	Kmpromedio=						0.000000110		
0.75	3.895	19.475	16.11	6.72	0.717									
0.25	4.14	20.7	15.86	6.48	0.691									
0	4.56	22.8	15.44	6.06	0.646									



Gráfica 12. Curva de Esfuerzo de Compresibilidad Est #1.

5.8.- Consolidación Unidimensional Est #2

Tabla 27. Parametros de Prueba de Consolidación para Est #2.

DETERMINACIÓN DE HUMEDAD	AL PRINCIPIO DE LA		AL FINAL DE LA PRUEBA	
Anillo y vidrio N°	4		4	
Peso tara + suelo húmedo (gr)	603.5	-----	614.4	-----
Peso tara + suelo seco (gr)	561.8	-----	561.8	-----
Peso del agua (gr)	41.7	-----	52.6	-----
Peso tara (gr)	437	-----	437	-----
Peso suelo seco W_s (gr)	124.8	-----	124.8	-----
Contenido del agua (%)	33.41	-----	42.15	-----
W% Promedio	33.41	-----	42.15	-----

AnilloN°: 4 Diámetro del Anillo : 8.00 cm Área del anillo : $A = \pi r^2 = 50.27 \text{ cm}^2$
 Altura del anillo = Altura inicial de la Muestra $H_0 = 20.00 \text{ mm}$

$$\text{Altura de Sólidos (H}_s\text{)} = \frac{10 * W_s}{A * S_s} \quad S_s = \begin{matrix} 2.555 \\ 9.72 \end{matrix}$$

$$\Delta H = 0.20 \text{ mm}$$

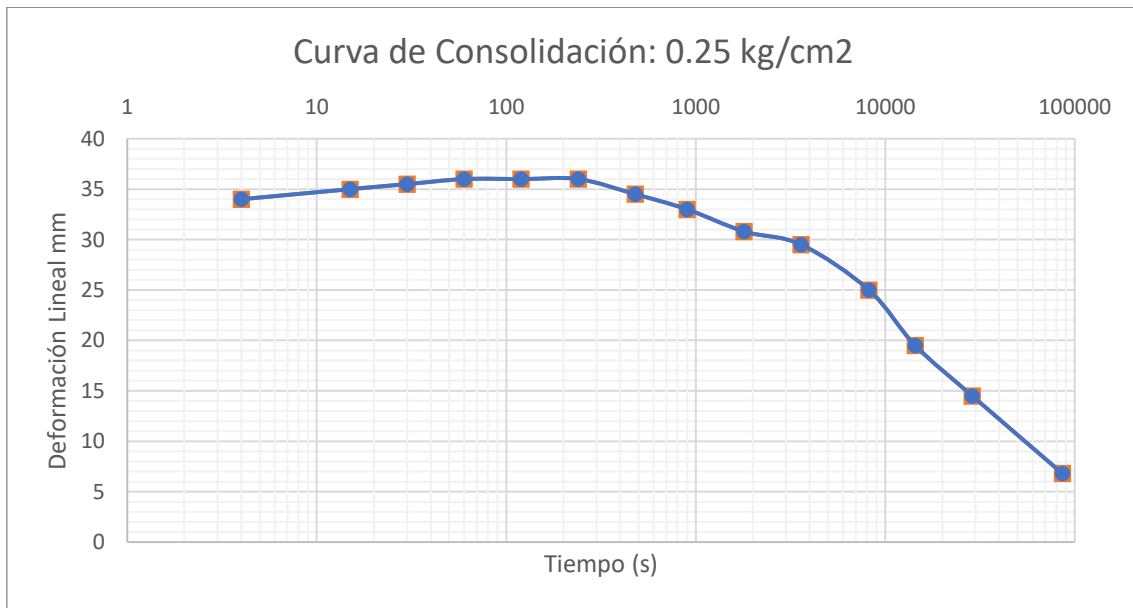
Altura final de la muestra (mm)	$H_2 = H_0 - \Delta H$	19.80
Altura inicial del agua (mm)	$H_{wo} = W_o * H_s * S_s$	8.30
Altura final del agua (mm)	$H_{wpf} = W_{pf} * H_s * S_s$	10.46
Relación de vacíos inicial	$e_o = (H_0 - H_s) / H_s$	1.06
Relación de vacíos final	$e_f = (H_2 - H_s) / H_s$	1.04
Grado de saturación inicial (%)	$G_o = H_{wo} / (H_1 - H_s)$	80.67
Grado de saturación final (%)	$G_f = H_{wpf} / (H_2 - H_s)$	103.77

De acuerdo a la curva de compresibilidad véase en la Grafica 17 el suelo no presenta asentamiento y al ser retirada la carga no regresa a su estado original.

Para el caso de la permeabilidad el valor k Tabla 36 es demasiado bajo en comparación con los rangos establecidos para los Limos.

Tabla 28. Incremento de carga de 0.25 kg/cm² para Est #2.

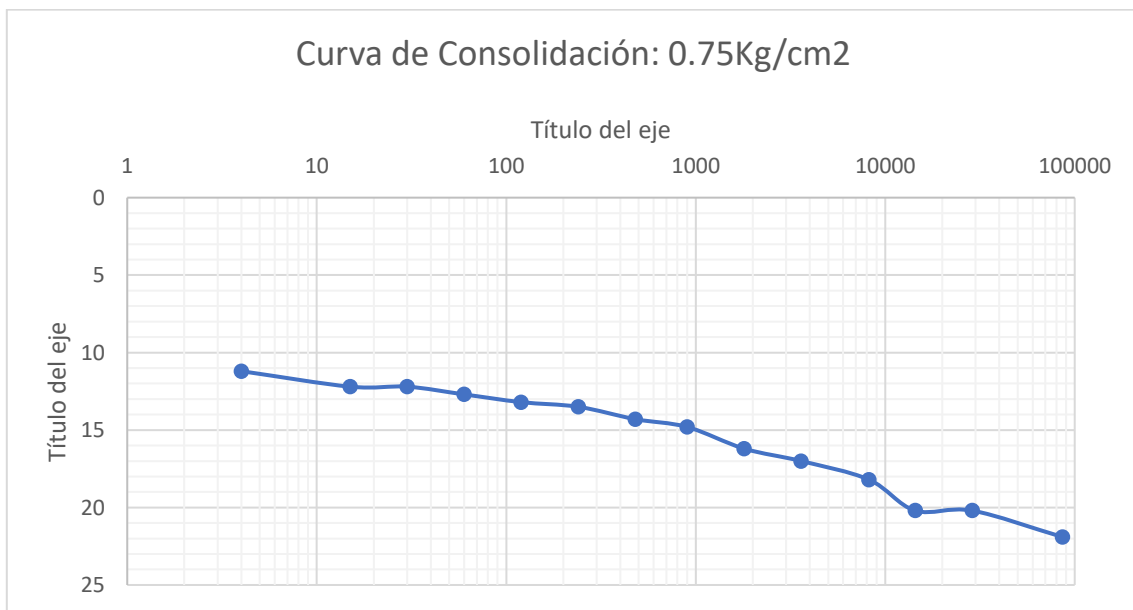
CARGAS									
Incremento:	0.25	kg/cm2			Carga total:	0.25	kg/cm2		
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
19/07/2019	14:38			0	0	0	1660	Todas las deformaciones están dadas en milímetros	
				4	4	2	1626		
				15	15	3.87	1625		
				30	30	5.48	1624.5		
	14:39		1	0	60	7.75	1624		
	14:40		2	0	120	10.95	1624		
	14:42		4	0	240	15.49	1624		
	14:46		8	0	480	21.91	1625.5		
	14:53		15	0	900	30	1627		
	15:08		30	0	1800	42.43	1629.2		
	15:38	1	0	0	3600	60	1630.5		
	16:38	2	0	0	8200	84.85	1635		
	18:38	4	0	0	14400	120	1640.5		
	22.38	8	0	0	28800	169.71	1645.5		
22/07/2019	10:10				86100		1653.2		
			DEFORMACION TOTAL :						



Gráfica 13. Incremento de carga de 0.25 kg/cm² para Est #2.

Tabla 29. Incremento de carga de 0.5 kg/cm² para Est #2.

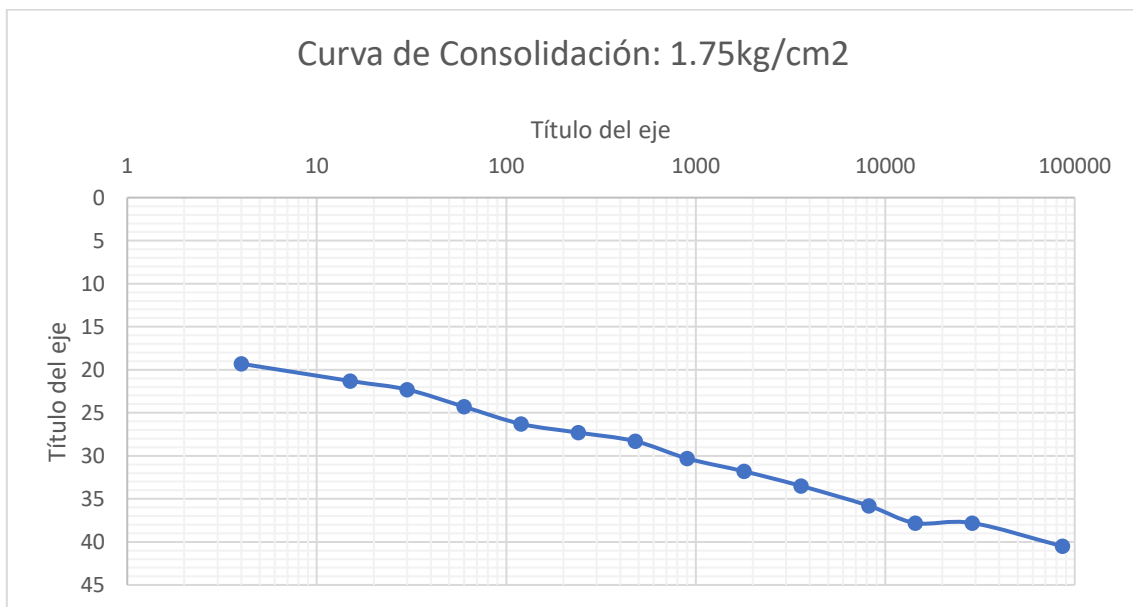
Incremento:	0.5	kg/cm2				Carga total:	0.75	kg/cm2	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
22/07/2019	10:13			0	0	0	1653.2	Todas las deformaciones están dadas en milímetros	
				4	4	2	1642		
				15	15	3.87	1641		
				30	30	5.48	1641		
	10:14		1	0	60	7.75	1640.5		
	10:15		2	0	120	10.95	1640		
	10:17		4	0	240	15.49	1639.7		
	10:21		8	0	480	21.91	1638.9		
	10:28		15	0	900	30	1638.4		
	10:44		30	0	1800	42.43	1637		
	11:14	1	0	0	3600	60	1636.2		
	12:14	2	0	0	8200	84.85	1635		
	14:14	4	0	0	14400	120	1633		
	18:14	8	0	0	28800	169.71	1633		
23/072019	10:30						1631.3		
		DEFORMACION TOTAL :							



Gráfica 14. Incremento de carga de 0.5 kg/cm² para Est #2.

Tabla 30. Incremento de carga de 1.0 kg/cm² para Est #2.

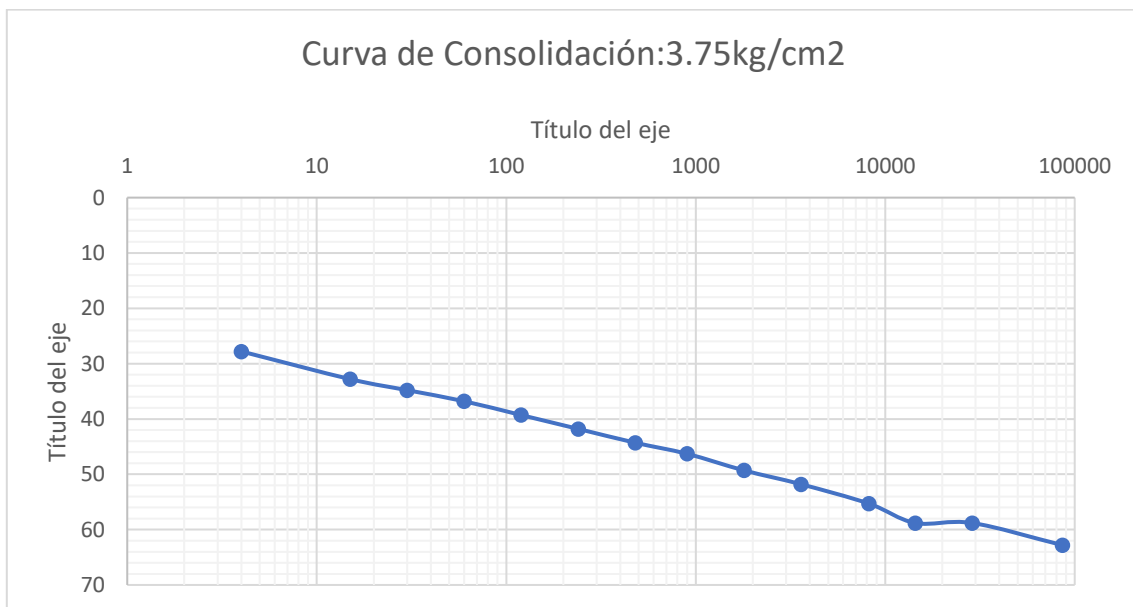
Incremento:	1	kg/cm2				Carga total:	1.75	kg/cm2	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
23/07/2019	10:30			0	0	0	1631.3	Todas las deformaciones están dadas en milímetros	
				4	4	2	1612		
				15	15	3.87	1610		
				30	30	5.48	1609		
	10:14		1	0	60	7.75	1607		
	10:15		2	0	120	10.95	1605		
	10:17		4	0	240	15.49	1604		
	10:21		8	0	480	21.91	1603		
	10:45		15	0	900	30	1601		
	11:00		30	0	1800	42.43	1599.5		
	11:30	1	0	0	3600	60	1597.8		
	12:30	2	0	0	8200	84.85	1595.5		
	14:30	4	0	0	14400	120	1593.5		
	18:30	8	0	0	28800	169.71	1593.5		
24/07/2019	10:35						1590.8		
		DEFORMACION TOTAL :							



Gráfica 15. Incremento de carga de 1.0 kg/cm² para Est #2.

Tabla 31. Incremento de carga de 2.0 kg/cm² para Est #2.

Incremento:	2	kg/cm2				Carga total:	3.75	kg/cm2	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
24/07/2019	10:38			0	0	0	1590.8	Todas las deformaciones están dadas en milímetros	
				4	4	2	1563		
				15	15	3.87	1558		
				30	30	5.48	1556		
	10:39		1	0	60	7.75	1554		
	10:40		2	0	120	10.95	1551.5		
	10:42		4	0	240	15.49	1549		
	10:46		8	0	480	21.91	1546.5		
	10:53		15	0	900	30	1544.5		
	11:08		30	0	1800	42.43	1541.5		
	11:38	1	0	0	3600	60	1539		
	12:38	2	0	0	8200	84.85	1535.5		
	14:38	4	0	0	14400	120	1532		
	18:38	8	0	0	28800	169.71	1532		
25/07/2019	09:41						1528		
		DEFORMACION TOTAL :							



Gráfica 16. Incremento de carga de 2.0 kg/cm² para Est #2.

Tabla 32. Descarga de -2.0 kg/cm² para Est #2.

DESCARGAS									
Incremento:	-2	kg/cm2				Carga total:	1.75	kg/cm2	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
25/07/2019	14:38			0	0	0	1528	Todas las deformaciones estandarizadas en milímetros	
				4	4	2	1536		
				15	15	3.87	1537		
				30	30	5.48	1537		
	14:39		1	0	60	7.75	1537		
	14:40		2	0	120	10.95	1537.5		
	14:42		4	0	240	15.49	1538		
	14:46		8	0	480	21.91	1538.5		
	14:53		15	0	900	30	1539		
	15:08		30	0	1800	42.43	1540		
		DEFORMACION TOTAL :							

Tabla 33. Descarga de -1.0 kg/cm² para Est #2.

Incremento:	-1	kg/cm2				Carga total:	0.75	kg/cm2	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
22/07/2019	10:13			0	0	0	1540	Todas las deformaciones estandarizadas en milímetros	
				4	4	2	1549		
				15	15	3.87	1551		
				30	30	5.48	1552		
	10:14		1	0	60	7.75	1553		
	10:15		2	0	120	10.95	1554		
	10:17		4	0	240	15.49	1555		
	10:21		8	0	480	21.91	1556.5		
	10:28		15	0	900	30	1558		
	10:44		30	0	1800	42.43	1559.5		
		DEFORMACION TOTAL :							

Tabla 34. Descarga de -0.5 kg/cm^2 para Est #2.

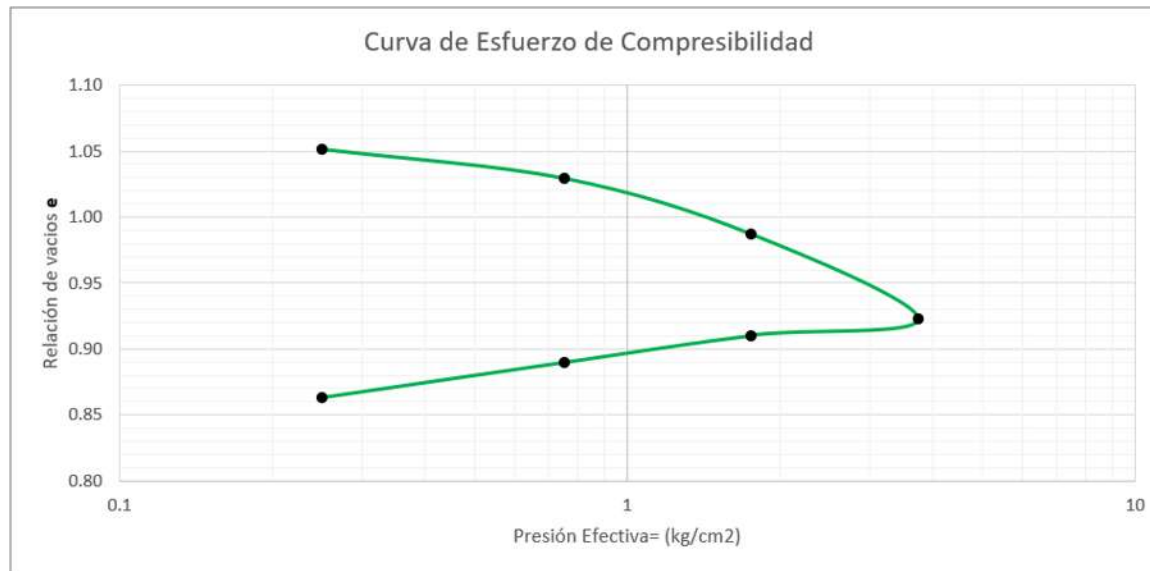
Incremento:	-0.5	kg/cm2				Carga total:	0.25	kg/cm2	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
23/07/2019	10:30			0	0	0	1559.5	Todas las deformaciones están dadas en milímetros	
				4	4	2	1568		
				15	15	3.87	1569.5		
				30	30	5.48	1571.5		
	10:14		1	0	60	7.75	1573		
	10:15		2	0	120	10.95	1575		
	10:17		4	0	240	15.49	1577.5		
	10:21		8	0	480	21.91	1580		
	10:45		15	0	900	30	1583		
			30	0	1800	42.43	1585.5		
		DEFORMACION TOTAL :							

Tabla 35. Descarga de -0.25 kg/cm^2 para Est #2.

Incremento:	-0.25	kg/cm2				Carga total:	0	kg/cm2	
FECHA	HORA	TIEMPO				RAIZ TIEMPO	DEFOR. LINEAL	OBSERV.	
		HRS.	MIN	SEG.	SEG.				
24/07/2019	10:38			0	0	0	1585.5	Todas las deformaciones están dadas en milímetros	
				4	4	2	1598		
				15	15	3.87	1601		
				30	30	5.48	1604		
	10:39		1	0	60	7.75	1606		
	10:40		2	0	120	10.95	1610.5		
	10:42		4	0	240	15.49	1616.5		
	10:46		8	0	480	21.91	1624		
	10:53		15	0	900	30	1631.5		
			30	0	1800	42.43	1640		
		DEFORMACION TOTAL :							

Tabla 36. Obtención de la Permeabilidad para el Est # 2"

Presion kg/cm2	Deformación lineal δ	Deformación unitaria ϵ	Espesor comprimido H_1	H-Hs	e	Hm	Hm ²	t ₅₀	a _v	m _v	c _v	km	e _m	Pm
kg/cm ²	mm	%	mm	mm	-	cm	cm ²	seg	cm ² /kg	cm ² /kg	cm ² /seg	cm/seg	-	kg/cm ²
0	0	0	20	10.284	1.059	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.25	0.068	0.34	19.932	10.216	1.052	0.998	0.997	100	0.03	0.01	0.0019633	0.000000130	1.055	0.17
0.75	0.287	1.435	19.713	9.997	1.029	0.991	0.982	1100	0.05	0.02	0.001759	0.000000019	1.040	0.8875
1.75	0.692	3.46	19.308	9.592	0.987	0.976	0.952	500	0.04	0.02	0.0003749	0.000000039	1.008	2.4475
3.75	1.32	6.6	18.68	8.964	0.923	0.950	0.902	600	0.03	0.02	0.0002961	0.000000025	0.955	5.03
1.75	1.44	7.2	18.56	8.844	0.910	K_{promedio}=						0.000000054		
0.75	1.635	8.175	18.365	8.649	0.890									
0.25	1.895	9.475	18.105	8.389	0.863									
0	2.44	12.2	17.56	7.844	0.807									

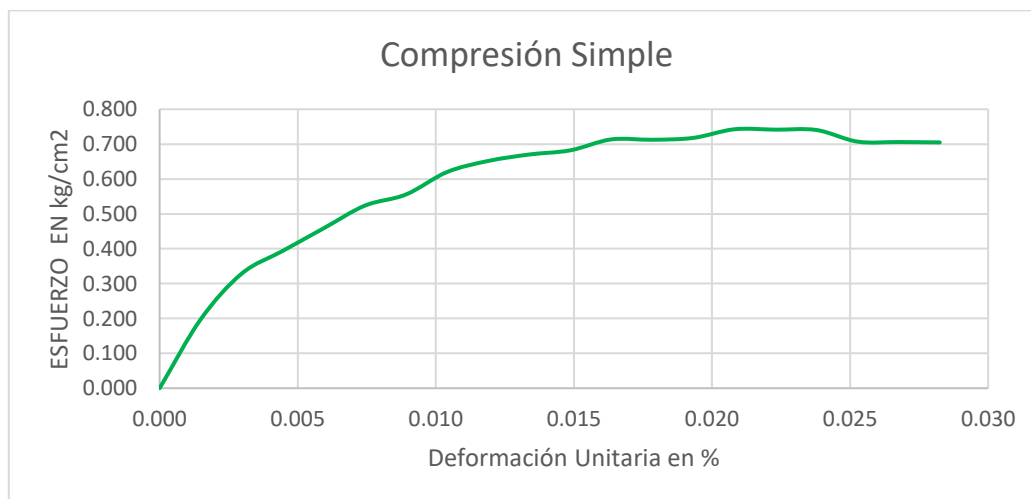


Gráfica 17 Curva de Esfuerzo de Compresibilidad

5.9.-Compresión Simple Est # 1

Tabla 37. Compresión Simple Est# 1.

Obra: Tesis Victor Calderón Mendoza				<i>COMPRESIÓN SIMPLE</i>					
Estrato #: 1									
Muestra N: 1									
Prof: 1.10 m									
$\sigma_3 = 0.00 \text{ kg/cm}^2$									
Ds=	3.44	cm	As=	9.294	Wm=	130.8	ESFUERZO MAX=	0.7427	kg/cm2
Dc=	3.39	cm	Ac=	9.026	V=	77.706	CENTRO=	0.371	kg/cm2
Di=	3.42	cm	Ai=	9.186	γ_m =	1.683	RADIO=	0.371	kg/cm2
Hm=	8.54	cm	Am= As+4Ac+Ai = 9.294+4*9.026+9.186		=	9.097 cm2			
6									
1	2	3	4	5	6	7	8	Contenido de Agua	
Lectura del micrómetro de deformación	Lectura de micrómetro de carga	Carga 0.6	Deformación total	Deformación unitaria	1- Deformación unitaria	Área corregida	Esfuerzo		
mm.	mm	kg.	mm	-----	-----	cm2	kg/cm2		
0	0	0	0	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	Cápsula N°	E
5	3	1.8	0.127	0.0015	0.9985	9.1109	0.1976	Peso cápsula + s.h	216.9
10	5	3	0.254	0.0030	0.9970	9.1245	0.3288	Peso cápsula + s.s	208.1
15	6	3.6	0.381	0.0045	0.9955	9.1381	0.3940	Peso agua	8.8
20	7	4.2	0.508	0.0059	0.9941	9.1517	0.4589	Peso Cápsula	86.1
25	8	4.8	0.635	0.0074	0.9926	9.1655	0.5237	Peso suelo seco	122
30	8.5	5.1	0.762	0.0089	0.9911	9.1792	0.5556	W %	7.21
35	9.5	5.7	0.889	0.0104	0.9896	9.1930	0.6200		
40	10	6	1.016	0.0119	0.9881	9.2068	0.6517		
45	10.3	6.18	1.143	0.0134	0.9866	9.2207	0.6702		
50	10.5	6.3	1.27	0.0149	0.9851	9.2346	0.6822		
55	11	6.6	1.397	0.0164	0.9836	9.2486	0.7136		
60	11	6.6	1.524	0.0178	0.9822	9.2626	0.7125		
65	11.1	6.66	1.651	0.0193	0.9807	9.2766	0.7179		
70	11.5	6.9	1.778	0.0208	0.9792	9.2907	0.7427		
75	11.5	6.9	1.905	0.0223	0.9777	9.3048	0.7415		
80	11.5	6.9	2.032	0.0238	0.9762	9.3190	0.7404		
85	11	6.6	2.159	0.0253	0.9747	9.3332	0.7072		
90	11	6.6	2.286	0.0268	0.9732	9.3475	0.7061		
95	11	6.6	2.413	0.0282	0.9718	9.3618	0.7050		

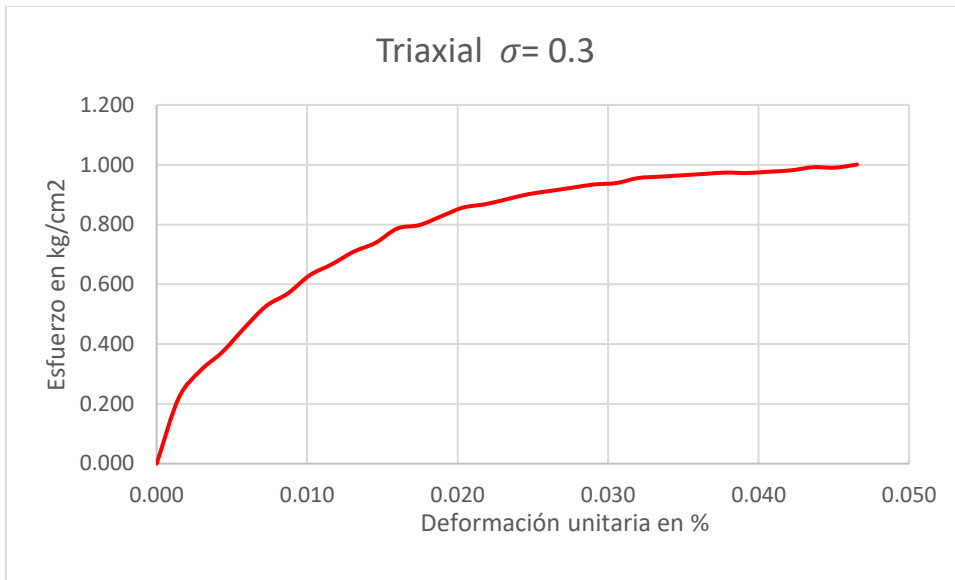


Gráfica 18. Esfuerzo- Deformación Compresión Simple Est# 1.

5.10.-Prueba Triaxial Est #1

Tabla 38. Prueba Triaxial $\sigma=0.3 \text{ kg/cm}^2$ Est#1.

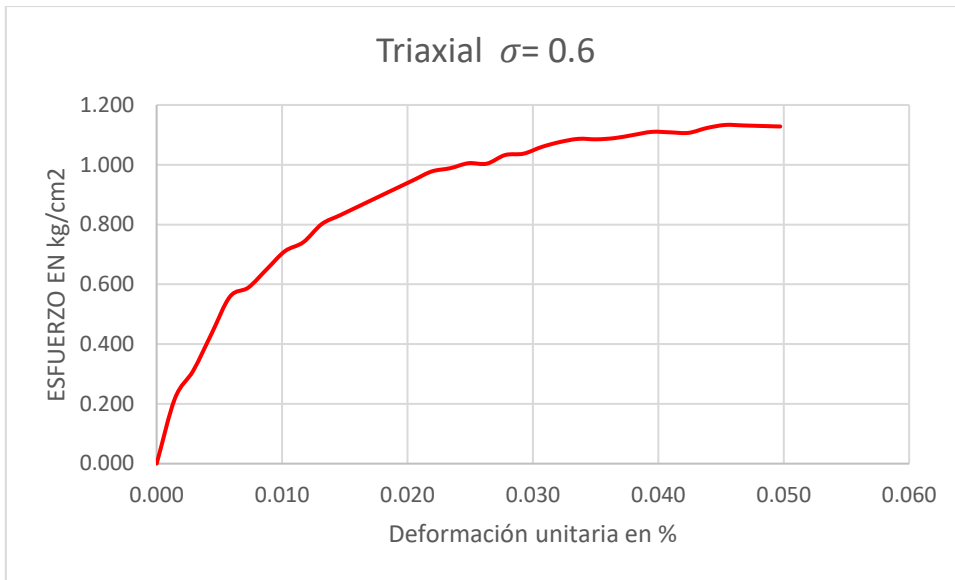
Obra: Tesis Victor Calderón Mendoza				<i>COMPRESIÓN TRIAXIAL</i>					
Estrato #: 1									
Muestra N: 2									
Prof: 1.10 m									
D _s =	3.42	cm	A _s =	9.186	W _m =	148.4	ESFUERZO MAX.=	1.0007	kg/cm ²
D _c =	3.5	cm	A _c =	9.621	V=	83.876	CENTRO=	0.800	kg/cm ²
D _i =	3.56	cm	A _i =	9.954	γ _m =	1.769	RADIO=	0.500	kg/cm ²
H _m =	8.73	cm	A _m = A _s +4A _c +A _i = 9.186+4*9.621+9.954 = 6			= 9.60411054		cm ²	
1	2	3	4	5	6	7	8		
Lectura del micrómetro de deformación	Lectura de micrómetro de carga	Carga 0.6	Deformación total	Deformación unitaria	1- Deformación unitaria	Área corregida	Esfuerzo	Contenido de Agua	
mmm	mm	kg	mm	-----	-----	cm ²	kg/cm ²		
0	0	0	0	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	Cápsula N°	A
5	3.5	2.1	0.127	0.0015	0.9985	9.6181	0.2183	Peso cápsula + s.h	211.5
10	5	3	0.254	0.0029	0.9971	9.6321	0.3115	Peso cápsula + s.s	180
15	6	3.6	0.381	0.0044	0.9956	9.6462	0.3732	Peso agua	31.5
20	7.3	4.38	0.508	0.0058	0.9942	9.6603	0.4534	Peso Cápsula	63.1
25	8.5	5.1	0.635	0.0073	0.9927	9.6745	0.5272	Peso suelo seco	116.9
30	9.2	5.52	0.762	0.0087	0.9913	9.6886	0.5697	W %	26.95
35	10.2	6.12	0.889	0.0102	0.9898	9.7029	0.6307		
40	10.8	6.48	1.016	0.0116	0.9884	9.7172	0.6669		
45	11.5	6.9	1.143	0.0131	0.9869	9.7315	0.7090		
50	12	7.2	1.27	0.0145	0.9855	9.7458	0.7388		
55	12.8	7.68	1.397	0.0160	0.9840	9.7602	0.7869		
60	13	7.8	1.524	0.0175	0.9825	9.7747	0.7980		
65	13.5	8.1	1.651	0.0189	0.9811	9.7892	0.8274		
70	14	8.4	1.778	0.0204	0.9796	9.8037	0.8568		
75	14.2	8.52	1.905	0.0218	0.9782	9.8183	0.8678		
80	14.5	8.7	2.032	0.0233	0.9767	9.8329	0.8848		
85	14.8	8.88	2.159	0.0247	0.9753	9.8476	0.9017		
90	15	9	2.286	0.0262	0.9738	9.8623	0.9126		
95	15.2	9.12	2.413	0.0276	0.9724	9.8770	0.9234		
100	15.4	9.24	2.54	0.0291	0.9709	9.8918	0.9341		
105	15.5	9.3	2.667	0.0305	0.9695	9.9066	0.9388		
110	15.8	9.48	2.794	0.0320	0.9680	9.9215	0.9555		
115	15.9	9.54	2.921	0.0334	0.9666	9.9365	0.9601		
120	16	9.6	3.048	0.0349	0.9651	9.9514	0.9647		
125	16.1	9.66	3.175	0.0364	0.9636	9.9664	0.9693		
130	16.2	9.72	3.302	0.0378	0.9622	9.9815	0.9738		
135	16.2	9.72	3.429	0.0393	0.9607	9.9966	0.9723		
140	16.3	9.78	3.556	0.0407	0.9593	10.0118	0.9769		
145	16.4	9.84	3.683	0.0422	0.9578	10.0270	0.9814		
150	16.6	9.96	3.81	0.0436	0.9564	10.0422	0.9918		
155	16.6	9.96	3.937	0.0451	0.9549	10.0575	0.9903		
160	16.8	10.08	4.064	0.0465	0.9535	10.0728	1.0007		
165	16.8	10.08	4.191	0.0480	0.9520	10.0882	0.9992		
170	16.8	10.08	4.318	0.0494	0.9506	10.1037	0.9977		



Gráfica 19. Esfuerzo. Deformación Prueba Triaxial $\sigma = 0.3$ kg/cm² Est #1.

Tabla 39. Prueba Triaxial $\sigma=0.6 \text{ kg/cm}^2$ Est#1.

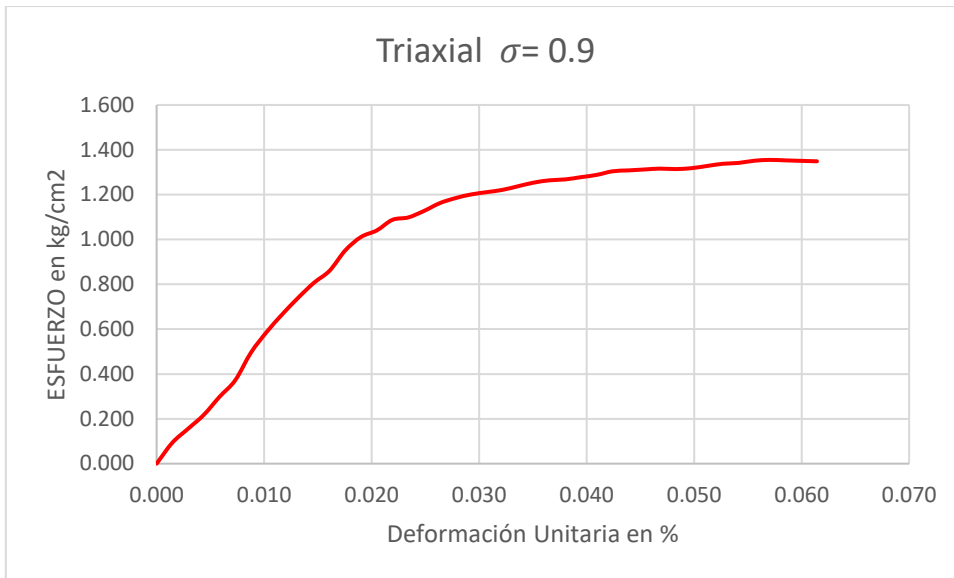
Obra: Tesis Víctor Calderón Mendoza						COMPRESIÓN TRIAXIAL $\sigma_3 = 0.60 \text{ kg/cm}^2$			
Estrato #: 1									
Muestra N: 3									
Prof: 1.10 m									
Ds=	3.53	cm	As=	9.787	Wm=	134	ESFUERZO MAX=	1.1332	kg/cm2
Dc=	3.42	cm	Ac=	9.186	V=	81.029	CENTRO=	1.167	kg/cm2
Di=	3.47	cm	Ai=	9.457	$\gamma_m=$	1.654	RADIO=	0.567	kg/cm2
Hm=	8.68	cm	$A_m = A_s + 4A_c + A_i = 9.787 + 4 \cdot 9.186 + 9.457 =$			9.331 cm^2			
6									
1	2	3	4	5	6	7	8	Contenido de Agua	
Lectura del micrómetro de deformación	Lectura de micrómetro de carga	Carga 0.6	Deformación total	Deformación unitaria	1- Deformación unitaria	Área corregida	Esfuerzo		
mm	mm	kg	mm	-----	-----	cm2	kg/cm2		
0	0	0	0	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	Cápsula N°	D
5	3.5	2.1	0.127	0.0015	0.9985	9.6182	0.2183	Peso cápsula + s.h	191.2
10	5	3	0.254	0.0029	0.9971	9.6323	0.3115	Peso cápsula + s.s	100
15	7	4.2	0.381	0.0044	0.9956	9.6464	0.4354	Peso agua	91.2
20	9	5.4	0.508	0.0059	0.9941	9.6606	0.5590	Peso Cápsula	57.2
25	9.5	5.7	0.635	0.0073	0.9927	9.6749	0.5892	Peso suelo seco	42.8
30	10.5	6.3	0.762	0.0088	0.9912	9.6891	0.6502	W %	213.08
35	11.5	6.9	0.889	0.0102	0.9898	9.7035	0.7111		
40	12	7.2	1.016	0.0117	0.9883	9.7178	0.7409		
45	13	7.8	1.143	0.0132	0.9868	9.7322	0.8015		
50	13.5	8.1	1.27	0.0146	0.9854	9.7467	0.8311		
55	14	8.4	1.397	0.0161	0.9839	9.7612	0.8606		
60	14.5	8.7	1.524	0.0176	0.9824	9.7757	0.8900		
65	15	9	1.651	0.0190	0.9810	9.7903	0.9193		
70	15.5	9.3	1.778	0.0205	0.9795	9.8049	0.9485		
75	16	9.6	1.905	0.0219	0.9781	9.8195	0.9776		
80	16.2	9.72	2.032	0.0234	0.9766	9.8342	0.9884		
85	16.5	9.9	2.159	0.0249	0.9751	9.8490	1.0052		
90	16.5	9.9	2.286	0.0263	0.9737	9.8638	1.0037		
95	17	10.2	2.413	0.0278	0.9722	9.8786	1.0325		
100	17.1	10.26	2.54	0.0293	0.9707	9.8935	1.0370		
105	17.5	10.5	2.667	0.0307	0.9693	9.9084	1.0597		
110	17.8	10.68	2.794	0.0322	0.9678	9.9234	1.0762		
115	18	10.8	2.921	0.0336	0.9664	9.9384	1.0867		
120	18	10.8	3.048	0.0351	0.9649	9.9535	1.0850		
125	18.1	10.86	3.175	0.0366	0.9634	9.9686	1.0894		
130	18.3	10.98	3.302	0.0380	0.9620	9.9838	1.0998		
135	18.5	11.1	3.429	0.0395	0.9605	9.9990	1.1101		
140	18.5	11.1	3.556	0.0410	0.9590	10.0142	1.1084		
145	18.5	11.1	3.683	0.0424	0.9576	10.0295	1.1067		
150	18.8	11.28	3.81	0.0439	0.9561	10.0449	1.1230		
155	19	11.4	3.937	0.0453	0.9547	10.0602	1.1332		
160	19	11.4	4.064	0.0468	0.9532	10.0757	1.1314		
165	19	11.4	4.191	0.0483	0.9517	10.0912	1.1297		
170	19	11.4	4.318	0.0497	0.9503	10.1067	1.1280		



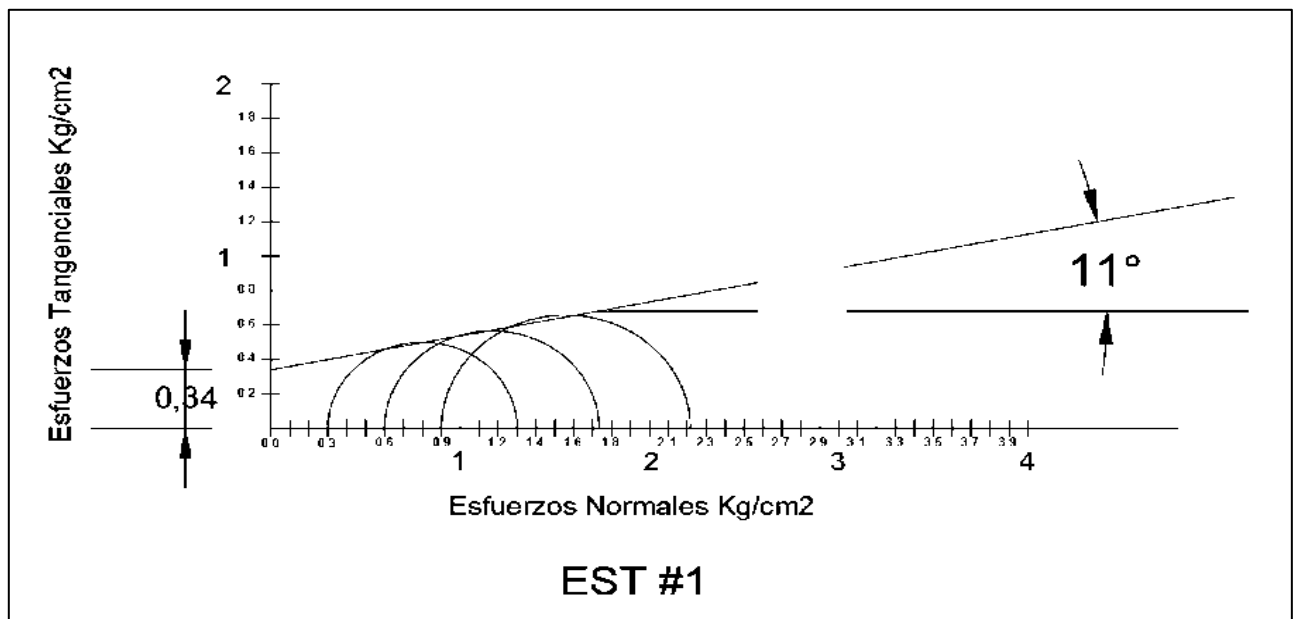
Gráfica 20 Esfuerzo.Deformación Prueba Triaxial $\sigma=0.6$ kg/cm² Est #1.

Tabla 40. Prueba Triaxial $\sigma=0.9 \text{ kg/cm}^2$ Est#1.

Obra: Tesis Victor Calderón Mendoza			COMPRESIÓN TRIAXIAL $\sigma_3 = 0.90 \text{ kg/cm}^2$						
Estrato #: 1									
Muestra N: 4									
Prof: 1.10 m									
D _s =	3.44	cm	A _s =	9.294	W _m =	138.8	ESFUERZO MAX.=	1.3160	kg/cm ²
D _c =	3.46	cm	A _c =	9.402	V=	81.964	CENTRO=	1.558	kg/cm ²
D _i =	3.52	cm	A _i =	9.731	γ _m =	1.693	RADIO=	0.658	kg/cm ²
H _m =	8.68	cm	A _m = A _s +4A _c +A _i = 9.294+4*9.402+9.731			=	9.439 cm ²		
6									
1	2	3	4	5	6	7	8		
Lectura del micrómetro de deformación	Lectura de micrómetro de carga	Carga 0.6	Deformación total	Deformación unitaria	1- Deformación unitaria	Área corregida	Esfuerzo	Contenido de Agua	
mm	mm	kg	mm	-----	-----	cm ²	kg/cm ²		
0	1	0.6	0	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	Cápsula N°	R
5	1.5	0.9	0.127	0.0015	0.9985	9.6182	0.0936	Peso cápsula + s.h	228.6
10	2.5	1.5	0.254	0.0029	0.9971	9.6323	0.1557	Peso cápsula + s.s	194.1
15	3.5	2.1	0.381	0.0044	0.9956	9.6464	0.2177	Peso agua	34.5
20	4.8	2.88	0.508	0.0059	0.9941	9.6606	0.2981	Peso Cápsula	89.8
25	6	3.6	0.635	0.0073	0.9927	9.6749	0.3721	Peso suelo seco	104.3
30	8	4.8	0.762	0.0088	0.9912	9.6891	0.4954	W %	33.08
35	9.5	5.7	0.889	0.0102	0.9898	9.7035	0.5874		
40	10.8	6.48	1.016	0.0117	0.9883	9.7178	0.6668		
45	12	7.2	1.143	0.0132	0.9868	9.7322	0.7398		
50	13.1	7.86	1.27	0.0146	0.9854	9.7467	0.8064		
55	14	8.4	1.397	0.0161	0.9839	9.7612	0.8606		
60	15.5	9.3	1.524	0.0176	0.9824	9.7757	0.9513		
65	16.5	9.9	1.651	0.0190	0.9810	9.7903	1.0112		
70	17	10.2	1.778	0.0205	0.9795	9.8049	1.0403		
75	17.8	10.68	1.905	0.0219	0.9781	9.8195	1.0876		
80	18	10.8	2.032	0.0234	0.9766	9.8342	1.0982		
85	18.5	11.1	2.159	0.0249	0.9751	9.8490	1.1270		
90	19.1	11.46	2.286	0.0263	0.9737	9.8638	1.1618		
95	19.5	11.7	2.413	0.0278	0.9722	9.8786	1.1844		
100	19.8	11.88	2.54	0.0293	0.9707	9.8935	1.2008		
105	20	12	2.667	0.0307	0.9693	9.9084	1.2111		
110	20.2	12.12	2.794	0.0322	0.9678	9.9234	1.2214		
115	20.5	12.3	2.921	0.0336	0.9664	9.9384	1.2376		
120	20.8	12.48	3.048	0.0351	0.9649	9.9535	1.2538		
125	21	12.6	3.175	0.0366	0.9634	9.9686	1.2640		
130	21.1	12.66	3.302	0.0380	0.9620	9.9838	1.2681		
135	21.3	12.78	3.429	0.0395	0.9605	9.9990	1.2781		
140	21.5	12.9	3.556	0.0410	0.9590	10.0142	1.2882		
145	21.8	13.08	3.683	0.0424	0.9576	10.0295	1.3042		
150	21.9	13.14	3.81	0.0439	0.9561	10.0449	1.3081		
155	22	13.2	3.937	0.0453	0.9547	10.0602	1.3121		
160	22.1	13.26	4.064	0.0468	0.9532	10.0757	1.3160		
165	22.1	13.26	4.191	0.0483	0.9517	10.0912	1.3140		
170	22.2	13.32	4.318	0.0497	0.9503	10.1067	1.3179		
175	22.4	13.44	4.445	0.0512	0.9488	10.1223	1.3278		
180	22.6	13.56	4.572	0.0527	0.9473	10.1379	1.3376		
185	22.7	13.62	4.699	0.0541	0.9459	10.1536	1.3414		
190	22.9	13.74	4.826	0.0556	0.9444	10.1693	1.3511		
195	23	13.8	4.953	0.0570	0.9430	10.1851	1.3549		
200	23	13.8	5.08	0.0585	0.9415	10.2009	1.3528		
205	23	13.8	5.207	0.0600	0.9400	10.2168	1.3507		
210	23	13.8	5.334	0.0614	0.9386	10.2327	1.3486		



Gráfica 21. Esfuerzo-Deformación Prueba Triaxial $\sigma=0.9 \text{ kg/cm}^2$ Est#1.



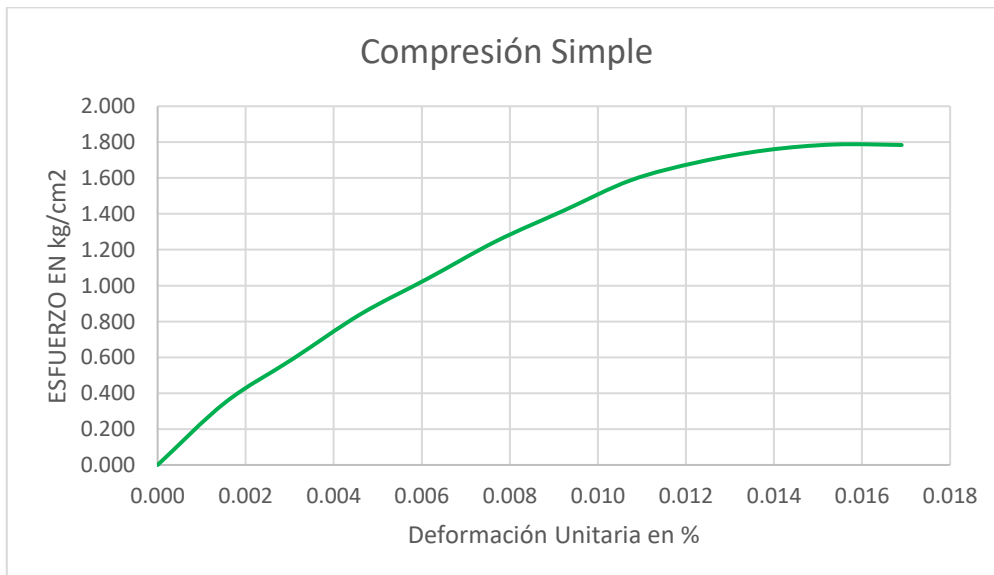
Gráfica 22. Círculos de Mohr Est# 1.

La prueba triaxial nos ayuda a obtener dos factores esencialmente importantes para calcular la capacidad de carga, tras haber obtenido las envolventes de falla del estudio en cuestión, los cuales son la cohesión y el ángulo de fricción interna y mediante los datos calculados obtuvimos $c= 0.34 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi= 11^\circ$.

5.11.- Compresión Simple Est # 2

Tabla 41. Compresión Simple Est#2.

Obra:		Tesis Victor Calderón Mendoza		COMPRESIÓN SIMPLE $\sigma_3 = 0.00 \text{ kg/cm}^2$					
Estrato #:		2							
Muestra N:		1							
Prof:		2.10 m							
D _s =	3.31	cm	A _s =	8.605	W _m =	125.5	ESFUERZO MAX=	1.7869	kg/cm ²
D _c =	3.31	cm	A _c =	8.605	V=	71.06	CENTRO=	0.893	kg/cm ²
D _i =	3.3	cm	A _i =	8.553	γ _m =	1.77	RADIO=	0.893	kg/cm ²
H _m =	8.27	cm	A _m = A _s +4A _c +A _i =			8.605+4*8.605+8.553	=	8.596	cm ²
6									
1	2	3	4	5	6	7	8		
Lectura del micrómetro de deformación	Lectura de micrómetro de carga	Carga 0.6	Deformación total	Deformación unitaria	1- Deformación unitaria	Área corregida	Esfuerzo	Contenido de Agua	
mm	mm	kg	mm	-----	-----	cm ²	kg/cm ²		
0	0	0	0	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	Cápsula N°	E
5	5	3	0.127	0.0015	0.9985	8.6095	0.3485	Peso cápsula + s.h	211.6
10	8.5	5.1	0.254	0.0031	0.9969	8.6227	0.5915	Peso cápsula + s.s	181.3
15	12.1	7.26	0.381	0.0046	0.9954	8.6361	0.8407	Peso agua	30.3
20	15	9	0.508	0.0061	0.9939	8.6494	1.0405	Peso Cápsula	86.1
25	18	10.8	0.635	0.0077	0.9923	8.6628	1.2467	Peso suelo seco	95.2
30	20.5	12.3	0.762	0.0092	0.9908	8.6762	1.4177	W %	31.83
35	23	13.8	0.889	0.0108	0.9892	8.6897	1.5881		
40	24.5	14.7	1.016	0.0123	0.9877	8.7032	1.6890		
45	25.5	15.3	1.143	0.0138	0.9862	8.7168	1.7552		
50	26	15.6	1.27	0.0154	0.9846	8.7304	1.7869		
55	26	15.6	1.397	0.0169	0.9831	8.7440	1.7841		

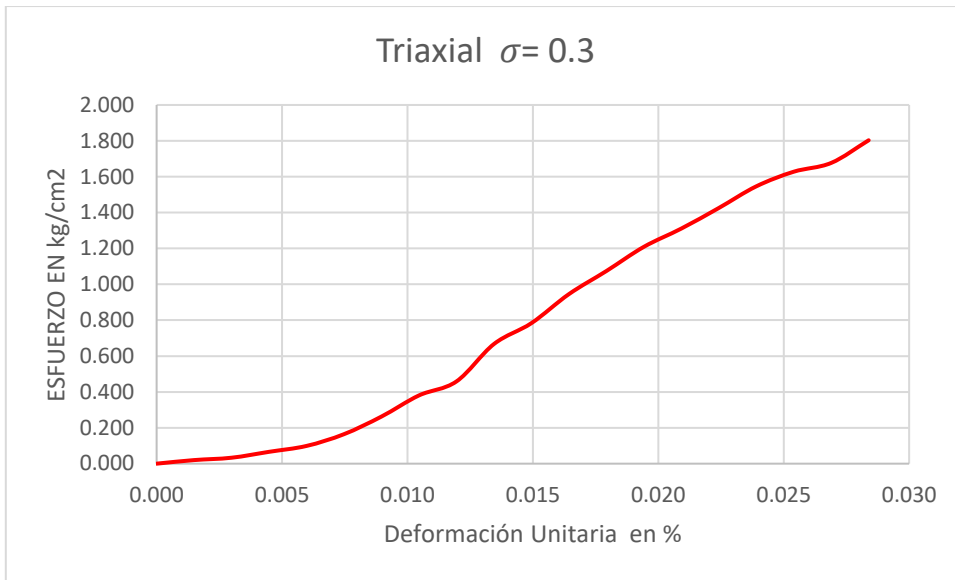


Gráfica 223. Esfuerzo-Deformación Compresión Simple Est# 2.

5.12.- Prueba Triaxial Est # 2.

Tabla 42. Prueba Triaxial $\sigma=0.3 \text{ kg/cm}^2$.

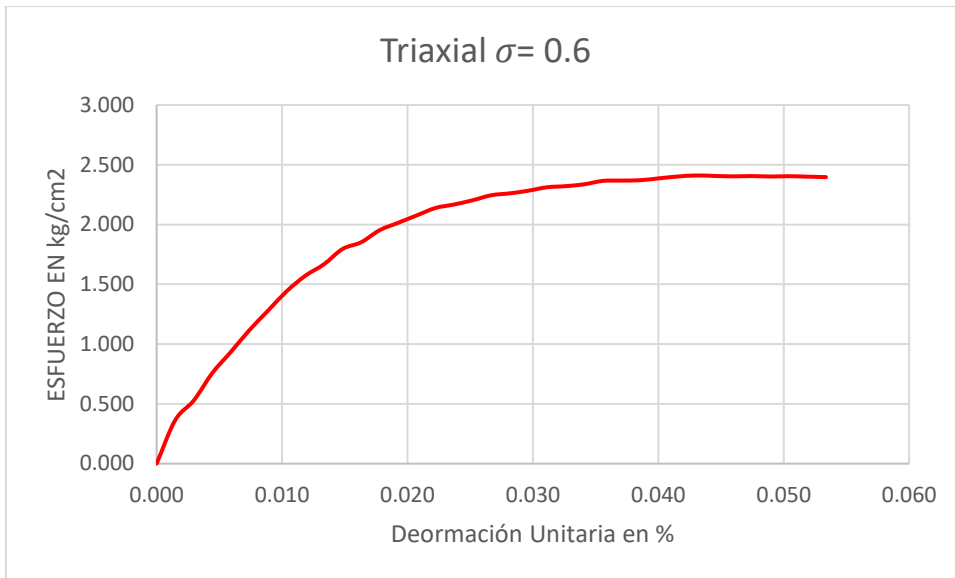
Obra: Tesis Victor Calderón Mendoza						COMPRESIÓN TRIAXIAL $\sigma_3 = 0.30 \text{ kg/cm}^2$			
Estrato #: 2									
Muestra N: 2									
Prof: 2.10 m									
Ds=	3.38	cm	As=	8.97	Wm=	125.6	ESFUERZO MAX=	1.9460	kg/cm ²
Dc=	3.39	cm	Ac=	9.03	V=	76.95	CENTRO=	1.273	kg/cm ²
Di=	3.43	cm	Ai=	9.24	γ_m =	1.63	RADIO=	0.973	kg/cm ²
Hm=	8.50	cm	Am= As+4Ac+Ai = 8.97+4*9.03+9.24 =			6		9.053 cm ²	
1	2	3	4	5	6	7	8		
Lectura del micrómetro de deformación	Lectura de micrómetro de carga	Carga 0.6	Deformación total	Deformación unitaria	1- Deformación unitaria	Área corregida	Esfuerzo	Contenido de Agua	
mm	mm	kg	mm	-----	-----	cm ²	kg/cm ²		
0	0	0	0	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	Cápsula N°	A
5	0.3	0.18	0.127	0.0015	0.9985	9.0663	0.0199	Peso cápsula + s.h	190.6
10	0.5	0.3	0.254	0.0030	0.9970	9.0799	0.0330	Peso cápsula + s.s	159.7
15	1	0.6	0.381	0.0045	0.9955	9.0935	0.0660	Peso agua	30.9
20	1.5	0.9	0.508	0.0060	0.9940	9.1072	0.0988	Peso Cápsula	65
25	2.5	1.5	0.635	0.0075	0.9925	9.1209	0.1645	Peso suelo seco	94.7
30	4	2.4	0.762	0.0090	0.9910	9.1346	0.2627	W %	32.63
35	5.8	3.48	0.889	0.0105	0.9895	9.1484	0.3804		
40	7	4.2	1.016	0.0120	0.9880	9.1622	0.4584		
45	10.2	6.12	1.143	0.0134	0.9866	9.1761	0.6669		
50	12	7.2	1.27	0.0149	0.9851	9.1900	0.7835		
55	14.5	8.7	1.397	0.0164	0.9836	9.2040	0.9452		
60	16.5	9.9	1.524	0.0179	0.9821	9.2180	1.0740		
65	18.6	11.16	1.651	0.0194	0.9806	9.2320	1.2088		
70	20.2	12.12	1.778	0.0209	0.9791	9.2461	1.3108		
75	22	13.2	1.905	0.0224	0.9776	9.2603	1.4254		
80	23.9	14.34	2.032	0.0239	0.9761	9.2744	1.5462		
85	25.2	15.12	2.159	0.0254	0.9746	9.2887	1.6278		
90	26	15.6	2.286	0.0269	0.9731	9.3029	1.6769		
95	28	16.8	2.413	0.0284	0.9716	9.3172	1.8031		
100	28.6	17.16	2.54	0.0299	0.9701	9.3316	1.8389		
105	29	17.4	2.667	0.0314	0.9686	9.3460	1.8618		
110	29.8	17.88	2.794	0.0329	0.9671	9.3604	1.9102		
115	30.1	18.06	2.921	0.0344	0.9656	9.3749	1.9264		
120	30.3	18.18	3.048	0.0359	0.9641	9.3894	1.9362		
125	30.5	18.3	3.175	0.0374	0.9626	9.4040	1.9460		
130	30.5	18.3	3.302	0.0388	0.9612	9.4186	1.9430		
135	30.5	18.3	3.429	0.0403	0.9597	9.4333	1.9399		



Gráfica 234. Esfuerzo.Deformación Prueba Triaxial $\sigma=0.3$ kg/cm² Est#2.

Tabla 43. Prueba Triaxial $\sigma=0.6 \text{ kg/cm}^2$.

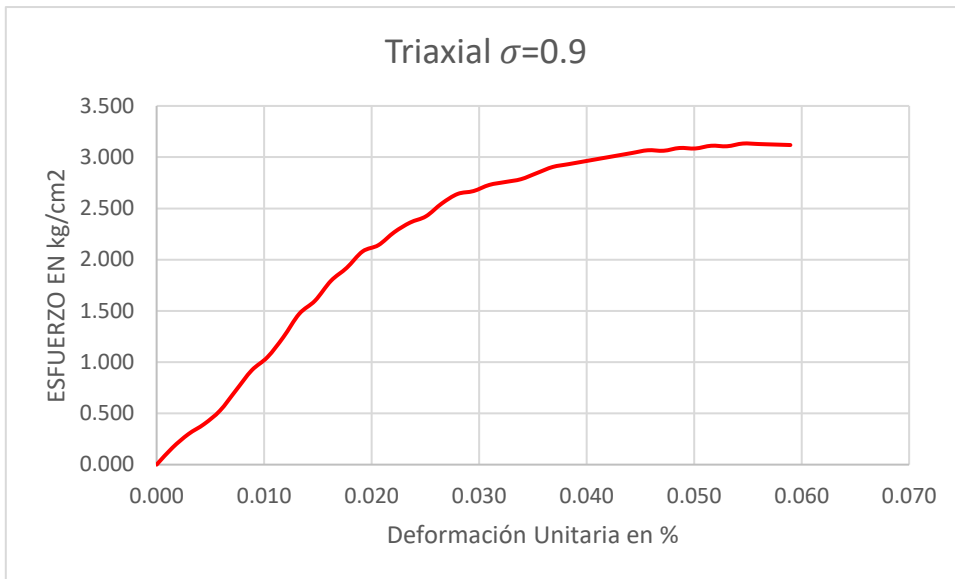
Obra: Tesis Victor Calderón Mendoza				<i>COMPRESIÓN TRIAXIAL</i>					
Estrato #: 2									
Muestra N: 3									
Prof: 2.10 m									
$\sigma_3 = 0.60 \text{ kg/cm}^2$									
Ds=	3.44	cm	As=	9.29	Wm=	127.2	ESFUERZO MAX=	2.4103	kg/cm2
Dc=	3.38	cm	Ac=	8.97	V=	77.94	CENTRO=	1.805	kg/cm2
Di=	3.46	cm	Ai=	9.40	ym=	1.63	RADIO=	1.205	kg/cm2
Hm=	8.57	cm	Am= As+4Ac+Ai = 9.29+4*8.97+9.40 =			9.098		cm2	
6									
1	2	3	4	5	6	7	8		
Lectura del micrómetro de deformación	Lectura de micrómetro de carga	Carga 0.6	Deformación total	Deformación unitaria	1- Deformación unitaria	Área corregida	Esfuerzo	Contenido de Agua	
mm	mm	kg	mm	-----	-----	cm2	kg/cm2		
0	3	1.8	0	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	Cápsula N°	5
5	5.5	3.3	0.127	0.0015	0.9985	9.0662	0.3640	Peso cápsula + s.h	207.6
10	8	4.8	0.254	0.0030	0.9970	9.0796	0.5287	Peso cápsula + s.s	176.9
15	11.5	6.9	0.381	0.0044	0.9956	9.0932	0.7588	Peso agua	30.7
20	14.2	8.52	0.508	0.0059	0.9941	9.1067	0.9356	Peso Cápsula	80.4
25	17	10.2	0.635	0.0074	0.9926	9.1203	1.1184	Peso suelo seco	96.5
30	19.5	11.7	0.762	0.0089	0.9911	9.1340	1.2809	W %	31.81
35	22	13.2	0.889	0.0104	0.9896	9.1477	1.4430		
40	24	14.4	1.016	0.0119	0.9881	9.1614	1.5718		
45	25.5	15.3	1.143	0.0133	0.9867	9.1751	1.6675		
50	27.5	16.5	1.27	0.0148	0.9852	9.1889	1.7956		
55	28.4	17.04	1.397	0.0163	0.9837	9.2028	1.8516		
60	30	18	1.524	0.0178	0.9822	9.2167	1.9530		
65	31	18.6	1.651	0.0193	0.9807	9.2306	2.0150		
70	32	19.2	1.778	0.0208	0.9792	9.2446	2.0769		
75	33	19.8	1.905	0.0222	0.9778	9.2586	2.1386		
80	33.5	20.1	2.032	0.0237	0.9763	9.2727	2.1677		
85	34.1	20.46	2.159	0.0252	0.9748	9.2868	2.2031		
90	34.8	20.88	2.286	0.0267	0.9733	9.3009	2.2449		
95	35.1	21.06	2.413	0.0282	0.9718	9.3151	2.2608		
100	35.5	21.3	2.54	0.0296	0.9704	9.3293	2.2831		
105	36	21.6	2.667	0.0311	0.9689	9.3436	2.3117		
110	36.2	21.72	2.794	0.0326	0.9674	9.3579	2.3210		
115	36.5	21.9	2.921	0.0341	0.9659	9.3723	2.3367		
120	37	22.2	3.048	0.0356	0.9644	9.3867	2.3650		
125	37.1	22.26	3.175	0.0371	0.9629	9.4011	2.3678		
130	37.2	22.32	3.302	0.0385	0.9615	9.4156	2.3705		
135	37.5	22.5	3.429	0.0400	0.9600	9.4302	2.3860		
140	37.8	22.68	3.556	0.0415	0.9585	9.4448	2.4013		
145	38	22.8	3.683	0.0430	0.9570	9.4594	2.4103		
150	38	22.8	3.81	0.0445	0.9555	9.4741	2.4066		
155	38	22.8	3.937	0.0460	0.9540	9.4888	2.4028		
160	38.1	22.86	4.064	0.0474	0.9526	9.5036	2.4054		
165	38.1	22.86	4.191	0.0489	0.9511	9.5184	2.4017		
170	38.2	22.92	4.318	0.0504	0.9496	9.5332	2.4042		
175	38.2	22.92	4.445	0.0519	0.9481	9.5481	2.4005		
180	38.2	22.92	4.572	0.0534	0.9466	9.5631	2.3967		



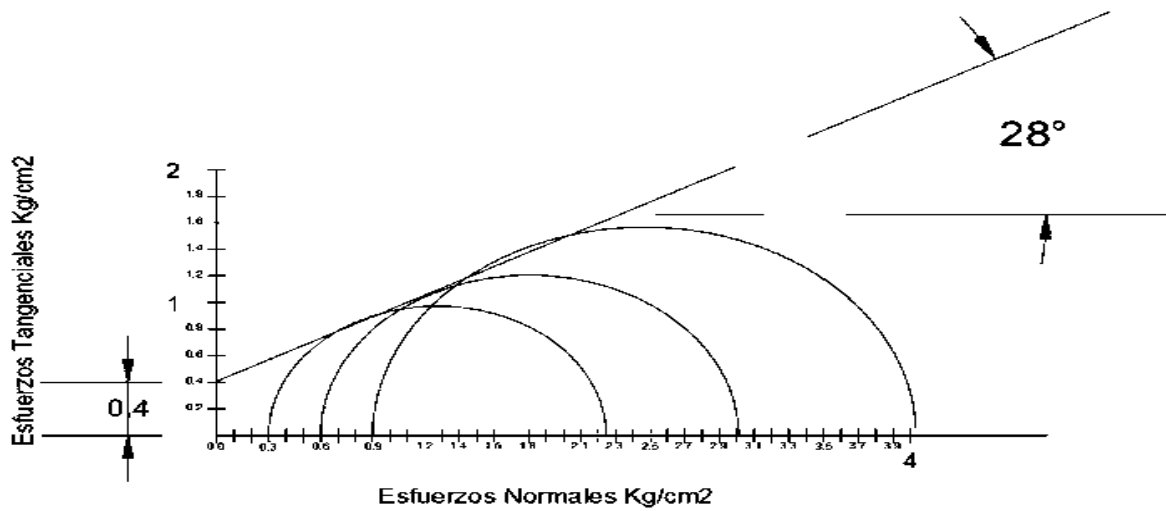
Gráfica 245. Esfuerzo.Deformación Prueba Triaxial $\sigma=0.6$ kg/cm² Est#2.

Tabla 44. Prueba Triaxial $\sigma=0.9 \text{ kg/cm}^2$. Est#2.

Obra: Tesis Victor Calderón Mendoza		COMPRESIÓN TRIAXIAL $\sigma_3 = 0.90 \text{ kg/cm}^2$							
Estrato #: 2									
Muestra N: 4									
Prof: 2.10 m									
Ds=	3.41	cm	As=	9.133	Wm=	143.2	ESFUERZO MAX=	3.1332	kg/cm2
Dc=	3.40	cm	Ac=	9.079	V=	79.3	CENTRO=	2.467	kg/cm2
Di=	3.53	cm	Ai=	9.787	γ_m =	1.81	RADIO=	1.567	kg/cm2
Hm=	8.62	cm	Am= As+4Ac+Ai = 9.133+4*9.079+9.787 =			9.206		cm2	
6									
1	2	3	4	5	6	7	8	Contenido de Agua	
Lectura del micrómetro de deformación	Lectura de micrómetro de carga	Carga 0.6	Deformación total	Deformación unitaria	1-Deformación unitaria	Área corregida	Esfuerzo		
mm	mm	kg	mm	-----	-----	cm2	kg/cm2	Cápsula N°	F
0	1.5	0.9	0	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000		
5	2.5	1.5	0.127	0.0015	0.9985	9.0661	0.1655	Peso cápsula + s.h	228.9
10	4.5	2.7	0.254	0.0029	0.9971	9.0795	0.2974	Peso cápsula + s.s	194.5
15	6	3.6	0.381	0.0044	0.9956	9.0929	0.3959	Peso agua	34.4
20	8	4.8	0.508	0.0059	0.9941	9.1064	0.5271	Peso Cápsula	85.7
25	11	6.6	0.635	0.0074	0.9926	9.1199	0.7237	Peso suelo seco	108.8
30	14	8.4	0.762	0.0088	0.9912	9.1335	0.9197	W %	31.62
35	16	9.6	0.889	0.0103	0.9897	9.1471	1.0495		
40	19	11.4	1.016	0.0118	0.9882	9.1607	1.2444		
45	22.5	13.5	1.143	0.0133	0.9867	9.1744	1.4715		
50	24.5	14.7	1.27	0.0147	0.9853	9.1881	1.5999		
55	27.5	16.5	1.397	0.0162	0.9838	9.2019	1.7931		
60	29.5	17.7	1.524	0.0177	0.9823	9.2157	1.9206		
65	32	19.2	1.651	0.0192	0.9808	9.2296	2.0803		
70	33	19.8	1.778	0.0206	0.9794	9.2435	2.1421		
75	35	21	1.905	0.0221	0.9779	9.2574	2.2685		
80	36.5	21.9	2.032	0.0236	0.9764	9.2714	2.3621		
85	37.5	22.5	2.159	0.0251	0.9749	9.2854	2.4232		
90	39.5	23.7	2.286	0.0265	0.9735	9.2994	2.5485		
95	41	24.6	2.413	0.0280	0.9720	9.3135	2.6413		
100	41.5	24.9	2.54	0.0295	0.9705	9.3277	2.6695		
105	42.5	25.5	2.667	0.0310	0.9690	9.3419	2.7296		
110	43	25.8	2.794	0.0324	0.9676	9.3561	2.7576		
115	43.5	26.1	2.921	0.0339	0.9661	9.3704	2.7854		
120	44.5	26.7	3.048	0.0354	0.9646	9.3847	2.8451		
125	45.5	27.3	3.175	0.0368	0.9632	9.3991	2.9045		
130	46	27.6	3.302	0.0383	0.9617	9.4135	2.9320		
135	46.5	27.9	3.429	0.0398	0.9602	9.4279	2.9593		
140	47	28.2	3.556	0.0413	0.9587	9.4424	2.9865		
145	47.5	28.5	3.683	0.0427	0.9573	9.4569	3.0137		
150	48	28.8	3.81	0.0442	0.9558	9.4715	3.0407		
155	48.5	29.1	3.937	0.0457	0.9543	9.4861	3.0676		
160	48.5	29.1	4.064	0.0472	0.9528	9.5008	3.0629		
165	49	29.4	4.191	0.0486	0.9514	9.5155	3.0897		
170	49	29.4	4.318	0.0501	0.9499	9.5303	3.0849		
175	49.5	29.7	4.445	0.0516	0.9484	9.5451	3.1115		
180	49.5	29.7	4.572	0.0531	0.9469	9.5600	3.1067		
185	50	30	4.699	0.0545	0.9455	9.5749	3.1332		
190	50	30	4.826	0.0560	0.9440	9.5898	3.1283		
195	50	30	4.953	0.0575	0.9425	9.6048	3.1234		
200	50	30	5.08	0.0590	0.9410	9.6199	3.1185		



Gráfica 256. Esfuerzo-Deformación Prueba Triaxial $\sigma=0.9 \text{ kg/cm}^2$ Est#2.



EST #2

Gráfica 27. Círculos de Mohr Est# 2.

La prueba triaxial nos ayuda a obtener dos factores esencialmente importantes para calcular la capacidad de carga, tras haber obtenido las envolventes de falla del estudio en cuestión, son la cohesión y el ángulo de fricción interna y mediante los datos calculados obtuvimos $c= 0.4\text{kg/cm}^2$ y $\phi= 28^\circ$.

5.13.- Calculo de la Capacidad de Carga Est # 1

Capacidad de carga en función de Df.								
Falla General								
	Zapatas Continuas				Zapatas Aisladas			
Df	q_{adm} (t/m²)				q_{adm} (t/m²)			
0.0	9.97	+	0.42	B	12.96	+	0.33	B
0.5	10.75	+	0.42	B	13.74	+	0.33	B
0.8	11.22	+	0.42	B	14.21	+	0.33	B
1.0	11.53	+	0.42	B	14.53	+	0.33	B
1.2	11.85	+	0.42	B	14.84	+	0.33	B
1.5	12.32	+	0.42	B	15.31	+	0.33	B
2.0	13.10	+	0.42	B	16.09	+	0.33	B
2.5	13.88	+	0.42	B	16.87	+	0.33	B
3.0	14.66	+	0.42	B	17.65	+	0.33	B
3.5	15.44	+	0.42	B	18.43	+	0.33	B
4.0	16.22	+	0.42	B	19.21	+	0.33	B

Falla Local								
	Zapatas Continuas				Zapatas Aisladas			
Df	q_{adm} (t/m²)				q_{adm} (t/m²)			
0.0	5.51	+	0.22	B	7.17	+	0.18	B
0.8	6.41	+	0.22	B	8.06	+	0.18	B
1.0	6.64	+	0.22	B	8.29	+	0.18	B
1.2	6.86	+	0.22	B	8.51	+	0.18	B
1.5	7.20	+	0.22	B	8.85	+	0.18	B
2.0	7.76	+	0.22	B	9.41	+	0.18	B
2.5	8.32	+	0.22	B	9.97	+	0.18	B
3.0	8.88	+	0.22	B	10.53	+	0.18	B
3.5	9.44	+	0.22	B	11.09	+	0.18	B
4.0	10.00	+	0.22	B	11.66	+	0.18	B
4.5	10.56	+	0.22	B	12.22	+	0.18	B
5.0	11.12	+	0.22	B	12.78	+	0.18	B

Para el caso del cálculo de la capacidad de carga del Est#1 y tomando los factores obtenidos de la prueba triaxial que son la cohesión y el ángulo de fricción interna se estiman los cálculos por Falla Local, debido a que se trata de un suelo blando.

5.14 Calculo de la capacidad de Carga Est #2

Capacidad de carga en función de Df.						
Falla General						
	Zapatas Continuas			Zapatas Aisladas		
Df	q_{adm} (t/m²)			q_{adm} (t/m²)		
0.0	34.40	+	4.76 B	44.73	+	3.81 B
0.5	38.60	+	4.76 B	48.92	+	3.81 B
0.8	41.12	+	4.76 B	51.44	+	3.81 B
1.0	42.79	+	4.76 B	53.12	+	3.81 B
1.2	44.47	+	4.76 B	54.79	+	3.81 B
1.5	46.99	+	4.76 B	57.31	+	3.81 B
2.0	51.19	+	4.76 B	61.51	+	3.81 B
2.5	55.38	+	4.76 B	65.70	+	3.81 B
3.0	59.58	+	4.76 B	69.90	+	3.81 B
3.5	63.77	+	4.76 B	74.09	+	3.81 B
4.0	67.97	+	4.76 B	78.29	+	3.81 B

Falla Local						
	Zapatas Continuas			Zapatas Aisladas		
Df	q_{adm} (t/m²)			q_{adm} (t/m²)		
0.0	12.79	+	1.43 B	16.63	+	1.15 B
0.8	15.57	+	1.43 B	19.41	+	1.15 B
1.0	16.27	+	1.43 B	20.11	+	1.15 B
1.2	16.97	+	1.43 B	20.80	+	1.15 B
1.5	18.01	+	1.43 B	21.85	+	1.15 B
2.0	19.75	+	1.43 B	23.59	+	1.15 B
2.5	21.49	+	1.43 B	25.32	+	1.15 B
3.0	23.23	+	1.43 B	27.06	+	1.15 B
3.5	24.96	+	1.43 B	28.80	+	1.15 B
4.0	26.70	+	1.43 B	30.54	+	1.15 B
4.5	28.44	+	1.43 B	32.28	+	1.15 B
5.0	30.18	+	1.43 B	34.02	+	1.15 B

Para el caso del cálculo de la capacidad de carga del Est#2 y tomando los factores obtenidos de la prueba triaxial que son la cohesión y el ángulo de fricción interna se estiman los cálculos por Falla Local, debido a que se trata de un suelo blando, de igual manera se recomienda que la profundidad de desplante sea de Df=1.50m y que no sobrepase una capacidad de carga admisible de 19.0 kg/cm².

6.- CONCLUSION

Para la investigación de esta tesis se obtuvieron las principales propiedades índice y mecánicas del suelo realizando las pruebas y análisis correspondiente en laboratorio.

Tras haber realizado la granulometría para el Estrato #1 se obtuvo que un 5.75% del material corresponde a agregados gruesos (arena), por lo que el resto del material 94.25% se considera como agregado fino el cual pasó la malla N° 200, lo que significa que la prueba de límites de consistencia determinó el tipo de material.

Para el caso del Estrato #2 se obtuvo que un 9.15% del material corresponde a agregado grueso, y el resto del material 90.85% paso la malla N°200 agregado fino a lo que el material de igual manera se clasifico con ayuda de los límites de consistencia

Como ya se mencionó en la granulometría el material se clasifico mediante la prueba de límites de consistencia.

Para el caso del Estrato #1 tuvimos como resultado:

Un material tipo **CH** que se describe como una Arcilla negra de alta compresibilidad.

También en esta prueba se obtiene valores como Limite Liquido con un 73.94%, un Limite Plástico de 27.45%, Índice Plástico de 46.48%, Contracción Lineal 18.70% y Contracción Volumétrica de 74.7%.

Para el caso del Estrato #2 tuvimos como resultado:

Un material tipo **MH** que se describe como un Limo gris de alta compresibilidad.

También se obtienen valores como Limite Liquido con un 54.18%, un Limite Plástico de 31.58%, Índice Plástico de 22.60%, Contracción Lineal 13.19% y Contracción Volumétrica de 53.7%.

Para el caso de la prueba de compactación y debido a la clasificación del material se realizó con los parámetros indicados para la variante tipo A.

Correspondiente al Estrato #1 (CH), los parámetros importantes de la prueba que se encontraron con los diferentes ensayos corresponden a una humedad optima de $\omega=30.01\%$ y un peso volumétrico seco máximo de $\gamma_d=1.32 \text{ kg/cm}^2$.

Correspondiente al Estrato #2 (MH), los parámetros de la prueba que se encontraron con los diferentes ensayos corresponden a una humedad optima de $\omega=23.90\%$ y un peso volumétrico seco máximo de $\gamma_d=1.30 \text{ kg/cm}^2$.

Los valores comprendidos para la Densidad de Sólidos corresponden para el Estrato #1 fue $S_s=2.5$ y para el Estrato #2 $S_s=2.6$.

Para la realización de la prueba de Consolidación cabe mencionar que el material fue trabajado en estado remoldeado que corresponde al Est #1 (CH) ubicado a una profundidad de 1.10 m, el contenido de agua inicial $W_i= 37.13\%$ y $W_f=40.41\%$, una relación de vacíos $e_i= 1.13$ y $e_f=0.86$ obteniendo también un esfuerzo máximo de $\sigma_{MAX}= 1.61 \text{ kg/cm}^2$. De acuerdo a la curva de compresibilidad véase en la Grafica 12 si presenta un asentamiento mayor al ser retirada la carga.

De igual manera para el Estrato #2 el material fue trabajado en estado remoldeado ubicado a una profundidad de 3.20 m, el contenido de agua inicial $W_i= 33.41\%$ y $W_f=42.15\%$, una relación de vacíos $e_i= 1.06$ y $e_f=1.04$ obteniendo también un esfuerzo máximo de $\sigma_{MAX}= 1.13 \text{ kg/cm}^2$.

De acuerdo a la curva de compresibilidad véase en la Grafica 17 el suelo no presenta asentamiento y al ser retirada la carga no regresa a su estado original.

La prueba triaxial nos ayuda a obtener dos factores esencialmente importantes para calcular la capacidad de carga, tras haber obtenido las envolventes de falla del estudio en cuestión del, los cuales son la cohesión y el ángulo de fricción interna y mediante los datos calculados obtuvimos para el Estrato #1, $c= 0.34\text{kg/cm}^2$ y $\phi= 11^\circ$.

Y para el Estrato #2 tuvimos una cohesión $c= 0.4\text{kg/cm}^2$ y el ángulo de fricción interna $\phi= 28^\circ$.

Para el caso del cálculo de la capacidad de carga del Est#1 y tomando los factores obtenidos de la prueba triaxial que son la cohesión y el ángulo de fricción interna se estiman los cálculos por Falla Local, debido a que se trata de un suelo blando.

Para el caso del cálculo de la capacidad de carga del Est#2 y tomando los factores obtenidos de la prueba triaxial que son la cohesión y el ángulo de fricción interna se estiman los cálculos por Falla Local, debido a que se trata de un suelo blando, de igual manera se recomienda que la profundidad de desplante sea de $D_f=1.50\text{m}$ y que no sobrepase una capacidad de carga admisible de 19.0 t/m^2 .

Para no llegar a tener incidentes futuros, tanto de algún hundimiento o daños a la estructura se tiene que tomar decisiones correctas como a que profundidad o en este caso en cual estrato se llegara a desplantar la cimentación, buscando el estrato mas firme para soportar la estructura y con las mejores condiciones mecánicas por eso se recomienda una profundidad de desplante mínimo de 1.50 m, así como un correcto diseño de la misma y que no sobrepase el valor de capacidad de carga admisible para que no quede demasiada sobrada.

7.- REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

ARTICULOS

LIBROS

- J.A, D. R. (1999). Thixotropy the case of Mexico city soils (Vol. 1). Iguazu,Brazil.
- M.Das, B. (2001). Fundamentos de Ingenieria Geotecnica. Sacramento,California: California Editorial Thomson Learning.
- Olivares, A. (2011). Estudio de la Tixotropía de los Sedimentos lacustres de la Ciudad de México. Tesis de Maestría. IPN, Ciudad de México.
- Reid, P. B. (2000). Mecanica de Suelos Department of Civil Engineering University of Salford. Salford: McGraw-Hill.
- Rodriguez, J. B. (2010). Mecanica deSuelos TOMO I Fundamentos de la Mecanica de Suelos. Ciudad de Mexico: Limusa.
- Ruelas, I. L. (2008). Manual de 7° Semestre Laboratorio de Mecanica de Suelos. Morelia,Mexico: UMSNH.
- Ruelas, I. L. (2008). Manual de 8° Semestre, Laboratorio de Mecanica de Suelos . Morelia,Mexico: UMSNH.

NORMAS

- México. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación (ONNCCE). Compactación Dinámica Estándar y Modificada Métodos de ensayos. NMX-C-476-ONNCCE-2013.
- México. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación (ONNCCE). Determinación del contenido de agua mediante horno. NMX-C-475-ONNCCE-2013.
- México. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación. Sondeos de Pozo a Cielo Abierto. NMX-C-430-ONNCCE-2002.
- México. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación (ONNCCE). Métodos de Preparación de Muestras. NMX-C-468-ONNCCE-2018.
- México. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación (ONNCCE). Determinación del Contenido de Agua de los Suelos Mediante secado rápido. NMX-C-503-ONNCCE-2015.

México. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación (ONNCCE). Determinación de las masas Volumétricas y Coeficientes de Variación Volumétrica-Métodos de Ensayo. NMX-C-528-ONNCCE-2017.

México. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación (ONNCCE). Ensaye de Compresión Triaxial- Método de Prueba. NMX-C-432-ONNCCE-2002.

México. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación (ONNCCE). Determinación de la Composición Granular. NMX-C-496-ONNCCE-2014.

México. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación (ONNCCE). Métodos de Muestreo. NMX-C-467-ONNCCE-2013.

México. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación (ONNCCE). Toma de Muestra Alterada e Inalterada- Métodos de Prueba. NMX-C-431-ONNCCE-2002.

México. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación (ONNCCE). Clasificación de Fragmentos de Roca y Suelos- Método de Ensayo. NMX-C-526-ONNCCE-2017.

México. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación (ONNCCE). Densidades Relativas- Método de Ensayo. NMX-C-532-ONNCCE-2017.

México. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación (ONNCCE). Límites de Consistencia- Método de Ensayo. NMX-C-493-ONNCCE-2018.

TESIS

olivares, A. (2011). Estudio de la Tixotropía de los Sedimentos lacustres de la Ciudad de México. Tesis de Maestría. IPN, Ciudad de México.

SITIOS WEB

Antonio Pola-Villaseñor, V. H.-M.-S.-M. (04 de Diciembre de 2006). Boletín de la Sociedad Mexicana Geologica . Obtenido de Boletín de la Sociedad Mexicana Geologica : <http://boletinsgm.igeolcu.unam.mx/bsgm/index.php/component/content/article/180-sitio/articulos/cuarta-epoca/5802/652-5802-1-pola>