

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

En la Mecánica de Suelos la resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúen sobre ellos, sin fallar.

La densidad es una magnitud escalar referida a la cantidad de masa contenida en un determinado volumen de una sustancia, en el caso de los suelos se utiliza la densidad aparente que es una magnitud aplicada en materiales porosos los cuales forman cuerpos heterogéneos con intersticios de aire u otra sustancia normalmente más ligera, de forma que la densidad total del cuerpo es menor que la densidad del material poroso si se compactase.

El problema de la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos puede decirse que constituye uno de los puntos fundamentales de toda la Mecánica de Suelos es por eso que durante varios años se ha buscado determinar varias metodologías teóricas, relacionando las características de los suelos.

Dichos estudios han ayudado en gran medida a llevar acabo el emplazamiento de la obra sin la necesidad de llevar acabo las prácticas que en muchos casos resultan costosas por la falta de los medios necesarios.

El creciente aumento en la población mundial y regional junto con la reducción de sitios adecuados para los asentamientos humanos, ha llevado a la construcción de obras civiles y privadas a cimentarse sobre suelos inestables. Para el caso de cualquier tipo de suelo es recomendable tener conocimiento de su ubicación y características para resolver algunos problemas específicos que se pueden presentar al construir sobre ellos.

Se busca que el sistema que forman la cimentación y el suelo no genere un mecanismo de falla que ponga en peligro la estabilidad de la obra. Desde el punto de

vista de la ingeniería, es necesario determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos involucrados en el mecanismo potencial de falla, sin embargo, dicha determinación implica grandes retos para el ingeniero de mecánica de suelos, en virtud de las variables involucrada.

El objetivo de este trabajo es realizar un estudio en el cual podamos relacionar el esfuerzo cortante en función de su densidad para suelos cohesivos, pudiendo obtener de esto ecuaciones y gráficas, con el desarrollo de una metodología dentro del marco conceptual de ensayos normalizados, que permitan simular el comportamiento de los esfuerzos cortantes a cambios de densidad.

Lo destacado de esta investigación es poder brindar al profesional una base para el pre diseño de una obra, al tener en si ecuaciones que pueden simular el comportamiento del esfuerzo cortante ante la variación de su densidad.

Teniendo también una aplicación teórica y práctica, pues se utilizaron Teorías ya estudiadas y verificadas como ser la de Morh-Coulomb, además de los ensayos de laboratorio que están dados en normas establecidas a nivel mundial como la de la ASTM D-3080.

1.2 Justificación

Un adecuado estudio de las características del suelo, puntualmente el esfuerzo cortante, constituye uno de los pilares fundamentales al momento de emplazar una obra civil. Sin embargo muchas veces la falta del equipo o instalaciones adecuadas en la zona de trabajo hace deficiente el estudio previo que deben tener los suelos, causando graves fallas en las obras que en muchos casos pueden resultar irreparables.

Sera un gran aporte analizar el comportamiento de los esfuerzos cortantes en suelos cohesivos, variando la densidad de los mismos, para obtener una curva de correlación, que ayude al proyectista a tener una idea aproximada al momento de hacer el pre diseño de alguna obra en la cual se trabaje con suelos cohesivos.

El aporte académico es mostrar el análisis de los resultados de los ensayos mostrando la variación del esfuerzo cortante en función de la densidad, a su vez se utilizaran las

teorías de falla de Morh-Coulomb, métodos empíricos que nos ayudaran a la obtención de los esfuerzos efectivos de los suelos.

Con esta investigación se pretende analizar el comportamiento del esfuerzo de corte a diferentes porcentajes de humedad, para poder conocer valores máximos, y conocer la humedad optima de un esfuerzo máximo en suelos cohesivos, de esta manera dejar un aporte, que sirva tanto para un estudiante como un profesional, para adentrarse en lo que son los esfuerzos de corte y la gran importancia que tienen los mismos al momento de emplazar una obra.

Los resultados obtenidos de este trabajo serán de gran aporte para el laboratorio de suelos de la universidad “JUAN MISAEL SARACHO”, el cual contara con una guía para realizar futuros estudios de los suelos, especialmente de los suelos cohesivos.

Se pretende contribuir gráficas y ecuaciones que sirvan al momento de realizar un ante proyecto, para así no realizar ensayos que no se encuentren disponibles por falta de instalaciones o equipo, o tal vez ensayos que resulten costosos por la falta de medios necesarios.

1.3 Identificación del Problema

¿Cuál es la incidencia que tiene la variación de la densidad en el esfuerzo cortante de suelos cohesivos?

1.4 Hipótesis

Si se hace una variación de la compactación en diferentes muestras de suelos cohesivos para obtener diversas densidades, entonces se podrá observar el comportamiento de la correlación entre la densidad y el esfuerzo cortante.

1.5 Objetivos

Los objetivos de la Determinación del esfuerzo cortante en función de la densidad aplicados a suelos cohesivos son los siguientes:

1.5.1 Objetivo General

“Determinar la correlación entre el esfuerzo cortante y la densidad de los suelos cohesivos, mediante la variación empírica de la compactación, con el fin de proporcionar ecuaciones y graficas que sirvan de base para el pre diseño”

1.5.2 Objetivos Específicos

- Extraer muestras de suelo cohesivo de diferentes zonas de la ciudad de Tarija, siguiendo las normas de muestreo establecidas.
- Determinar las características de las muestras extraídas, realizando los ensayos establecidos para su clasificación.
- Determinar las densidades de los suelos cohesivos.
- Evaluar los procedimientos de laboratorios y metodologías de cálculo para determinar el esfuerzo de córtate directo.
- Determinar los esfuerzos cortantes en suelos cohesivos.
- Evaluar los esfuerzos cortantes en los suelos cohesivos, determinando las propiedades de los mismos.
- Analizar los efectos que producen las variaciones de densidades en los suelos, aplicados a los esfuerzos cortantes.
- Establecer una curva de correlación del esfuerzo cortante y la densidad de los suelos cohesivos.
- Establecer las conclusiones y Recomendaciones del estudio.

1.6 Alcance Del Estudio

El capítulo I, muestra una introducción acerca de la importancia que tiene, hacer un estudio del esfuerzo cortante de los suelos cohesivos en función de su densidad, dando como resultado una curva en la cual veremos la variación del esfuerzo según la densidad de los suelos para la construcción de una obra civil.

Asimismo se llevaran a cabo diferentes ensayos de laboratorios enfocándonos en suelos que poseen características de cohesión y plasticidad. Los mismos pueden ser arcillas o limos sin componentes granulares.

No se puede obviar que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos “cohesivos” es de más difícil determinación que en los suelos friccionantes, pues en los primeros la estructura del suelo no puede adaptarse con suficiente flexibilidad a cualquier nueva condicione de esfuerzo que puedan presentarse; esto es debido, sobre todo, a la relativamente baja permeabilidad de estos suelos respecto a las arena; ahora, el agua requiere siempre periodos importantes de tiempo para moverse dentro de la masa del suelo. El análisis se hace más complejo al tomar en cuenta que las cantidades de agua movilizadas son ahora también mucho más importantes que en el caso de las arenas, por la comprensibilidad relativamente grande, característica de los suelos “cohesivos”.

Los ensayos se llevaran a cabo utilizando un equipo de la marca HUMBOLDT Modelo HM-2700.3F. Especializado en determinar **el esfuerzo cortante residual/directo**.

Este aparato se encuentra disponible en el laboratorio de Suelos de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

Se trazarán los objetivos que estarán relacionados con la finalidad principal del estudio; los mismos que se pretende alcanzar durante el desarrollo de este proyecto.

El estudio tiene su base en suelos cohesivos que predominan en varias zonas de nuestra región.

También se hará el desarrollo de los alcances de cada uno de los capítulos, para saber qué es lo que se va a estudiar y analizar en cada uno de ellos. Una vez teniendo éste conocimiento claro, se pretende llevarlo a la práctica lo que permitirá sacar conclusiones analizando las ventajas y beneficios del proyecto que se propone.

En el capítulo II, Se probaran diferentes densidades para realizar los ensayos, empezando por una densidad In Situ y de manera gradual se ira variando la misma para ver la reacción y el efecto que causa en el suelo dicha acción.

Se estudiaran:

- La mecánica de los suelos en general
- Los suelos cohesivos y sus características y propiedades.
- Las consideraciones fundamentales sobre los contenidos de humedad
- Un análisis de las densidades en suelos cohesivos

El Capítulo III, Para determinar los parámetros de la resistencia al corte de los materiales, la forma más común es la de realizar ensayos de laboratorio. Sin embargo los valores de la resistencia al cortante determinado en ensayos de laboratorio dependen de factores, tales como la calidad de las muestras, su tamaño y el método de ensayo. La resistencia al cortante depende del grado de saturación y este varía con el tiempo.

Se estudiaran:

- Los esfuerzos al corte en suelos cohesivos
- Los esfuerzos efectivos
- La resistencia máxima
- La resistencia residual

En el capítulo IV, Se escogerán las zonas en las cuales se obtendrán las muestras representativas de suelos cohesivos que ayudaran la elaboración del presente trabajo. Y se dará a conocer los estudios y ensayos de laboratorio necesarios para realizar este proyecto, dando a conocer los resultados finales de cada prueba. Se debe tomar muy

en cuenta que las muestras para los ensayos deben ser lo más representativas posibles con la situación real en el campo; deben ser tomadas lo más cercanamente posible a las probables superficies de falla y lo suficientemente grandes para eliminar efectos de borde.

Se presentaran los resultados obtenidos a lo largo del desarrollo del proyecto y al final del mismo, así también si se ha obtenido una metodología práctica de fácil interpretación para el análisis del esfuerzo cortante vs la densidad en suelos cohesivos

De esta manera podemos obtener una curva de estudio que nos pueda facilitar el trabajo en campo en caso de no existir el equipo necesario para realizar ensayos de corte.

En este capítulo se busca obtener resultados que logren satisfacer el propósito del trabajo, de manera que cada ensayo se realizara con mucha atención. Obteniendo resultados tanto In situ, como resultados en los cuales el laborista ira alterando de manera que se simulara varios estados del suelos para poder llegar a conclusiones que ayuden de manera general tratándose de los suelos cohesivos.

1.7 Metodología De Estudio

Este estudio para cumplir con los objetivos planteados seguirá la siguiente metodología.

- Para desarrollar el tema en sí se hace necesario estudiar y analizar los conocimientos referidos al tema del esfuerzo cortante de los suelos, sus densidades y comportamiento de los mismos en suelos cohesivos.
- Luego se determinara las zonas de donde se extraerán las muestras para realizar las prácticas de laboratorio.

Posteriormente se describirán los ensayos que se realizaran en laboratorio, que nos ayuden a la elaboración de una gráfica de esfuerzo de corte vs densidad haciendo

referencia a los resultados que se pretenden llegar y su aplicabilidad en nuestro medio.

Finalmente ese marco teórico descrito en los capítulos anteriores serán desarrollados en forma práctica en zonas de la ciudad de Tarija donde se encuentren mejor representados los suelos cohesivos aplicando los métodos de cálculo estudiados, y los ensayos de laboratorios descritos, llegando a definir la correlación de las densidades con el esfuerzo cortante del suelo para establecer conclusiones y recomendaciones de este estudio

CAPÍTULO II

FUNDAMENTOS DE LA MECÁNICA DE LOS SUELOS

2.1. Generalidades

2.1.1 Formación del Suelo

Desde el punto de vista de la Ingeniería Civil, un suelo puede definirse como la masa disgregada de materiales minerales y orgánicos, que cubren a la corteza sólida de rocas graníticas y basálticas de la Tierra.

El suelo se forma principalmente por acción del medio ambiente y por otros procesos geológicos que ocurren en la superficie de la roca sólida en o cerca de la superficie de la Tierra. Los efectos del medio ambiente, son el resultado de los fenómenos físicos y químicos, debido principalmente a los factores atmosféricos que modifican a la estructura y composición de las rocas. La acción del medio ambiente ocurre ya sea mediante medios físicos o químicos.

Desintegración Mecánica, el medio ambiente físico, algunas veces denominado *medio ambiente mecánico o desintegración mecánica*, causa la desintegración de la roca en tamaños más pequeños, mediante la acción de las fuerzas que se ejercen sobre la roca. Éstas fuerzas pueden deberse a la acción individual o combinada de factores tales como: el agua en movimiento, constituyéndose un importante elemento de erosión al arrastrar los fragmentos de rocas provocando fricción de unos con otros, también puede presentarse en forma de lluvia cayendo sobre las superficies pétreas y abriendo grietas tendiendo a llenar los espacios huecos de las rocas; dando origen a otro factor como es la congelación del agua que ejerce fuerte poder de fractura en la roca. El viento, es otro factor cuyo roce redondea y reduce el tamaño de las partículas rocosas, las heladas y el deshielo, y por último la actividad de las plantas y animales.

Descomposición Química, la *acción química* del medio ambiente o proceso de descomposición química, ocurre como resultado de la oxidación, la carbonatación y otras reacciones químicas que descomponen a los minerales de las rocas.

- *Oxidación*, es la reacción química que puede ocurrir en las rocas al recibir el agua de lluvia, ya que el oxígeno del aire, en presencia de humedad, reacciona químicamente produciéndose el fenómeno de oxidación, principalmente si las rocas contienen hierro, como se puede observar por el color pardo rojizo de algunas afloraciones.
- *Carbonatación*, es el ataque que el ácido carbónico (anhídrido carbónico CO_2 y Agua H_2O), efectúa sobre las rocas que contienen hierro, calcio, magnesio, sodio o potasio. Así, las rocas ígneas, que en su mayoría contienen dichos elementos, pueden ser descompuestas de esa manera. Como ejemplo de éste ataque, se puede mencionar la carbonatación de la ortoclasa (feldespato potásico perteneciente a las rocas ígneas extrusivas y generalmente de color rosado), con la producción de la arcilla denominada caolinita. Las calizas son muy atacables por el ácido carbónico formándoles cavernas por disolución.
- *Hidratación*, es la acción y efecto de combinar un cuerpo con agua para formar hidratos, o sea compuestos químicos que contienen agua en combinación. El agua se absorbe y se combina químicamente formando nuevos minerales.

2.2 Características de los Suelos

Se pueden describir en términos de su estructura, forma de sus partículas, peso específico, tamaño y distribución granulométrica, y su constitución mineralógica.

2.2.1 Forma de sus Partículas

La forma que tienen las partículas de un suelo, está relacionada con la composición mineralógica del material, la misma influye en la formación de vacíos o espacios en la masa de un suelo incidiendo en el comportamiento mecánico de este.

En los suelos gruesos la forma característica es la equidimensional, de las cuales se pueden considerar: la forma redonda (es casi prácticamente esférica), y la angulosa (es aquella partícula que presenta aristas). Las formas angulosas se presentan en

arenas residuales, arenas volcánicas, la forma redondeada, es frecuente en arenas de río y en arenas eólicas.

2.2.2 Peso Específico Relativo

El peso específico relativo de los suelos, depende de clase de mineral o minerales que lo componen, así como de su mayor o menor contenido de materia orgánica, y varía de 2 a 3. Así por ejemplo, tenemos que el peso específico relativo del cuarzo es 2.67 y del feldespato es 2.6. En suelos con abundante hierro se puede llegar a 3; en la turba se ha llegado a medir valores hasta de 1.5, debido a la presencia de materia orgánica. Los minerales de arcilla que constituyen la fracción coloidal de un suelo pueden llegar a tener un peso específico relativo promedio comprendido entre 2.8 y 2.9. Así pues es normal que en un suelo los minerales de las fracciones muy finas y coloidales tengan su peso específico relativo mayor que los minerales de la fracción más gruesa.

2.2.3 Distribución Granulométrica

En los comienzos de la investigación de las características y propiedades de los suelos, se creyó que las propiedades mecánicas dependían directamente de la distribución de las partículas constituyentes, según sus tamaños; por ello era preocupación especial de los ingenieros la búsqueda de métodos adecuados para obtener tal distribución.

La granulometría de un suelo, puede clasificarse en términos de su apariencia, la cual depende principalmente del tamaño, la forma de sus partículas y su distribución. Por ejemplo, los suelos que consisten principalmente de limos y arcillas con tamaños de partícula muy pequeños, se conocen como *Suelos Finos*. Mientras que los suelos que consisten principalmente de arenas y grava con partículas mucho más grandes, se conocen como Suelos Gruesos.

-Tamaño de las Partículas del 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 para suelos*, que se muestran en la *tabla 2.1*.

Tabla 2.1 Límites de Tamaño para Suelos

Nombre de la Organización	Tamaño del grano (mm)			
	<i>Grava</i>	<i>Arena</i>	<i>Limo</i>	<i>Arcilla</i>
Instituto Tecnológico De Massachussets(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. Bureau of Reclamation)	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (es decir, Limos y arcillas) > 0.075	

Fuente Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja M. Das

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), ha sido adoptado por la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (A.S.T.M.).

Los suelos de grano fino, son aquellos cuyo tamaño de partícula es menor que 0.075 mm, tales como los limos y las arcillas. Se selecciona la línea divisoria de 0.075 mm porque generalmente ése es el tamaño de grano más pequeño que puede verse a simple vista y es adoptada por las Organizaciones A.A.S.H.TO, S.U.C.S. y A.S.T.M. Las arcillas son principalmente partículas submicroscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales. Como muestra la *tabla 2.1* Las arcillas se definen como partículas menores a 0.002 mm.

- Análisis Mecánico del Suelo

Es la determinación del rango del tamaño de partículas presentes en un suelo, expresado como un porcentaje del peso seco total. Se usan generalmente dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo: *Análisis por Cribado*, para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm. de diámetro, y *Análisis Hidrométrico*, para tamaños de partículas menores de 0.075 mm. de diámetro.

- Análisis por Cribado

El análisis por cribado, consiste en sacudir la muestra de suelo a través de un conjunto de mallas que tienen aberturas progresivamente más pequeñas. Los números de las mallas estándar con sus tamaños de aberturas se dan a continuación en la *tabla 2.1*.

Tabla 2.2 Tamaños de mallas, norma A.S.T.M.

Tamiz	Abertura (mm)
½"	12.5
3/8"	9.5
Nº 4	4.75
Nº 10	2
Nº 40	0.425
Nº 200	0.075



Figura 2.1 Detalle de Cribas

Fuente Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja M. Das

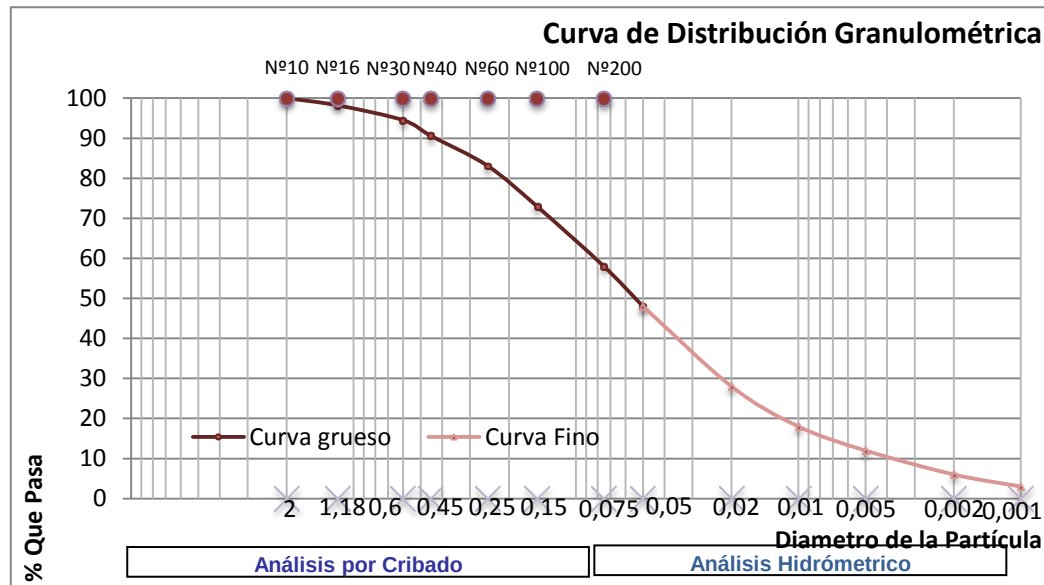
Cuando se analizan suelos donde resulte difícil disgregar los grumos en partículas individuales. En tal caso, el suelo se mezcla con agua para formar una lechada que luego se lava a través de las mallas. Las porciones retenidas en cada malla, se recolectan por separado y se secan en horno para determinar la masa retenida en cada malla.

Cuando se analizan suelos, donde resulte difícil disgregar los grumos en partículas individuales; en tal caso, el suelo se mezcla con agua para formar una lechada que luego se lava a través de las mallas. Las porciones retenidas en cada malla se

recolectan por separado y se secan en horno para determinar la masa retenida en cada malla.

- Curva de Distribución Granulométrica

Los resultados del análisis mecánico (análisis por cribado e hidrométrico), se representan en gráficas semi logarítmicas como: *curvas de distribución granulométrica* figura 2.2. Los diámetros de las partículas se grafican en escala logarítmica y el porcentaje correspondiente de finos en escala aritmética. El análisis por cribado da la dimensión intermedia de una partícula; el análisis hidrométrico da el diámetro de una esfera que se asentaría a la misma razón que la partícula de suelo.



2.2.4 Contenido de Humedad

La cantidad de agua en una masa de suelo se expresa en términos del contenido de humedad w , que se define como la razón del peso del agua W_w en la masa de suelo entre el peso secado al horno de los sólidos W_s expresado como porcentaje.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (2.1)$$

2.2.5. Límites de Atterberg

Atterberg desarrollo un criterio para medir la plasticidad de las arcillas. En primer lugar, la plasticidad era una propiedad circunstancial que dependía del contenido de humedad; por lo tanto, dependiendo del contenido de agua y el comportamiento del suelo se clasifica arbitrariamente en cuatro estados básicos: Sólido, semisólido, plástico y líquido.

- Límite Líquido

El *límite líquido*, o *LL*, se define como el contenido de humedad para el cual el suelo va a fluir hasta que se cierre una ranura de 12.7 milímetros de ancho, en la copa del aparato de Casagrande, al hacer caer la copa de este equipo estándar 25 veces contra la base, para determinar el *LL*, *figura 2.3*:

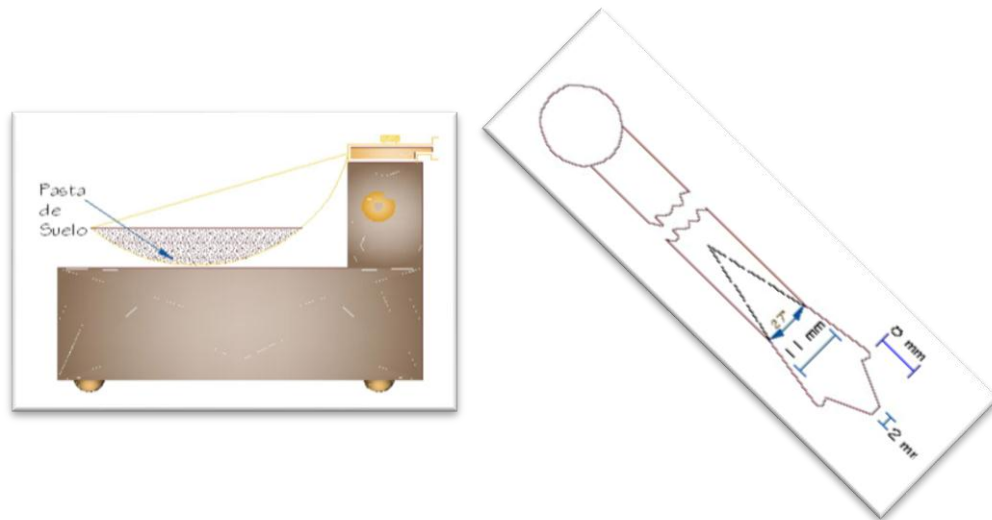


Figura 2.3 Esquema de Casagrande y Ranurador

En la *figura 2.4* se muestra la pasta del suelo antes y después de la prueba.

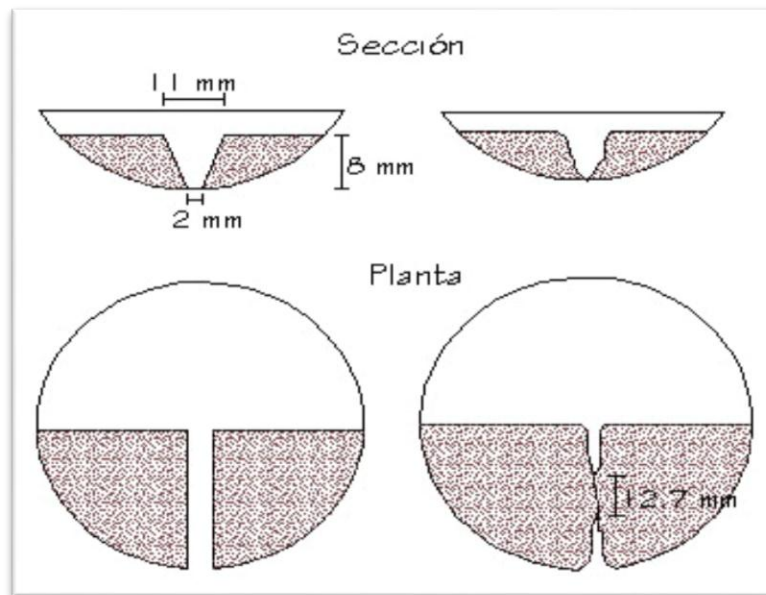


Figura 2.4 Pasta de Suelo antes y después de la Prueba de LL

Entonces se traza una gráfica del contenido de humedad contra el logaritmo del número de golpes (generalmente una línea recta que se conoce como la curva de flujo). El contenido de humedad como ordenada que corresponde a la abscisa de 25 golpes en la curva de flujo es el *LL*.

La ecuación de curva de flujo es:

$$w = -F_w \log N + C \quad (2.2)$$

Donde:

w = Contenido de agua, como porcentaje del peso seco.

F_w = Índice de fluidez, dependiente de la curva de fluidez.

N = Número de Golpes. Casagrande recomienda registrar valores entre los seis y treinta y cinco golpes

C = Constante

- Límite Plástico

El *límite plástico*, o *LP*, se define como el contenido de humedad para el cual el suelo se desmorona cuando se le moldea con la forma de un cilindro de 3 milímetros de diámetro. El rango del contenido de humedad, para el suelo, se encuentra en el estado plástico, es la diferencia entre el *LL* y el *LP* y se le conoce como el *índice plástico IP*

$$IP = LL - LP \quad (2.3)$$

Donde

IP = índice de plasticidad *LL* = límite líquido *LP* = límite plástico

- 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. Casagrande estudio la relación del índice de plasticidad respecto al límite líquido en una amplia variedad de suelos naturales. Con base en los resultados de pruebas, propuso una carta de plasticidad, *figura 2.5*. La característica importante de ésta carta, es la línea A empírica dada por la ecuación $IP = 0.73(LL - 20)$. La línea A, separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos. Los puntos graficados de los índices de plasticidad contra límites líquidos para las arcillas inorgánicas, se encuentran arriba de la línea A y aquellos para limos inorgánicos que se hallan bajo 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 a 50). La información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificaron de los suelos de grano fino en el sistema unificado de clasificación de suelos

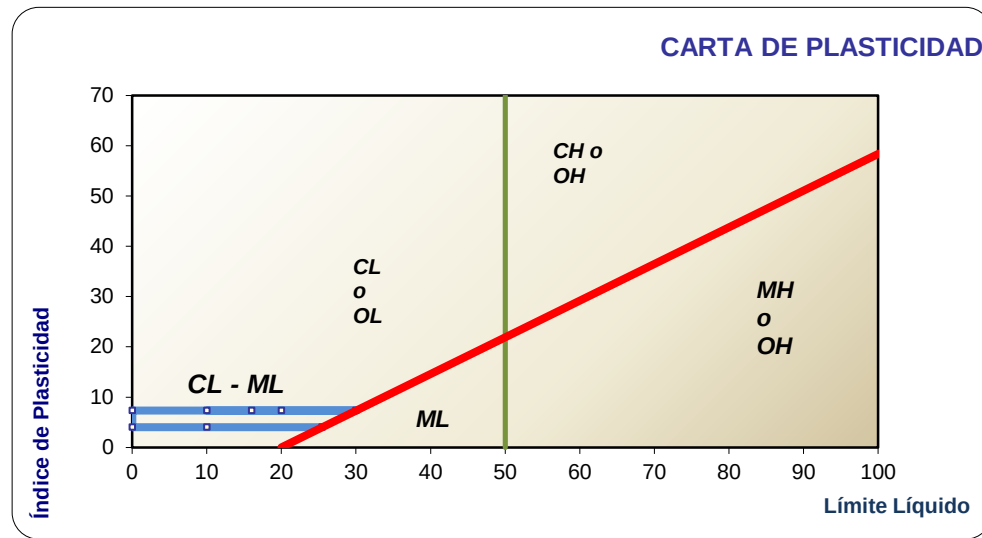


Figura 2.5 Carta de Plasticidad

2.3 Clasificación de Suelos

Dada la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, la mecánica de suelos ha desarrollado algunos métodos de clasificación de los mismos. Cada uno de estos métodos tiene, prácticamente, su campo de aplicación según la necesidad y uso que los haya fundamentado. Y así se tiene la clasificación de los suelos según: la clasificación de la Asociación Americana de Funcionarios de Caminos Públicos (A.A.S.H.T.O.), el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.); éstos dos sistemas de clasificación usan la distribución por tamaño de grano y la plasticidad de los suelos como elementos fundamentales para expresar las características generales de los suelos.

- Sistema de Clasificación A.A.S.H.T.O.

Este sistema de clasificación fue desarrollado en 1929 como el Sistema de Clasificación de la Oficina de Caminos Públicos y ha sufrido varias revisiones, con la versión actual propuesta por el Comité para la Clasificación de Materiales para Subrasantes y caminos Tipo Granulares del consejo de Investigaciones Carreteras en

1945. El Sistema de Clasificación A.A.S.H.T.O. actualmente en uso, se muestra en la *tabla 2.3*

De acuerdo con éste, el suelo se clasifica en siete grupos mayores: A-1 al A-7. Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3, son materiales granulares, donde 35% o menos de las partículas pasan por la malla No. 200. Los suelos de más del 35% pasan por la malla No. 200 y son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 Y A-7. La mayoría están formados por materiales tipo limo y arcilla. El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

- *Tamaño del grano*; Grava: fracción que pasa la malla de 75 mm y es retenida en la malla No. 10 (2 mm). Arena: fracción que pasa la malla No. 10 (2 mm) y es retenida en la malla No. 200 (0.075 mm). Limo y Arcilla: fracción que pasa la malla No. 200.
- *Plasticidad*; El término limoso, se aplica cuando las fracciones de finos del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menor. El término arcilloso se aplica cuando las fracciones de finos tienen un índice de plasticidad de 11 o mayor.
- *Si Cantos rodados o voleos* (tamaños mayores que 75 mm) están presentes, éstos se excluyen de la porción de la muestra de suelo que se está clasificando. Sin embargo, el porcentaje de tal material se registra.

Para clasificar un suelo de acuerdo con la *tabla 2.3*, los datos de prueba se aplican de izquierda a derecha. Por un proceso de eliminación, el primer grupo desde la izquierda en el que los datos de prueba se ajusten, es la clasificación correcta.

Para la evaluación de la calidad de un suelo como material para sub-rasante de carreteras, se incorpora un número llamado *índice de grupo (IG)* junto con los grupos y subgrupos del suelo. Este número se escribe en paréntesis después de la designación de grupo o de subgrupo. El índice de grupo esta dado por la ecuación:

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd \quad (2.4)$$

Dónde: a = % Pasa N° 200 – 35 %

b = % Pasa N° 200 – 15 %

c = Límite Líquido – 40 %

d = Índice de Plasticidad – 10 %

El primer término de la ecuación 2.4; es decir, $0.2 a + 0.005 ac$ el índice de grupo parcial determinado a partir del límite líquido. El segundo término; es decir, $0.01 bd$, es el índice de grupo parcial determinado a partir del índice de plasticidad. A continuación se dan algunas reglas para determinar el índice de grupo:

- Si la ecuación 2.4, da un valor negativo, éste se toma igual a cero.
- El índice de grupo calculado con la ecuación 2.16 se redondea al número entero más cercano ($IG = 3.4$ se redondea a 3; $IG = 3.5$ se redondea a 4).
- No hay un límite superior para el índice de grupo.
- El índice de grupo de los suelos que pertenecen a los grupos: A – 1 – a, A – 1 – b, A – 2 – 4, A – 2 – 5 y A – 3 siempre es cero.
- Al calcular el índice de grupo para suelos que pertenecen a los grupos: A – 2 – 6 y A – 2 – 7, use el índice de grupo parcial para IP , o: $IG = 0.01bd$

En general, la calidad del comportamiento de un suelo como material para subrasante, es inversamente proporcional al índice de grupo.

Tabla 2.3 Clasificación de Materiales según la AASTHO

Clasificación	Materiales Granulares						
General	(35 % o menos de la muestra que pasa la malla N° 200)						
Clasificación	A – 1		A – 2				
Del Grupo	A – 1 – a	A – 1 – b	A – 3	A – 2 – 4	A – 2 – 5	A – 2 – 6	A – 2 – 7
Análisis por cribado							
N° 10	50 máx.						
N° 40	30 máx.	50 máx.	51 máx.				
N° 200	10 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción que pasa la N° 40							
Límite líquido				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de plasticidad			Np	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.
Tipos usuales de materiales componentes significativos	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena	Grava y Arena Limosa o Arcillosa			
			Fina				

Clasificación	Materiales Limo - Arcilla			
General	(Más del 35 % de la muestra que pasa la malla N° 200)			
Clasificación	A – 4	A – 5	A – 6	A – 7
Del Grupo				* A – 7 – 5
				† A – 7 – 6
Análisis por cribado				
Nº 10				
Nº 40				
Nº 200	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características de la fracción que pasa la Nº 40				
Límite líquido	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.
Tipos usuales de materiales componentes significativos	Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
* Para A – 7 – 5, $IP \leq LL - 30$ † Para A – 7 – 6, $IP > LL - 30$				

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja M. Das

- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos S.U.C.S.

La forma original de éste sistema fue propuesto por Casagrande en 1942, para usarse en la construcción de aeropuertos emprendida por el cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la segunda Guerra Mundial, hoy en día, es ampliamente usado por los ingenieros; el sistema unificado de clasificación se presenta en las *tablas 2.4 ,2.5 y 2.6*; clasifica los suelos en dos amplias categorías:

- Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50 % pasando por la malla N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo *G* o *S*. *G* significa Grava o suelo gravoso y *S* significa arena o suelo arenoso.
- Los suelos de grano fino con 50 % o más pasando por la malla N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo *M*, que significa limo inorgánico, *C* para arcilla inorgánica u *O* para limos y arcillas orgánicas. El símbolo *Pt*, se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos también son usados para la clasificación:

W: Bien Graduado, P: Mal Graduado, L: Baja Plasticidad (Límite Líquido menor que 50), H: Alta Plasticidad (Límite Líquido mayor que 50)

Para una clasificación apropiada con éste sistema, debe conocerse algo o todo de la siguiente información:

- Porcentaje de grava; es decir, la fracción que pasa la malla de 76.2 mm y es retenida en la malla N° 4 (abertura de 4.75 mm).
- Porcentaje de arena; es decir, la fracción que pasa la malla N° 4 (abertura de 4.75 mm) y es retenida en la malla N° 200 (abertura de 0.075 mm).
- Porcentaje de limo y arcilla; es decir, la fracción de finos que pasa la malla N° 200 (abertura de 0.075 mm).
- Coeficiente de uniformidad *Cu* y Coeficiente de curvatura *Cc*.

- Límite líquido e índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla N° 40.

Tabla 2.4 Sistema Unificado de Clasificación; Símbolos de grupo para suelos tipo grava.

<i>Símbolo del Grupo</i>	<i>Criterios</i>
GW	Menos de 5 % pasa la malla N° 200; Cu = mayor que o igual que 4; Cc = entre 1 y 3
GP	Menos de 5 % pasa la malla N° 200; no cumple los criterios para GW
GM	Más del 12 % pasa la malla N° 200; los límites de Atterberg, se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad menor que 4
GC	Más del 12 % pasa la malla N° 200; los límites de Atterberg, se grafican arriba de la línea A o el índice de plasticidad mayor que 7
GC – GM	Más del 12 % pasa la malla N° 200; los límites de Atterberg caen en el área marcada CL – ML en la carta de plasticidad
GW – GM	El porcentaje que pasa la malla N° 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GM
GW – GC	El porcentaje que pasa la malla N° 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GC
GP – GM	El porcentaje que pasa la malla N° 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GM
GP – GC	El porcentaje que pasa la malla N° 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GC

Tabla 2.5 Sistema Unificado de Clasificación; Símbolos de grupo para suelos arenosos.

Símbolo del Grupo	Criterios
SW	Menos de 5 % pasa la malla N° 200; Cu = mayor que o igual que 6; Cc = entre 1 y 3
SP	Menos de 5 % pasa la malla N° 200; no cumple los criterios para SW
SM	Más del 12 % pasa la malla N° 200; los límites de Atterberg, se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad mayor que 4
SC	Más del 12 % pasa la malla N° 200; los límites de Atterberg, se grafican debajo de la línea A o el índice de plasticidad menor que 7
SC – SM	Más del 12 % pasa la malla N° 200; los límites de Atterberg, caen en el área marcada CL – ML en la carta de plasticidad
SW – SM	El porcentaje que pasa la malla N° 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SM
SW – SC	El porcentaje que pasa la malla N° 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SC
SP – SM	El porcentaje que pasa la malla N° 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SM
SP – SC	El porcentaje que pasa la malla N° 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SC

<i>Símbolo del Grupo</i>	<i>Criterios</i>
CL	Inorgánico; $LL < 50$; $IP > 7$; se grafican sobre o arriba de la línea A (véase zona CL en la carta de plasticidad)
ML	Inorgánico; $LL < 50$; $IP < 4$; se grafican debajo de la línea A (véase zona ML en la carta de plasticidad)
OL	Orgánico; $LL - \text{seco en horno} / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$; $LL < 50$ (véase zona OL en la carta de plasticidad)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$; IP se grafica sobre o arriba de la línea A (véase zona CH en la carta de plasticidad)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$; IP se grafica debajo de la línea A (véase zona MH en la carta de plasticidad)
OH	Orgánico; $LL - \text{seco en horno} / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$; $LL \geq 50$ (véase zona OH en la carta de plasticidad)
CL – ML	Inorgánico; se grafican en zona sombreada de la carta de plasticidad
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja M. Das

2.4 Compactación de los Suelos

Se entiende por compactación de los suelos el mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas por medios mecánicos. En este último proceso la densidad del material crece gradualmente bajo la acción natural de sobrecargas impuestas que provocan expulsión de agua por un proceso de difusión; ambos procesos involucran disminución de volumen, por lo que en el fondo son equivalentes.

La importancia de la compactación de los suelos estriba en el aumento de resistencia y disminución de capacidad de deformación que se obtienen al sujetar el suelo a técnicas convenientes que aumenten su densidad seca, disminuyendo sus vacíos.

Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, tales como cortinas de presas de tierra, diques, terraplenes para caminos, bordos de defensa, etc.

Principios Generales

La compactación, que se constituye en un tratamiento eficaz que mejora los suelos para que resistan, con deformaciones permanentes admisibles. Cuando el suelo va a usarse como material de terraplén o de sub rasante en la construcción de carreteras, es esencial que el material se coloque en capas uniformes y se compacte, amplificando con ello la resistencia del terraplén o de la sub-rasante. La resistencia del suelo compactado se relaciona directamente con la densidad máxima en seco que se alcanza mediante la compactación. La relación entre la densidad en seco y el contenido de humedad. Prácticamente todos los suelos, adoptan la forma de una *línea parabólica*, donde para un esfuerzo de compactación dado, la densidad en seco que se alcanza es baja para contenidos de humedad bajos, la densidad en seco aumenta al aumentar el contenido de humedad hasta un valor máximo, cuando se alcanza un contenido de humedad óptimo. Un incremento adicional del contenido de humedad conduce a una disminución de la densidad en seco alcanzada, éste fenómeno se debe al efecto de la humedad en las partículas de suelo, que para un contenido de humedad bajo, las partículas de suelo no están lubricadas, y la fricción entre las partículas adyacentes evita la densificación de las partículas; pero, a medida que aumenta el contenido de humedad, se desarrolla una película de agua más grande sobre las partículas, haciendo que el suelo se haga más plástico y que sea más fácil para las partículas moverse y densificarse. Sin embargo, cuando se alcanza el contenido de humedad óptimo, se obtiene el máximo grado práctico de saturación. El grado de saturación para el contenido de humedad óptimo no puede incrementarse con compactación adicional debido a la presencia de aire atrapada en los espacios vacíos y alrededor de las partículas. Por lo tanto, mayor adición de humedad resulta en que los vacíos se saturen con agua, sin que lo acompañe una reducción de aire, las partículas de suelo son separadas, y se produce una reducción de la densidad en seco. Actualmente la

mayoría de las dependencias de carreteras usan pruebas dinámicas o de impacto para determinar el contenido de humedad óptimo y la densidad en seco máxima de cualquier suelo que se va a usar como material para terraplén o sub rasante. En cada una de éstas pruebas, las muestras de suelo que van a ensayarse se compactan por capas hasta llenar un molde de tamaño específico. El esfuerzo o Energía de compactación se obtiene dejando caer un martillo, de peso conocido, desde una altura conocida, un número especificado de veces para cada capa, el número de capas y el volumen del molde también son datos que se conocen.

$$\text{donde: } E = \frac{\left(\frac{\text{número-de}}{\text{golpes-por}} \right) \times \left(\frac{\text{número-de}}{\text{capas}} \right) \times \left(\frac{\text{peso-del}}{\text{martillo}} \right) \times \left(\frac{\text{altura-de}}{\text{caída-del}} \right)}{\left(\frac{\text{lb-pulg}}{\text{pulg}^3} \right)} \quad (2.5)$$

E = Energía o esfuerzo de compactación por volumen unitario

Prueba de Proctor Estándar (A.A.S.H.T.O. T-99)

La prueba de *Proctor Estándar* (A.A.S.H.T.O. T-99), se la realiza en un molde de 943.3 cm³ de volumen y 101.6 mm de diámetro. El suelo es compactado en *tres* capas por medio de un pisón que pesa 5.5 libras y una altura de caída igual a 12 pulg. Las especificaciones para ésta prueba se muestran en la *tabla 2.7*.

Con el desarrollo de rodillos pesados de compactación, la prueba de proctor estándar fue modificada para representar mejor las condiciones de campo, a ésta se la llamó prueba *Proctor Modificada* (A.A.S.H.T.O. T-180). Para llevar a cabo la prueba Proctor Modificada se usa el mismo molde con un volumen de 943.3 cm³, sin embargo, el suelo es compactado en *cinco* capas por un pisón que pesa 10 libras, la caída del martillo es de 18 pulgadas (457.2 mm). El número de golpes del martillo por capa es de 25 como en el caso de la prueba proctor estándar. En la *figura 2.6*, se muestra el equipo de compactación utilizado en la prueba Proctor para el *Método “A”* T-99 y T-180 de la A.A.S.H.T.O.

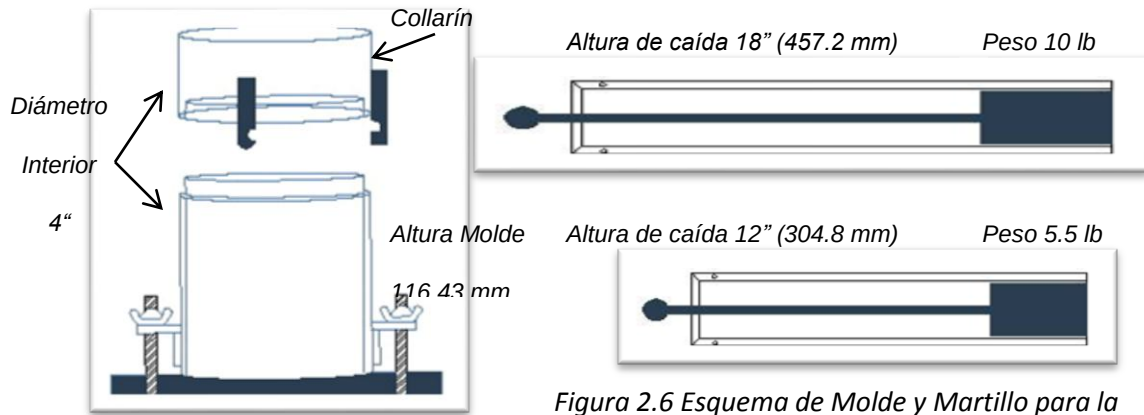


Figura 2.6 Esquema de Molde y Martillo para la Compactación

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del Molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del Molde	943.3 cm ³	943.3 cm ³	2124 cm ³
Peso del pisón	24.4 N(5.5 lb)	24.4 N(5.5 lb)	24.4 N(5.5 lb)
Altura de Caída del pisón	304.8 mm (12")	304.8 mm (12")	304.8 mm (12")
Número de golpes del pisón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	3	3	3
Energía de Compactación	591.3 Kn-m/m ³	591.3 Kn-m/m ³	591.3 Kn-m/m ³
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla N° 4.	Porción que pasa la malla de 9.5 mm.	Porción que pasa la malla de 19 mm
	Se usa si 20 % o menos por peso de material es retenido en la malla N°4	Se usa, si el suelo retenido en la malla N° 4 es más del 20 %,y 20% o menos por peso retenido en la malla 9.5 mm	Se usa, si más de 20 % por peso de material es retenido en la malla de 9.5 mm, y menos de 30% por peso es retenido en la malla de 19 mm

Tabla 2.7 Especificaciones para la prueba de ProctorT – 99 de la AASHTO v D-698 de la ASTM

2.5 Densidades.-

Debe recordarse que el peso específico que se utiliza en el sistema de unidades cegesimal, al elegirse el peso de un centímetro cúbico de agua como unidad de peso, es en realidad un peso específico relativo y, por consiguiente, viene representado por el mismo número que su densidad. Esto explica que corrientemente se conozca entre los industriales con el nombre de **densidad**, que tiene para ellos un mayor significado, aunque físicamente, el concepto de peso específico, relación de peso a volumen, es completamente diferente al de densidad, relación de masa a volumen. Por definición:

$$\rho = \frac{\text{Peso}}{\text{Volumen}}$$

- Densidad Máxima Seca

Como consecuencia de los estudios de Proctor sobre compactación de suelos, nos llegamos a familiarizar con las expresiones *humedad optima* y *densidad máxima seca*. Desafortunadamente, con frecuencia han sido mal entendidos y es común ver que muchos ingenieros los manejan como si fueran constantes básicas fundamentales del suelo, al mod que en Física se manejan constantes tales como la gravitación universal o el punto de ebullición del agua. En realidad hoy es evidente que se trata de conceptos relativos variables, que pueden cambiar con el método que se utilice para compactar el suelo y con otros factores.

La densidad después de la compactación se incrementa primero conforme aumenta el contenido de agua. Note que a un contenido de agua $w = 0$, la densidad húmeda es igual al peso específico seco.

Cuando el contenido de agua es gradualmente incrementado y se usa el mismo esfuerzo compactador para la compactación, el peso de los sólidos del suelo en un volumen unitario crece en forma gradual.

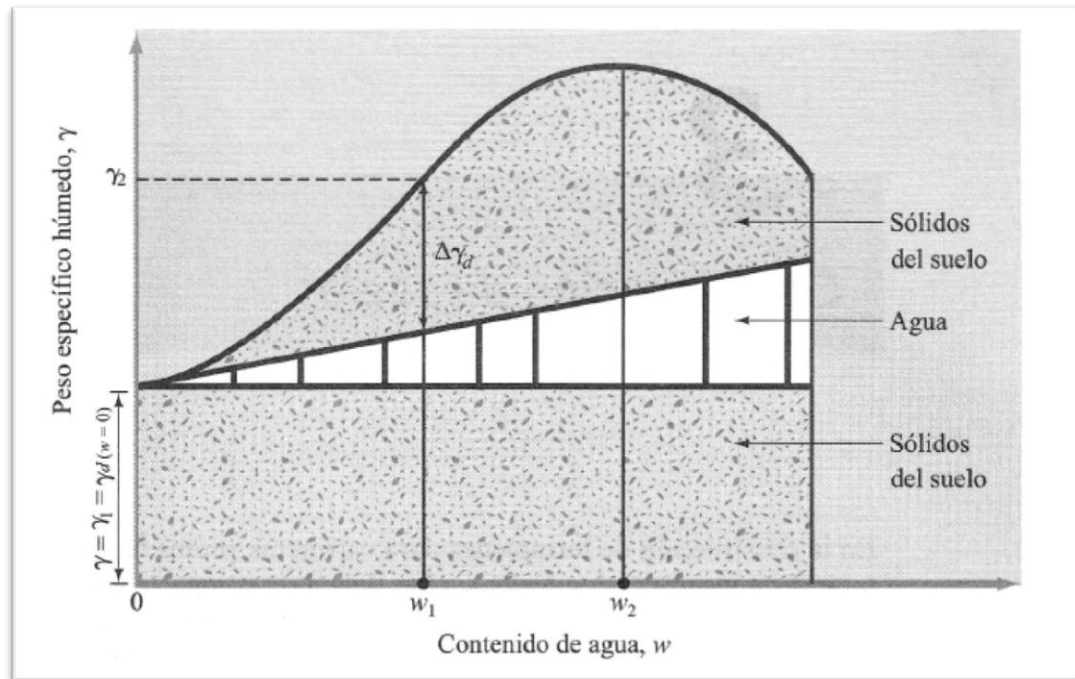


Figura 2.7 Principios de compactación

- Densidad In Situ

Un suelo natural o compactado requiere la determinación de la densidad in situ. En la mayoría de los casos, esta determinación se realiza utilizando el método del cono de arena. Otros métodos son el del balón de goma y equipos nucleares.

El cono de arena consiste de un recipiente cilíndrico de metal que continúa hacia abajo con un doble cono (uno mirando hacia abajo y el otro hacia arriba) y, como equipo, va acompañado de una placa metálica con una abertura al centro circular de igual diámetro que la base invertida del cono. Existe una válvula entre ambos conos, como se observa en la figura.

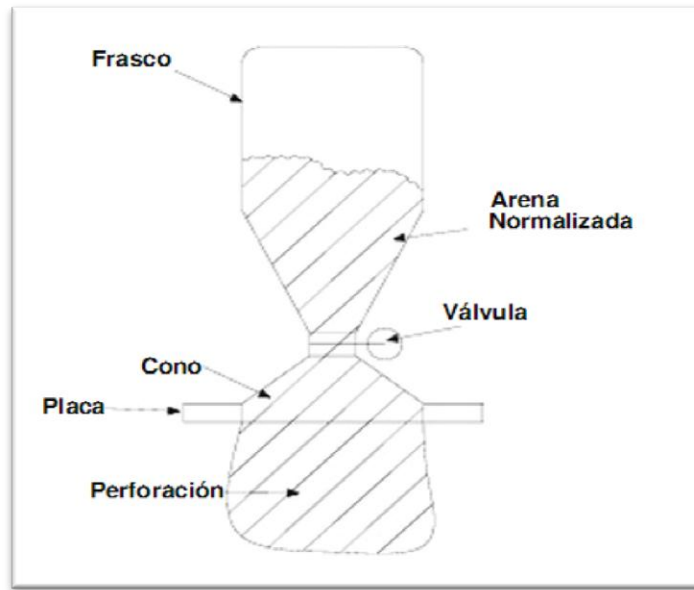


Figura 2.8 Equipo del cono de arena.

En terreno, se excava un agujero de aproximadamente 12-14 cm. de profundidad en el suelo compactado que tiene el diámetro de la abertura circular de la placa, la que se coloca horizontalmente sobre la superficie. Esta placa, que tiene rebordes, permite asegurar que no se pierda material en el proceso de excavación, el cual será pesado para obtener W_T además de su humedad w , con lo cual se obtiene el peso total seco W_s .

$$W_s = \frac{W_T}{1 + w}$$

Habiendo determinado el peso del total de la “arena normal” (W_1), se coloca el cono sobre el agujero abriéndose la válvula. Una vez que el agujero y el cono inferior se llenan de “arena normal”, se determina el peso de la arena no utilizada (W_2), de modo que:

$$W_3 = W_1 - W_2$$

en que, W_3 = peso de la arena para llenar el agujero y el cono inferior

El volumen del hueco excavado se determina ahora como:

$$V_H = \frac{W_3 - W_c}{\gamma_d (\text{arena})}$$

Dónde:

W_c = peso de la arena para llenar únicamente el cono inferior.

$\gamma_d(\text{arena})$ = peso unitario seco de la arena normalizada.

Los valores de W_c y γ_d (arena) son determinados a partir de la calibración hecha en laboratorio.

El peso unitario húmedo del suelo in situ se determina a través de:

$$\gamma_{hum} = \frac{W_T}{V_{agujero}}$$

Dónde:

W_t = peso del suelo húmedo

$V_{agujero}$ = Volumen del agujero

Con el contenido de humedad w del material excavado, el peso unitario seco del material es:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{hum}}{1 + w}$$

2.6 Suelos cohesivos

2.6.1 Arcillas.-

- Generalidades de los Suelos Arcillosos

Se denominan suelos arcillosos a los suelos de grano muy fino, producto de la meteorización química de las rocas, lo cual hace que posean comportamiento altamente activo y generan plasticidad al ser mezclados con agua.

Se puede definir a la **Arcilla** como, suelo o roca sedimentaria, plástica y tenaz cuando se humedece. Se endurece permanentemente cuando se cuece o calcina. De gran importancia en la industria, la arcilla se compone de un grupo de minerales aluminosilicatos formados por la meteorización de rocas feldespáticas, como el granito. El grano es de tamaño microscópico 2 mm. Y con forma de escamas. Esto hace que la superficie de agregación sea mucho mayor que su espesor, lo que permite un gran almacenamiento de agua por adherencia, dando plasticidad a la arcilla y provocando la hinchazón de algunas variedades

Por tanto, el término arcilla no sólo tiene connotaciones mineralógicas, sino también de tamaño de partícula, en este sentido se consideran arcillas todas las fracciones con un tamaño de grano inferior a 2 mm. Según esto todos los filosilicatos pueden considerarse verdaderas arcillas si se encuentran dentro de dicho rango de tamaños, incluso minerales no pertenecientes al grupo de los filosilicatos (cuarzo, feldespatos, etc.) pueden ser considerados partículas arcillosas cuando están incluidos en un sedimento arcilloso y sus tamaños no superan los 2 mm. Las arcillas son constituyentes esenciales de gran parte de los suelos y sedimentos debido a que son, en su mayor parte, productos finales de la meteorización de los silicatos que, formados a mayores presiones y temperaturas, en el medio exógeno se hidrolizan.

- Origen de las arcillas

Los factores formadores del suelo determinan acciones físicas y químicas que transforman la roca original. Las primeras desmenuzan el material, originando arenas, quien mantiene sin mayores modificaciones las características del material parental. La arena gruesa está constituida por trozos de roca en los cuales persiste gran parte de los minerales originales. La arena fina contiene, sin embargo, separados o individualizados los constituyentes de la roca madre, con excepción de aquellos muy susceptibles al ataque químico. Es raro, por ejemplo, encontrar olivinos, piroxenos ni o anfíboles en la arena fina luego de acciones de meteorización relativamente intensas.

Mineralógicamente, el limo es una fracción menos definida ya que está constituido por productos provenientes de la desintegración física y de la alteración química. Aunque en su constitución domina el cuarzo y los feldespatos, éstos están en menor proporción que en la arena; además, contiene generalmente una pequeña cantidad de minerales secundarios, hidróxidos de hierro y productos intermediarios de la alteración de los minerales primarios originales.

La arcilla los suelos está constituida por productos derivados de la meteorización química, minerales amorfos o cristalinos, principalmente de neosíntesis o secundarios, con alguno o ninguna semejanza al material original. También puede ser heredada directamente del material parental como cierta transformación. La fracción gruesa de la arcilla ($\Phi=2.0\mu$ a 0.2μ) contiene, generalmente, algunos minerales primarios (cuarzo, feldespato, mica).

Propiedades de las arcillas

Desde el punto de vista de la ingeniería, la característica más importante de los minerales arcillosos es su forma laminar. Varias propiedades se asocian con este factor, sin embargo existen otras propiedades que son importantes al momento de estudiar el comportamiento de los minerales arcillosos.

- **Superficie específica.-** Relación entre el área superficial y el peso de la partícula. ($800\text{ m}^2/\text{g}$ en las Montmorillonitas, 40 % de contenido de agua)
- **Carga superficial de absorción.-** Los iones que forman la superficie laminar de los minerales de arcilla son O^{2-} u $(\text{OH})^-$, por lo que dichas superficies presentan carga eléctrica negativa. Puesto que las moléculas de agua son bipolares, se forma una capa que queda adherida a la superficie de la partícula por enlaces de hidrogeno. Esta capa corresponde al agua absorbida, con propiedades muy diferentes a las del agua libre.
- **Capacidad de intercambio básico.-** Remanente de carga eléctrica negativa no se neutralizan por cationes internos, por enlaces con agua o por cationes del agua adsorbida.
- **Estructura.-** Entre las partículas de arcilla se desarrollan fuerzas debido a la atracción electroquímica o fuerzas de Van der Waals y de repulsión debido a las cargas negativas en superficie. Esto da origen a que las partículas se atraigan o se dispersen, generando estructuras características: Floculadas (contacto positivo-negativo) o dispersas (contacto lamina-lamina).
- **Expansión y contracción.-** Cuando se incorpora agua a la estructura laminar de los minerales arcillosos, estos tienden a ganar volumen, generando

presiones de expansión se el cambio es restringido, en caso contrario, al extraer agua se pueden generar contracciones, lo cual se traduce en algunos suelos en cuarteaduras a nivel de superficie.

- Propiedades índices de los suelos arcillosos

Algunas características de los suelos se pueden correlacionar con su comportamiento, estas permiten realizar una clasificación o describir su aptitud para un determinado fin. En suelos finos arcillosos, las principales propiedades índices están relacionadas con la presencia de agua y el comportamiento de los minerales que componen el suelo.

- a) **Forma y tamaño de las partículas.** Corresponden a materiales que pasan por el tamiz N° 200 y poseen formas laminares, lo cual genera una gran atracción de agua hacia las superficies cargadas eléctricamente.
- b) **Consistencia y plasticidad.** Se entiende por consistencia el estado físico que presenta un material dependiendo del contenido de agua. La consistencia del suelo, resulta básicamente de dos fuerzas que son: la cohesión (o atracción molecular) y la adhesión (o tensión superficial).

En suelos arcillosos se identifican algunos estados característicos, definidos por Attemberg (1948) y Casagrande. Este último definió las fronteras entre cada estado, denominadas Límites de Consistencia (Limite Liquido, LL, Limite plástico, LP y límite de contracción, LC, definiendo también procedimientos estandarizados para su determinación.

La plasticidad se refiere a la capacidad de cambio de forma, por cambio en la condición de esfuerzos, a volumen constante. Depende de la composición mineralógica y del grado de humedad.

El índice de plasticidad (IP), corresponde a una medida preliminar de la plasticidad del suelo, se define como:

$$IP = LL - LP$$

Dónde: LL, es el límite líquido, y LP, se refiere al límite plástico.

- c) **Actividad (A).** Relación de tipo y cantidad de minerales arcillosos, siendo constante para un material dado, fue definida por Skempton (1953).

$$A = \frac{IP}{\% \text{ en peso menor de } 2 \mu m}$$

- d) **Consistencia inalterada.** Descripción del estado de firmeza que presenta un material cuando no ha existido remoldeo o alteración de su estructura. Se determina a partir del valor de resistencia en el ensayo de compresión simple o confinada.
- e) **Sensitividad (S_T).** Medida en la cual el remoldeo modifica la resistencia a la compresión (q_u) del suelo.

$$S_T = \frac{q_u \text{ inalterada}}{q_u \text{ remoldeada}}$$

- Esfuerzos en los suelos arcillosos.

Los esfuerzos en una masa de suelos arcillosos están influenciados por diferentes factores, tales como: compacidad del suelo, contenido de humedad, plasticidad, permeabilidad, etc., que hace el análisis más complejo de lo que, se utiliza en otros materiales homogéneos, como los metales, donde los esfuerzos dependen directamente de la carga aplicada, pudiendo ser estos esfuerzos, de compresión o flexión.

En los suelos se definen dos tipos de esfuerzos, primero los esfuerzos que son producto de la aplicación de cargas a una porción de suelo y segundo, los esfuerzos

internos o esfuerzos de contacto que son esfuerzos en los puntos de contacto entre partículas, siendo estos de tipo microscópicos.

- Deformaciones en los suelos arcillosos.

Las deformaciones en los suelos, están ligadas al concepto de esfuerzos que pueden ser inducidos por cargas aplicadas. Los movimientos de las partículas en una masa de suelos son difíciles de explicar ya que, dependen de factores propios del tipo de suelo y sus propiedades a analizar, tales como la plasticidad, granulometría, cohesión, compacidad; además de las condiciones a que estén sometidos tales como el contenido de humedad del suelo; pero su análisis por modelos sencillos sirven para explicar los procesos complejos que se dan en una masa de suelo real.

Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelos son el resultado de las deformaciones internas y los movimientos relativos entre las numerosas partículas que componen dichos suelo. Existen dos mecanismos, en suelos granulares, que son responsables de la deformación bajo carga: la distorsión y fracturas de las partículas y el movimiento relativo de las partículas como el resultado del deslizamiento y fractura.

Generalmente estos mecanismos se efectúan al mismo tiempo; las partículas tienden a fracturarse aumentando el número de vacíos, los cuales son ocupados por los fragmentos pequeños, acomodándose en la masa de suelo, ocasionando una disminución de volumen.

- Influencias del agua sobre las arcillas.

La estructura de las moléculas de arcillas está formada por tetraedros y octaedros que posee en su centro iones de silicio y aluminio y en los vértices cargas negativas de iones "O" u "OH".

Esta actividad electroquímica es lo que hace inestable las propiedades de las arcillas cuando son expuestas a la humedad. Así, cuando una arcilla es sometida al contacto del agua, las cargas electroquímica negativas superficiales de los granos atraen el hidrógeno de las moléculas de agua orientando los definitivamente, a este fenómeno

se le llama atracción de superficie. Esta atracción forma una película de agua alrededor de cada partícula. Debido a su diminuto tamaño y por consiguiente al valor elevado de la superficie específica de estos suelos, el grueso de esta película es tal, que el agua actúa como un lubricante separando las partículas del material, con el consecuente aumento de volumen y plasticidad (que es la características de un suelo de deformarse sin agrietarse ni aumentar su volumen significativamente, y no recuperar su forma original al aplicarle y retirarle una carga externa).

Los cambios de humedad influye en la estabilidad de los suelos, expandiéndolos o contrayéndolos, esto es perjudicial para cuando soportan pesos de estructuras, principalmente; debido a la reducción de los esfuerzos generados al incrementarse la humedad o el agrietamiento por pérdidas de humedad, ya que en ambos casos puede ocasionar deterioro.

CAPITULO III

ESFUERZO Y RESISTENCIA AL CORTE

3.1 Introducción.-

En la mecánica de suelos la resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúen sobre ellos, sin fallar.

Esto es debido a varias razones. En primer lugar, la resistencia de los suelos a ciertos tipos de esfuerzos diferentes del cortante, como los de tensión, por ejemplo, es tan baja que generalmente no tiene gran importancia para el ingeniero. Por lo común las estructuras en que el ingeniero hace invertir al suelo son de tal naturaleza que en ellas el esfuerzo cortante es el esfuerzo actuante básico y de la resistencia a él depende primordialmente el que la estructura no falle. Naturalmente que en estas estructuras ocurre con frecuencia que esos otros esfuerzos diferentes del cortante intervienen a veces más de lo que el ingeniero desearía; por ejemplo, los esfuerzos de tensión, por mencionar el mismo esfuerzo ya citado, juegan a veces papel no despreciable en el agrietamiento de obras de tierra y, de hecho, hoy se siente en ocasiones que se ha ido demasiado lejos en el olvido de la tensión como un esfuerzo digno de ser investigado en relación con los suelos. Pero el hecho esencial permanece: el ingeniero hace trabajar al suelo sobre todo al esfuerzo cortante, por lo que es lógico que sea la resistencia a este esfuerzo la que interese también de preferencia.

En segundo lugar, ocurre que la resistencia de los suelos a otros tipos de esfuerzos, como los de compresión (pura, naturalmente), es tan alta, que tampoco la resistencia es de interés práctico, pues los suelos sometidos a compresión en cualquier caso real, fallarían por esfuerzo cortante antes de agotar su resistencia a la compresión propiamente dicha.

En tercer lugar, es posible que el interés casi exclusivo de los ingenieros de suelos por la resistencia al esfuerzo cortante este muy fomentado por el hecho de que la Teoría de Falla más universalmente usada en la Mecánica de Suelos sea una teoría de

esfuerzo cortante. Para comprender esta afirmación es preciso definir lo que se entiende por una Teoría de Falla y todavía, yendo más al origen de los conceptos, reflexionar sobre lo que ha de entenderse por falla, una de las palabras de uso más común por los ingenieros, pero en rigor de las de más confuso significado.

3.2 Esfuerzos y resistencia al corte.-

Conviene ahora analizar someramente los factores de que depende la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos.

En general se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se debe, por lo menos en parte, a la fricción que se desarrolla entre sus granos, cuando hay tendencia al deslizamiento relativo a unos respecto a otros. Se utiliza el concepto de fricción en el sentido familiar en mecánica.

La fuerza necesaria para iniciar el deslizamiento del cuerpo de la figura 3.1 es: $F = \mu P$, donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

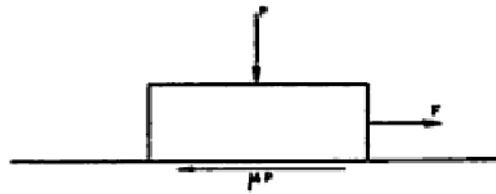


Fig. 3.1 Concepto mecánico de la fricción

Análogamente, entre las partículas del suelo se desarrollan resistencias friccionales, de manera que si se considera una superficie potencial de deslizamiento y $\bar{\sigma}$ es la presión normal que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento, τ_f puede relacionarse con $\bar{\sigma}$ por una expresión del tipo

$$s = \tau_f = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (3-1)$$

Dónde:

τ_f = Esfuerzo cortante actuante, final o de falla.

σ = Esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

Φ = Angulo de fricción interna del suelo, también supuesto constante por Coulomb.

Resulta obvio que la resistencia friccionante (s) debe estar regida por el esfuerzo normal efectivo. En la expresión anterior $\tan \phi$ juega el papel del coeficiente de fricción y sirve, a la vez, para definir el denominado ángulo de fricción interna del suelo.

La expresión 3-1 fue primeramente propuesta por Coulomb en un sentido un tanto más estricto que el que es posible otorgarle hoy, pues para Coulomb ϕ era una constante absoluta propia del suelo de que se tratara, en tanto que en épocas posteriores fue preciso considerar ciertas posibilidades de variación en ángulo de fricción interna. Análogamente, como ya se dijo, Coulomb estableció históricamente el concepto de cohesión, al observar que algunos materiales (las arcillas) presentaban resistencia bajo presión normal exterior nula. De esta manera postulo como ley de resistencia posible para tales materiales la expresión

$$s = \tau_f = c \quad (3-2)$$

Dónde:

τ_f = Esfuerzo cortante actuante, final o de falla.

C = Cohesión del suelo supuesta constante por Coulomb. Resulta ser la resistencia del suelo bajo presión normal exterior nula.

En que c es la cohesión del suelo (que por cierto Coulomb también considero constante, en tanto que hoy se trata como variable). Estos materiales fueron llamados "puramente cohesivos" y en ellos se consideraba $\phi = 0$.

Al considerar el caso más general, Coulomb atribuyo la resistencia de los suelos a ambas causas, según una expresión que resume a las dos anteriores, para un suelo que tenga "cohesión y fricción".

$$s = \tau_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (3-3)$$

Dónde:

τ_f = Esfuerzo cortante actuante, final o de falla.

C = Cohesión del suelo supuesta constante por Coulomb. Resulta ser la resistencia del suelo bajo presión normal exterior nula.

σ = Esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

Φ = Angulo de fricción interna del suelo, también supuesto constante por Coulomb.

Los suelos cohesivos son acumulaciones discretas de partículas que deben deslizarse unas sobre otras o rodar para que llegue a producirse una falla por esfuerzo cortante. Sin embargo, hay ahora algunas diferencias de significación. Primero, cuando se aplica la carga exterior a una arcilla saturada, se acepta que es tomada primero por el agua, en forma de presión neutral, u . Esto es una consecuencia de la compresibilidad que ahora tiene la estructura sólida del suelo. En comparación con el agua. Segundo, la permeabilidad del suelo es ahora tan baja, que la presión neutral producida necesita tiempo para disiparse, en el supuesto de que existan las apropiadas condiciones de drenaje para hacer posible tal disipación. Tercero, existen ahora fuerzas muy significativas entre las partículas del suelo, debido a efectos eléctricos de atracción y repulsión.

Hay evidencia abundante en el sentido de que el mecanismo de la Resistencia de los suelos finos cohesivos es fundamentalmente también un efecto de fricción, pero ahora los simples hechos de la fricción mecánica pueden estar disfrazados por muchos efectos secundarios, que complican extraordinariamente el cuadro general. Por ejemplo, con seguridad las láminas de arcilla, aunque estén muy próximas en casi toda su área, no están en ningún punto en contacto real; se cree que los contaminantes que pueda haber entre las superficies enfrentadas, incluyendo el agua adsorbida, no son removidos por presiones normales que tiendan a juntar las superficies que sean menores a 5,000 kg/cm² o aún más; así, es lógico pensar que esos contaminantes participaran en la transmisión de los esfuerzos normales y cortantes. Quizá el efecto friccionante cristal con cristal sea más similar al caso de los suelos friccionantes, o, el caso de contacto borde-cara plana entre dos laminas, el cual, por cierto, se considera

debe ocurrir muy frecuentemente. Es un hecho experimental universalmente aceptado que el agua intersticial influye en la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas, de manera que esta disminuye si aquella aumenta. Una explicación posible estriba en que.

En una arcilla muy seca, los iones de superficie de sus cristales no están completamente hidratados, lo que permite acomodos más próximos y fuertes nexos entre los cristales; cuando llega el agua, los iones se hidratan y los nexos entre los cristales se debilitan substancialmente.

Pasando a un punto de vista ingenieril, los factores que influyen principalmente en la resistencia al esfuerzo al esfuerzo cortante de los suelos “cohesivos” saturado y cuya influencia debe sopesarse cuidadosamente en cada caso particular, son los siguientes:

Historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le someta y sensibilidad de su estructura.

Para visualizar en forma sencilla el mecanismo a través del cual cada uno de los factores ejerce su influencia, se considera a continuación el caso de una arcilla totalmente saturada, a la que se somete a una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

Supóngase que la muestra ha sido previamente consolidada bajo una presión normal $\bar{\sigma}_1$, proporcionada por una carga, P , cualquiera. Supóngase también que la muestra nunca soporto a través de su historia geológica un esfuerzo mayor que dicho $\bar{\sigma}_1$; en otra palabras, la muestra esta normalmente consolidada. En estas condiciones, debe tenerse en el agua $u = 0$.

Si ahora se incrementa rápidamente la presión normal en un valor $\Delta\sigma_1$, aplicando un incremento de carga ΔP , actuara sobre la muestra una presión total $\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$. Este incremento de carga puede producir muy diversos efectos sobre la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra, dependiendo del tiempo que se deje actuar antes de aplicar la fuerza F que la hará fallar, del drenaje de la muestra y de la velocidad con

que F sea aplicada. En efecto, supóngase que la muestra tiene muy buen drenaje, estando expedita la salida de agua de las piedras porosas hacia el exterior; en el primer instante $\Delta\sigma_1$ será tomado por el agua de la muestra, pero si transcurre el tiempo suficiente se producirá la consolidación de la arcilla bajo la nueva condición de esfuerzos y $\Delta\sigma_1$ llegara a ser también esfuerzo efectivo. Si ahora la muestra se lleva a la falla, aplicando F en incrementos pequeños y permitiendo que entre cada uno transcurra el tiempo suficiente para que disipe cualquier presión neutral que se origine en la zona vecina a la superficie de falla, la resistencia de la arcilla quedara dada por la expresión

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1) \tan \phi = \sigma_2 \tan \phi \quad (3-5)$$

Pues, en todo momento, σ_1 y $\Delta\sigma_1$ son efectivas y no existen presiones neutrales en el agua.

Por otra parte, si F se aplicase rápidamente, en las zonas vecinas a la superficie de falla aparecerían presiones neutrales causadas por la tendencia al cambio de volumen bajo la deformación tangencial. En arcillas normalmente consolidadas esta tendencia es siempre hacia una disminución, por lo que los esfuerzos que aparecen en el agua son presiones, que disminuyen los esfuerzos efectivos. Si u representa a estas presiones neutrales en el momento de la falla, la resistencia de la arcilla quedara dada por:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u) \tan \phi = (\sigma_2 - u) \tan \phi \quad (3-6)$$

La resistencia al esfuerzo cortante ha variado simplemente porque cambio la velocidad de aplicación de F .

El valor de u depende grandemente de la sensibilidad de la estructura del suelo; bajo la deformación que está teniendo lugar en la prueba, una estructura sensible se degrada, teniendo a disminuir más su volumen, por lo que u se hace mayor que en caso de una arcilla muy poco sensible a la deformación.

Si, por el contrario, la prueba se efectúa estando impedida la salida del agua de las piedras porosas hacia el exterior, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ nunca podrá llegar a ser efectivo,

pues la arcilla no puede materialmente consolidarse: por lo tanto, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ no dejara de ser neutral ($\Delta\sigma_1 = u_1$). Al aplicar F tampoco se disiparan las presiones neutrales que pueda generar la deformación tangencial y ello aunque F se aplique lentamente (se supone que la salida del agua esta idealmente impedida, cosa muy difícil, por no decir imposible de lograr en un aparato de corte directo). Suponiendo que la presión neutral originada por la deformación tangencial sea también u (en realidad es un poco menor), la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla será ahora, teniendo presente que $\Delta\sigma_1 = u_1$:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u - u_1) \tan \phi = (\sigma_2 - u) \tan \phi \quad (3-7)$$

De nuevo diferente a las dos anteriores, nada más que a causa de un cambio en la condición de drenaje de la muestra.

Esta misma resistencia se podría haber obtenido si $\Delta\sigma_1$ y F fuesen aplicadas rápidamente, una tras otra, aun con drenaje libre, pues en tal caso no se daría tiempo a que se disipase ninguna presión neutral en los poros del suelo.

Todos los razonamientos anteriores pueden considerarse aplicables a un suelo normalmente consolidado en la naturaleza: si el suelo es preconsolidada pueden desarrollarse razonamientos análogos. En efecto, considerarse la misma muestra anterior, pero fuertemente consolidada por una presión σ_1 , de gran magnitud. Si ahora se descarga rápidamente la muestra quitando la fuerza P que producía la σ_1 , la arcilla tendera a expandirse: como la muestra no puede tomar instantáneamente el agua necesaria para ello, aun en el supuesto de que existiese en el exterior disponible, el agua intersticial quedara sometida a un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales una presión suficiente para mantener el mismo volumen; obviamente, esta presión debe ser la misma que actuaba antes sobre la arcilla desde el exterior, es decir:

$$u_2 = -\sigma_1$$

Si inmediatamente después de retirar la carga P, la muestra se lleva a la falla, aplicando F rápidamente, la deformación tangencial en el plano de falla ocasionara,

según se dijo, una perturbación de la estructura sólida y la presión del agua intersticial, u , consecuencia de ello, disminuye la tensión u_2 existente, de acuerdo con lo dicho en el párrafo anterior.

En este caso la resistencia al esfuerzo cortante podrá escribirse, teniendo en cuenta que la presión total es nula, por haber retirado P y que $u_2 = -\sigma_1$ como:

$$s = (0 - u - u_1) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi \quad (3-8)$$

Esta es la resistencia que se interpreta históricamente como “cohesión” de las arcillas, por ocurrir a esfuerzo exterior nulo y que, según se ve, en realidad es también fricción consecuencia de la preconsolidación (historia previa de consolidación) adquirida por la arcilla a causa de la acción de σ_1 . Si no existe ninguna fuente de agua exterior de donde absorber, no importa el tiempo que se deje transcurrir desde la remoción de la carga P hasta la falla de la muestra por aplicación rápida de F . la resistencia permanecerá la misma. Debe observarse que si la facilidades de drenaje son nulas; es decir, si no existiera posibilidad para la muestra de ganar o perder agua, cualquiera que sea el decremento o incremento de presión exterior, toda esa presión adicional la tomara el agua, y al aplicar la fuerza F rápidamente, el material tendría exactamente la misma resistencia debida a la preconsolidación bajo σ_1 ; es decir, el material se comportaría como puramente cohesivo.

Por otra parte, si el suelo tiene facilidad para absorber agua y se deja transcurrir el tiempo para que esto suceda, después de haber removido P , la muestra se expandirá y gradualmente irá disipándose la tensión en el agua y por lo tanto el esfuerzo efectivo, hasta que, finalmente, el esfuerzo efectivo será prácticamente nulo y, por ende, la resistencia del material se habrá reducido prácticamente a cero.

Claro es que todos los razonamientos anteriores pueden aplicarse a estratos de arcilla depositados en la naturaleza, cuya resistencia aumentara o disminuirá conforme se disipen con el tiempo las compresiones o tensiones originadas en el agua por las cargas. De lo anterior se desprende la idea de que es en definitiva la fricción el único concepto de que hay que echar mano, en última instancia, para explicar la resistencia

al esfuerzo cortante de todo tipo de suelos. Sin embargo, esta imagen pero quizá de simplista, pues en el caso de partículas de arcilla de forma laminar, en los contactos arista contra cara plana quizá se desarrollen nexos de unión suficientemente fuertes como para que haya de hablarse de una "verdadera cohesión".

Para terminar estas ideas sobre los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es preciso establecer el concepto de resistencia residual, que ocupa un lugar importante en los problemas de estabilidad de suelos ligados a las vías terrestres.

En los materiales de falla frágil la curva esfuerzo-deformación llega a una condición en que el suelo presenta grandes deformaciones para esfuerzo prácticamente constante; este efecto, en mayor o menor medida, se observa en todos los suelos (arenas o arcillas) que presenten una resistencia máxima, siendo más acusado en tanto la arcilla este mas preconsolidada o la arena más compacta, a pesar de ser perceptible en arcillas normalmente consolidadas y en arenas relativamente sueltas. Esta resistencia, denominada última o residual, fue estudiada para arcillas por Skempton.

En las arcillas, la resistencia residual es independiente de la historia previa de esfuerzos, como lo demuestra el hecho de que tiene igual valor para suelos naturales y remodelados.

La caída de resistencia tras la máxima, se debe tanto a una ruptura progresiva de los nexos entre las partículas, como a su reorientación en arreglos en que las partículas se disponen con sus caras paralelas.

3.2.1 Ángulo de fricción interna

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

$$\text{Coeficiente de rozamiento} = \tan \phi$$

Todos los suelos poseen fricción. Sin embargo, a los suelos arcillosos con fricción muy baja o despreciable, se les denomina suelos cohesivos: $\phi = 0$.

El ángulo de fricción (ϕ) depende de una gran cantidad de factores; algunos de los más importantes son:

- Tipo de mineral constitutivo de las partículas.
- Tamaño de los granos o partículas. A mayor tamaño de partículas, mayor es ϕ .
- Forma de los granos o partículas. ϕ es mayor para partículas angulosas.
- Distribución de los tamaños de granos o partículas. En los suelos bien gradados, ϕ es mayor que en los suelos uniformes.
- Fábrica o microestructura (organización de las partículas).
- Densidad.
- Permeabilidad (Facilidad de drenaje)
- Presión normal o de confinamiento.
- Presión de preconsolidación.

El ángulo de fricción es el resultado de la combinación de todos los factores. Por ejemplo, el ángulo de fricción es mayor al aumentar la densidad, pero si las presiones normales son muy altas, el ángulo de fricción tiende a disminuir. En arcillas, el ángulo de fricción depende de las condiciones de preconsolidación.

3.2.2 Cohesión

Hay suelos (las arcillas por ejemplo), donde además de los esfuerzos friccionales, contribuyen con otros factores que se suman al momento de evaluar la resistencia final al esfuerzo de corte.

Si tenemos una arcilla que haya soportado, a través de su vida geológica, sobrecargas tales como estratos que luego fueron erosionados, glaciares, estructuras, etc. podemos decir que se encuentra preconsolidada. Cuando extraemos una muestra de este material, y la protegemos convenientemente de las pérdidas o de los incrementos de humedad, observaremos que una parte importante de las presiones intergranulares a

las que fue sometida en su proceso de consolidación, es retenida por efecto de la acción capilar sobre la superficie de la muestra.

Es decir que por acción del fenómeno de “**capilaridad**”, actúa sobre los granos de la muestra una tensión superficial, que provoca una resistencia adicional al esfuerzo cortante, que se suma a la definida en la ecuación (1) y a la que llamaremos “**cohesión aparente**”.

Este nombre deriva por la circunstancia de que es un valor relativo y no permanente ya que depende del contenido de agua que tenga la muestra de suelos.

Supongamos como ejemplo que intentamos pegar un grano de arena fina con otro grano de arena del mismo tamaño, si los dos granos están secos, de ninguna manera se unirán (Fig 3.2a). Pero si hay una pequeña capa de agua sobre los mismos, es posible que se unan de tal manera que la tensión superficial que desarrolla el menisco que se forma por la unión de los granos, soporte el peso del grano y que el mismo se “pegue” al otro (Fig 3.2 b).

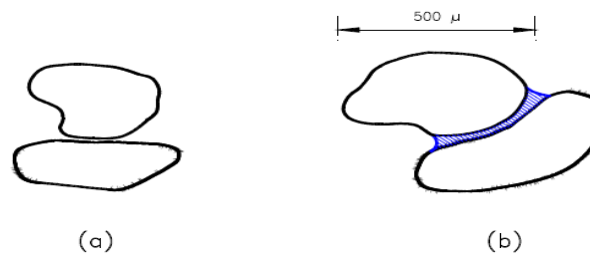


Figura 3.2 Capilares entre dos granos de arena

Esta unión entre granos en una arena fina con tamaño de granos del orden de los 0,5 mm ($500\ \mu$) es muy débil, ya que los esfuerzos de gravedad (peso del grano) son muy importantes comparándolos con los esfuerzos de atracción que genera la tensión superficial.

Este fenómeno sin embargo es de potencial importancia entre las partículas de arcillas que son 500 veces más pequeñas que el grano de arena fina de nuestro ejemplo

anterior ($< 2 \mu$) y donde la forma de las mismas dejan de ser redondeadas para pasar a ser laminares. Fig. 3.3.

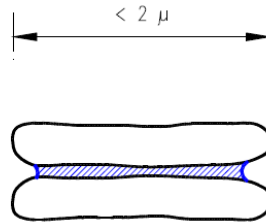


Figura 3.3 Capilares entre dos láminas de arcilla

Este fenómeno de atracción entre partículas en los suelos finos, (limos y arcillas) se conoce con el nombre de **cohesión aparente**.

En muchas arcillas esta atracción entre partículas como consecuencia de la tensión superficial, se pierde rápidamente si la muestra se sumerge en agua, ya que la muestra absorbe agua, los meniscos aumentan de radio con lo cual los esfuerzos que mantienen unidas a las partículas disminuyen, las partículas se separan y la muestra se desgrana totalmente o en trozos perdiendo de esta forma la cohesión aparente debida a la tensión superficial.

En otros tipos de arcilla esta pérdida de cohesión no se manifiesta cuando son sumergidas en agua. Evidentemente en estos casos las partículas son retenidas por fuerzas de otro tipo, que no alcanzan a ser destruidas, por la inmersión en agua.

Estas fuerzas pueden ser de carácter electrostático, que son generadas por la película de agua absorbida que se forma sobre cada partícula. O derivar de agentes cementantes naturales o no, como es el caso del cemento Portland cuando lo mezclamos con suelos para hacer suelo cemento.

A esta forma casi permanente de resistencia al corte, o resistencia al desplazamiento relativo de partículas adyacentes motivada por esta fuerza de origen interno se la denomina **cohesión verdadera** (las pizarras por ejemplo son arcillas con una elevada cohesión verdadera).

Tanto la cohesión aparente como la verdadera reciben el nombre general de cohesión y se identifica en la Mecánica de suelos con la letra “ c ”.

3.3 Teorías de falla.-

En términos generales, no existe aún una definición universalmente aceptada del concepto de falla: puede esta palabra significar el principio del comportamiento inelástico de un material o el momento de la ruptura del mismo, por solo citar dos interpretaciones muy comunes. Muchas veces el concepto falla esta incluso ligado a factores económicos y aun estéticos o de preferencia personal, a un grado tal que es común que varíe radicalmente de unos especialistas a otros, de unos campos de la ingeniería a otros o de un país a su vecino, de acuerdo con sus respectivos recursos o nivel de riqueza; piénsese, por ejemplo, en tratar de definir lo que haya de entenderse por falla de un pavimento.

Es cierto que, a despecho de estas complejidades, no suele ser muy difícil en cada caso particular y dentro de las condiciones socioeconómicas del mismo, que un grupo de especialistas involucrados llegue a una definición razonable de falla para ese caso, y es cierto también que esto es particularmente posible cuando se trata de definir el comportamiento de un material en una prueba concreta de laboratorio o en una estructura concreta que haya de erigirse.

Por ello no es utópico pensar que en un caso dado pueda existir entre los especialistas responsables un criterio unificado sobre lo que ha de entenderse por falla en ese caso.

Pero aun en tan favorables circunstancias surgirá la pregunta de si el conjunto de normas de proyecto o protección adoptadas garantiza el que una cierta estructura no fallara. Y esta pregunta lleva a la necesidad de responder a otra: ¿Cuál es la causa de la falla de un material?, pues es claro que si no se define por que fallan los materiales, no podrá decirse si un material concreto fallara o no, en una situación determinada.

La respuesta a esta fundamental pregunta es una teoría de falla.

En la Mecánica de Suelos actual, la teoría de falla más utilizada es lo que podría considerarse una combinación de dos teorías clásicas algo diferentes.

La primera establecida en 1773 por Coulomb, dice que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento plano a través de un suelo alcanza el valor

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (3-3)$$

Dónde:

τ_f = Esfuerzo cortante actuante, final o de falla.

C= Cohesión del suelo supuesta constante por Coulomb. Resulta ser la resistencia del suelo bajo presión normal exterior nula.

σ = Esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

Φ = Angulo de fricción interna del suelo, también supuesto constante por Coulomb.

La otra teoría de falla es debida a Mohr y establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurrirá a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial o cortante al normal (oblicuidad) alcance un cierto valor máximo. Dicho valor 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. Matemáticamente la condición de falla puede establecerse

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \quad (3-1)$$

Originalmente Mohr estableció su teoría pensando sobre todo en suelos granulares, en y=tanto Coulomb propuso la ecuación 3-2 como criterio de falla para suelos cohesivos que comprenden a los suelos granulares como un caso particular, en el que la resistencia al esfuerzo cortante es cero para un esfuerzo normal actuante nulo: esto equivale a particularizar la ecuación 3-2 de caso $c=0$. En rigor la diferencia esencial entre la teoría de Mohr y la de Coulomb estriba en que para el primero el valor de Φ no debe ser necesariamente constante. En tanto que en una representación con esfuerzos normales en el eje de abscisas y tangenciales en el eje de ordenadas, la ecuación 3-2 quedara representada por una línea recta, la 3-3 quedara representada por una línea curva, que solo como caso particular podrá ser recta.

La Mecánica de Suelos actual suele utilizar como criterio de falla lo que se acostumbra llamar el criterio de Mohr- Coulomb, en el cual se emplea la ecuación 3-2 como representación matemática, pero abandonado la idea original de Coulomb de que c y Φ sean constantes del suelo, y considerándolas variables en el sentido que se verá posteriormente. Se advierte pues que la teoría de falla más usada aun en la actual Mecánica de Suelos atribuye la falla de estos al esfuerzo cortante actuante; resulta entonces lógico que, en tal marco de ideas, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos resulte al parámetro fundamental a definir en conexión con los problemas de resistencia y falla.

La teoría de falla Mohr- Coulomb permite, en general, llegar a resultados bastante satisfactorios en las aplicaciones de la Mecánica de suelos a los problemas prácticos, pero indudablemente no es una teoría perfecta en el sentido de que no permite predecir todas las fallas observadas no explica toda la evidencia experimental disponible. Quizá la explicación de estas diferencias estriben en que esta teoría posee una deficiencia básica, si se acepta que la falla de un material se produce como consecuencia del estado de esfuerzos que actuó en su interior.

En efecto, es sabido que dicho estado de esfuerzos puede describirse a final de cuentas por tres parámetros independientes, por ejemplo los tres esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 : en general, un estado de esfuerzos no puede describirse por completo con menos de tres parámetros independientes. Pues bien, la teoría de Mohr-Coulomb relaciona la falla con el esfuerzo cortante actuante, el cual se relaciona con la diferencia de los esfuerzos principales máximo y mínimo [$\tau_f = f(\sigma_1 - \sigma_3)$], pero no toma en cuenta el esfuerzo principal intermedio, σ_2 . De esta manera la teoría de falla no puede aspirar a cubrir en forma completa todos los casos de falla reales, por no tomar en cuenta es su totalidad las causas de la falla.

La experimentación actual parece indicar que el valor del esfuerzo σ_2 en la falla influye en cierta medida en los parámetros de resistencia c y Φ que puedan obtenerse en el laboratorio, si bien probablemente esta influencia es moderada. También se

acepta que la falla de los materiales reales está influida por como varíe σ_2 a lo largo del proceso de carga que conduce a la falla.

3.3.1 Circulo de Mohr.-

El diagrama de Mohr es el método más común para representar los resultados de los ensayos de corte en los suelos. La envolvente de los círculos de Mohr representa el estado de los esfuerzos en el momento de una falla al cortante.

En un análisis en dos dimensiones, los esfuerzos en un punto pueden ser representados por un elemento infinitamente pequeño sometido a los esfuerzos σ_x , σ_y , y τ_{xy} . Si estos esfuerzos se dibujan en unas coordenadas $\tau - \sigma$, se puede trazar el círculo de Esfuerzos de Mohr (Figura 3.3). En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como Esfuerzos principales. Para interpretar correctamente el fenómeno de falla al cortante, debe tenerse en cuenta cuál es la dirección de los esfuerzos principales en cada sitio de la superficie de falla. El esfuerzo σ_1 es vertical en la parte superior de la falla y horizontal en la parte inferior.

Por ejemplo el fenómeno de falla al cortante en un talud, debe tenerse en cuenta cuál es la dirección de los esfuerzos principales en cada sitio de la superficie de falla. El esfuerzo σ_1 es vertical en la parte superior de la falla y horizontal en la parte inferior (Figura 3.4).

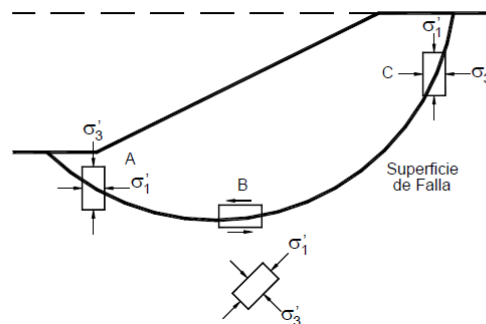


Fig. 3.4 Dirección de los esfuerzos principales en la falla de un talud

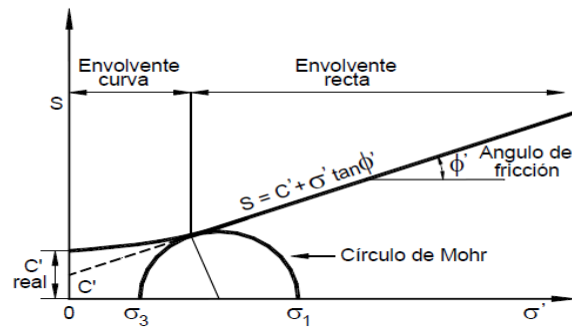


Fig. 3.5 Envolvente de falla y Círculo de Mohr

3.3.2 Envolvente de Falla

El círculo de Mohr se utiliza para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos, utilizando la envolvente de falla Mohr–Coulomb, lo cual equivale a que una combinación crítica de esfuerzos se ha alcanzado. Los esfuerzos por encima de la envolvente de falla no pueden existir.

La envolvente de falla Mohr-Coulomb es generalmente una línea curva que puede representarse en la forma:

$$\tau = A (\sigma) B$$

Dónde:

τ = Esfuerzo de resistencia al corte

σ = Esfuerzo normal efectivo

A y B = Constantes

En la práctica normal de Ingeniería, generalmente esta curva se define como una recta aproximada dentro de un rango seleccionado de esfuerzos (Figura 3.3), en el cual:

$$\tau = C + \sigma \tan \Phi \quad (3-3)$$

Dónde:

C = Intercepto del eje de resistencia (cohesión).

Φ = Pendiente de la envolvente (ángulo de fricción).

En la mayoría de los suelos, la envolvente de falla para niveles de esfuerzos pequeños no es recta sino curva y el error de asumirla como recta puede modificar sustancialmente los resultados de un análisis. En la realidad, no existe un ángulo de fricción para esfuerzos normales bajos y es preferible utilizar todos los valores de la envolvente. Sin embargo, los ensayos normales de resistencia al cortante no se realizan con suficientes puntos para determinar las características de la curva en el rango de esfuerzos bajos.

3.4 Esfuerzo efectivo

Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo es soportado por el esqueleto de partículas y la presión en el agua. Típicamente, el esqueleto puede transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto entre partículas y el agua; a su vez puede ejercer una presión hidrostática, la cual es igual en todas las direcciones. Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente, se conocen como esfuerzos efectivos, y a los esfuerzos hidrostáticos del agua, se les denomina presión de poros. Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo y no los esfuerzos totales. En problemas prácticos, el análisis con esfuerzos totales podría utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo, y las presiones efectivas para analizar la estabilidad a largo plazo.

Desde el punto de vista de la relación esfuerzo – deformación, en la mecánica de suelos se deben tener en cuenta dos tipos de resistencia:

- Resistencia máxima.
- Resistencia residual.

- Resistencia máxima y Resistencia residual.

Considérese una arcilla preconsolidada sometida a una prueba de corte simple o prueba directa en la cual se permita en todo momento drenaje libre (características correspondientes a una prueba lenta); supóngase también que se trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen

las presiones de poro y en la que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones que se provocan.

Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, aumenta la carga tangencial y, por tanto, el esfuerzo cortante, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir; a este límite, que hasta ahora se ha venido manejando en este capítulo con el nombre de resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla, se le llamara ahora resistencia máxima. Si la prueba continua, provocando mayores desplazamientos angulares, disminuye la fuerza tangencial aplicada (y el esfuerzo cortante actuante). En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida; sin embargo, si la prueba continua, se observa que, según el desplazamiento crece, la resistencia de la arcilla disminuye; pero esta disminución también tiene un límite, el cual, una vez alcanzado, se conserva, aun cuando el desplazamiento angular crezca a valores grandes, del orden de varios centímetros a la escala de la prueba, y existe evidencia de campo de que en la arcilla esta resistencia se conserva para desplazamientos del orden de metros.

Si de esta manera se realizan diferentes pruebas, usando en cada una distinta presión normal efectiva, se obtendrán resultados similares a los antes descritos, aunque naturalmente sean distintos en cada caso los valores finales de la resistencia exhibida por la arcilla. A esta resistencia final, más allá de la máxima, se le llama resistencia residual. En fig 3-6 se muestra la relación esfuerzo cortante-desplazamiento, tal como es usual obtenerla en una prueba como la descrita. Ahí puede verse también el cambio en contenido de agua sufrido por el espécimen durante la prueba.



Fig. 3.6 Esfuerzo Cortante vs. Deformación Horizontal

En la figura 3.7 se han trazado las envolventes de falla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de esfuerzos normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias máximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede observarse que dichas envolventes resultan prácticamente líneas rectas, pudiéndose por ello escribir para la resistencia máxima

$$s_f = c + \bar{\sigma} \tan \Phi \quad 1-66$$

Y para la resistencia residual

$$s_f = cr + \bar{\sigma} \tan \Phi_r \quad 1-77$$

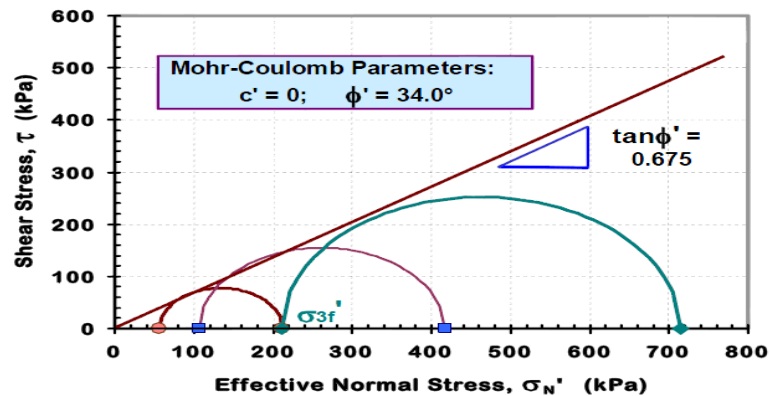


Figura 3.7 Envolventes de Falla

También se ha observado que Φ_r es menor que el ángulo Φ . En algunas arcillas esa diferencia es de solo 1 o 2 grados, pero se han registrado arcillas en que esa diferencia ha llegado a ser de 10 grados.

Las razones para explicar las diferencias anteriores, siguiendo a Skempton, podrán ser las siguientes: primeramente se constató que en arcillas fuertemente preconsolidadas hay expansiones cuando se deforman bajo esfuerzo cortante, sobre todo después de haber pasado su resistencia máxima; por tanto, una parte de la disminución de resistencia puede achacarse al incremento de contenido de agua que se produce como consecuencia. En segundo lugar actúa el desarrollo de franjas delgadas dentro de la masa general de la arcilla, en las que las partículas de forma laminar se orientan en la dirección del desplazamiento, y es razonable suponer que la resistencia de un conjunto de tales partículas orientadas al azar sea mayor que cuando se encuentran paralelamente acomodadas.

Independiente de las razones que puedan aducirse para explicar la disminución de resistencia de las arcillas cuando se sobrepasa su resistencia máxima, hay evidencia de tal disminución, especialmente cuando las arcillas son preconsolidadas. Entonces, si por cualquier razón se sobrepasa la resistencia máxima en un punto cualquiera de la masa de arcilla, la resistencia en dicho punto descenderá; esto conduce a una redistribución de esfuerzos, como consecuencia de la cual se sobrecargan las zonas vecinas, con lo que es posible que la resistencia máxima se sobrepase en otros puntos próximos. Así se concibe la iniciación de una falla progresiva y, en el límite, la resistencia a lo largo de toda una superficie de falla decrecerá al valor de la resistencia residual. Sin embargo, son tan grandes los desplazamientos necesarios para que la resistencia residual llegue a desarrollarse, que esta condición solo debe considerarse para fines de proyecto o cálculo, en general, cuando la arcilla haya sufrido deslizamiento sobre una superficie de falla existente de antiguo o cuando exista en ella un estado de creep más o menos generalizado.

Skempton señala también que la presencia de gran número de pequeñas fisuras, grietecillas y otros accidentes similares en la masa de arcilla, constituye otro caso en que la resistencia residual debe considerarse como la de proyecto para un análisis más realista.

No existe una prueba estándar para determinar en los laboratorios la resistencia residual de las arcillas, pero el propio Skempton describe en la referencia que se comenta, una realizada para un caso concreto en la que se usó un aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo. Tras producir al espécimen un desplazamiento del orden de un centímetro en un cierto sentido, se regresó la parte deslizante a su posición original, produciendo de nuevo el mismo desplazamiento y continuando así la prueba hasta que la resistencia de la arcilla llegó a un valor final constante, que se consideró la resistencia residual.

El propio Skempton comenta que esta técnica no es perfecta, y sugiere que una mejor prueba sería aquella que produjese un desplazamiento continuo en un solo sentido, sin regresar; indica también que los aparatos de resistencia al corte anulares pudieran resultar apropiados

3.5 Medición de la resistencia al cortante

Para determinar los parámetros de la resistencia al corte de los materiales, la forma más común es la de realizar ensayos de laboratorio. Sin embargo los valores de la resistencia al cortante determinado en ensayos de laboratorio dependen de factores, tales como la calidad de las muestras, su tamaño y el método de ensayo.

La resistencia al cortante depende del grado de saturación y este varía con el tiempo.

Esta situación dificulta la realización de ensayos representativos en muestras no saturadas y generalmente, se acostumbra trabajar con muestras saturadas.

Las envolventes de falla para suelos son generalmente, no lineales en un rango amplio de esfuerzos, por esta razón los ensayos deben idealmente, ser realizados en el rango de esfuerzos correspondiente a la situación de diseño.

- Selección de las muestras

Los valores de la resistencia al cortante que se obtienen de los ensayos dependen de muchos factores, especialmente de la calidad de las muestras, su tamaño y el método de análisis. La resistencia al cortante depende del grado de saturación.

Las envolventes de falla para suelos, generalmente no son lineales para un rango amplio de esfuerzos, y los ensayos deben realizarse cubriendo la gama de esfuerzos que sea relevante para cada caso en particular. Por ejemplo, cuando las superficies potenciales de falla son poco profundas, los niveles de esfuerzo normal son bajos y se pueden presentar errores de interpretación.

Lo ideal es que los ensayos sean realizados sobre muestras de suelo preparadas de material inalterado, lo más representativo posible del material; por ejemplo, muestras grandes en bloque de muy buena calidad o muestras tomadas con muestreadores delgados pueden estar relativamente inalteradas. Generalmente, entre más grande la muestra, esta podría ser de mejor calidad. Además, las muestras deben ser obtenidas a una profundidad correcta, de acuerdo a las posibles superficies críticas de falla.

El tamaño de la muestra es importante. La dimensión mínima de la muestra a ensayar debe ser al menos seis veces el tamaño máximo de partícula contenida en ella. El espesor mínimo de la muestra en un ensayo de corte directo es de dos centímetros.

Por otro lado, la preparación de muestras de material muy frágil es difícil y en ocasiones existe la tendencia a utilizar para el ensayo, las partes más duras de la muestra, lo cual conduce a obtener parámetros de resistencia mayores a los reales.

Las muestras para ensayo deben de ser lo más representativas posibles con la situación real en el campo; deben ser tomadas lo más cercanamente posible a las probables superficies de falla y lo suficientemente grandes para eliminar efectos de borde.

- Ensayo de corte directo

El ensayo más común para obtener la resistencia de los suelos en los estudios de deslizamientos es el ensayo de corte directo, el cual es simple y económico de realizar pero presenta los inconvenientes del poco control que se tiene sobre las condiciones de drenaje, la dificultad para medir presiones de poro y algunos problemas inherentes a los mecanismos de las máquinas que realizan los ensayos.

Este método describe y regula el método de ensayo para la determinación de la resistencia al corte de una muestra de suelo, sometida previamente a un proceso de consolidación, cuando se le aplica un esfuerzo de cizalladura o corte directo mientras se permite un drenaje completo de ella.

El ensayo se lleva a cabo deformando una muestra a velocidad controlada, cerca de un plano de cizalladura determinado por la configuración del aparato de corte. Generalmente se ensayan tres o más especímenes, cada uno bajo una carga normal diferente para determinar su efecto sobre la resistencia al corte y al desplazamiento y las propiedades de resistencia a partir de las envolventes de resistencia de Mohr.

Las condiciones del ensayo, incluyendo los esfuerzos normales y la humedad, son seleccionadas para representar las condiciones de campo que se investigan.

Las ventajas de los ensayos de corte directo son su facilidad de ejecución, la cual permite la realización de una cantidad grande de pruebas en poco tiempo y la posibilidad de realizar ensayos sobre superficies de discontinuidad.

El ensayo de corte directo es de obligatorio uso cuando se trabaja a niveles bajos de esfuerzos o si se desea obtener la resistencia a lo largo de las discontinuidades.

En este ensayo la resistencia al cortante puede medirse en un plano predeterminado, cortando la muestra con una determinada orientación. La superficie de falla es predefinida y no depende de las propiedades del suelo, y por esta razón los valores de resistencia obtenidos tienden a ser mayores que en los ensayos triaxiales.

CAPÍTULO IV

CARACTERIZACION Y ANALISIS DE CORRELACIÓN

4.1 Criterio de Selección de Muestras

El paso preliminar esencial para el diseño y la construcción de un proyecto de Ingeniería Civil es la investigación completa y detallada del lugar seleccionado, en cuanto se refiere al estudio del suelo con el cual se va trabajar, mediante la ejecución de pruebas de laboratorio que nos permitan determinar sus características y propiedades; pero, para llegar en el laboratorio a unos resultados razonablemente dignos de crédito es preciso cumplir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible: La obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas de laboratorio.

Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es: **Alterada**, cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraban en el terreno de donde procede y se recolecta a medida que se va realizando el muestreo, e **Inalterada**, es aquella muestra que preserva, en la medida de lo posible, la estructura y el contenido de humedad para que represente realmente las condiciones de campo.

Para este trabajo “Proyecto de Grado”, las muestras con las que se trabajó son de los dos tipos arriba mencionados, inalteradas y alteradas, las ultimas debido a que los ensayos que se realizaron son clasificación para su identificación esto por una parte y por otra es la de establecer las densidades máximas y esfuerzos cortante del suelo mediante una metodología que utiliza suelos perturbados y remoldeados.

4.1.1 Ubicación

Para el estudio realizado se seleccionaron tres distintas muestras, las cuales se recolectaron en lugares estratégicos, para que el porcentaje de material fuera lo más homogéneo en el área, para evitar distorsión en los resultados debido a la heterogeneidad de la muestra.

A continuación se hace una descripción general de las muestras y su procedencia:

Zona A está ubicada en la parte Noreste de la ciudad de Tarija en el Barrio La Loma de San Juan, exactamente en el mirador en construcción “Mirador Corazón de Jesús”, de dicha zona se extrajo la muestra con predominio arcilla inorgánica.

Se escogió esta zona debido a la construcción del nuevo mirador por lo que presentan además grandes cortes de talud y movimiento de tierra.

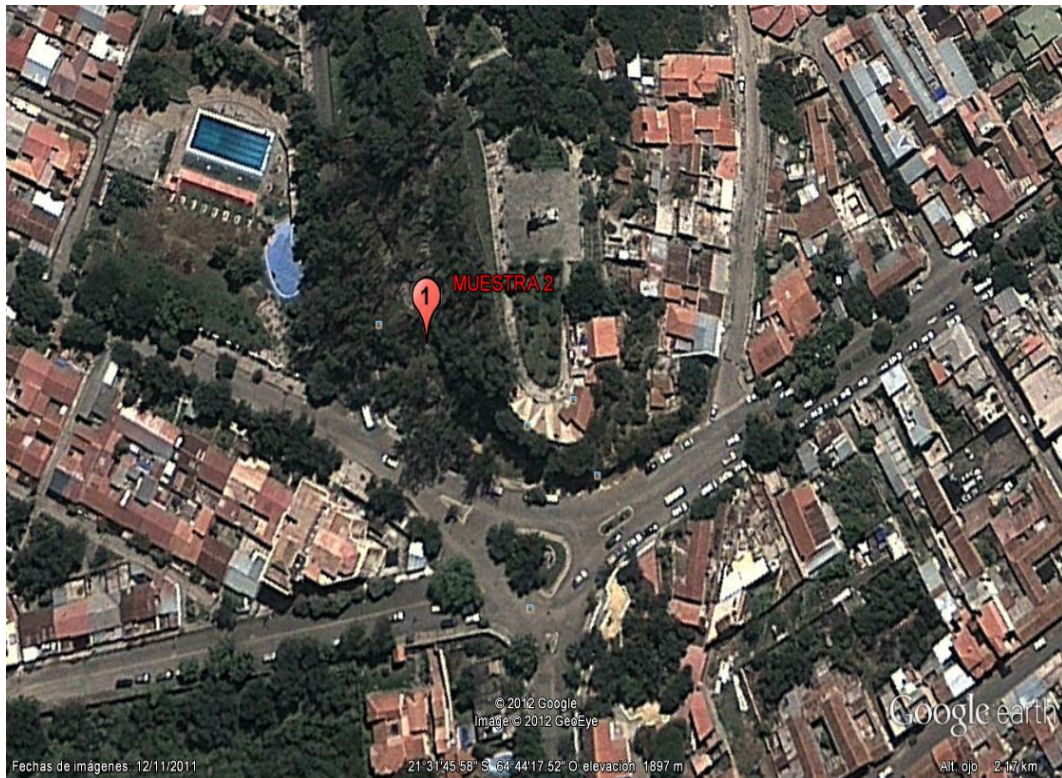


Figura 4.1 Zona A

COORDENADAS

21°31'44.52\" S

64°44'17.87\" O

1900 msnm.

Zona B está ubicada en la parte Sur Este de la ciudad de Tarija en el Barrio Bolívar en los alrededores del Mercado del Sur, de dicha zona se extrajo la muestra con predominio arcilla.

Se escogió esta zona debido a que se planea realizar en la misma un cerramiento perimetral por lo cual se llevará a cabo un gran movimiento de tierra.



Figura 4.2 Zona B

COORDENADAS

21°32'01.54\" S

64°41'25.56\" O

1861 msnm.

Zona C está ubicada en la parte Este de la ciudad de Tarija en el Barrio San Blas a los alrededores de la Villa Olímpica una de las obras más grandes que se encuentra paralizada en este momento el departamento de Tarija.

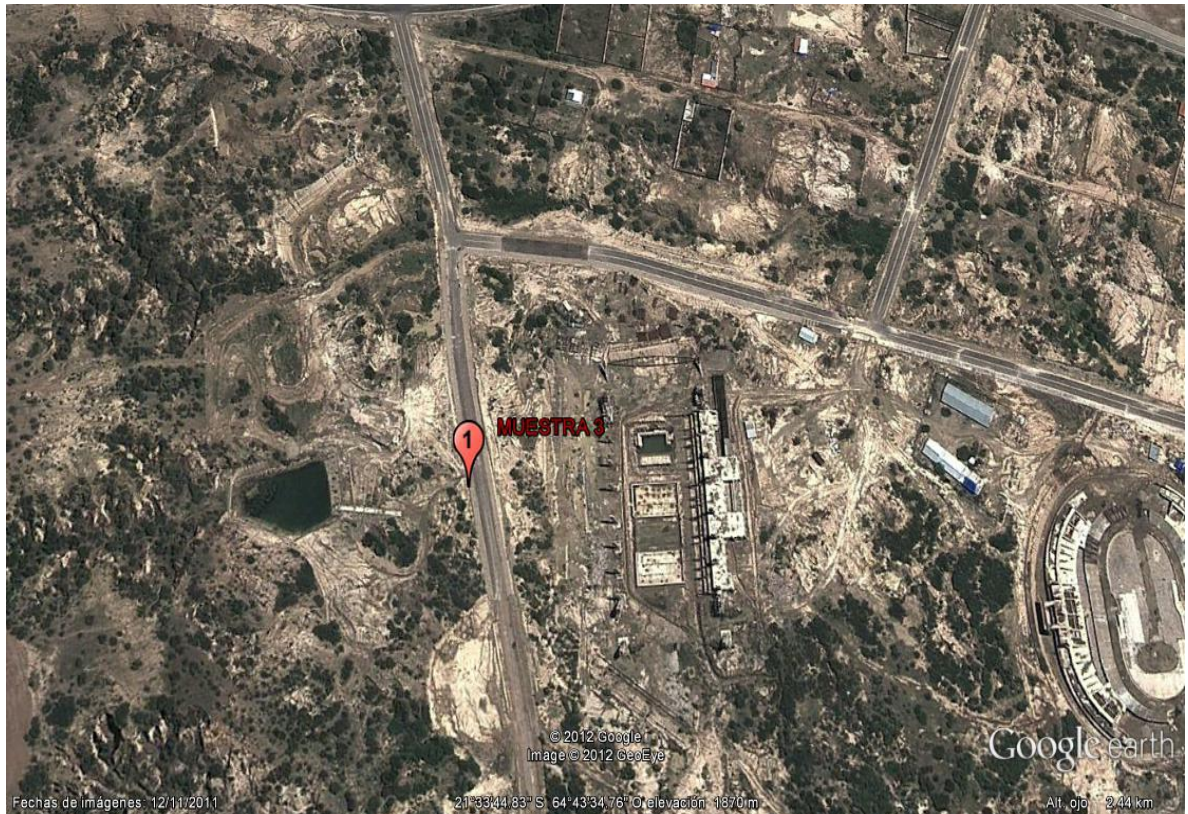


Figura 4.3 Zona C

COORDENADAS

21°33'45.33\" S

64°43'37.39\" O

1875m

4.2 Perfil Geológico.

La geología de las zonas de estudio, son fundamentales al momento de hacer la investigación, puesto que se debe tener un conocimiento claro de la historia de la consolidación del suelo con el que se trabajara. A continuación se hará una descripción de cada una de las zonas.

Zona “A”: Esta zona en la actualidad presenta un gran movimiento de tierras por encontrarse en construcción el mirador “Corazón de Jesús”. A simple vista se pudo distinguir los estratos de suelos, donde se encontró el estrato de arcilla que es de nuestro interés para este estudio.

La geología presentada en el lugar denota que se trata de unos 4 metros de espesor, por otra parte, tanto en la parte superior, como inferior del mismo se encontró suelo aluvial y coluvial.

Cabe recalcar que no se tuvo problema al momento de extraer la muestra pues los accesos realizados para el movimiento de maquinaria y equipo de la construcción se encontraban al nivel de la parte inferior del estrato de arcilla.

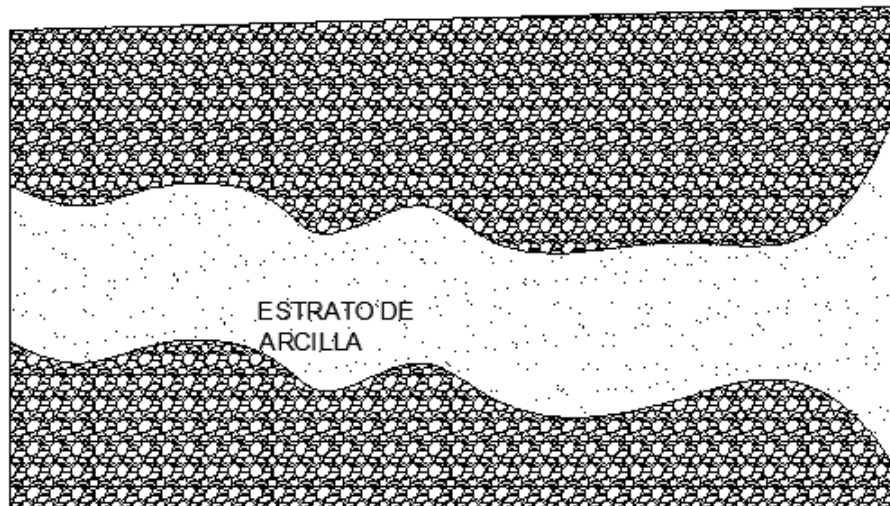


Figura 4.4 : Perfil geológico de los estratos de la zona “A”.

El perfil geológico, muestra tres estratos, el superior e inferior son depósitos de suelo aluvial y coluvial arcilla y el segundo conformado por un depósito de arcilla de espesor aproximado de 4 a 5 metros.

Zona “B”: La geología de esta zona nos muestra dos estratos, el primero un estrato de arcilla de un espesor de 6 metros aproximadamente y el segundo un suelo coluvial de una profundidad que no se puede aproximar.

A simple vista se puede apreciar que el estrato de arcilla presenta una gran erosión provocada por los cambios bruscos de temperatura que actualmente se vienen dando en la ciudad de Tarija.

La erosión fue causa de mucha molestia, al momento de la extracción del suelo de la zona pues el talud escogido, se encontraba rodeado de huecos y suelo inestable que imposibilitaba el transporte de las muestras.

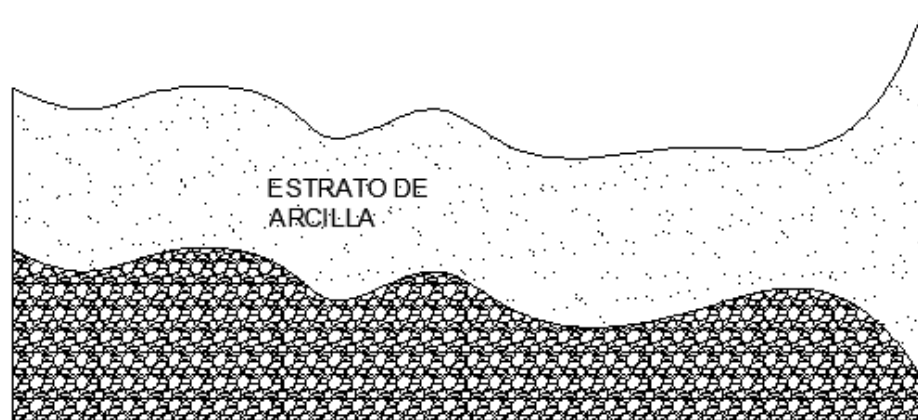


Figura 4.5: Perfil geológico de los estratos de la zona “B”.

El perfil geológico, muestra solamente dos estratos, el superior un depósito de arcilla de espesor relevante y el segundo conformado por suelos aluviales cuya profundidad no se puede aproximar.

Zona “C”: La última zona de estudio nos muestra tres estratos, el primero un suelo coluvial, el segundo trata de una arcilla de aspecto amarillento con espesor aproximado a unos 10 metros, por debajo de este se encuentra el tercer estrato que presenta, un suelo coluvial y aluvial, con un espesor que es difícil de calcular.

Se pudo tener un fácil acceso al estrato de arcilla, pues aunque aún se encuentre paralizada la construcción de la “Villa Olímpica”, el movimiento de tierras que dicha construcción causó, ayudo mucho para poder extraer con facilidad las muestras de estratos de arcillas, que a simple vista denotan estar preconsolidadas, es decir que históricamente fue sometida, en el pasado con esfuerzos mucho mayores que los que recibe en el presente.

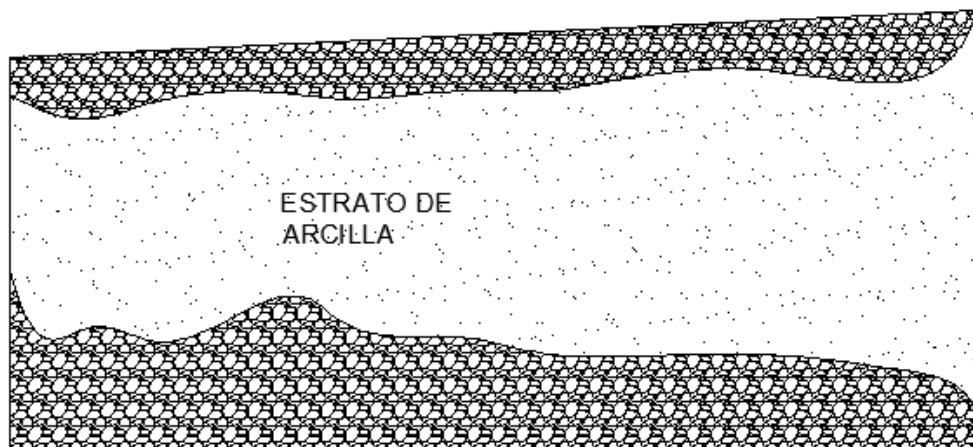


Figura 4.6: Perfil geológico de los estratos de la zona “C”.

El perfil geológico, muestra solamente tres estratos, el superior un depósito de suelo coluvial de muy poco espesor, el segundo arcilla de espesor aproximado de unos 10 m. y el tercero conformado por estratos de suelo aluvial y coluvial cuya profundidad no se puede aproximar.

4.3 Criterios generales.

Como se trata de zonas que pertenecen al radio urbano de la Ciudad de Tarija, en la cuales hay movimiento de tierras y construcciones en marcha, no se puede realizar un sondeo de muchos pozos y a diferentes profundidades, por lo que se tiene que considerar lo siguiente.

El objetivo es realizar la extracción o muestreo adecuado y representativo para poder determinar de forma correcta las características y propiedades del suelo mediante ensayos de laboratorio.

- Equipo Utilizado

El material utilizado para la extracción de las muestras es el siguiente:

- Pico
- Pala
- Bolsas.

- Procedimiento

El procedimiento para la obtención de muestras para el caso de cortes, es el que se describe a continuación:

- Se retira la capa de despalme superficial limpiando el lugar de extracción evitando de esta manera, que el suelo recolectado sufra alguna mezcla.
- Se quita el material seco y o suelto para obtener una superficie limpia de donde se pueda obtener la muestra.
- Se extiende una lona de polietileno al pie del talud para poder recoger la muestra.
- Se excava en forma de canales verticales de sección más o menos uniforme desde la parte superior hasta el fondo.

- Se recoge todo el material excavado, se coloca en una bolsa con su etiqueta de identificación para posteriormente llevarlo a laboratorio.



Figura 4.7 Extracción de Suelo en las Zonas de Muestreo

4.4 Caracterización geotécnica de la zona.

La caracterización geotécnica de la zona esta reducida en la planilla-resumen de todos los ensayos realizados para este trabajo de investigación, los respaldos de estos resultados se los puede encontrar en los anexos.

Todos los ensayos se realizaron en los apiques, situados en cada zona de estudio, solo se pudo realizar un apique por zona, debido a la construcción que en estos momentos se lleva a cabo, no se dio autorización para realizar con mayor amplitud más ensayos.

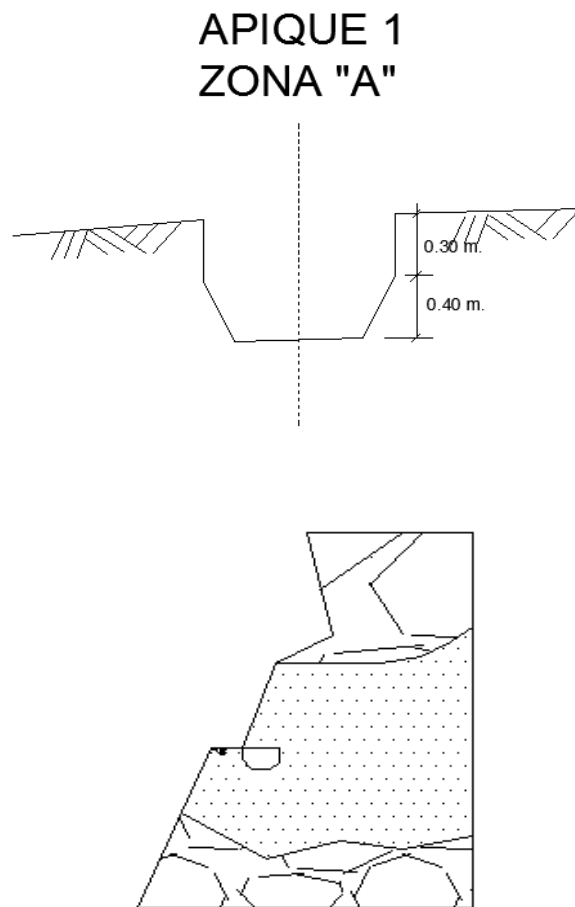


Figura 4.8: Detalle gráfico de los apiques Zona "A".

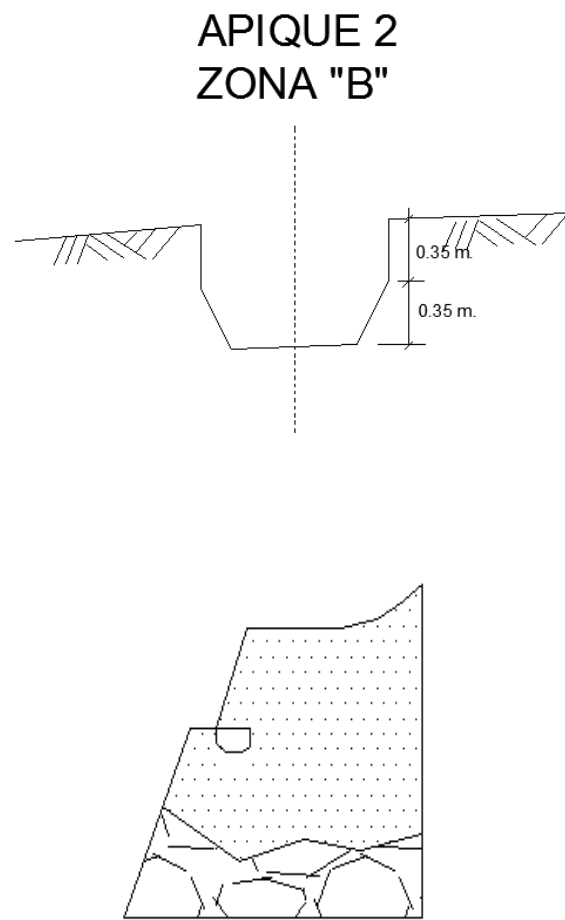


Figura 4.9: Detalle gráfico de los apiques Zona "B".

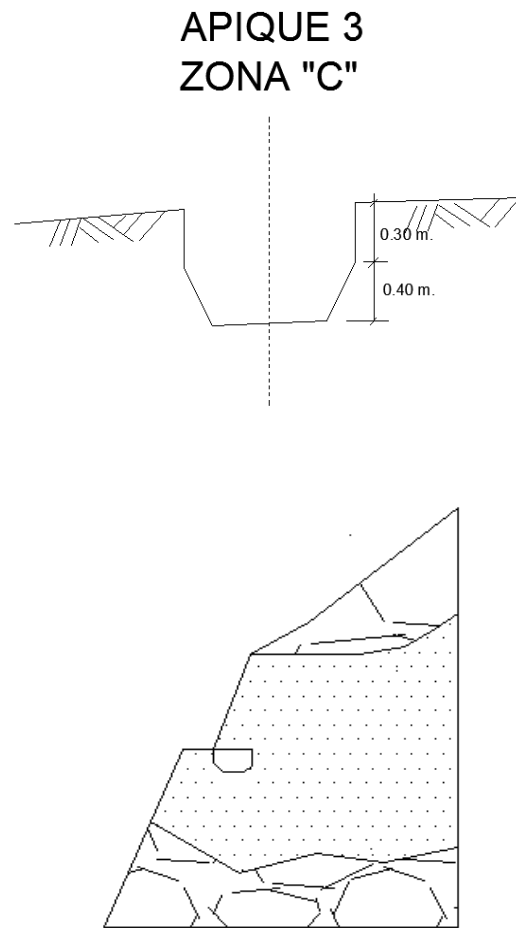


Figura 4.10: Detalle gráfico de los apiques Zona "C".

4.4.1 Resumen de Ensayos

UNIVERSIDAD AUTONOMA “JUAN MISAEL SARACHO”

FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA

PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS

Proyecto: Determinación del Esfuerzo Cortante en función de la Densidad aplicado a Suelos cohesivos

Laboratorista:

Katherine L. Barrera Romero

AP	MUESTRA		GRANULOMETRIA			LIMITES		CLASIF.			HIDROM.		DENSIDADES		HUMEDAD	
	Nº	Prof. m	N10 %	N40 %	N200 %	LL %	IP %	AASHTO		SUCS SIMB	LIMO %	ARC %	Max. g/cm ³	Isitu g/cm ³	Cho %	Isitu %
								SIMB	IG							
1	A	0.70	99.92	98.81	92.08	41.11	13	A-7-6	14	CL	47.84	44.24	1.61	1.54	15.27	9.06
2	B	0.70	97.92	95.19	87.12	52.10	19	A-7-5	20	MH	54.5	32.5	1.56	1.47	16.20	7.16
3	C	0.70	100	99.61	98.1	33.6	11	A-6	12	CL	67.61	30.49	1.61	1.60	15.47	14.06

Tabla 4.1 Resumen Técnico del estudio de suelos

4.5. Determinación del Esfuerzo Cortante en laboratorio

La determinación del esfuerzo cortante en laboratorio es uno de los puntos más importantes en esta investigación, el seguir una metodología normalizada, será de gran ayuda para obtener resultados óptimos.

4.5.1 Características de la Resistencia al corte

Las características fundamentales de la resistencia al corte de un suelo son la cohesión y el ángulo de fricción del mismo, a continuación se mostraran los resultados de pruebas in situ y pruebas alteradas.

- **Resultado del esfuerzo en suelo inalterado y alterado.**

UNIVERSIDAD AUTONOMA “JUAN MISAEL SARACHO”

FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA

PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS

RESUMEN DE ENSAYOS

Proyecto: Determinación del Esfuerzo Cortante en función de la Densidad aplicado a Suelos cohesivos

Laboratorista:

Katherine L. Barrera Romero

Muestra	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION (kPa)	ANGULO DE FRICCION
	1	2	3		
A	0,55	0,59	0,93	32	0
	0,56	0,69	0,81	40	0
	0,56	0,65	0,83	39	0
B	0,55	0,72	1,02	30	0
	0,54	0,7	1,04	26	0
	0,53	0,67	1	25	0
C	0,76	0,85	1,18	50	0
	0,77	0,8	1,14	50	0
	0,81	0,88	1,11	60	0

Tabla 4.2 Resumen de Esfuerzos cortantes con muestras inalteradas

Se establece la cohesión de cada muestra de arcilla, cabe recalcar que al realizar la práctica de corte directo en el suelo inalterado, nos dio un ángulo de fricción mínimo, el cual se lo asumió como cero debido a las teorías estudiadas para suelos cohesivos donde el ángulo de fricción es igual a cero. Por otra parte los valores obtenidos en las diferentes pruebas varían de acuerdo al tipo de suelo a simple vista demostrándonos que los suelos A-6 tienen más resistencia que los suelos A-7.

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (φ)	DENSIDAD (gr/cm ²)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
A	0,49	0,54	0,65	40	0	1,39	5
	0,52	0,53	0,66	42	0	1,39	4,9
	0,5	0,54	0,65	40	0	1,38	5,1
PROMEDIO	0,50	0,54	0,65	41	0	1,39	5,00
DESVIACION	0,02	0,01	0,01	1,15	0	0,01	0,14

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (φ)	DENSIDAD (gr/cm ²)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
A	0,55	0,59	0,72	44	0	1,45	7,52
	0,55	0,6	0,73	44	0	1,43	7,49
	0,55	0,59	0,69	47	0	1,44	7,46
PROMEDIO	0,55	0,59	0,71	45	0	1,44	7,49
DESVIACION	0,00	0,01	0,02	1,73	0	0,01	0,03

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (φ)	DENSIDAD (gr/cm ²)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
A	0,62	0,69	0,96	40	0	1,58	10,02
	0,6	0,69	0,96	39	0	1,54	10
	0,62	0,67	0,94	41	0	1,54	10,05
PROMEDIO	0,61	0,68	0,95	40	0	1,55	10,02
DESVIACION	0,01	0,01	0,01	1,00	0	0,02	0,03

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (φ)	DENSIDAD (gr/cm ²)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
A	0,47	0,53	0,61	40	0	1,58	12,79
	0,47	0,52	0,61	39	0	1,6	12,55
	0,47	0,49	0,62	38	0	1,56	13,04
PROMEDIO	0,47	0,51	0,61	39	0	1,58	12,79
DESVIACION	0,00	0,02	0,01	1,00	0	0,02	0,25

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (φ)	DENSIDAD (gr/cm ²)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
A	0,46	0,5	0,56	40	0	1,64	15,06
	0,45	0,5	0,56	39	0	1,6	15,05
	0,46	0,5	0,57	39	0	1,68	15,12
PROMEDIO	0,46	0,50	0,56	39	0	1,64	15,08
DESVIACION	0,01	0,00	0,01	0,58	0	0,04	0,04

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (φ)	DENSIDAD (gr/cm ²)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
A	0,41	0,47	0,49	36	0	1,61	17,5
	0,42	0,47	0,48	39	0	1,6	17,55
	0,4	0,47	0,5	34	0	1,64	17,46
PROMEDIO	0,41	0,47	0,49	36	0	1,62	17,50
DESVIACION	0,01	0,00	0,01	2,52	0	0,02	0,05

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm ²)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
A	0,39	0,41	0,47	34	0	1,53	19,6
	0,38	0,42	0,46	33	0	1,53	19,62
	0,38	0,41	0,45	34	0	1,55	19,65
PROMEDIO	0,38	0,41	0,46	34	0	1,54	19,62
DESVIACION	0,01	0,01	0,01	0,58	0	0,01	0,03

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm ²)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
A	0,35	0,4	0,42	32	0	1,39	24,63
	0,35	0,39	0,42	31	0	1,37	24,64
	0,35	0,39	0,43	31	0	1,4	24,65
PROMEDIO	0,35	0,39	0,42	31	0	1,39	24,64
DESVIACION	0,00	0,01	0,01	0,58	0	0,02	0,01

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm ²)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
A	0,28	0,34	0,4	21	0	1,24	28,25
	0,27	0,35	0,4	20	0	1,26	28,26
	0,28	0,35	0,4	21	0	1,22	28,22
PROMEDIO	0,28	0,35	0,40	21	0	1,24	28,24
DESVIACION	0,01	0,01	0,00	0,58	0	0,02	0,02

Tabla 4.3 Resumen de Esfuerzos cortantes con muestras alteradas Zona A

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm2)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
B	0,34	0,43	0,53	22	0	1,42	5,05
	0,36	0,45	0,52	27	0	1,39	5
	0,38	0,46	0,50	31	0	1,38	4,98
PROMEDIO	0,36	0,45	0,52	27	0	1,40	5,01
DESVIACION	0,02	0,01	0,01	4,51	0	0,02	0,04

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm2)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
B	0,50	0,60	0,69	38	0	1,46	7,5
	0,50	0,57	0,65	41	0	1,45	7,54
	0,48	0,60	0,66	37	0	1,42	7,52
PROMEDIO	0,50	0,59	0,66	39	0	1,44	7,52
DESVIACION	0,01	0,01	0,02	2,08	0	0,02	0,02

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm2)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
B	0,67	0,74	1,07	40	0	1,5	10,01
	0,63	0,74	1,09	32	0	1,5	10,01
	0,66	0,74	1,05	40	0	1,52	10,06
PROMEDIO	0,65	0,74	1,07	37	0	1,51	10,03
DESVIACION	0,02	0,00	0,02	4,62	0	0,01	0,03

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm2)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
B	0,54	0,62	0,77	39	0	1,53	12,48
	0,57	0,65	0,72	40	0	1,54	12,51
	0,61	0,62	0,74	52	0	1,5	12,49
PROMEDIO	0,57	0,63	0,74	44	0	1,52	12,49
DESVIACION	0,04	0,01	0,03	7,23	0	0,02	0,02

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm2)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
B	0,39	0,46	0,52	31	0	1,6	15,05
	0,39	0,43	0,50	32	0	1,56	15
	0,43	0,46	0,50	38	0	1,58	15,03
PROMEDIO	0,40	0,45	0,51	34	0	1,58	15,03
DESVIACION	0,03	0,01	0,01	3,79	0	0,02	0,03

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm2)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
B	0,38	0,43	0,46	36	0	1,62	17,56
	0,36	0,40	0,41	36	0	1,59	17,54
	0,35	0,41	0,43	30	0	1,57	17,52
PROMEDIO	0,36	0,41	0,43	34	0	1,59	17,54
DESVIACION	0,01	0,02	0,02	3,46	0	0,03	0,02

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm2)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
B	0,27	0,36	0,43	17,00	0	1,56	20,24
	0,31	0,34	0,41	24,00	0	1,52	20,17
	0,31	0,36	0,41	24,00	0	1,54	20,2
PROMEDIO	0,29	0,36	0,42	21,67	0	1,54	20,20
DESVIACION	0,02	0,01	0,01	4,04	0	0,02	0,04

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm2)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
B	0,28	0,34	0,39	21,00	0	1,46	22,57
	0,25	0,36	0,41	15,00	0	1,47	22,58
	0,29	0,33	0,36	25,00	0	1,5	22,59
PROMEDIO	0,27	0,34	0,39	20,33	0	1,48	22,58
DESVIACION	0,02	0,02	0,02	5,03	0	0,02	0,01

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm2)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
B	0,20	0,25	0,27	16,00	0	1,31	29,58
	0,20	0,21	0,22	18,00	0	1,28	29,52
	0,21	0,22	0,25	17,00	0	1,37	29,6
PROMEDIO	0,20	0,23	0,25	17,00	0	1,32	29,57
DESVIACION	0,01	0,02	0,02	1,00	0	0,05	0,04

Tabla 4.4 Resumen de Esfuerzos cortantes con muestras alteradas Zona B

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm3)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
C	0,56	0,65	0,72	46	0	1,32	5,03
	0,55	0,62	0,69	44	0	1,35	5,07
	0,54	0,6	0,67	46	0	1,3	5,1
PROMEDIO	0,55	0,62	0,69	45,33	0	1,32	5,07
DESVIACION	0,01	0,03	0,03	1,15	0	0,03	0,04

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm3)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
C	0,57	0,67	0,74	47	0	1,44	7,54
	0,57	0,66	0,74	46	0	1,43	7,52
	0,57	0,65	0,76	44	0	1,45	7,56
PROMEDIO	0,57	0,66	0,75	45,67	0	1,44	7,54
DESVIACION	0,00	0,01	0,01	1,53	0	0,01	0,02

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm3)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
C	0,59	0,72	0,76	47	0	1,52	10,07
	0,6	0,67	0,79	48	0	1,54	10,08
	0,6	0,72	0,8	48	0	1,56	10,1
PROMEDIO	0,60	0,70	0,78	47,67	0	1,54	10,08
DESVIACION	0,01	0,03	0,02	0,58	0	0,02	0,02

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm3)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
C	0,79	0,86	1	65	0	1,56	12,55
	0,76	0,81	0,94	62	0	1,6	12,59
	0,76	0,77	0,95	62	0	1,57	12,56
PROMEDIO	0,77	0,81	0,96	63,00	0	1,58	12,57
DESVIACION	0,02	0,05	0,03	1,73	0	0,02	0,02

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm3)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
C	0,95	1,04	1,18	80	0	1,63	15,34
	0,9	1,02	1,14	71	0	1,62	15,3
	0,93	1,14	1,23	71	0	1,64	15,38
PROMEDIO	0,93	1,07	1,18	74,00	0	1,63	15,34
DESVIACION	0,03	0,06	0,05	5,20	0	0,01	0,04

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (ϕ)	DENSIDAD (gr/cm3)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
C	0,72	0,74	0,83	62	0	1,62	17,53
	0,69	0,73	0,82	61	0	1,64	17,55
	0,74	0,76	0,86	66	0	1,6	17,58
PROMEDIO	0,72	0,74	0,84	63,00	0	1,62	17,55
DESVIACION	0,03	0,02	0,02	2,65	0	0,02	0,03

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (φ)	DENSIDAD (gr/cm ³)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
C	0,42	0,5	0,56	48	0	1,52	20,18
	0,41	0,49	0,57	30	0	1,54	20,16
	0,41	0,53	0,55	32	0	1,56	20,17
PROMEDIO	0,41	0,51	0,56	36,67	0	1,54	20,17
DESVIACION	0,01	0,02	0,01	9,87	0	0,02	0,01

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (φ)	DENSIDAD (gr/cm ³)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
C	0,39	0,46	0,49	30	0	1,5	22,5
	0,34	0,43	0,48	25	0	1,46	22,47
	0,38	0,45	0,5	38	0	1,42	22,44
PROMEDIO	0,37	0,45	0,49	31,00	0	1,46	22,47
DESVIACION	0,03	0,02	0,01	6,56	0	0,04	0,03

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)			COHESION Kpa	ANGULO DE FRICCION (φ)	DENSIDAD (gr/cm ³)	HUMEDAD (%)
	1	2	3				
C	0,22	0,34	0,4	14	0	1,33	25,56
	0,24	0,32	0,4	15	0	1,34	25,55
	0,26	0,32	0,39	16	0	1,32	25,57
PROMEDIO	0,24	0,33	0,40	15,00	0	1,33	25,56
DESVIACION	0,02	0,01	0,01	1,00	0	0,01	0,01

Tabla 4.5 Resumen de Esfuerzos cortantes con muestras alteradas Zona C

Nuevamente se observa en las tablas como los valores del último suelo sobrepasan a los dos primeros, cabe insistir que a medida que se aumentó el contenido de humedad el suelo presento resistencias mayores, a las de los especímenes inalterados, aun así se llegó a un punto donde se encontró una resistencia máxima, luego de esto los esfuerzos empezaron a bajar en los tres suelos.

4.5.2 Cálculo del esfuerzo máximo de corte por el círculo de Mohr

El diagrama de Mohr es el método más común para representar los resultados de los ensayos de corte en los suelos. La envolvente de los círculos de Mohr representa el estado de los esfuerzos en el momento de una falla al cortante.

En un análisis en dos dimensiones, los esfuerzos en un punto pueden ser representados por un elemento infinitamente pequeño sometido a los esfuerzos σ_x , σ_y , y τ_{xy} .

Para la determinación de los esfuerzos efectivos se debe tomar en cuenta también la teoría de Coulomb que mostraremos a continuación en la siguiente gráfica:

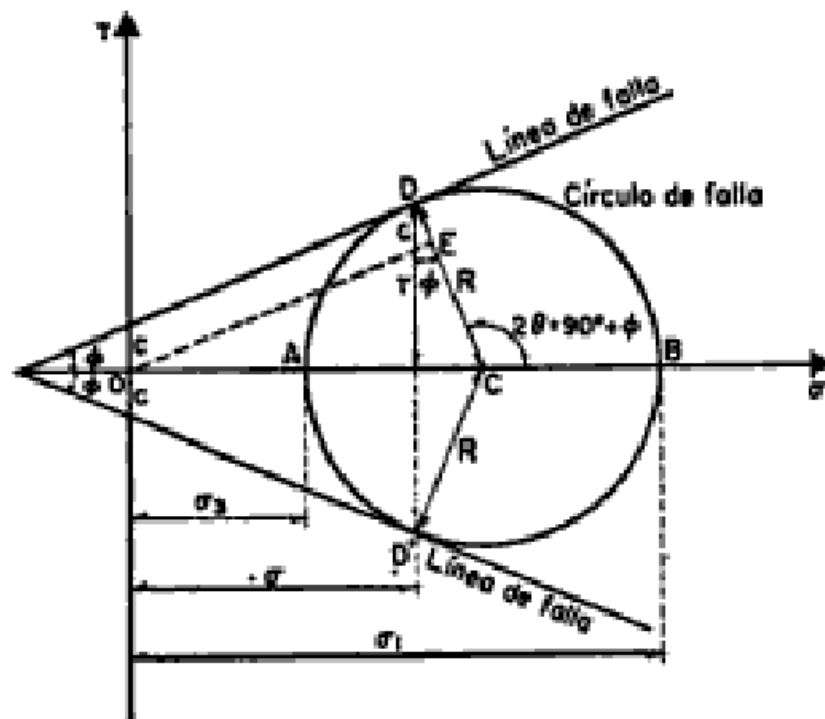


Figura 4.11 Líneas de falla en el círculo de Mohr con la hipótesis de falla de Coulomb

De la gráfica se tiene:

$$\overline{CD} = \overline{OC} \sin \varphi + C \cos \varphi$$

$$\overline{CD} = R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ y } \overline{OC} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

Por otra parte se tiene que:

$$\sqrt{N_\varphi} = \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

De esta manera obtenemos la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 * N_\varphi + 2 * c * \sqrt{N_\varphi}$$

De esta manera se calcularon los esfuerzos cortantes máximos en las líneas de fallas que se calcularon con los datos de laboratorio obtenidos de la práctica de Corte Directo.

Muestra Inalterada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)	Muestra Inalterada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)	Muestra Inalterada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)
A	0,58	B	0,57	C	0,83
	0,62		0,56		0,80
	0,58		0,58		0,79
PROMEDIO	0,59	PROMEDIO	0,57	PROMEDIO	0,81
DESVIACION	0,02	DESVIACION	0,01	DESVIACION	0,02

Tabla 4.6 Resumen de Esfuerzos cortantes máximos en suelo inalterado

Muestra Compactada	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)	DENSIDAD (gr/cm3)	HUMEDAD (%)
MUESTRA "A"	0,54	1,39	5,00
	0,61	1,44	7,49
	0,69	1,55	10,02
	0,52	1,58	12,79
	0,50	1,64	15,08
	0,45	1,62	17,50
	0,42	1,54	19,62
	0,38	1,39	24,64

	0,33	1,24	28,24
MUESTRA “B”	0,45	1,40	5,01
	0,55	1,44	7,52
	0,68	1,51	10,03
	0,63	1,52	12,49
	0,47	1,58	15,03
	0,43	1,59	17,54
	0,37	1,54	20,20
	0,33	1,48	22,58
	0,27	1,32	29,57
MUESTRA “C”	0,59	1,32	5,07
	0,63	1,44	7,54
	0,65	1,54	10,08
	0,85	1,58	12,57
	0,98	1,63	15,34
	0,76	1,62	17,55
	0,47	1,54	20,17
	0,43	1,46	22,47
	0,30	1,33	25,56

Tabla 4.7 Resumen de Esfuerzos cortantes máximos en suelo alterado

Se observan nuevamente que el suelo A-6 tiene mayor resistencia que los suelos A-7, variando considerablemente los valores de unos a otros.

Cabe recalcar, que el método de cálculo no es el más exacto puesto esta teoría posee una deficiencia básica, la teoría de Mohr-Coulomb relaciona la falla con el esfuerzo cortante actuante, el cual se relaciona con la diferencia de los esfuerzos principales máximo y mínimo [$\tau_f = f(\sigma_1 - \sigma_3)$], pero no toma en cuenta el esfuerzo principal intermedio, σ_2 . De esta manera la teoría de falla no puede aspirar a cubrir en forma completa todos los casos de falla reales, por no tomar en cuenta en su totalidad las causas de la falla.

4.6 Correlación de resultados

Esta investigación tuvo como objetivo evaluar la relación entre el esfuerzo cortante y la Densidad, a nueve (9) niveles de humedad (w) y en suelo inalterado, en tres muestras de suelos cohesivos de la ciudad de Tarija.

4.6.1 Evaluación del esfuerzo cortante vs la densidad.

En primer lugar mostraremos la correlación que existe entre el Esfuerzo de Corte y su respectivo % de Humedad.

Para obtener una correlación de datos se realizaron nueve (9) muestras para cada suelo, con las mismas dimensiones y tratando de llegar a un peso similar, así mismo se utilizaron tres (3) cargas normales diferentes, (1, 2, y 3 kg.), para realizar los ensayos.

A continuación analizaremos la muestra “A”, obtenida del Mirador del barrio La Loma, la clasificación de dicha muestra nos dio como resultado un suelo tipo **A7-6 (14)** según la **AASTHOO** y un suelo **CL** según la **SUSC**, confirmando con esto que se trata de un suelo cohesivo.

Una vez obtenidos los resultados de los ensayos de Corte Directo y Compactación, procesamos los mismos obteniendo el esfuerzo máximo de corte a una determinada densidad.

En la figura 4.12 presentamos una gráfica de Esfuerzo Cortante vs. % de Humedad en la cual se buscó una correlación que mejor se ajuste a los datos, obteniendo así la siguiente ecuación:

ESFUERZO CORTANTE vs. % DE HUMEDAD

$$\tau = 0.0001w^3 - 0.0073w^2 + 0.0997w + 0.2121$$

Esta ecuación presenta una correlación de 0.9288

τ = Esfuerzo de corte de la muestra “A”

w=% de Humedad de la muestra "A"

MUESTRA "A"	
Esfuerzo cortante máximo (kg/cm ²)	% de Humedad
0,53	5,05
0,61	7,49
0,63	9,06
0,69	10,02
0,5	15,08
0,45	17,5
0,42	19,62
0,38	24,64
0,33	28,24

Tabla 4.8 Esfuerzo cortante máximo - % de humedad

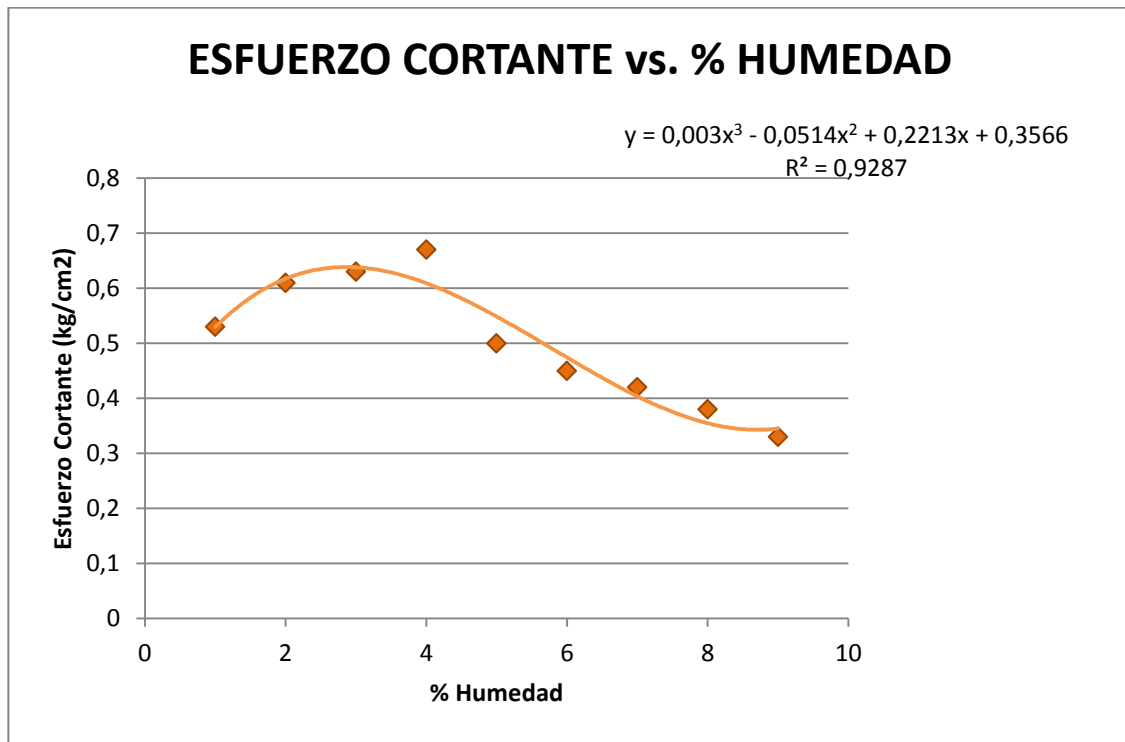


Figura 4.12 Esfuerzo Cortante vs. % Humedad

Podemos observar que las correlaciones se ajustan casi en un 100%, obteniendo una correlación de 0.92.

Haciendo un análisis profundo en la gráfica 4.12 podemos observar que el esfuerzo máximo ocurre antes de obtener una densidad máxima, en un 10% de humedad aproximadamente y la densidad seca máxima se encuentra entre 15% y 17,5 % de humedad.

Luego de llegar al máximo valor de esfuerzo, los mismos tienden a actuar como una curva de compactación, pues los valores bajan considerablemente perdiendo la resistencia y obteniendo valores mínimos de esfuerzos.

Por otra parte a continuación presentamos una siguiente gráfica donde se puede observar el comportamiento de los Esfuerzos de Corte ante la Densidad.

En la gráfica 4.11 se depuraron los valores después de la densidad máxima tratando de dejar los valores más representativos obtenidos en los ensayos, de esta manera se presenta la siguiente ecuación:

ESFUERZO CORTANTE vs. DENSIDAD

$$\tau = -9.2609 * \gamma^2 + 27.963 * \gamma - 20.449$$

Esta ecuación presenta una correlación de 0.9438

Dónde:

τ = Esfuerzo de corte de la muestra “A”

γ = Densidad de la muestra “A”

MUESTRA "A"	
Esfuerzo cortante máximo (kg/cm ²)	Densidad (gr/cm ³)
0,53	1,39
0,61	1,44
0,63	1,54
0,69	1,55
0,5	1,64
0,45	1,62
0,42	1,54
0,38	1,39
0,33	1,24

Tabla 4.9 Esfuerzo cortante máximo - Densidad

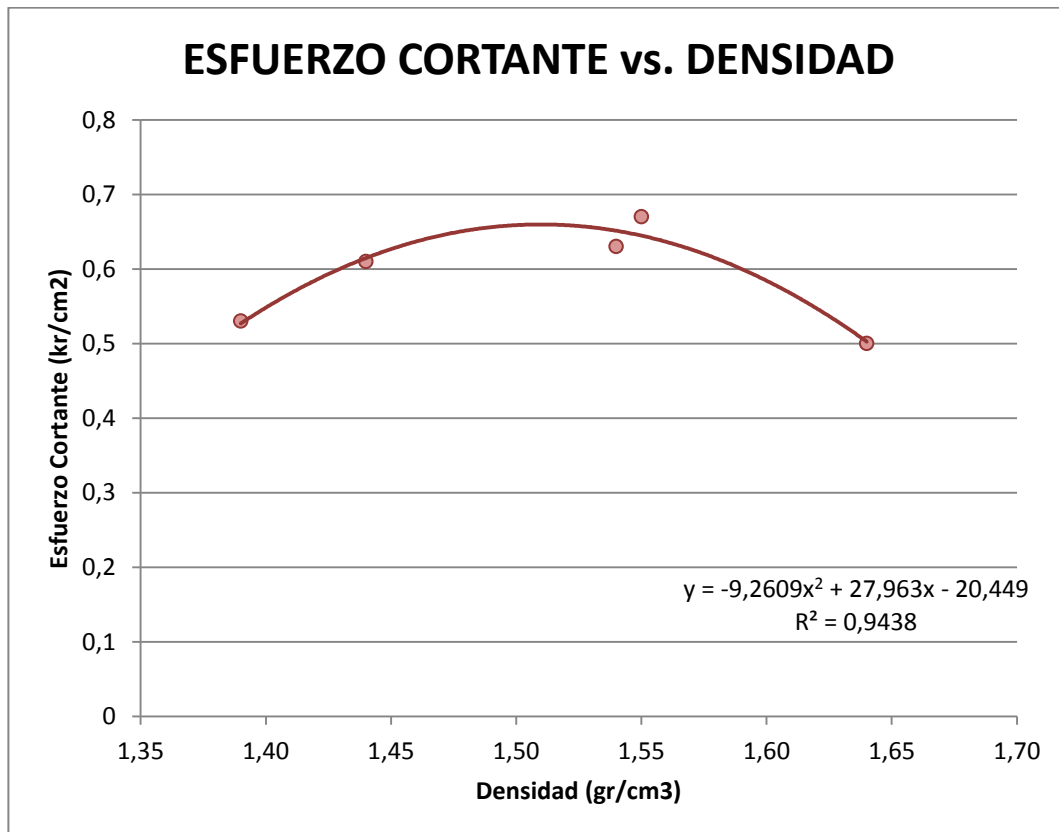


Figura 4.13 Esfuerzo Cortante vs. Densidad

Nuevamente podemos observar que existe una gran correlación de los datos, a diferencia de la gráfica anterior la correlación cuadrática es la más adecuada en este caso por su elevada correlación.

El esfuerzo cortante aumentó con el incremento en la densidad, refiriendo que la reducción en el volumen de poros causó resistencia del suelo, de todas maneras al igual que en la figura 4.12 se observa el quiebre del esfuerzo aun antes de obtener una densidad máxima y un contenido de Humedad Optimo.

A la vez se puede verificar que la compactación incremento las características de resistencia en comparación de las muestras de suelo inalterado.

Un gran inconveniente fue no contar con pruebas estandarizadas y reconocidas similares al trabajo en cuestión para hacer una comparación, siendo esta una primera experiencia tanto en mi persona como en el laboratorio de Suelos de la universidad de Tarija.

El resultado final, nos deja muy en claro que no es necesario tener una Humedad óptima para obtener una resistencia de corte considerable, y aunque no sea de mucha precisión las curvas de calibración mostradas tanto en la figura 4.12 y 4.13 nos dan una idea aproximada del comportamiento de un suelo A7-6.

Como segundo caso analizaremos los resultados de la muestra “B”, extraída del Mercado del Sur; barrio Bolívar, la misma que fue clasificada como un suelo **A7-5 (20)** según la **AASTHO** y un **ML**, según la **SUSC**.

En la figura 4.12 presentamos una gráfica de Esfuerzo Cortante vs. % de Humedad, de las cual se buscó correlaciones que mejor se ajusten a los datos, obteniendo así la siguiente ecuación:

ESFUERZO CORTANTE vs. % DE HUMEDAD

$$\tau = 0.0002w^3 - 0.0085w^2 + 0.1276w + 0.0105$$

Esta ecuación presenta una correlación de 0.9351

τ = Esfuerzo de corte de la muestra "B"

w=% de Humedad de la muestra "B"

MUESTRA "B"	
Esfuerzo cortante máximo (kg/cm ²)	% de Humedad
0,45	5,01
0,55	7,52
0,57	8,26
0,63	12,49
0,47	15,03
0,43	17,54
0,37	20,2
0,33	22,58
0,27	29,57

Tabla 4.10 Esfuerzo cortante máximo - % de humedad

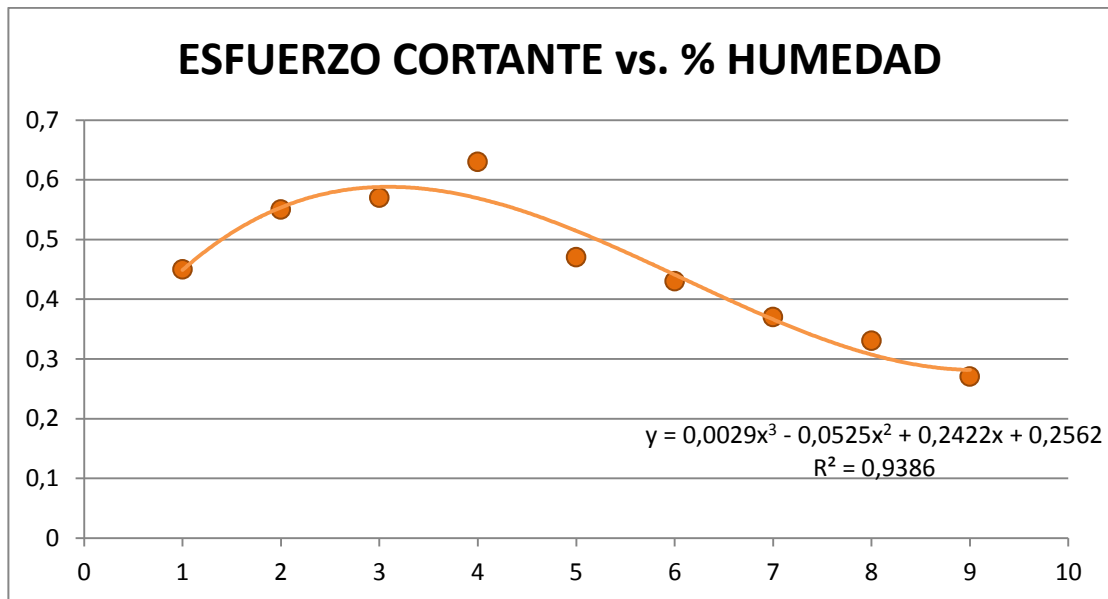


Figura 4.14 Esfuerzo Cortante vs. % Humedad

Podemos observar que las correlaciones para la segunda muestra al igual que en el primer caso casi ajustan en un 100%, aun así se trabajó con dichos valores por ser la realidad de la práctica y por qué no existe mejor ajuste para los mismos.

Analizando la figura 4.14 podemos observar nuevamente que al igual que el suelo anterior el esfuerzo máximo ocurre antes de alcanzar un contenido óptimo de humedad, coincidentemente con la muestra “A”, el mayor esfuerzo ocurre, en un 10% de humedad aproximadamente y la densidad seca máxima se encuentra entre 15% y 17,5 % de humedad.

Luego de llegar al máximo valor de esfuerzos, se observa un gran quiebre en el esfuerzo, este no tiende a bajar gradualmente sino todo lo contrario, pues su descenso es considerable, siendo esta una de las razones por las que no se llegó a una correlación mayor a 0.95, aun así la ecuación obtenida es satisfactoria al ser el mejor ajuste, es el que mejor se acerca a la realidad del comportamiento del suelo.

Como anteriormente se pudo ver en otro suelo tienden a actuar como una curva de compactación, pues los valores bajan considerablemente perdiendo la resistencia y obteniendo valores mínimos de esfuerzos.

A continuación presentamos la gráfica 4.15, que es la que más nos interesa en este estudio, pues es aquí donde podemos observar el comportamiento de esfuerzo Cortante vs. La Densidad.

En la gráfica 4.15 también se depuraron los valores después de la densidad máxima tratando de dejar los valores más representativos obtenidos en los ensayos de Corte Directo y de Compactación, obteniendo así la siguiente ecuación:

ESFUERZO CORTANTE vs. DENSIDAD

$$\tau = -19.005 * \gamma^2 + 56.809 * \gamma - 41.841$$

Esta ecuación presenta una correlación de 0.9348

Dónde:

τ = Esfuerzo de corte de la muestra “B”

γ = Densidad de la muestra “B”

MUESTRA "B"	
Esfuerzo cortante maximo (kg/cm2)	Densidad (gr/cm3)
0,45	1,4
0,55	1,44
0,57	1,47
0,63	1,52
0,47	1,58
0,43	1,59
0,37	1,54
0,33	1,48
0,27	1,32

Tabla 4.11 Esfuerzo cortante máximo - Densidad

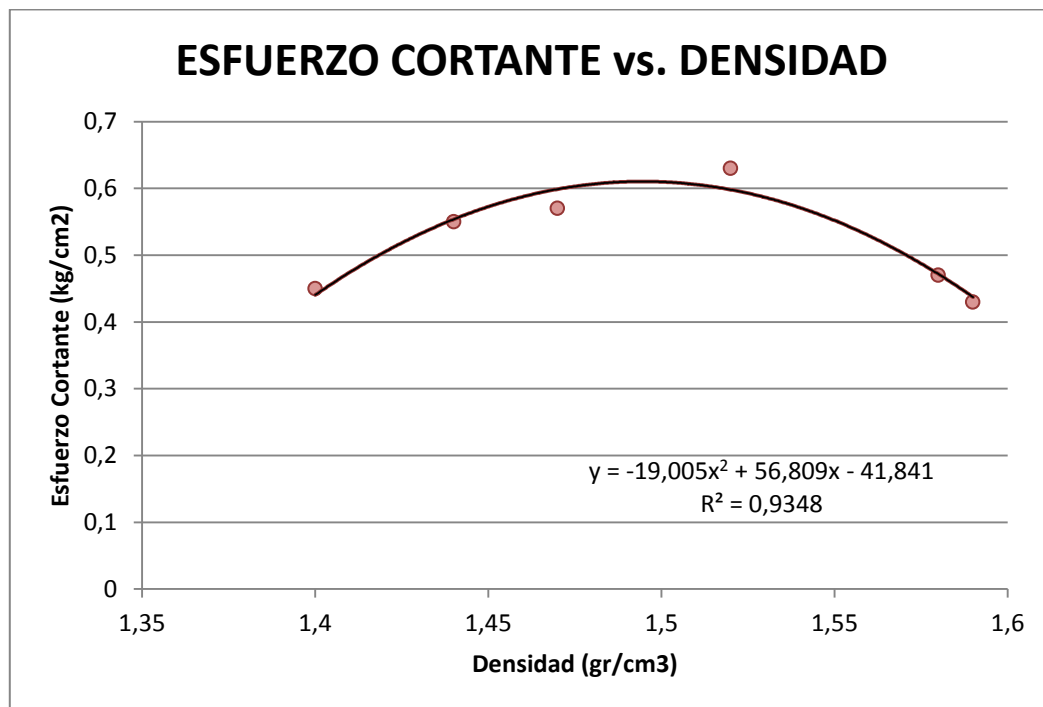


Figura 4.15 Esfuerzo Cortante vs. Densidad

Nuevamente, los datos de Esfuerzo Cortante y Densidad obtuvieron una correlación alta pues se supera el 0.90, obteniendo así un ajuste de gran precisión.

El esfuerzo cortante en este caso se asemeja a la del suelo de la zona A, demostrando nuevamente que con el incremento en la densidad, refiriendo que la reducción en el volumen de poros causó resistencia del suelo, de todas maneras al igual que en la figura 4.14 se observa nuevamente el quiebre del esfuerzo aun antes de obtener una densidad máxima y un contenido de Humedad Optimo.

Por segunda ocasión se pudo verificar que, la compactación incremento las características de resistencia en comparación con las muestras de suelo inalterado.

Por otra parte los resultados obtenidos en esta muestra, nos ayudan a confirmar que los obtenidos con anterioridad en el primer suelo no son de todo los equivocados, puesto que al no haber conseguido estudios previos similares al tema en estudio, el hecho que en las dos pruebas se consiga obtener resultados similares nos demuestran que la tendencia de los suelos cohesivos ante la densificación siguen la tendencia de subir y bajar al igual que las curvas de compactación.

El resultado final de la muestra “B” nos demuestra nuevamente que la máxima resistencia de un suelo no ocurre precisamente cuando éste, está en su Humedad óptima, las curva de calibración mostrada tanto en la figura 4.14, como la obtenida en la figura 4.15 nos resultan muy valederas por tener una correlación muy cercana a 1 por lo que nos dan una idea aproximada del comportamiento de un suelo A7-5, el cual no es muy diferente del resultado obtenido en el suelo A7-6.

Por último se analizara la muestra “C”, extraída de la Villa Olímpica; barrio San Blas, la misma que fue clasificada como un suelo **A6(12)** según la **AASTHO** y un **CL**, según la **SUSC**, dejando en claro que se trata de un suelo cohesivo.

En la figura 4.16 presentamos una gráfica de Esfuerzo Cortante vs. % de Humedad, de las cual se buscó nuevamente correlaciones que mejor se ajusten a los datos, obteniendo así la siguiente ecuación:

ESFUERZO CORTANTE vs. % DE HUMEDAD

$$\tau = 0.0002w^3 - 0.013w^2 + 0.2268w - 0.3146$$

Esta ecuación presenta una correlación de 0.8466

τ = Esfuerzo de corte de la muestra "C"

w=% de Humedad de la muestra "C"

MUESTRA "C"	
Esfuerzo cortante máximo (kg/cm ²)	% de Humedad
0,59	5,07
0,63	7,54
0,83	12,57
0,85	14,06
0,98	15,34
0,47	20,17
0,43	22,47
0,3	25,56

Tabla 4.16 Esfuerzo cortante máximo - % de humedad

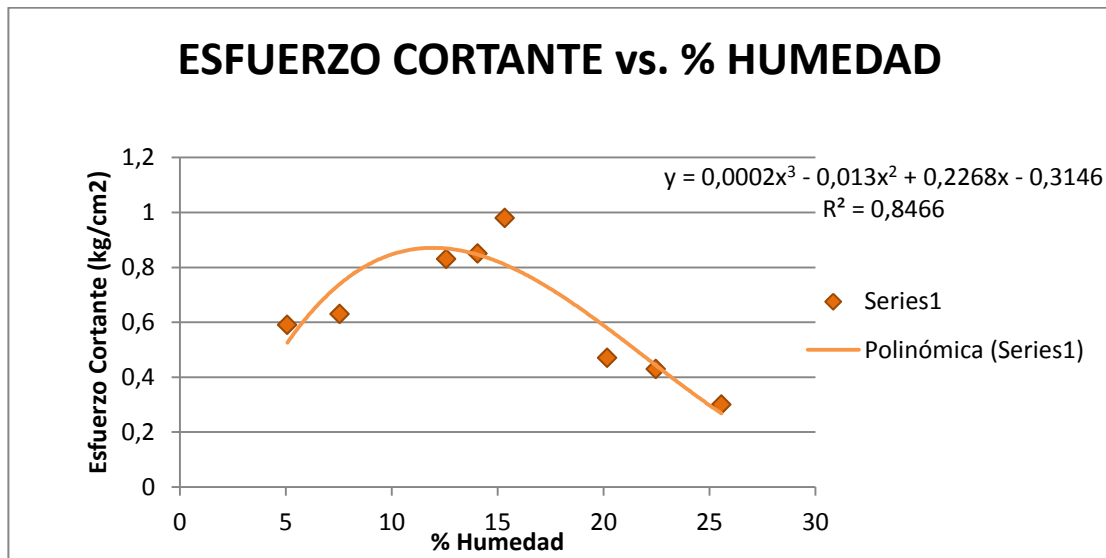


Figura 4.16 Esfuerzo Cortante vs. % Humedad

Como último caso de este estudio podemos analizar la muestra “C”, en la cual se presenta una correlación menor respecto a los otros suelos, aun así la misma es aceptable pues no es inferior a 0,8, y se encuentra en los límites aceptables de una correlación excelente.

A diferencia de las dos muestras anteriormente estudiadas, ésta, logró llegar a su esfuerzo máximo coincidiendo en si con la Humedad Optima y por ende con su densidad máxima, coincidiendo ambos en un 15% de humedad aproximadamente.

Luego de llegar al máximo valor de esfuerzos nuevamente éste va bajando coincidiendo con la curva de compactación, y así mismo con las muestras ya estudiadas, por lo que verificamos nuevamente la manera de actuar del suelo al aumentar la humedad en relación de los esfuerzos de corte.

A continuación presentamos la gráfica 4.17, donde podremos observar con mayor precisión la relación de la densidad con el esfuerzo de corte.

En la gráfica 4.17 nuevamente se depuraron los valores después de la densidad máxima tratando de dejar los valores más representativos obtenidos en los ensayos de Corte Directo y de Compactación, obteniendo así la siguiente ecuación:

ESFUERZO CORTANTE vs. DENSIDAD

$$\tau = 6.0805 * \gamma^2 - 16.782 * \gamma + 12.156$$

Esta ecuación presenta una correlación de 0.9712

Dónde:

τ = Esfuerzo de corte de la muestra “C”

γ = Densidad de la muestra “C”

MUESTRA "C"	
Esfuerzo cortante máximo (kg/cm ²)	Densidad (gr/cm ³)
0,59	1,32
0,63	1,44
0,7	1,54
0,83	1,58
0,85	1,6
0,98	1,63
0,47	1,54
0,43	1,46
0,3	1,33

Tabla 4.13 Esfuerzo cortante máximo - Densidad

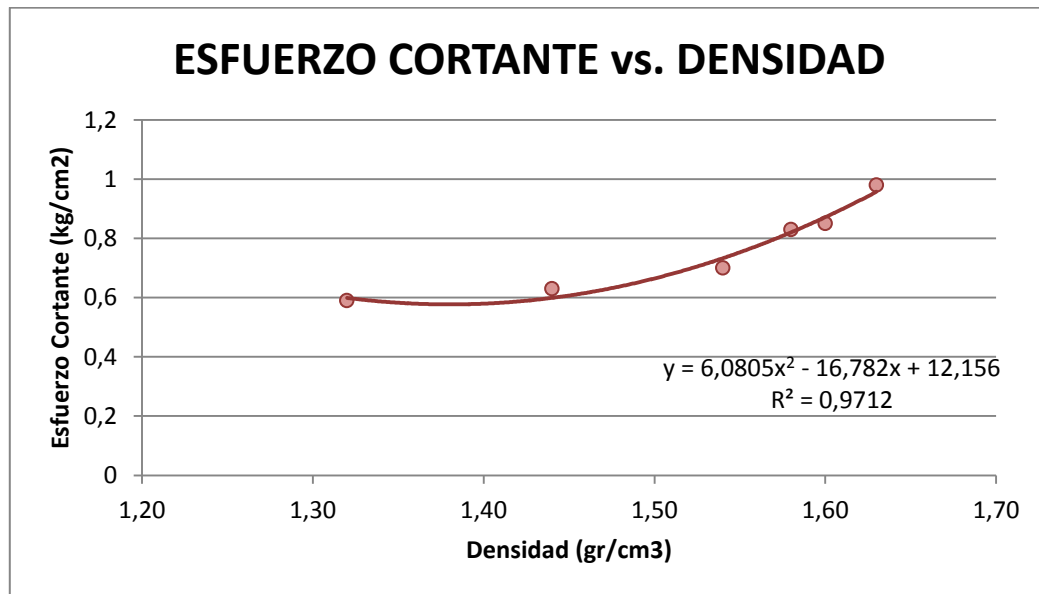


Figura 4.17 Esfuerzo Cortante vs. Densidad

La curva de Esfuerzo Cortante y Densidad obtuvo una correlación casi perfecta, pues la correlación de datos es de un 0.97, obteniendo así un ajuste más preciso que los anteriores casos.

El esfuerzo cortante en este caso fue aumentando gradualmente, confirmando una vez más que, la reducción en el volumen de poros no da como resultado un incremento de la resistencia de corte.

Se puede observar con mayor precisión en la gráfica, como el valor de esfuerzo máximo sucede al mismo tiempo de obtener una densidad seca máxima, por lo que esta muestra difiere del resto, aunque si analizamos más profundamente los valores encontrados con anterioridad no se disparan tanto respecto de este último suelo.

Esta singularidad tal vez caiga en la diferencia de grupo pues los suelos estudiados con anterioridad trata de suelos A7, y este último se clasifica como un suelo A6, y aunque a pesar de ser suelos cohesivos, la clasificación los diferencia por tener límites elevados los primeros respecto del último suelo en estudio.

Por otra parte, los resultados obtenidos en esta muestra, nos ayudan a confirmar la tendencia que tienen los esfuerzos de subir y bajar dependiendo el porcentaje de humedad, por lo observado, generalmente esto sucede antes de llegar a más del 15% de humedad lo que nos da a entender, que para suelos cohesivos, no se necesita un alto contenido de Humedad para alcanzar un valor alto en su resistencia, al contrario de lo que sucede en la compactación de arcillas donde generalmente se encuentra la densidad máxima seca pasando los 15% de humedad del suelo.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Se identificó el material de manera que se obtuvo datos importantes como ser su granulometría, límites de consistencia, peso específico y compactación, dejando claros estos parámetros, que serán datos referentes en un futuro.
- Dos de las muestras trabajadas en este proyecto se encuentran dentro del intervalo de clasificación de arcilla inorgánica de baja plasticidad, perteneciente al grupo CL en la clasificación S.U.C.S. la muestra restante cae en la clasificación de limo inorgánico, pertenece al grupo ML, según la S.U.C.S.
- La densidad In Situ de los tres suelos trabajados resultaron menores que las encontradas en compactación, por lo que también llegaron a menor resistencia de corte que las compactadas.
- Se alcanzó el objetivo principal al realizar las curvas de correlación entre el esfuerzo de Corte y la Densidad de los suelos, pudiendo así generar ecuaciones que en un futuro nos permitan determinar el esfuerzo según cierta densidad,
- Se realizaron los ensayos de compactación exitosamente, a pesar de haber trabajado nueve puntos ningún valor se disparó grandemente, por lo que se pudo trabajar con todos los datos obtenidos en el ensayo.
- Se realizó una investigación concienzuda sobre el manejo del equipo, con la ayuda de prácticas encontradas en internet y colaboración de otros laboratorios del país, considerando que fue la primera experiencia realizada en el laboratorio de Suelos de nuestra universidad.
- La correlación de datos entre el Esfuerzo de corte y la Densidad de los suelos fue muy alto, aunque cabe recalcar que se depuraron varios datos para poder obtener un comportamiento más coherente, en las gráficas mostradas, se pudo observar el comportamiento de la muestra, realizando la correlación de los mismos con el contenido de humedad.

- Se determinó que para los suelos ensayados (suelos cohesivos), compactados a 9 niveles de % de humedad del Proctor T'99 de referencia el esfuerzo de corte y la densidad se correlacionaron mediante ecuaciones cuadráticas para todos los casos.
- Se evidenció que para todas las muestras tanto de suelo A6 como los suelos A7, la resistencia al corte va aumentando a medida que se va compactando hasta llegar a su punto máximo, procediendo después de esto a bajar, comparándose su comportamiento con el de una curva de compactación.
- Se pudo observar también que el esfuerzo de corte logrado con muestras inalteradas fue superado en las compactaciones, pudiendo tener de estas una mayor resistencia tanto en su esfuerzo máximo como en el residual.
- Al realizar los ensayos de corte directo pudimos verificar que el ángulo de fricción en arcillas tiende a cero (0).
- El ensayo de corte directo tiene la ventaja, que por el tamaño de sus probetas, permite la obtención de las muestras inalteradas directamente en el campo, lo que facilita su moldeo, protección y transporte para su ensayo en el laboratorio.
- El ensayo de corte directo tiene la desventaja de no poder medir la presión de poros, ni la permeabilidad, por lo que en el ensayo se debió trabajar con la mínima velocidad para trabajar con una presión de poros igual a cero (0).
- Es importante tener en cuenta, que estos equipos de Corte directo y teorías fueron desarrollados por la necesidad de conocer las características de suelos problemáticos, colapzables y de bajas características físicas y mecánicas.
- También se pudo observar que el esfuerzo máximo fue localizado en la muestra "C" que fue clasificada como un suelo A6, que supero los esfuerzos que obtuvieron los suelos A7.

6.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda:

- Hay que tener mucho cuidado al momento de tomar las muestras, la extracción de la misma es importante conforme al objetivo en estudio, para así obtener unos resultados más certeros.
- La extracción de la muestra y el transporte es muy delicado y debe efectuarse cuidadosamente ya que podría alterar las propiedades del material y a su vez los resultados.
- Las probetas remoldeadas, siempre deben de estar referidas a la humedad y densidad que presenta el material en el campo.
- Se debe realizar el ensayo de corte directo a una velocidad mínima que varía de 0.005 a 0.001 mm/min, esto es para obviar la presión de poros que no se puede calcular en dichos aparatos y que afecta a los suelos cohesivos.
- Se debe tener mucho cuidado al momento de las lecturas de los extensómetros, pues se deben leer tres de estos a la vez, por lo que si no se cuenta con la ayuda de otro laboratorista se debe trabajar con gran rapidez al momento de la lectura de los mismos.
- Una vez compactados los suelos, con la ayuda de un extractor se saca la muestra del molde, y se procede al remoldeado de las mismas para su colocado en la cámara de corte directo.
- Tener cuidado en mantener las humedades en la compactación durante el proceso del ensayo para la obtención del espécimen para el ensayo de Corte Directo.
- Cuando se estén obteniendo el espécimen de suelo, tener cuidado al momento del tallado, para lograr una alteración mínima de la estructura del suelo.
- El espécimen debe estar consolidado con una carga normal en el momento del corte, para poder leer su deformación vertical.
- Cada ensayo de corte debe durar de 2 a 5 horas para obtener más resultados, y así poder obtener graficas representativas de su comportamiento.

- Es necesario realizar más de un ensayo por muestra, para tener un rango en el cual basarnos, pues es poco probable obtener un valor idéntico dos veces.
- Para realizar las compactaciones se debe secar el suelo para empezar de una humedad cero en el suelo.
- Se debe realizar los ensayos bajo las normas correspondientes, esto servirá para tener un respaldo y a la vez una guía de la metodología de laboratorio.