

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. Introducción

El ensayo de corte directo tiene como finalidad determinar la resistencia al esfuerzo cortante de una muestra de suelo sometidas a deformaciones y/o fatigas que finjan las que existen o existirán en terreno producto de una aplicación de una carga y es por ello que para conocer esta resistencia en laboratorio se utiliza el equipo de corte directo

La resistencia al esfuerzo cortante en el suelo se debe a dos componentes: la cohesión, aportada por la fricción del suelo y responsable, a su deformación, del comportamiento plástico de este y el rozamiento interno entre las partículas.

Es adecuado para la determinación relativamente rápida de las propiedades de resistencia de materiales drenados y consolidados. Debido a que las trayectorias de drenaje a través de la muestra son cortas, se permite que el exceso de presión en los poros sea disipado más rápidamente que con otros ensayos drenados. El ensayo puede ser en todo tipo de suelos inalterados, remodelados o compactados. Según las normas ASTM D3080 Y AASTHO T236

La evaluación de la resistencia al esfuerzo normal y cortante del suelo, permite cuantificar parámetros necesarios para solucionar problemas relacionados con la resistencia del terreno, que nos permite analizar problemas de la estabilidad de suelos

Los resultados del ensayo son aplicables para estimar la resistencia al corte en una situación de campo donde ha tenido lugar una completa consolidación bajo los esfuerzos normales actuantes.

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, en efecto, una valoración correcta de ese concepto constituye un paso previo imprescindible para intentar, con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la mecánica de suelos al análisis de la estabilidad de las obras. (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1973).

1.2. Antecedentes

Algunas investigaciones realizadas dentro del Distrito 12, han determinado que los suelos en el barrio Miraflores son suelos del grupo A-7 (Ríos G. 2014), en el barrio San Blas se determinó que se tiene suelos del grupo A-5 (Velásquez P. 2014), que ratifica la presencia de suelos finos en el distrito según la clasificación de suelos AASTHO dentro de la que se encuentra como suelos finos de los grupos de suelos A-5 y A-7-5. Esto hace que los suelos sean menos resistentes más inestables.

En la zona del Distrito 12 de la ciudad de Tarija no se cuenta con un estudio de suelos que determinen el esfuerzo cortante, tampoco se muestra las zonas inestables que presenten riesgos.

Este proyecto trata de abordar una problemática existente en el municipio de Cercado la cual consiste en la mala calidad del suelo con mucha presencia de suelos finos

La mayor parte de las fallas se producen por esfuerzos cortantes, por lo tanto, la resistencia de un suelo a este esfuerzo representa la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos para adaptarse sin fallar a cargas que actúen sobre ellos. Es muy importante conocer las características del esfuerzo cortante para la solución de muchos problemas en el campo de la construcción de obras civiles.

1.3. Justificación

El propósito de esta investigación es comparar el comportamiento del esfuerzo cortante de los suelos finos en condiciones drenadas y no drenadas, con el fin de analizar los resultados de ambos ensayos.

Teniendo en cuenta que los suelos fallan por esfuerzo cortante al momento que se deslizan las masas (partículas) la una sobre la otra, es ahí donde existe una falla en el suelo, entonces hay que conocer ese esfuerzo cortante para el cual el suelo va fallar tanto en condiciones drenadas y no drenadas y es ahí donde radica la importancia de esta investigación

Todas las estructuras de ingeniería civil deben cimentarse sobre la superficie del terreno natural y por tal razón es de vital importancia un buen estudio de suelos, donde se conozcan con exactitud las propiedades físicas y mecánicas del suelo.

Esta investigación nace a partir de la necesidad de saber que el análisis de esfuerzos sobre un suelo no se limita únicamente a la compresión de su comportamiento bajo esfuerzos de compresión axial. Los suelos, durante su uso estructural también pueden verse sometidos a esfuerzos cortantes, los cuales son de importante consideración. Porque cuando una estructura se apoya en el suelo esta estructura transmite los esfuerzos al suelo de fundación y estos esfuerzos producen deformaciones en el suelo, haciendo que la estructura presente deformaciones

Por este motivo, se considera importante la demostración del presente ensayo, de tal manera que se pueda comprender el mecanismo de la aplicación de esfuerzos paralelos a un área transversal o de cizalladura

Es importante caracterizar los suelos en el distrito 12 y poder difundir a través de instituciones públicas, con el propósito que la población pueda saber el tipo de suelo, las características del suelo que se tiene en dicha zona,

El método de corte directo es el método más usado en la investigación de la resistencia al corte de los suelos y se realiza utilizando una caja de acero llamada caja de corte.

1.4. Planteamiento del problema

1.4.1. Situación problemática

En la actualidad no existen políticas públicas municipales que regulen el estudio de suelos para el caso de viviendas unifamiliares, urbanizaciones. Y hasta hoy en día no existen estudios de suelos de uso público en el distrito 12 que brinden un dato de las características fisicomecánicas. El ensayo de corte directo en caja, se coloca una muestra dentro de una caja de forma rectangular, cuadrada o circular, partida por la mitad. Para realizar el ensayo, una de las mitades se mueve con respecto a la otra mitad y el suelo se rompe a lo largo del plano entre los dos elementos de la caja. El ensayo es más común para obtener la resistencia de los suelos en los estudios de deslizamientos. Este ensayo 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 que presenten estos suelos.

actualmente la ciudad de Tarija ha desarrollado una variada cantidad de estructuras tanto verticales como horizontales, que no cuentan con un estudio de características geotécnicas, en las mismas se va evidenciando los problemas posteriores que se presentan como ser las fisuras, los asentamientos, las deformaciones, etc.

Cuando existe algún tipo de falla en la relación estructura – suelo, ya sea por esfuerzos excesivos de la estructura sobre el suelo o por empujes que genera el suelo sobre la estructura, se producen efectos desfavorables como el deslizamiento, asentamientos o volcamiento de esta.

1.4.2. Problema

¿Cuál es la diferencia del comportamiento del esfuerzo cortante de los suelos finos determinado mediante la prueba de corte directo drenado y no drenado?

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Comparar el comportamiento del esfuerzo cortante de los suelos finos en condiciones drenadas y no drenadas, utilizando el ensayo de corte directo.

1.5.2. Objetivos específicos

- Identificar las zonas de muestreo. (distrito 12 de la ciudad de Tarija)
- Extraer las muestras.
- Realizar la caracterización física de los suelos.
- Determinar los parámetros de resistencia del distrito 12 mediante el ensayo de corte directo.
- Comparar los resultados.
- Realizar un mapa geotécnico con los resultados obtenidos.

1.6. Hipótesis

El esfuerzo de corte es mayor en condición no drenada, que en la condición drenada.

1.7. Alcance de la investigación

Este proyecto consiste en comparar el comportamiento del esfuerzo cortante de los suelos finos en condiciones drenadas y no drenadas a profundidades de: 1 metro, 2 metros y 3 metros en el Distrito 12 de la ciudad de Tarija.

Este ensayo de corte se realiza mediante la deformación de un espécimen, se realizará tres pruebas, cada una bajo una diferente carga normal tanto para condiciones saturadas y no saturadas, se trabajará con muestras inalteradas

También se realizará los ensayos previos para la clasificación del suelo, que son: contenido de humedad, granulometría, hidrómetro, límites de Atterberg y peso específico a diferentes profundidades.

Con los resultados obtenidos realizar un mapa geotécnico, mediante el programa Arcgis.

1.8. Variables

1.8.1. Variables independientes

La variable independiente en esta investigación será el Suelo donde se realice el ensayo.

1.8.2. Variables dependientes

Esfuerzo de corte

1.9. Unidades de estudio y decisión muestral

1.9.1. Unidades de estudio

Las unidades de estudio serán los siguientes ensayos:

Tabla 1.1. Unidades de estudio

Condición			
Drenado		No drenado	
Esfuerzo de corte		Esfuerzo de corte	
Cohesión	Ángulo de Fricción	Cohesión	Ángulo de Fricción

Fuente: Elaboración propia

1.9.2. Población

La población seleccionada para esta investigación corresponde al distrito 12 de la ciudad de Tarija provincia Cercado, que comprende 5 barrios que son: San Blas, Miraflores, German Busch, San Martín y Aranjuez.

1.9.3. Muestra

La muestra para este estudio se extraerá de diferentes puntos seleccionados del distrito 12, que se dividió por barrios en base a su área: San Blas (8 puntos), Miraflores (7 puntos), German Busch (4 puntos), San Martín (2 puntos) y Aranjuez (9 puntos), con un total de 30 puntos a 1 metro, 30 puntos a 2 metros y 30 puntos a 3 metros. haciendo un total de 90 puntos.

1.9.4. Muestreo

Para este estudio se realizará un muestreo no probabilístico y la técnica a emplear será causal o accidental, debido a que los puntos ya fueron ubicados para la extracción de muestras y así realizar los ensayos correspondientes.

1.9.5. Métodos y técnicas empleadas

El método que se va a utilizar en este ensayo es el método empírico y la técnica será experimental, debido a que consiste en medir, observar y experimentar la realidad que se quiere investigar.

CAPÍTULO II

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

CAPÍTULO II

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

2.1. Marco conceptual

2.1.1. Mecánica de suelos

La mecánica de suelos es una disciplina de la ingeniería que tiene por objeto el estudio de una serie de métodos que conducen, directa o indirectamente, al conocimiento del suelo en los diferentes terrenos sobre los cuales se van a erigir estructuras de índole variable. La enorme importancia de su conocimiento por el ingeniero moderno ha sido y es demostrada a diario con hechos por todos conocidos. El tratar de iniciar cualquier construcción sin llevar a cabo, primero, un estudio del suelo, es quizá uno de los mayores riesgos que pueden correrse en el campo de la ingeniería. Es imposible proyectar una cimentación adecuada para una estructura sin conocer el carácter del suelo que se encuentra bajo ella, ya que, en definitiva, es dicho suelo el que soportará la carga. (Crespo Villalaz, 2004)

2.1.2. Suelo

En el sentido general desde la ingeniería, suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y sirve para soportar las cimentaciones estructurales. Por esto, los ingenieros civiles deben estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras más. (BRAJA M. Das 2010).

Figura 2.1. Suelo



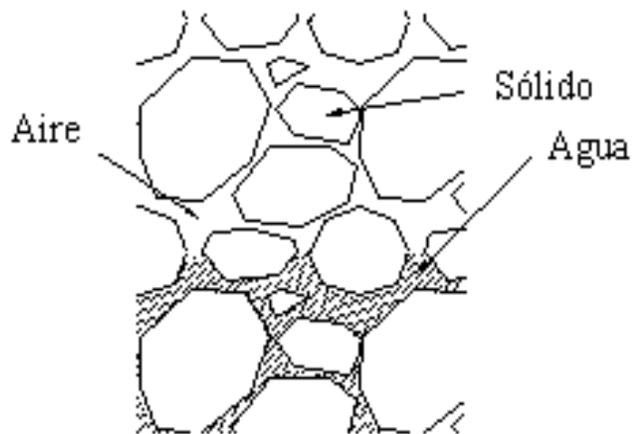
Fuente: Elaboración propia

El suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas, presentan características diferentes si la alteración es física o química. Y así, cuando el efecto alterativo de las rocas. (Crespo Villalaz, 2004)

2.1.3. Composición de los suelos

Un suelo está compuesto por tres partes que son: sólido, líquido y otra gaseosa. La parte sólida está formada en su mayoría por partículas minerales de suelo; la parte líquida está constituida por el agua, aunque en los suelos pueden existir otros líquidos de menos importancia; la parte gaseosa la compone principalmente el aire. (Eddy Herbas, 2010).

Figura 2.2. Composición del suelo



Fuente: Eddy Harbas, 2010

2.1.4. Suelos Finos

Los suelos finos son aquellos en los que el tamaño predominante (más del 50%) es igual a inferior a 0.075 mm (pasan por el tamiz 200 ASTM). Los suelos de grano fino o suelos finos están formados principalmente por limos y minerales de arcilla, como caolinitas, illitas, esmectitas y materia orgánica, entre otros.

2.1.4.1. Limos

Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras, o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos, siendo en este último caso de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.05 mm y 0.005 mm los limos sueltos y

saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta. Los limos, de no encontrarse en estado denso, a menudo son considerados como suelos pobres para cimentar.

2.1.4.2. Arcillas

Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en no pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de estos minerales es, generalmente, cristalina y complicada, y sus átomos están dispuestos en formar laminar.

De hecho, se puede decir que hay dos tipos clásicos de tales láminas: uno de ellos del tipo silícico y el otro tipo aluminio. (Crespo Villalaz. 2004)

2.1.5. Resistencia cortante de los suelos

La resistencia cortante de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él. Los ingenieros deben entender la naturaleza de la resistencia cortante para analizar problemas de estabilidad del suelo, tales como capacidad de carga, estabilidad de taludes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras. (BRAJA M. Das 2010)

En los problemas de estabilidad de los suelos tales como: estudio de cimentaciones, obras de sostenimiento, taludes, terraplenes; además de la acción combinada de las fuerzas externas y las fuerzas internas que se desarrollan en la masa de suelo que crean esfuerzos horizontales capaces de producir desplazamientos laterales del material, es necesario conocer la resistencia al corte de los suelos.

Cuando se aplican un sistema de fuerzas a un volumen determinado de suelo, se desarrollan tensiones de corte, las cuales implican deformaciones en este. Estas deformaciones son o pueden ser importantes a lo largo de los llamados "planos de falla" o deslizamiento.

Se puede definir la resistencia al corte de un suelo como la tensión de corte en el plano de falla, en el momento de la falla. La resistencia de un suelo es el mayor esfuerzo al que puede ser sometido.

La resistencia al corte es el resultado de la resistencia al movimiento entre partículas.

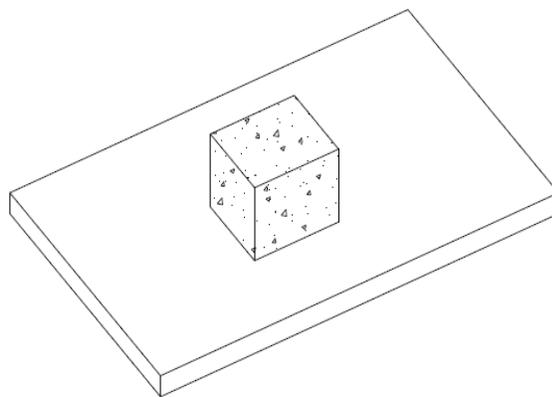
La resistencia de corte se deriva de los siguientes parámetros:

- Resistencia a la fricción entre partículas
- Cohesión entre partículas

La cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna, componentes del esfuerzo de corte del mismo, pueden obtenerse de diferentes maneras, y en ella figuran: a) por medio del aparato de corte directo ideado por Arthur Casagrande, y b) por la prueba de compresión triaxial. En el caso de las arcillas, la determinación del esfuerzo de corte de las mismas puede determinarse, además, con la prueba de compresión axial no confinada o con la prueba de la veleta. (Crepo Villalaz, 2004).

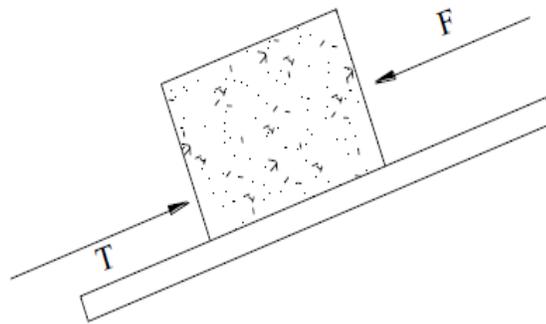
Es fácil describir el comportamiento que tendrá el bloque mostrado en la figura 2.3, si la superficie en que se apoya el bloque se inclinará progresivamente.

Figura 2.3. Bloque encima de una superficie plana



Fuente: Elaboración propia

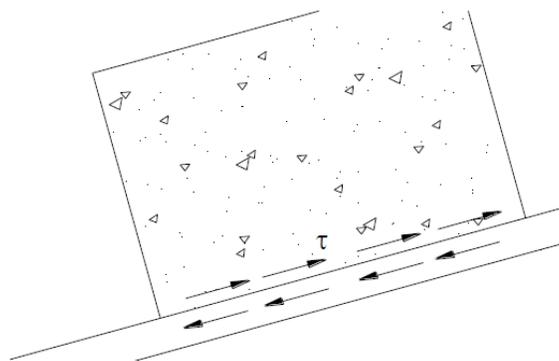
Figura 2.4. Fuerzas resultantes debido a la inclinación



Fuente: Elaboración propia

En la figura 2.4 observa que mientras esta superficie va inclinándose aparecen fuerzas que actúan en la superficie de contacto, siendo F una fuerza resultante de varios factores que ocasionan que el elemento se deslice sobre la superficie, mientras que T es una fuerza originada por el contacto del elemento con la superficie (rugosidad) que impide que el elemento se deslice. Mientras la inclinación de la superficie vaya incrementando también lo hará la fuerza resultante F , finalmente para una determinada inclinación el valor de f superará a T lo que ocasionará que el elemento ceda y empiece a deslizarse, lo que se llamará falla.

Figura 2.5. Esfuerzo de corte generado en la superficie de contacto



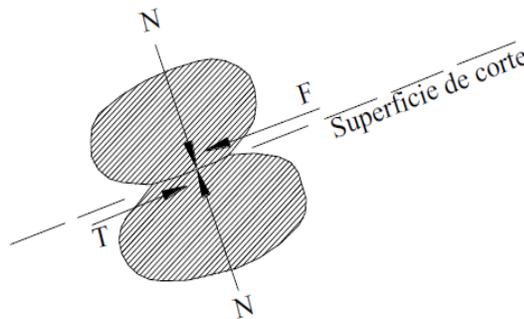
Fuente: Elaboración propia

La figura 2.5 muestra más de cerca lo que ocurre en la superficie de contacto a lo que se llamará superficie de corte, la inclinación de la superficie genera un esfuerzo de corte τ que va incrementándose. Mientras el elemento no ceda, puede decirse que el sistema

presenta cierta resistencia al corte. Sin embargo, para una determinada inclinación el esfuerzo de corte superará a la resistencia que ofrece la rugosidad, lo que producirá una falla y el elemento se moverá, entonces podría decirse que el sistema ha fallado al corte. Este ejemplo ilustra lo que es la resistencia al corte de los suelos.

El comportamiento presentado en la figura 2.5 es similar al que ocurre con las partículas que componen un suelo, dentro la masa de un suelo como se muestra en la figura 2.6, las partículas están constantemente sometidas a una fuerza resultante N que es normal a la superficie de corte producto de la acción de una carga externa o el peso propio.

Figura 2.6. Fuerzas surgidas por el contacto interparticular



Fuente: Elaboración propia

Esta fuerza normal originará la fuerza resultante F que genera el esfuerzo de corte, la cohesión entre las partículas contribuye a que la masa de suelo ofrezca resistencia al corte representado por la fuerza T, por lo que la resistencia al corte del suelo dependerá de la interacción de las partículas. La superficie de corte en una masa de suelo tiene la tendencia de ser circular y no plana.

La Figura 2.7 muestra un bloque descansando en una superficie plana. Este bloque está sujeto a una fuerza normal N, que actúa perpendicularmente a la superficie plana. Si se incrementa gradualmente la fuerza de corte F, el bloque se deslizará cuando:

$$F = N * \mu$$

Dividiendo los dos términos por el área de contacto A, se tiene la siguiente formula:

$$\frac{F}{A} = \frac{N}{A} * \mu \quad \text{ó} \quad \tau = \sigma * \mu$$

Donde:

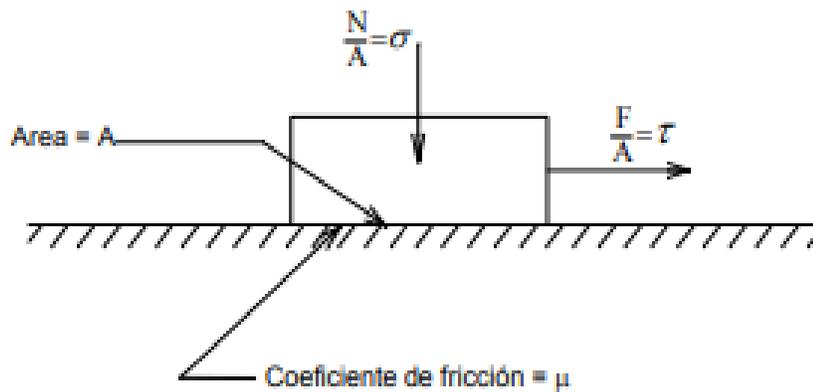
A = Área de contacto

μ = Coeficiente de fricción entre el bloque y el plano

τ = Esfuerzo cortante

σ = Esfuerzo normal en el plano de deslizamiento.

Figura 2.7. Bloque deslizante en un plano.



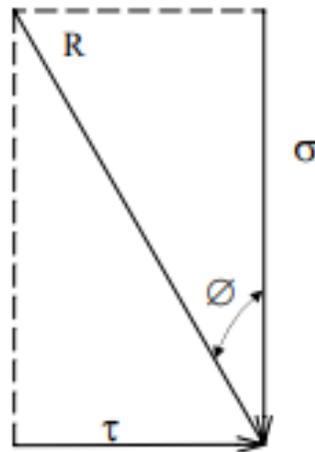
Fuente: J. Alba (2013).

Sí la oblicuidad del esfuerzo resultante en el plano de deslizamiento (plano de falla) se denomina Φ , como se indica en la Figura 2.2, la ecuación puede escribirse como:

$$\tau = \sigma * tg \phi$$

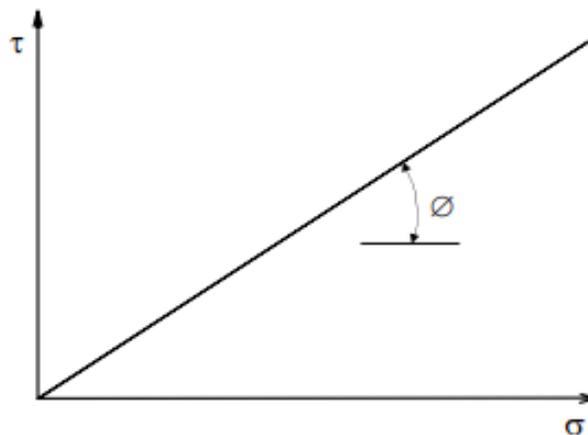
Esta ecuación indica que el esfuerzo cortante que se puede aplicar es proporcional al esfuerzo normal aplicado, y que se puede graficar la relación entre estos esfuerzos como una línea recta con una inclinación de ϕ (Figura 2.9).

Figura 2.8. Oblicuidad del esfuerzo resultante.



Fuente: J. Alba (2013).

Figura 2.9. Diagrama de esfuerzo para un bloque deslizante en un plano.



Fuente: J. Alba (2013)

2.1.6. Parámetros de resistencia cortante

Los parámetros de resistencia son propiedades características de cada suelo, estos parámetros colaboran a la resistencia al corte de los suelos que son:

- Ángulo de fricción interna
- Cohesión

2.1.6.1. 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:

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

El ángulo de fricción en suelos granulares secos coincide con el ángulo de reposo. 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 grano o partículas. En los suelos bien gradados, Φ es mayor que en los suelos uniformes.
- Fábrica de 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.

2.1.6.1.1. Rangos de los ángulos de fricción por diferentes autores

En los siguientes cuadros de diferentes autores tenemos valores del rango de alcance que puedan tener diferentes tipos de suelo de acuerdo a la forma de partícula o clasificación de suelo.

Tabla 2.1. Rangos de ángulos de fricción para suelos.

Tipo de suelos	Φ'_{cs} (°)	Φ'_p (°)	Φ'_r (°)
Grava	30-35	35-50	
Mezclas de grava y arena con Suelos de grano fino	28-33	30-40	
Arena	27-37	32-50	
Limo o arena silosa	24-32	27-35	
Arcillas	15-30	20-30	5-15

Fuente: soil mechanics fundamentals by Muni Budhu Wiley Blackwell 2015.

Tabla 2.2. Resumen de datos estadísticos de cohesión y ángulo de fricción según la clasificación de suelo (SUCS).

Tipo de suelo	Ángulo de rozamiento			Cohesión En Mpa	Observaciones
	Min	Med	Max		
				-	Los valores indicados son de tipo medio y suelen corresponder a muestras naturales. Los valores más altos pertenecen a muestras con baja humedad consolidadas y poco alteradas mientras que los más bajos corresponden a muestras saturadas poco consolidadas o sueltas y bastante alteradas
GW	35	38.5	45	-	
GP	32	37	43	0.0-0.1	
GM	34	38	42	0.0-0.3	
GC	28	33.5	38	-	
SW	30	36	41	-	
SP	29	35	40	0.0-0.2	
SM	27	32.5	38	0.1-0.3	
SM-SC	26	31	36	0.1-0.4	
SC	25	29.5	34	0.1-0.4	

ML	27	30	33	0.1-0.3
ML-CL	23	28	31	0.2-0.5
CL	20	25	29	0.2-0.7
MH	23	27	30	0.1-0.4
CH	13	19	25	0.2-0.8

Fuente: Ignacio Morilla Abad, 2012.

2.1.6.2. Cohesión

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. La cohesión en la mecánica de suelos, es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación entre las partículas, mientras que en la física, este término se utiliza para representar la resistencia a la tensión.

En los suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a cero y a estos suelos se les denomina suelos friccionantes o no cohesivos ($c = 0$).

En los suelos no saturados, la tensión debida a la succión del agua en los poros, produce un fenómeno de adherencia entre partículas por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión "aparente" desaparece con la saturación. (Jaime Suarez, 2012)

2.1.7. Resistencia drenada y no-drenada

La resistencia al cortante se define como el máximo valor de esfuerzo cortante que el suelo puede soportar. Los dos tipos de resistencia al cortante utilizados en el análisis de estabilidad son: la resistencia no drenada y la resistencia drenada. La resistencia no drenada se utiliza en análisis con esfuerzos totales mientras la resistencia drenada se utiliza en análisis con esfuerzos efectivos.

2.1.7.1. Resistencia no-drenada

La resistencia no-drenada es la resistencia del suelo cuando se carga hasta la falla en condiciones no-drenadas ósea cuando las cargas que producen las fallas, se aplican sobre la masa de suelos a una velocidad superior a la del drenaje del suelo. El caso más común de resistencia no-drenada, se presenta en los depósitos naturales de arcilla saturada cuando

estos son cargados o descargados en forma relativamente rápida, comparada con la rata en el cual puede ocurrir drenaje y/o consolidación.

Cuando se presenta esta condición se asume que hay un fenómeno de resistencia no-drenada; el contenido de agua y el volumen de la arcilla permanecerá constante durante la carga no-drenada y se genera presiones de poro en exceso. El comportamiento no-drenado de arcillas saturadas se analiza en términos de esfuerzos totales y la evaluación de las presiones de poros es innecesaria. Bajo esta situación se asume un método de análisis $\Phi=0$ y la resistencia no-drenada C_u es igual al valor de cohesión en la envolvente de Mohr-Coulomb para esfuerzos totales.

Bajo estas suposiciones, la resistencia no-drenada de una arcilla saturada, no es afectada por los cambios en la presión de confinamiento (mientras el contenido de agua no cambie). Las arcillas normalmente consolidadas o ligeramente consolidadas tienden a comprimirse cuando están sometidas a esfuerzos de cortante y producen un incremento de la presión de poros en condiciones no-drenadas.

La tendencia de las arcillas (fuertemente consolidadas) a dilatarse cuando son sometidas a cortante, da como resultado, cambios negativos de la presión de poros en condiciones no-drenadas. De acuerdo con lo anterior, cuando una arcilla es sometida a corte en condiciones no-drenadas, el esfuerzo efectivo sobre el plano potencial de falla cambia haciéndose menor en arcillas normalmente consolidadas y mayor en arcillas sobreconsolidadas.

Por lo general, para las arcillas normalmente consolidadas, la resistencia no-drenada es menor que la resistencia drenada. Para arcillas muy sobreconsolidadas puede ocurrir lo contrario, la resistencia no-drenada puede ser mayor que la resistencia drenada, debido a la presión de poros disminuye y el esfuerzo efectivo aumenta durante el corte no-drenado (Duncan y Wright, 2005).

2.1.7.2. Resistencia drenada

La resistencia drenada es la resistencia del suelo cuando se carga en forma lenta y no se producen presiones de poros en exceso, debidas a la aplicación de la carga. Igualmente, la resistencia drenada se presenta cuando la carga ha estado aplicada por un periodo suficiente de tiempo de tal forma, que el suelo ya ha sido drenado. Una condición no-

drenada, con el tiempo puede convertirse en una condición drenada, en la medida que el agua drene.

Basados en el principio de esfuerzos efectivos, la resistencia máxima drenada a la falla sobre cualquier plano en el suelo, no es una función de los esfuerzos totales normales que actúan sobre el plano, sino de la diferencia entre los esfuerzos totales normales y la presión de poros. (Jaime Suarez, 2012).

2.1.8. Criterios de falla de Mohr-Coulomb

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante sobre un plano de falla se presenta en la forma

$$\tau_f = f(\sigma)$$

Donde τ_f = Esfuerzo cortante sobre el plano de falla

σ = Esfuerzo normal sobre el plano de falla

La envolvente de falla está definida por la ecuación (2.5) es una línea curva, como muestra la figura para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Esta relación se escribe como

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

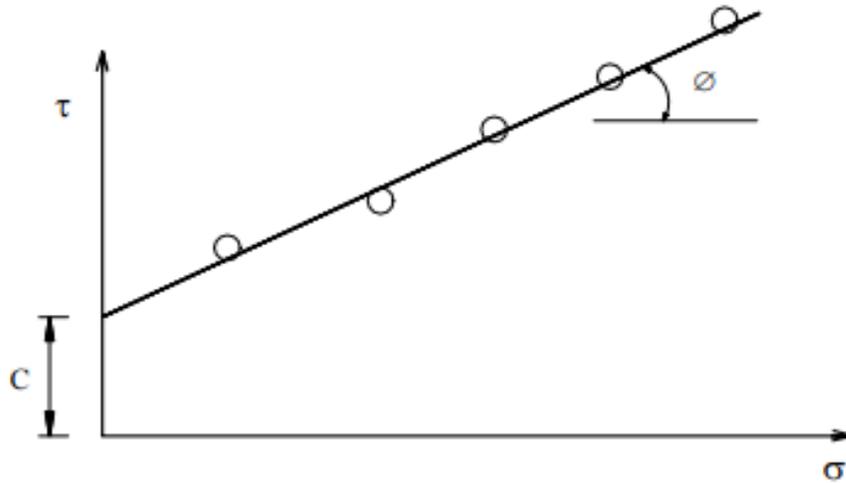
Donde C = Cohesión

ϕ = Ángulo de fricción interna

La ecuación precedente se llama criterio de falla de Mohr-Coulomb

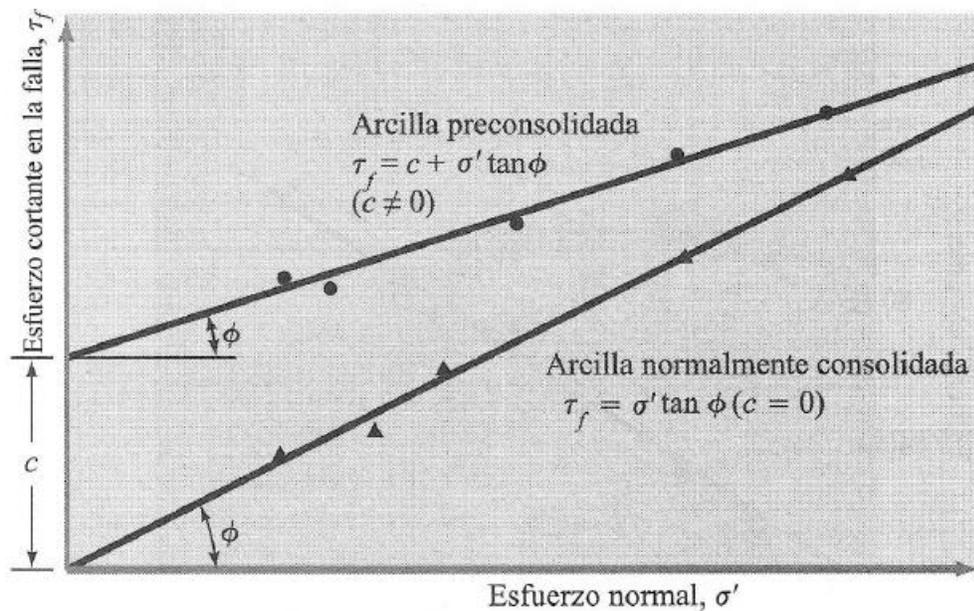
La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo dependiendo de las presiones internas o de poros de acuerdo a la ecuación de Coulomb, en el cual el factor μ está restando al valor de la presión normal

Figura 2.10. Diagrama de falla para arcilla dura ensayada en Corte Directo.



Fuente: J. Alba (2013).

Figura 2.11. Envoltura de falla para arcilla obtenida de pruebas de corte directo drenadas



Fuente: BRAJA M. Das, 2010

2.1.9. Esfuerzo efectivo

Los suelos son sistema de fases múltiples. En un volumen dado de suelo, las partículas de sólidos están distribuidos al azar con espacios vacíos son continuos y están ocupados por agua, aire o ambos. Para analizar problemas tales como la compresibilidad de suelos,

la capacidad de carga de cimentaciones, la estabilidad de terraplenes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras, los ingenieros necesitan conocer la naturaleza de la distribución de los esfuerzos a lo largo de una sección transversal dada del perfil del suelos, es decir, que fracción del esfuerzo normal a una profundidad dada en una masa de suelo es tomada por el agua en los espacios vacíos y cual es tomada por el esqueleto del suelo en los puntos de contacto de las partículas del suelo. A esto se denomina concepto del esfuerzo efectivo. (BRAJA M. Das, 2010).

Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto de partículas se conocen como esfuerzos efectivos, y a los esfuerzos hidrostáticos del agua, se les denomina presión de poros.

De acuerdo a Lambe y Whitman (1969), el principio de esfuerzo efectivos se enuncia del modo siguiente:

- El esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos la presión de poros
- El esfuerzo efectivo controla ciertos aspectos del comportamiento del suelo, especialmente la compresibilidad y la resistencia.

Terzaghi en 1943, demostró que, para un suelo saturado, el esfuerzo efectivo en cualquier dirección puede definirse en forma cuantitativa como la diferencia entre el esfuerzo total y la presión de poros del agua.

Este esfuerzo es transmitido a través de la estructura sólida del suelo por medio de los contactos intergranulares. Este componente del esfuerzo total es el que controla tanto la deformación debida a los cambios de volumen como la resistencia al corte del suelo, por lo tanto, el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante se transmiten a través de los contactos entre grano a grano.

$$\sigma' = (\sigma - \mu)$$

Donde:

σ = Esfuerzo normal total

σ' = Esfuerzo normal efectivo

μ = Presión de poros del agua o esfuerzo neutral

2.1.10. Naturaleza del esfuerzo efectivo

El suelo es una estructura semejante a un esqueleto de partículas sólidas en contacto, formando un sistema intersticial de vacíos intercomunicados. Los vacíos del suelo están total o parcialmente llenos de agua. La interacción entre la estructura del suelo y el fluido de los vacíos determina el comportamiento, desde el punto de vista de la ingeniería, único y dependiente del tiempo, de la masa del suelo.

La compresibilidad de un suelo sujeto a carga o descarga, es principalmente su capacidad de deformación de vacíos, usualmente por desplazamiento de agua. La resistencia de un suelo es su capacidad última de resistencia a tal carga.

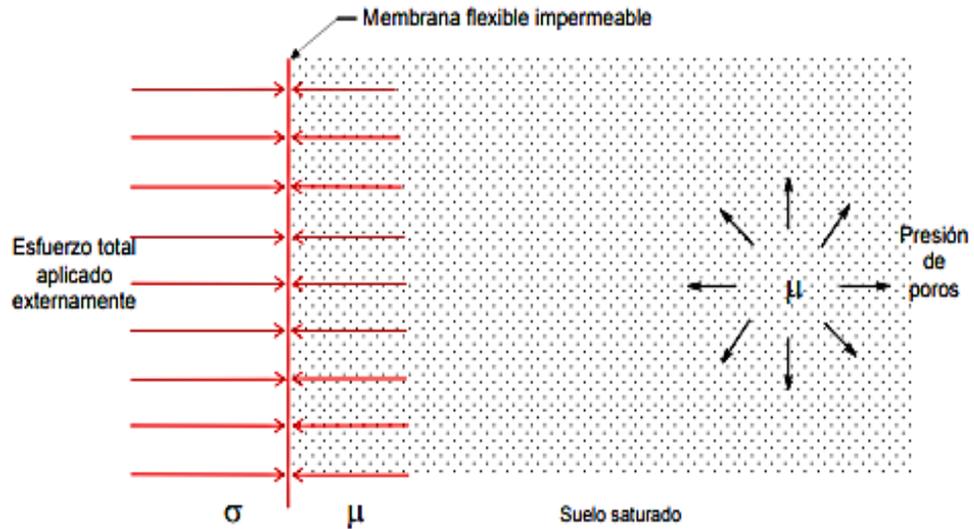
Los esfuerzos cortantes sólo pueden ser resistidos por la estructura de las partículas sólidas, pues el agua no tiene resistencia cortante. Por otro lado, el esfuerzo normal en cualquier plano es la suma de dos componentes: una debida a la carga transmitida por las partículas sólidas de la estructura del suelo, y la otra, una presión del fluido en los espacios vacíos.

La compresibilidad y la resistencia de un suelo dependen de la diferencia entre el esfuerzo total debido a la carga externa, σ , y la presión de poros, μ . Esta diferencia se denomina esfuerzo efectivo, y se expresa por:

$$\sigma' = (\sigma - \mu)$$

La naturaleza física de este parámetro puede entenderse intuitivamente considerando a un suelo saturado limitado por una membrana flexible impermeable, tal como se muestra en la Fig. 2.4. El esfuerzo total debido a la carga aplicada es σ , que es perpendicular a la membrana. La presión de poros es μ ($\mu < \sigma$), la cual, por ser una presión hidrostática, tiene igual intensidad en todas las direcciones. La presión de poros es perpendicular a la membrana y tiene el valor de μ . Examinando los esfuerzos normales a la membrana, se puede apreciar que la diferencia de esfuerzos ($\sigma - \mu$) se transmite a la estructura del suelo a través de la membrana, para una situación de equilibrio. Entonces, el esfuerzo efectivo ($\sigma - \mu$) es una medida de la carga transmitida por la estructura del suelo. (Alba Hurtado, 2010)

Fig. 2.12. Modelo intuitivo del suelo demostrado la naturaleza del esfuerzo efectivo.



Fuente: J. Alba (2013).

2.1.11. Principio del esfuerzo efectivo

El principio del esfuerzo efectivo fue definido por Bishop (1959), utilizando dos simples hipótesis:

- El cambio de volumen y deformación de los suelos depende del esfuerzo efectivo y no del esfuerzo total. Esto lleva a la ecuación ya definida.

$$\sigma' = (\sigma - \mu)$$

- La resistencia al corte depende del esfuerzo efectivo y no del esfuerzo total normal al plano considerado. Esto puede ser expresado por la ecuación:

$$\tau_f = C' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'$$

Donde: τ_f = Resistencia al corte

σ' = Esfuerzo efectivo en el plano considerado

C' = Cohesión

ϕ' = Ángulo de resistencia al corte, con respecto al esfuerzo efectivo.

Como el esfuerzo efectivo es esa parte del esfuerzo total que controla la deformación de la estructura del suelo, independientemente de las áreas de contacto entre partículas. Esto lleva a la conclusión de que aunque la fuerza media intergranular por área unitaria depende de la magnitud de σ' , los cambios de volumen debido a la deformación de la

estructura del suelo depende simplemente de la diferencia de esfuerzo ($\sigma - \mu$) o esfuerzo efectivo, cualquiera que sea la naturaleza de μ . (Bishop, 1959)

2.1.12. Ensayos para estimar la resistencia al corte en laboratorio

Los ensayos que tenemos para determinar la resistencia al corte son los siguientes:

- Ensayo de corte directo
- Ensayo de compresión no confinada
- Ensayo de corte simple
- Ensayo triaxial

Cada uno de estos ensayos es adecuado para estudiar el comportamiento esfuerzo – deformación bajo un tipo de carga específica.

2.1.13. Ensayos con deformación controlada o con esfuerzo controlado.

Dependiendo del equipo, la prueba de corte puede ser controlada por el esfuerzo o por la deformación unitaria. En las pruebas controladas por el esfuerzo, la fuerza cortante es aplicada en incrementos iguales hasta que el espécimen falla, lo cual tiene lugar a lo largo del plano de separación de la caja de corte. Después de la aplicación de cada incremento de carga, el desplazamiento cortante de la mitad superior de la caja se mide por medio de un micrómetro horizontal. El cambio en la altura del espécimen (y por tanto el cambio de su volumen) durante la prueba se obtiene a partir de las lecturas del micrómetro que mide el movimiento vertical de la placa superior de carga.

En pruebas controladas por la deformación unitaria se aplica una razón constante de desplazamiento cortante a una mitad de la caja por medio de un motor que actúa a través de engranes. La tasa constante de desplazamiento cortante se mide con un micrómetro horizontal. La fuerza cortante resistente del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento cortante se mide por medio de un anillo de ensaye horizontal o con una celda de carga. El cambio de volumen durante la prueba se obtiene de manera similar a las pruebas controladas por el esfuerzo. (BRAJA M. Das. 2010).

La armadura móvil se desplaza a una velocidad determinada y se va midiendo los esfuerzos horizontales correspondientes mediante un anillo dinamométrico conectado en serie con la fuerza horizontal. (Jiménez Salas, 1975).

El ensayo de deformación controlada es más fácil de efectuar y permite obtener la resistencia última y la resistencia residual. (Alba Hurtado, 2010)

El esfuerzo de corte puede ser aplicado incrementando los esfuerzos en forma gradual y midiendo la deformación producida (esfuerzo controlado) o moviendo las partes del equipo con un desplazamiento dado y midiendo el esfuerzo resultante (deformación controlada).

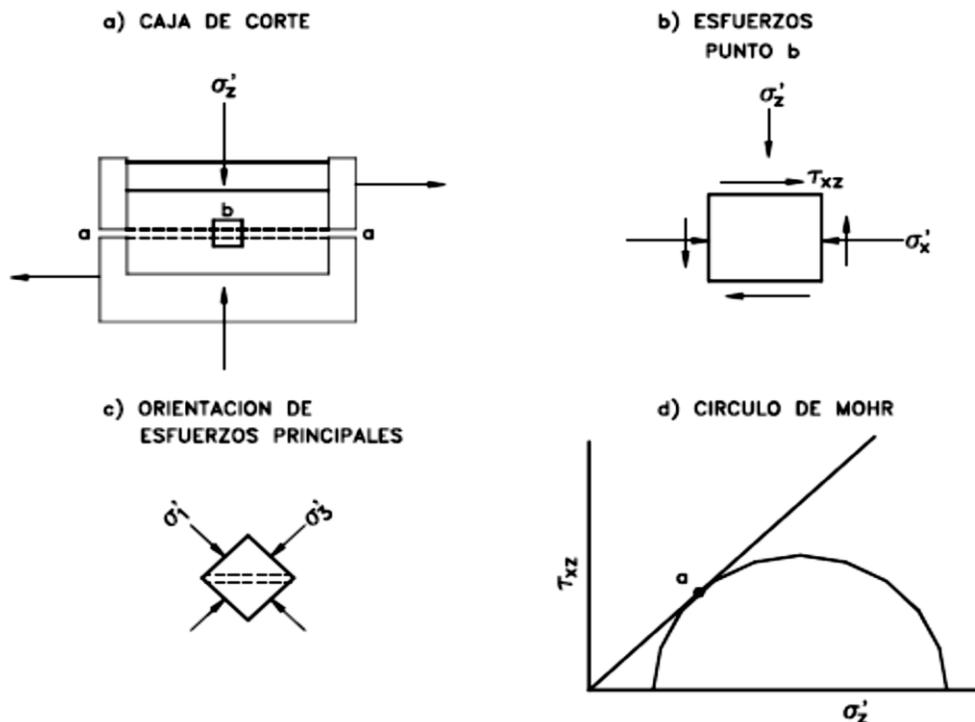
Los ensayos de esfuerzo controlado no son comunes; sin embargo, son convenientes en el caso de que se requiera una tasa de desplazamiento muy baja y cuando se desea conocer el comportamiento de los suelos en la reptación. Este tipo de ensayo no puede determinar el esfuerzo pico y la resistencia residual en forma precisa. El ensayo de deformación controlada es más fácil de efectuar y permite obtener la resistencia última y la resistencia residual. (Jaime Suarez, 2012)

2.1.14. Tasa de corte

La tasa de corte depende de las condiciones de drenaje a las cuales se requiere realizar el ensayo y por lo tanto a la permeabilidad de la muestra.

La naturaleza del ensayo de Corte Directo generalmente, no permite obtener una condición completamente drenada o completamente no drenada en un ensayo a una tasa constante de corte. Sin embargo, en la práctica es posible seleccionar una tasa de deformación tal, que la desviación con las condiciones reales no sea significativa. (Juarez Badillo & Rodriguez, 2005)

Figura 2.13. Diagrama del ensayo de Corte Directo.



Fuente: J. Alba (2013).

2.1.15. Cargas normales

Las cargas normales que se utilizan en el ensayo de Corte Directo deben de incluir los esfuerzos máximos que se suponen ocurren en el terreno. Al menos, deben realizarse ensayos con cuatro cargas diferentes para definir una envolvente de falla. En suelos no cohesivos, la envolvente de falla generalmente pasa por el origen, pero con suelos relativamente cementados debe haber un intercepto de cohesión. Sí está componente cohesiva es de importancia en la aplicación de ingeniería a analizar, debe realizarse ensayos con cargas normales muy pequeñas sobre muestras inalteradas, manejadas con mucho cuidado para evitar alteraciones. (Alba Hurtado, 2010)

2.1.16. Características de la muestra

La muestra utilizada en la preparación del espécimen debe ser suficientemente grande de manera que puedan ser preparadas por lo menos un mínimo de tres especímenes similares. Prepare los especímenes en un ambiente de temperatura y humedad controlada

para minimizar la ganancia o pérdida de humedad. Debe tenerse mucho cuidado al preparar los especímenes inalterados de suelos sensitivos para prevenir la alteración de la estructura natural del suelo. Determine la masa inicial de la muestra húmeda que se utilizara para calcular el contenido inicial de agua y el peso unitario del espécimen.

El diámetro mínimo del espécimen para las muestras circulares o el ancho para los especímenes cuadrados debe ser 50 mm, o no menos que 10 veces el diámetro máximo de partícula, lo que sea mayor y de acuerdo con la relación ancho a espesor, el diámetro de la muestra (ancho) debe ser al menos dos veces el espesor. El espesor mínimo inicial del espécimen debe ser 12 mm, pero no menor que seis veces el tamaño máximo de partícula. (Alba Hurtado, 2010)

Figura 2.14. Caja de muestra y accesorios del modelo cuadrado.



Fuente: J. Alba (2013).

2.1.17. Ensayo de corte directo

El ensayo de corte directo en caja, se coloca una muestra dentro de una caja de forma rectangular, cuadrada o circular, partida por la mitad. Para realizar el ensayo, una de las mitades se mueve con respecto a la otra mitad y el suelo se rompe a lo largo del plano entre los dos elementos de la caja. El ensayo es más común para obtener la resistencia de los suelos en los estudios de deslizamientos. Este ensayo 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.

Las ventajas de los ensayos de corte directo son su facilidad de ejecución, la cual permite la realización de una gran cantidad de pruebas en poco tiempo y la posibilidad de realizar ensayos sobre superficies de discontinuidad. El ensayo de corte directo es de uso obligatorio 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 orientación explícita. La superficie de falla es predefinida y no depende de las propiedades del suelo; por esta razón, los valores de resistencia obtenidos, tienden a ser mayores que en los ensayos triaxiales. (Jaime Suarez, 2012)

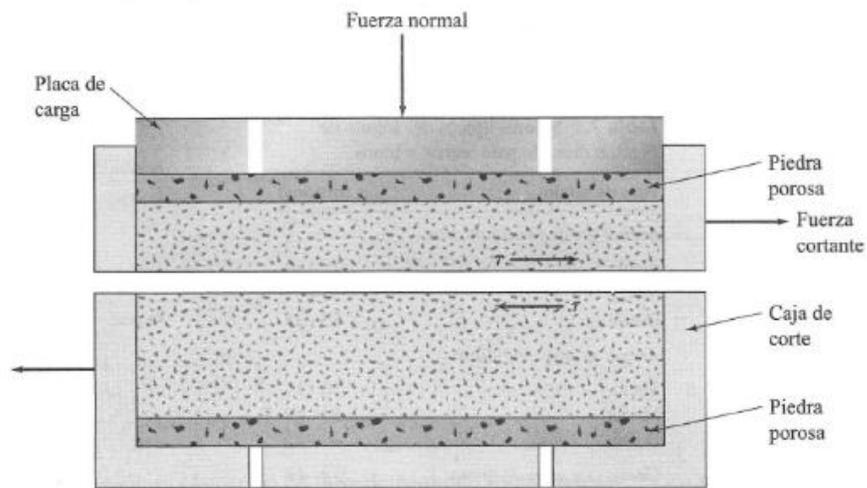
El ensayo de corte directo es más antigua y simple, tiene como objetivo principal la obtención de los parámetros de resistencia mediante la obtención de la envolvente de falla.

Dependiendo del equipo, la prueba de corte puede ser controlada por el esfuerzo o por la deformación unitaria. En las pruebas controladas por el esfuerzo, la fuerza cortante es aplicada en incrementos iguales hasta que el espécimen falla, lo cual tiene lugar a lo largo del plano de separación de la caja de corte. Después de la aplicación de cada incremento de carga, el desplazamiento cortante de la mitad superior de la caja se mide por medio de un micrómetro horizontal. El cambio de la altura del espécimen (por tanto, el cambio de su volumen) durante la prueba se obtiene a partir de las lecturas del micrómetro que mide el movimiento vertical de la placa superior de caja.

En pruebas controladas por la deformación unitaria se aplica una razón constante de desplazamientos cortante a una mitad de la caja por medio de un motor que actúa a través

de engranes. La fuerza cortante resistente del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento cortante se mide por medio de un anillo de ensayo horizontal o con una celda de carga. El cambio de volumen durante la prueba se obtiene de manera similar a las pruebas controladas por el esfuerzo. (BRAJA M. Das,2010)

Figura 2.15. Diagrama del arreglo para la prueba de corte directo



Fuente: BRAJA M. Das

Figura 2.16. Equipo para la prueba de corte directo



Fuente: Elaboración propia

Para una prueba dada, el esfuerzo normal se calcula como

$$\sigma = \sigma' = \text{esf normal} = \frac{\text{fuerza normal}}{\text{área de la sección transversal del espécimen}}$$

El esfuerzo cortante resistente para cualquier desplazamiento cortante se calcula

$$\tau = \text{esf cortante} = \frac{\text{fuerza cortante resistente}}{\text{área de la sección transversal del espécimen}}$$

Los ensayos de corte directo permiten múltiples variantes como:

- Muestras remodelada o inalterada a unas condiciones específicas
- Con esfuerzo controlada
- Con deformación controlada
- Con o sin drenaje
- Con o sin consolidación previa
- Con velocidad de corte alta o baja
- Con o sin inundación brusca de la muestra en un determinado estado de esfuerzos.

2.1.18. Ventaja y desventajas del ensayo de corte directo

2.1.18.1. Ventajas

- Se puede realizar a suelos granulares y cohesivos
- Se realiza a esfuerzo o deformación controlada
- Rápido y simple, especialmente con arenas
- En las arcillas se pueden orientar para medir la resistencia al corte en un plano débil
- Es un ensayo económico
- La preparación de muestras no es complicada

2.1.18.2. Desventajas

- Plano de falla es forzado
- Cambio en el área de la superficie de deslizamiento
- Las direcciones principales no se conocen y no es fácil determinar los esfuerzos principales
- No se puede medir la presión de poros

2.19. Aparato de corte directo

El equipo utilizado para este ensayo es el equipo de corte directo de marca HUMBOLDT modelo HM-2700.3F. Este equipo tiene un rango de velocidad continua desde 0.00001 a 0.49999 in/min (0.0001mm hasta 12.99999 mm/min) por minuto controlado por el motor por etapas. Permite realizar ensayos de muestras cuadradas con dimensiones de 2.5” de lado y una altura de 1”. El rango de velocidad para la aplicación

de la fuerza cortante se ajusta rápidamente en forma manual. La fuerza cortante máxima es de 2000 lb (10KN). La fuerza de consolidación máxima es de 2000 lb (10KN). Las mediciones de las posiciones hacia delante y de reserva permite que la prueba cortante residual sea tomada como estándar. La característica de seguridad previene la sobrecarga del sistema de medición de carga. Cumple con normas ASTM D3080.

Figura 2.17. Aparato de corte directo



Fuente: Elaboración propia

Este aparato de corte directo consta de las siguientes partes esenciales:

- **Cajas de corte directo.** La caja de corte permite ensayar probetas en forma de prisma cuadrangular de 60 mm de lado y con una altura de 25 mm. En la siguiente figura se muestra la caja de corte utilizada en este proyecto. La caja de corte está dividida horizontalmente en dos mitades. La superior lleva solidario un dispositivo en forma de yugo denominado cuello de cisne. Y esto se lo asegura al esfuerzo horizontal.

La caja de corte de corte debe incluir dos tornillos pasadores para fijar las dos mitades, y dos tornillos separadores que permiten la separación de las dos mitades antes de la fase de rotura. La caja de corte se sitúa en el interior de un carro deslizante.

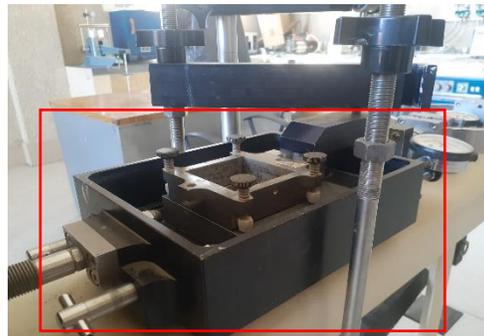
Figura 2.18. Caja de corte



Fuente: Elaboración propia

- **Carro deslizante.** Dentro del carro deslizante se encuentra la caja de corte y permite sumergir en agua la muestra de suelo durante el ensayo.

Figura 2.19. Carro deslizante



Fuente: Elaboración propia

El carro va colocado sobre unos cojinetes de baja fricción que permite el movimiento en dirección longitudinal.

- **Pistón de carga.** El pistón de carga debe tener la rigidez suficiente para transmitir a la probeta la carga vertical sin que produzcan deformaciones apreciables su dimensión es más o menos 0.5 mm inferior a las dimensiones interiores de la caja de corte y en la parte central tiene un casquete esférico, el pistón se coloca sobre la placa porosa

Figura 2.20. Pistón de carga



Fuente: Elaboración propia

- **Placas porosas.** Se utilizan dos placas porosas resistentes a la corrosión, con unas dimensiones de unos 0,5 mm. su porosidad debe permitir el libre drenaje del agua durante el ensayo, deben ser rígidas para soportar la carga vertical durante el ensayo.

Figura 2.21. Placas porosas



Fuente: Elaboración propia

- **Placa ranurada.** Esta placa se ubica en la parte inferior de la caja de corte

Figura 2.22. Placa ranurada



Fuente: Elaboración propia

- **Dispositivo para medir la fuerza de corte.** Un aparato medidor de fuerza, calibrado y montado apropiadamente, debe ser adecuado en función a la resistencia,

Figura 2.23. Anillo de carga



Fuente: Elaboración propia

- **Medidor de desplazamiento horizontal.** El medidor del desplazamiento se llaman extensómetro o dial, que son capaces de medir el desplazamiento horizontal entre las dos mitades de la caja de corte, tiene una sensibilidad por lo menos 0.001 pulg. (0.025 mm). la punta del extensómetro debe estar apoyada al carro deslizante.

Figura 2.24. Extensómetro horizontal



Fuente: Elaboración propia

- **Medidor de desplazamiento vertical.** Lleva el nombre de extensómetro o dial, es capaz de medir el cambio en el espesor del espécimen con una sensibilidad por lo menos de 0.0001 pul. (0.0025 mm).

Figura 2.25. Extensómetro vertical



Fuente: Elaboración propia

- **Dispositivo para la aplicación y medición de la fuerza normal.** La fuerza normal es aplicada por una palanca de yugo de carga, la cual es activada por pesos muertos (masas). Se precisa de un yugo contrapesado, de masa conocida, para la aplicación a la probeta de una carga vertical.

Figura 2.26. Yugo de aplicación de cargas



Fuente: Elaboración propia

2.20. Aplicación de los parámetros de resistencia en la ingeniería

El autor Braja Das recomienda que los ingenieros deben entender principios de la resistencia al corte del suelo (parámetros de resistencia) para analizar los problemas, como:

Capacidad de carga de cimentaciones superficiales.

Estabilidad de taludes naturales o de origen humano.

Estimación de la presión lateral de tierra para el diseño de estructuras de retención de tierras.

Capacidad de carga de pilotes y pozos perforados.

La resistencia al corte o cizallamiento es, en general, una función de:

La cohesión entre las partículas del suelo.

La resistencia a la fricción entre las partículas sólidas.

El contenido de humedad y la presión del agua intersticial en la masa del suelo.

2.21. Capacidad de carga

Capacidad de carga última – Cimentación cuadrada

$$q_u = 1,3cN_c + qN_q + 0,4\gamma B N_\gamma$$

Capacidad de carga última – Cimentación corrida

$$q_u = cN_c + qN_q + 0,5\gamma B N_\gamma$$

Capacidad de carga última – Cimentación circular

$$q_u = 1,3cN_c + qN_q + 0,3\gamma B N_\gamma$$

Esfuerzo efectivo al fondo de la cimentación

$$q = rD_f$$

Capacidad de carga admisible

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga última

C = Cohesión del terreno

q = Esfuerzo efectivo al fondo de la cimentación

γ = Peso específico del suelo

B = Ancho de la cimentación

Df = Profundidad de desplante

FS = Factor de seguridad

Factores de capacidad de carga admisible que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo

Nq = Factor de sobrecarga

Nc = Factor de cohesión

Ny = Factor de peso específico

Tabla 2.3. Factores de capacidad de carga

Φ	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	tan Φ	Φ	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	tan Φ
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47				000		

Fuente: BRAJA M. Das (2010)

2.2. Marco referencial

2.2.1. Contenido de humedad

(DOCUMENTO REFERENCIAL ASTM D2216)

El contenido de humedad de una masa de suelo está formado por la suma de sus aguas libre, capilar e higroscópica.

El método tradicional de determinación de la humedad del suelo en laboratorio es por medio del secado al horno, donde la humedad de un suelo es la relación expresada en porcentaje entre el peso del agua existente en una determinada masa de suelo y el peso de las partículas sólidas, o sea:

$$w\% = \frac{W_w}{W_{ss}} * 100$$

Donde:

$W\%$ = Contenido de humedad, en por ciento.

W_w = Peso del agua presente en el suelo.

W_{ss} = Peso del suelo después de secado al horno.

Dentro del suelo, el agua se presenta en dos formas, libre y retenida.

- El agua libre: Es el agua que circula a través del suelo sin dificultad alguna y por la acción de la gravedad puede ser drenada.
- El agua retenida: Se encuentra retenida dentro del suelo y la causa de su formación se define:
 - Agua higroscópica: Es la que absorbe un suelo de la humedad del aire
 - Agua capilar: Es la retenida por efecto de la tensión superficial.

Metodología

Es necesario entender que a un suelo húmedo se le debe aplicar calor a temperaturas que superen los 100 °C para que se garantice que el agua que se encuentra dentro del suelo se evapore secándolo.

Actualmente se utilizan varios métodos para calcular el contenido de humedad, teniendo resultados variados, pero es preciso definir que el primero de los métodos que mencionaremos a continuación en una lista es el estandarizado, por lo que los demás deberían considerar al mismo como base de una posible calibración o corrección.

Métodos estandarizados

- Método horno
- Método Speedy

Métodos no estandarizados

- Método de la hornalla
- Método del alcohol

2.2.2. Análisis granulométrico

(DOCUMENTO REFERENCIAL ASTM D422 – AASHTO T88)

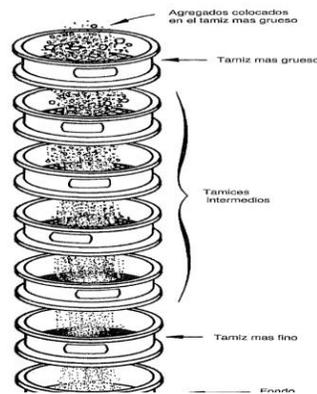
El análisis mecánico del suelo es la determinación del rango del tamaño de las partículas presentes en un suelo, expresado como porcentaje del peso (o masa) seco total. Se usan generalmente dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo. Para el análisis realizado se siguieron las orientaciones del manual de ensayos de suelos y materiales de la (ABC).

- Análisis por cribado: para tamaños de partículas mayores que 0.075 mm (Tamiz No. 200) de diámetro.
- Análisis hidrométrico: para tamaños de partículas menores de 0.075 mm (Tamiz No. 200) de diámetro.

2.2.2.1. Análisis granulométrico por tamizado (DESIGNACIÓN ASTM D-422 AASHTO T-88)

Este análisis por cribado consiste en sacudir la muestra de suelo a través de un conjunto de malla que tiene aberturas progresivamente más pequeñas. Los números de las mallas estándar con sus tamaños de aberturas (usadas en Estados Unidos).

Figura 2.27. Juego de tamices



Fuente: BRAJA M. Das

2.2.2.2. Análisis granulométrico por medio del hidrómetro (DESIGNACIÓN ASTM D-422)

El análisis hidrométrico se basa en la ley de Stokes, la cual relaciona la velocidad de una esfera, cayendo libremente a través de un fluido, con el diámetro de la esfera.

Se asume que la ley de Stokes puede ser aplicada a una masa de suelo dispersado, con partículas de varias formas y tamaños.

El hidrómetro se usa para determinar el porcentaje de partículas de suelos dispersados, que permanecen en suspensión en un determinado tiempo. Para ensayos de rutina con fines de clasificación, el análisis con hidrómetro se aplica a partículas de suelo que pasan el tamiz de 2.00 mm (N°10) para suelos granulares.

Cuando se quiere más precisión, el análisis con hidrómetro se debe realizar a la fracción de suelo que pase el tamiz de 75 pm (N°200) para suelos finos. (Texto guía laboratorio UAJMS).

Cálculos:

- Corrección de las lecturas del Hidrómetro
- Corrección por menisco (cm)

Hidrómetro tipo 152 H: cm=1.0 g/litro

- Lectura de Hidrómetro corregida

$$R = R' + cm$$

- Corrección por temperatura (ct)

$$Rc = R + Ct$$

- Cálculo del diámetro de las partículas

$$D(mm) = K \sqrt{\left(\frac{L}{T}\right)}$$

- Cálculo del porcentaje más fino

$$\% \text{ mas fino} = \frac{100 * a * Rc}{Ws}$$

2.2.3. Ensayo de consistencia de los suelos

(DOCUMENTO REFERENCIAL ASTM D4318 / AASHTO T90)

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. El nombre de estos es debido al científico sueco Albert Mauritz Atterberg. (1846-1916).

Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir 4 estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido, cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y finalmente líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

Partiendo de la hipótesis de que la pendiente de la relación número de golpes ha contenido de agua representada a escala semilogarítmica es una línea recta, en la cual el límite líquido puede ser obtenido a partir de cualquier punto de la curva, lambe ha sugerido el empleo de la siguiente expresión:

$$L.L = w * \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$$

Donde:

LL = Límite líquido calculado de suelo.

W = Porcentaje de humedad arbitraria del suelo con respecto al peso seco.

N = Número de golpes necesarios para cerrar la ranura en la copa de casa grande, correspondiente a w.

LÍMITE LÍQUIDO

Cuando el suelo pasa de un estado plástico a un estado líquido. Para la determinación de este límite se utiliza la cuchara de Casagrande

LÍMITE PLÁSTICO

El límite plástico se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$LP = \frac{(Ph - Ps)}{Ps} * 100 = \frac{Pw}{Ps} * 100$$

Donde:

LP = Humedad correspondiente al límite plástico en %.

Ph = Peso de los trocitos de filamentos húmedos en gramos.

Ps = Peso de los trocitos de filamentos secos en gramos.

Pw = Peso del agua contenida en los filamentos pesados en gramos.

ÍNDICE DE PLASTICIDAD

Se denomina índice de plasticidad o índice plástico (IP) a la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico, e indican el margen de humedad dentro del cual se encuentran en estado plástico tal como lo definen los ensayos.

El índice plástico depende generalmente de la cantidad de la arcilla del suelo. Comparando el índice de plasticidad con el que marcan las especificaciones respectivas, se puede decir si un determinado suelo presenta las características adecuadas para cierto uso.

La fórmula del índice plástico es:

$$IP = LL - LP$$

2.2.4. Clasificación del suelo

2.2.4.1. Sistema de clasificación AASHTO (DESIGNACIÓN ASTM D3282 AASHTO M-145)

De acuerdo con este tipo, 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 N°200. Los suelos de los que más del 35% pasan por la malla N°200 son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.

Índice de grupo. Es un factor de evaluación, que determina la calidad del suelo a través de características similares en grupos de suelos.

La siguiente fórmula determina el índice de grupo.

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Donde:

- $a = \% \text{pasa N}^\circ 200 - 35\%$ (si $\% \text{N}^\circ 200 > 75$, se anota 75, si es < 35 , se anota 0)
- $b = \% \text{pasa N}^\circ 200 - 15\%$ (si $\% \text{N}^\circ 200 > 55$, se anota 55, si es < 15 , se anota 0)
- $c = L. \text{ líquido} - 40\%$ (si $LL > 60$, se anota 60, si es < 40 , se anota 0)
- $d = I. \text{ plasticidad} - 10\%$ (Si $IP > 30$, se anota 30, si es < 10 , se anota 0)

Condicionando que cualquier factor que pudiera salir negativo, este se asume con el valor de cero. (Texto guía laboratorio UAJMS)

Tabla 2.4. Tabla para la clasificación AASHTO

Índice de grupo:	IP:	LL:	Características de la fracción que pasa	N° 200	N° 40	N° 10	Porcentaje de material que pasa	Clasificación de		Clasificación General
								-	1	
0		6 máx.		15 máx.	30 máx.	50 máx.		-	-	Materiales granulares (35% como mínimo de lo que pasa el tamiz N° 200)
				25 máx.	50 máx.			-	-	
0		NP		10 máx.	51 min					Materiales de arcilla-limo (más de 35% del total de la muestra)
				35 máx.				-	-	
4 máx.	10 máx.	40 máx.		35 máx.						Materiales de arcilla-limo (más de 35% del total de la muestra)
	10 máx.			35 máx.				-	-	
4 máx.	11 min	40 máx.		35 máx.						Materiales de arcilla-limo (más de 35% del total de la muestra)
	11 min			35 máx.				-	-	
8 máx.	10 máx.	40 máx.		36 min						Materiales de arcilla-limo (más de 35% del total de la muestra)
12 máx.	10 máx.	41 min		36 min						Materiales de arcilla-limo (más de 35% del total de la muestra)
16 máx.	11 min	40 máx.		36 min						Materiales de arcilla-limo (más de 35% del total de la muestra)
20 máx.	11 min	41 min		36 min						Materiales de arcilla-limo (más de 35% del total de la muestra)

Fuente: AASHTO

2.2.4.2. Sistema de clasificación S.U.C.S. (DESIGNACIÓN ASTM D 2487-00)

La clasificación del suelo de acuerdo al SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos ASTM D 2487-00 (Para mayor información consultar norma), basa la clasificación de los suelos para propósitos ingenieriles; mediante el análisis de diferentes parámetros como lo son el límite líquido e índice de plasticidad; a continuación, se describe el procedimiento a seguir para realizar esta clasificación:

Este procedimiento describe un sistema de clasificación de suelos minerales y órgano mineral para propósitos de ingeniería, mediante la determinación en laboratorio del tamaño de partículas, usando características como: el límite líquido e índice de plasticidad que son indispensables para la clasificación como también los coeficientes de gradación y de uniformidad.

A continuación, se muestra dicha clasificación, junto con los símbolos empleados en la misma, así como una descripción de las propiedades esperables de los grupos diferenciados.

Tabla 2.5. Símbolo y descripción del suelo

Símbolo	Descripción
G	Grava o suelo gravoso
S	Arena o suelo arenoso
W	Bien graduado
C	Arcilla inorgánica
P	Mal graduada
M	Limo inorgánico o arena fina.
L	Baja a mediana compresibilidad (LL <50%)
H	Alta compresibilidad (LL >50%)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 2.6. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) ASTM D 2487.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) ASTM D 2487		Clasificación de suelos			
Criterios para la asignación de símbolos de grupo y nombre de grupo con el uso de ensayos de laboratorio		Simbolo de grupo	Nombre del grupo		
Gravas Mas del 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4	Gravas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	GW	Grava bien graduada		
	Gravas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200	GP	Grava mal graduada		
	Suelos de partículas gruesas mas del 50% es retenido en la malla No. 200	IP < 4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM	Grava limosa	
		IP > 7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC	Grava arcillosa	
		Cumple los criterios para GW y GM	GW-GM	Grava bien graduada con limo	
		Cumple los criterios para GW y GC	GW-GC	Grava bien graduada con arcilla	
	Arenas El 50% o mas de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Entre el 5 y 12% pasa malla No.200	GP-GM	Grava mal graduada con limo	
		Cumple los criterios para GP y GC	GP-GC	Grava mal graduada con arcilla	
		Arenas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	SW	Arena bien graduada	
		Arenas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200	SP	Arena mal graduada	
Suelos de partículas finas El 50% o mas pasa la malla No. 200		IP < 4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	SM	Arena limosa	
		IP > 7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC	Arena arcillosa	
		Cumple los criterios para SW y SM	SW-SM	Arena bien graduada con limo	
		Cumple los criterios para SW y SC	SW-SC	Arena bien graduada con arcilla	
Suelos altamente orgánicos		Entre el 5 y 12% pasa malla No.200	SP-SM	Arena mal graduada con limo	
		Cumple los criterios para SP y SC	SP-SC	Arena mal graduada con arcilla	
	Inorgánicos	CL	Arcilla de baja plasticidad		
	Limos y arcillas Limite Liquido menor que 50	IP < 4 y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	ML	Limo de baja plasticidad	
		IP > 7 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	OL	Arcilla orgánica	
	Suelos de partículas finas El 50% o mas pasa la malla No. 200	Limite liquido - secado al horno limite liquido - no secado < 0.75	OH	Limo orgánico	
		Inorgánicos	IP > 7 y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta plasticidad
			IP < 4 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH	Limo de alta plasticidad
		Orgánicos	Limite liquido - secado al horno limite liquido - no secado < 0.75	OH	Arcilla orgánica
	Principalmente materia orgánica de color oscuro		PT	Turba	

GRUESOS

FINOS

Fuente: Braja M. Das. (2003).

Tabla 2.7. Clasificación de suelos SUCS basado en el material que pasa el tamiz núm. 75 mm.

Criterio para la asignación de símbolos de grupo	Símbolos de grupo
Gravas Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias Menos de 5% finos ^a
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas con finos Más de 12% finos ^{a,d}
Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Arenas limpias Menos de 5% finos ^b Arenas con finos Más de 12% finos ^{b,d}
Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Orgánico
Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico
	Orgánico
Suelos altamente orgánicos Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico	

$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3$ ^c	GW
$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3$ ^c	GP
$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	GM
$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GC
$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3$ ^c	SW
$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3$ ^c	SP
$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	SM
$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	SC
$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2) ^e	CL
$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) ^e	ML
Límite líquido: secado < 0.75 ; vea la figura 4.2; zona OL	OL
Límite líquido: no secado	OL
Gráficos PI en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	CH
Gráficos PI por debajo de "A" línea (figura 4.2)	MH
Límite líquido: secado < 0.75 ; vea la figura 4.2; zona OH	OH
Límite líquido: no secado	OH
	Pt

^aGravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

^bArenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

$${}^c C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

^dSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.

^eSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo CL-ML.

Fuente: Braja M. Das. (2003).

Tabla 2.8. Diagrama de clasificación de suelos SUCS.

CAPÍTULO III
RELEVAMIENTO DE INFORMACIÓN Y
CARACTERIZACIÓN

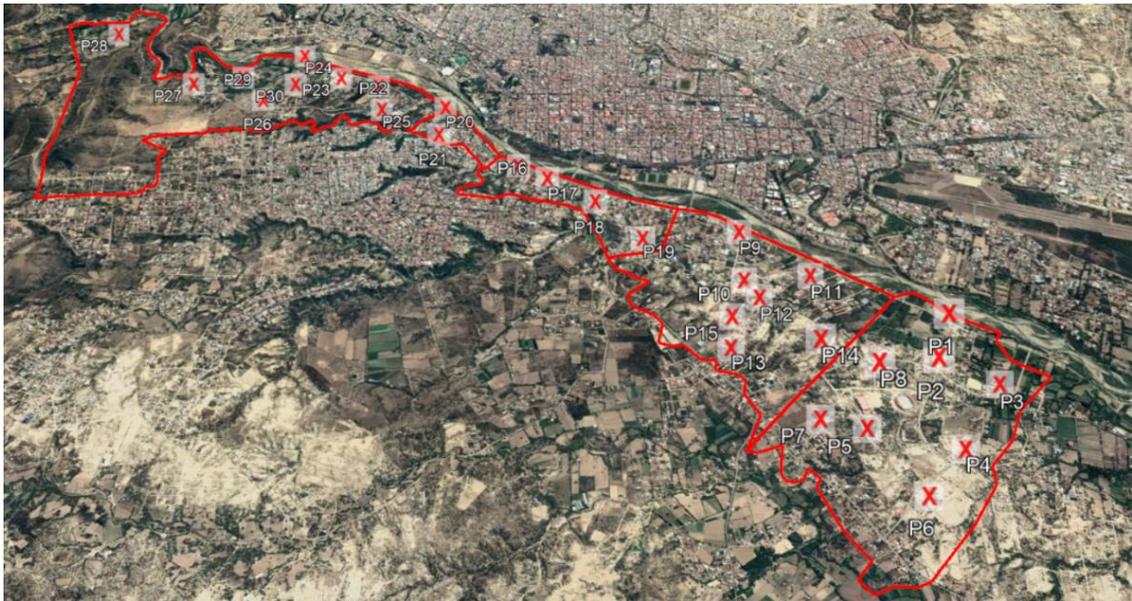
CAPÍTULO III

RELEVAMIENTO DE INFORMACIÓN Y CARACTERIZACIÓN

3.1. Ubicación de la zona

La zona de estudio es el distrito 12 de la ciudad de Tarija provincia Cercado. El distrito 12 consta de 5 barrios que son: San Blas, Miraflores, Germán Busch, San Martín y Aranjuez

Figura 3.1. Imagen del distrito 12



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.2. Imagen satelital de la zona de extracción de muestras del barrio San Blas



Fuente: *Elaboración Propia*

Figura 3.3. Imagen satelital de la zona de extracción de muestras del barrio Miraflores



Fuente: *Elaboración propia*

Figura 3.4. Imagen satelital de la zona de extracción de muestras del barrio Gemán Busch



Fuente: Elaboracion propia

Figura 3.5. Imagen satelital de la zona de extracción de muestras del barrio San Martín



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.6. Imagen satelital de la zona de extracción de muestras del barrio Aranjuez



Fuente: Elaboración propia

3.2. Coordenadas de los puntos en estudio

Tabla 3.1. Coordenadas de los puntos

Barrio	Punto	Coordenadas		
		X	Y	Z
San Blas	1	322171,957	7615008,439	1873,202
	2	321904,182	7614677,518	1896,527
	3	322185,108	7614382,688	1879,393
	4	321702,586	7613990,168	1894,811
	5	321189,019	7614306,428	1903,795
	6	32315,480	7613750,885	1905,877
	7	320924,558	7614438,474	1939,974
	8	321511,599	7614757,868	1890,095
Miraflores	9	321109,861	7616153,532	1885,697
	10	320952,624	7615698,795	1903,386
	11	321419,518	7615612,999	1880,686
	12	320991,275	7615520,524	1895,636
	13	320991,275	7615132,413	1941,974
	14	321228,532	7615049,642	1896,247
	15	320734,278	7615399,039	1918,503
German Busch	16	319775,995	7617298,208	1901,077
	17	319944,559	7617096,342	1900,084
	18	320210,522	7616751,267	1902,445

	19	320416,006	7616288,919	1902,040
San Martin	20	319406,197	7618125,113	1908,224
	21	319277,126	7617805,683	1921,034
Aranjuez	22	318950,474	7618547,870	1914,214
	23	318678,861	7618735,433	1918,018
	24	318440,251	7619112,045	1921,976
	25	318910,928	7618202,042	1952,136
	26	318028,984	7618582,224	1965,850
	27	317522,138	7618930,030	1978,997
	28	316988,834	7619782,393	1987,339
	29	317912,992	7618922,426	1967,067
	30	318306,548	7618705,586	1964,981

Fuente: Elaboración propia

3.3. Caracterización de la zona

Por su ubicación es una zona muy atractiva para la población en general y para algunos inversionistas para la construcción de edificios y condominios, también por la construcción de obras de impacto que están proyectadas por el gobierno Municipal como la planta de tratamiento de San Blas, puentes que atraviesan el río Guadalquivir entre otras que con seguridad llevarán a un mayor desarrollo a este distrito.

El distrito 12 tiene una superficie de 6116404.31 m², consta de 5 barrios, el barrio San Blas con una población de 130 habitantes, el barrio Miraflores con una población de 726 habitantes, el barrio Germán Busch con una población de 1431 habitantes, el barrio San Martín con una población de 1799 habitantes y el barrio Aranjuez con una población de 785 habitantes, INE (Censo, 2012).

3.4. Criterios de selección de muestra

3.4.1. Muestreo de suelos

Para realizar una investigación, la primera fase consiste en realizar el muestreo del suelo, esta fase es tan importante como cualquier otro ensayo de una investigación, ya que mediante este muestreo de suelos se obtiene muestras representativas que sirven para conocer sus características y propiedades físicas del suelo.

La extracción de muestras puede ser de dos tipos: Alteradas e inalteradas, se dice que una muestra es:

Alterada, este tipo de muestras es cuando no guarda las mismas condiciones en las que se encontraba en el terreno de donde procede y se extrae a medida que se va realizando el muestreo.

Inalterada, estas muestras son las que conservan, en la mayor medida posible, la estructura y su contenido de humedad para que se presenten las condiciones del campo lo más natural posible.

Para esta investigación se trabajó con muestras alteradas e inalteradas.

Para el ensayo de corte directo se trabajó con muestras inalteradas y los demás ensayos ya con muestras alteradas

3.4.2. Extracción de muestras de suelo

El objetivo es realizar el muestreo adecuado y representativo, para realizar los ensayos en laboratorio y así poder determinar de forma correcta las características y propiedades del suelo

3.4.2.1. Material utilizado

El material utilizado para la extracción de muestras fue el siguiente:

- Pala
- Picota
- Bolsas
- Papel fild

Figura 3.7. Material utilizado



Fuente: Elaboración propia

3.4.2.2. Procedimiento de extracción de muestras de suelo

El procedimiento para la extracción de muestras de suelo fue de la siguiente manera:

- Verificación de los puntos
- Limpieza y excavación
- Extracción de las muestras

Figura 3.8. Extracción de muestras



Fuente: Elaboración propia

3.4. Contenido de humedad

(DOCUMENTO REFERENCIAL ASTM D2216)

Mediante este ensayo se determina el contenido de humedad (o contenido de agua) de una masa de suelo, y la forma en que la cantidad de agua puede influir en su comportamiento de los suelos.

El método más usado en laboratorio, para determinar el contenido de humedad es el secado por medio del horno, donde el contenido de humedad se define como la relación expresada en porcentaje entre la cantidad de agua existente en una determinada masa de suelo y el peso del suelo.

Tabla 3.2. Resumen de los resultados del contenido de humedad

		1 Metro	2 Metros	3 Metros
Barrio	Punto	Humedad	Humedad	Humedad
San Blas	1	6,87	8,36	9,28
	2	13,89	16,14	16,73
	3	13,12	15,27	15,89
	4	9,40	16,88	11,25
	5	12,90	16,94	18,78
	6	17,70	12,12	11,93
	7	9,66	15,21	16,74
	8	7,90	16,08	27,59
Miraflores	9	8,60	8,31	8,03
	10	11,25	2,25	3,58
	11	7,64	7,13	6,37
	12	6,03	6,94	7,25
	13	9,91	9,04	8,53
	14	11,58	11,76	11,89
	15	6,81	4,50	4,71
German Busch	16	12,39	10,51	10,13
	17	5,69	5,30	5,01
	18	10,97	11,02	11,18
	19	4,15	17,72	18,97
San Martin	20	4,82	4,99	5,21
	21	16,60	17,07	17,39
Aranjuez	22	11,45	11,59	11,97
	23	8,13	8,49	8,57
	24	7,28	7,38	7,87
	25	5,41	5,36	5,27
	26	15,39	12,33	11,25
	27	5,46	5,40	5,20
	28	6,96	7,15	8,11
	29	3,91	4,15	4,86
	30	8,73	3,03	3,15

Fuente: Elaboración propia

3.5. Análisis granulométrico mediante tamizado

(DOCUMENTO REFERENCIAL ASTM D422 – AASHTO T88)

Este ensayo se realiza con ayuda de un juego de mallas, que tiene un tamaño graduado

establecido por las normas ASTM y AASHTO, donde se obtienen los pesos retenidos para luego realizar posteriores cálculos y la curva granulométrica.

Método para suelos finos (método del lavado)

Para este método se pesa una cantidad de muestra de material seco, y se debe dejar reposar en agua hasta que se sature completamente, por lo general se deja 24 horas o más, si es que se requiere un tiempo más corto utilizar 5 horas.

Luego se procede a introducir la muestra en el tamiz N°200, con la ayuda del agua se debe lavar el suelo, hasta que el agua que pasa del tamiz N°200 sea clara sin sedimentos

El material retenido en el tamiz N°200, se lo introduce al horno hasta que el material se seque por completo.

Después se realiza el tamizado del material por los diferentes tamices y se procede a pesar el material retenido en cada tamiz.

Figura 3.9. Esquema de la práctica de granulometría





Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.3. Resumen de resultados del análisis granulométrico por tamizado

Barrio	Punto	1 Metro			2 Metros			3 Metros		
		% pasa								
		N°4	N°40	N°200	N°4	N°40	N°200	N°4	N°40	N°200
San Blas	1	100,00	98,24	88,45	51,43	19,17	17,36	51,01	21,41	19,50
	2	100,00	98,68	86,75	100,00	99,66	98,38	100,00	99,66	98,38
	3	100,00	99,73	97,73	100,00	99,93	98,33	100,00	99,89	98,30
	4	100,00	94,02	81,77	100,00	99,53	98,55	100,00	99,65	87,70
	5	100,00	99,69	97,94	100,00	99,34	96,43	100,00	99,36	96,43
	6	100,00	99,24	88,37	100,00	99,87	99,08	100,00	99,85	99,02
	7	100,00	94,37	83,73	100,00	98,90	89,42	54,28	26,09	23,99
	8	100,00	94,06	79,17	100,00	99,88	29,91	100,00	98,45	96,24
Miraflores	9	100,00	99,42	97,66	65,66	30,62	23,25	65,58	32,35	25,26
	10	100,00	99,96	99,60	100,00	90,95	81,96	100,00	90,57	82,65
	11	100,00	99,96	69,34	66,80	33,86	25,65	66,43	30,84	22,57
	12	100,00	99,94	95,31	100,00	99,22	91,18	100,00	99,19	91,06
	13	100,00	98,63	88,13	100,00	95,58	84,07	66,73	29,17	20,51
	14	100,00	99,71	98,77	100,00	98,49	92,71	100,00	98,58	92,56
	15	100,00	95,20	54,97	100,00	82,92	42,80	100,00	83,36	42,22
Germán Busch	16	100,00	98,68	86,75	53,26	27,51	25,77	53,35	28,21	26,22
	17	99,80	91,01	63,80	59,17	31,22	28,87	57,74	29,73	27,51
	18	100,00	94,93	89,75	100,00	99,05	92,23	100,00	98,97	91,78
	19	100,00	99,78	12,38	100,00	99,83	97,51	100,00	99,84	97,39
San Martín	20	30,59	8,00	4,22	31,05	8,15	4,03	29,52	7,07	3,14

	21	100,00	99,42	97,66	29,01	6,41	2,23	28,13	5,54	1,24
Aranjuez	22	100,00	96,99	83,19	100,00	97,20	82,85	100,00	97,50	82,62
	23	100,00	99,72	94,13	52,52	23,95	22,08	52,86	25,17	23,13
	24	100,00	84,31	63,58	66,80	27,78	20,35	66,05	31,02	23,28
	25	33,79	25,63	24,71	34,71	26,59	25,65	34,77	26,50	25,61
	26	100,00	97,31	92,33	100,00	90,57	82,31	53,70	25,26	22,83
	27	66,97	30,67	23,56	52,76	25,68	23,39	49,95	23,03	20,57
	28	52,81	23,63	21,94	51,66	26,87	25,22	50,89	24,89	23,47
	29	67,38	17,57	11,15	66,47	15,40	7,90	66,52	15,10	7,57
	30	100,00	99,33	97,81	26,74	13,50	7,36	25,06	12,03	6,44

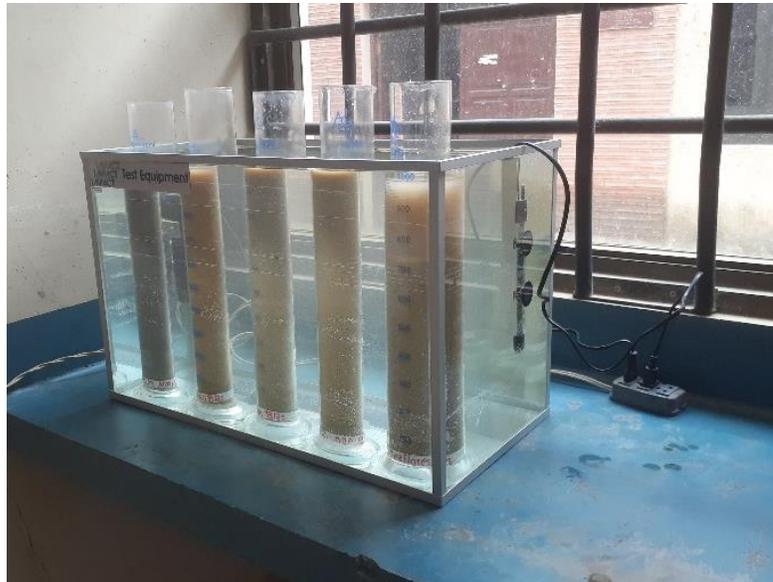
Fuente: Elaboración propia

3.6. Análisis granulométrico por medio del hidrómetro (DOCUMENTO REFERENCIAL ASTM D422)

El hidrómetro se usa para determinar el porcentaje de partículas de suelos dispersados, que permanecen en suspensión en un determinado tiempo. Para ensayos de rutina con fines de clasificación, el análisis con hidrómetro se aplica a partículas de suelos que pasan el tamiz de 2.00 mm (No.10) y cuando se requiere más precisión, el análisis con hidrómetro se debe realizar a la fracción de suelo que pase el tamiz de 75 μ m (No.200) para suelos finos.

Figura 3.10. Esquema de la práctica de hidrómetro





Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.4. Resultados de la práctica de hidrómetro

Barrio	Punto	1 Metro		2 Metros		3 Metros	
		Limo %	Arcilla %	Limo %	Arcilla %	Limo %	Arcilla %
San Blas	1	68,85	31,15	68,82	31,18	-	-
	2	45,94	54,06	38,88	61,12	41,58	58,42
	3	42,52	57,48	41,31	58,69	40,93	59,07
	4	45,53	54,47	40,22	59,78	42,74	57,26
	5	47,23	52,77	48,24	51,76	45,33	54,67
	6	35,36	64,64	63,72	36,28	40,67	59,33
	7	49,58	50,42	39,84	60,16	-	-
	8	80,61	19,39	80,63	19,37	41,00	59,00
Miraflores	9	78,68	21,32	78,93	21,07	-	-
	10	85,62	14,38	41,88	58,12	44,88	55,12
	11	80,41	19,59	80,47	19,53	-	-
	12	48,47	51,53	48,13	51,87	47,10	52,90
	13	85,86	14,14	49,31	50,69	-	-
	14	79,83	20,17	47,24	52,76	43,79	56,21
	15	90,02	9,98	-	-	-	-
Germán Busch	16	59,28	40,72	-	-	-	-
	17	43,77	56,23	-	-	-	-
	18	78,88	21,12	45,61	54,39	46,24	53,76
	19	-	-	41,71	58,29	44,03	55,97
	20	-	-	-	-	-	-

San Martin	21	81,18	18,82	-	-	-	-
Aranjuez	22	76,25	23,75	-	-	40,74	59,26
	23	44,45	55,55	-	-	-	-
	24	45,90	54,10	-	-	-	-
	25	-	-	-	-	-	-
	26	42,70	57,30	35,52	64,48	-	-
	27	-	-	-	-	-	-
	28	-	-	-	-	-	-
	29	-	-	-	-	-	-
	30	43,08	56,92	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

3.7. Ensayo de consistencia de los suelos

(DOCUMENTO REFERENCIAL ASTM D4318 / AASHTO T90)

Los límites de consistencia o también conocidos como límites de Atterberg se debe al nombre del científico sueco Albert Mauritz Atterberg (1846-1916). se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos, aunque su comportamiento, varia a lo largo del tiempo.

Límite líquido

Para realizar este límite se utiliza el método de la cuchara de Casagrande (NTL-105). Este ensayo se basa en la determinación de la cantidad de agua mínima que se puede contener en una pasta más o menos formada de unos 100 gramos, de suelo seco que pasa el tamiz N°40, esta pasta se coloca en el equipo casa grande con una espátula, luego se realiza el surco con el ranurador y se golpea consecutivamente contra la base de la máquina, haciendo girar la manivela, hasta que el surco se cierre en una longitud de 12 mm. El rango de número de golpes es de 15 a 35 golpes. La humedad correspondiente al límite líquido se da a los 25 golpes y se determina interpolando mediante una gráfica normalizada

Límite Plástico

Este límite se presenta cuando el suelo pasa de un estado semisólido a un estado plástico. Consiste en medir el contenido de humedad para el cual es posible moldear un cilindro de suelo de diámetro de 3 mm aproximadamente hasta que presenten pequeñas

fisuras. Esto se repite unas 3 veces como mínimo, se pesan los rollitos en las cápsulas y luego se las introduce al horno y así obtener el peso del suelo seco.

Figura 3.11. Esquema de la práctica del límite líquido



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.12. Esquema de la práctica de límite plástico



Fuente: Elaboración propia

Tala 3.5. Resumen de límites e índice de plasticidad

Punto	1 Metro			2 Metros			3 Metros		
	LL	LP	IP	LL	LP	IP	LL	LP	IP
1	28	21	7	28	16	12	28	16	12
2	47	19	28	54	26	27	54	26	27
3	45	21	24	40	24	16	39	24	15
4	29	19	10	50	19	31	45	14	31
5	46	25	21	45	26	19	45	25	20
6	50	25	25	48	29	19	47	28	19
7	35	17	18	31	18	13	25	12	13
8	30	27	3	NP	NP	NP	41	23	18
9	41	30	11	30	19	11	30	17	13
10	57	50	7	36	22	14	36	22	14
11	23	20	3	22	17	5	23	16	7
12	29	14	15	34	21	13	34	19	15
13	25	22	3	29	22	7	24	17	7
14	39	32	7	27	17	10	27	17	10
15	27	25	2	26	24	2	26	24	2
16	26	19	7	26	18	8	26	16	10
17	22	15	7	23	15	8	25	15	10
18	40	32	8	38	21	17	37	20	17

19	NP	NP	NP	341	329	12	33	20	13
20	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP
21	33	24	9	NP	NP	NP	NP	NP	NP
22	33	24	9	36	23	13	35	22	13
23	29	18	11	27	15	12	26	14	12
24	24	13	11	25	16	9	21	16	5
25	32	20	12	34	20	14	31	17	14
26	39	36	3	46	20	26	23	15	8
27	24	20	4	24	16	8	23	16	7
28	24	17	7	26	18	8	26	18	8
29	28	23	5	28	21	7	27	20	7
30	31	24	7	NP	NP	NP	NP	NP	NP

Fuente: Elaboración propia

3.8. Clasificación del suelo

La clasificación de suelos es una categorización del suelo basado en características distintivas y en criterios de uso.

Los dos sistemas principales de clasificación científica de suelos actualmente en uso son el sistema AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y el USCS o S.U.C.S (Unified soil Classification System)

Tabla 3.6. Resumen de la clasificación

Barrio	Punto	1 Metro		2 Metros		3 Metros	
		Clasificación del suelo		Clasificación del suelo		Clasificación del suelo	
		SUCS	AASHTO	SUCS	AASHTO	SUCS	AASHTO
San Blas	1	CL-ML	A-4(8)	GC	A-2-6(0)	GC	A-2-6(0)
	2	CL	A-7-6(17)	CH	A-7-6(18)	CH	A-7-6(0)
	3	CL	A-7-6(6)	CL	A-6(10)	CL	A-6(10)
	4	CL	A-4(8)	CH	A-7-6(18)	CL	A-7-6(17)
	5	CL	A-7-6(14)	CL	A-7-6(13)	CL	A-7-6(13)
	6	MH	A-7-6(16)	CL	A-7-6(13)	CL	A-7-6(14)
	7	CL	A-6(11)	CL	A-6(9)	GC	A-2-6(0)
	8	ML	A-4(8)	SM	A-2-6(0)	CL	A-7-6(11)
Miraflores	9	ML	A-7(9)	SC	A-2-4(0)	SC	A-2-6(0)
	10	MH	A-5(11)	CL	A-6(10)	CL	A-6(10)
	11	ML	A-4(7)	SM-SC	A-2-4(0)	SC	A-2-4(0)
	12	CL	A-6(10)	CL	A-6(9)	CL	A-6(10)
	13	ML	A-4(8)	CL	A-6(8)	SC	A-2-4(0)
	14	ML	A-4(8)	CL	A-4(8)	CL	A-4(8)

	15	ML	A-4(4)	SM	A-4(2)	SM-SC	A-4(1)
German Busch	16	CL-ML	A-4(8)	GC	A-2-4(0)	SC	A-2-4(0)
	17	CL-ML	A-4(6)	GC	A-2-4(0)	GC	A-2-6(0)
	18	ML	A-4(8)	CL	A-6(11)	CL	A-6(11)
	19	ML	A-3	CL	A-6(9)	CL	A-6(9)
San Martin	20	GW	A-1-a(0)	GW	A-1-a(0)	GW	A-1-a(0)
	21	ML	A-4(8)	GW	A-1-a(0)	GW	A-1-a(0)
Aranjuez	22	ML	A-4(8)	CL	A-6(9)	CL	A-6(9)
	23	CL	A-6(8)	GC	A-2-6(0)	GC	A-2-6(0)
	24	CL	A-6(6)	SC	A-2-4(0)	SM-SC	A-2-4(0)
	25	GC	A-2-6(0)	GC	A-2-6(0)	GC	A-2-6(0)
	26	OL	A-4(8)	CL	A-7-6(16)	GC	A-2-4(0)
	27	SM	A-2-4(0)	GC	A-2-4(0)	GC	A-2-4(0)
	28	GC	A-2-4(0)	GC	A-2-4(0)	GC	A-2-4(0)
	29	SC-SM	A-2-4(0)	SP-SC	A-2-4(0)	SP-SC	A-2-4(0)
	30	OL	A-4(8)	GP-GM	A-1-a(0)	GP-GM	A-1-a(0)

Fuente: Elaboración propia

3.9. Peso específico

(DOCUMENTO REFERENCIAL ASTM D854 AASHTO T1001)

Este método establece el procedimiento para, determinar, mediante un picnómetro, la densidad de partículas sólidas de suelos compuestos por partículas menores que 5mm.

El peso específico relativo de los sólidos de un suelo se determina en laboratorio haciendo uso de un frasco con marca de enrase. El peso específico se determina mediante la siguiente fórmula:

Figura 3.13. Esquema de la práctica de peso específico





Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.7. Resumen de los resultados de peso específico

Barrio	punto	1 Metro	2 Metros	3 Metros
		Peso Específico	Peso Específico	Peso Específico
San Blas	1	2,651	2,653	2,652
	2	2,721	2,732	2,721
	3	2,657	2,749	2,748
	4	2,712	2,715	2,747
	5	2,709	2,756	2,709
	6	2,635	2,701	2,719
	7	1,757	2,736	2,652
	8	2,665	2,683	2,778
Miraflores	9	2,631	2,688	2,672
	10	1,729	2,803	2,704
	11	2,620	2,672	2,677
	12	2,733	2,765	2,718
	13	2,655	2,708	2,669
	14	2,618	2,772	2,695
	15	2,645	2,672	2,671
Germán Busch	16	2,729	2,666	2,663
	17	2,746	2,659	2,652
	18	2,635	2,734	2,744
	19	2,665	2,710	2,722
	20	2,664	2,652	2,653

San Martín	21	2,745	2,671	2,655
Aranjuez	22	2,575	2,575	2,742
	23	2,593	2,644	2,652
	24	2,645	2,679	2,671
	25	2,681	2,646	2,653
	26	2,664	2,714	2,652
	27	2,652	2,650	2,651
	28	2,668	2,654	2,653
	29	2,669	2,669	2,672
	30	2,689	2,654	2,651

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE DATOS Y COMPARACIÓN

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE DATOS Y COMPARACIÓN

4.1. Introducción

La presentación de los resultados obtenidos realizados en laboratorio, da lugar para hacer un detallado análisis de interpretación de los resultados, seguido de la comparación requerida

4.2. Preparación de la muestra

- **Especímen de ensayo.** Para trabajar con muestras inalteradas, se debe usar una muestra lo suficientemente grande como para que unos mínimos de 3 especímenes similares puedan ser preparadas, los especímenes deben ser preparados en un ambiente de temperatura y humedad controlada para menorar la pérdida o ganancia de humedad, se debe tener cuidado en la preparación del espécimen eso para prevenir la alteración de su estructura natural. Las dimensiones de las muestras deben ser de 6 *6 cm de lado y 2.5 cm de alto.

Una vez talladas las muestras se debe envolver en papel fild, esto para que mantenga su humedad el suelo.

Figura 4.1. Preparación de muestras





Fuente: Elaboración propia

4.3. Procedimiento del ensayo de corte drenado

- **Ensamblaje de la caja de corte.** Se debe armar la caja en una superficie plana, se debe unir las partes de la caja tanto la parte inferior como la parte superior y asegurar las mismas con los tornillos alineadores que se encuentra en la parte superior de la caja.

En la parte inferior de la caja de corte se coloca la placa ranurada, luego la piedra porosa, después la muestra y de nuevo encima de la muestra se coloca la otra piedra porosa y finalmente se coloca el pistón de carga y toda esa caja armada se coloca dentro del carro deslizante, ajustar la celda de carga horizontal y vertical sin producir ni registrar fuerza alguna.

Figura 4.2. Armado de la caja de corte





Fuente: Elaboracion propia

- **Aplicación de esfuerzo.** Se colocan las pesas necesarias en el colgadero para conseguir la tensión deseada permitiendo el drenaje libre del agua hasta finalizar el proceso de consolidación primaria del suelo para iniciar el ensayo a continuación.

Figura 4.3. Colocado de pesas



Fuente: Elaboración propia

- **Llenado del agua.** Se llena tan pronto sea posible con agua hasta el nivel superior de la probeta, y se mantiene el agua durante la consolidación y una vez cumplida las 24 horas se procede a la lectura de corte.

Figura 4.4. Llenado del agua



Fuente: Elaboración propia

- **Verificación del equipo.** Para empezar con las lecturas del corte se debe verificar que todos los extensómetros estén en cero, y colocar la velocidad con la que se va a trabajar.
- **Lectura del ensayo.** Una vez verificado el equipo se procede con las lecturas de corte directo, se leen los tres extensómetros el horizontal, vertical y el de carga. Se continúa con las lecturas hasta que la muestra de suelo rompa.

Al romper tres probetas del mismo suelo sometidas a diferentes tensiones normales, se obtiene los respectivos valores de resistencia al corte que no permite calcular el ángulo de rozamiento y la cohesión.

- **Desmontaje de la caja del aparato de corte.** Luego de terminar de leer el ensayo se procede a desmontar la caja de corte y sacar la muestra con la que se trabajó, se pesa y se coloca al horno

Figura 4.5. Ensayo de corte drenado



Fuente: Elaboración propia

- **Secado de la muestra.** Se procede a pesar la muestra y llevar al horno para tener el peso de la muestra.

Figura 4.6. Secado de las muestras



Fuente: Elaboración propia

4.4. Procedimiento del ensayo de corte no drenado.

- **Armado de la caja de corte.** Luego de tener las muestras talladas se procede con el armado de la caja de corte, se debe realizar con mucho cuidado y en una parte plana, ajustar los tornillos.

Figura 4.7. Armado de la caja para el no drenado



Fuente: Elaboración propia

- **Aplicación de esfuerzos.** Se colocan los pesos necesarios en el colgadero para conseguir la tensión deseada.
- **Verificación del equipo.** Antes de empezar a lecturar se debe colocar el valor de velocidad para trabajar y verificar que todos los extensómetros estén en cero y estén en contacto.
- **Lectura del ensayo.** Para este ensayo se debe lecturar todos los extensómetros: Horizontal, vertical y el de carga.
- **Desmontaje de la caja de corte.** Una vez terminado el ensayo se debe sacar la muestra

Figura 4.8. Ensayo de corte no drenado



Fuente: Elaboración propia

4.5. Comparación de resultados

Tabla 4.1. Tabla comparativa a 1 metro

Barrio	Punto	Tipo de Suelo	1 Metro							
			Drenado				No drenado			
			Cohesión	Fricción	Humedad	Tipo de	Cohesión	Fricción	Humedad	Tipo de
			Kg/cm ²	°	%	Falla	Kg/cm ²	°	%	Falla
San Blas	1	CL-ML	0,118	26,14	30,63	Falla local	0,279	32,30	6,87	Falla general
	2	CL	0,131	16,44	40,57	Falla local	0,19	17,67	13,89	Falla local
	3	CL	0,127	26,14	38,77	Falla local	0,267	18,32	13,12	Falla local
	4	CL	0,118	26,42	30,51	Falla local	0,231	36,75	9,40	Falla general
	5	CL	0,128	23,87	35,45	Falla local	0,272	21,37	12,90	Falla local
	6	CH	0,105	37,84	32,99	Falla general	0,271	10,74	17,70	Falla local
	7	CL	0,125	22,27	31,57	Falla local	0,257	33,40	9,66	Falla general
	8	ML	0,149	14,84	22,39	Falla local	0,226	38,05	7,90	Falla general
Miraflores	9	ML	0,157	13,87	23,82	Falla local	0,292	37,95	8,60	Falla general
	10	MH	0,117	27,10	33,12	Falla local	0,267	15,16	11,25	Falla local
	11	ML	0,128	13,22	23,07	Falla local	0,224	38,90	7,64	Falla general
	12	CL	0,126	28,59	32,28	Falla local	0,215	45,84	6,03	Falla general
	13	ML	0,143	15,64	23,34	Falla local	0,268	33,16	9,91	Falla general
	14	ML	0,149	12,56	24,04	Falla local	0,241	27,65	11,58	Falla local
	15	ML	0,142	15,96	22,56	Falla local	0,386	41,90	6,81	Falla general
Germán Busch	16	CL-ML	0,126	27	29,50	Falla local	0,268	24,59	12,39	Falla local
	17	CL-ML	0,131	22	29,03	Falla local	0,406	47,93	5,69	Falla general
	18	ML	0,128	12,23	25,03	Falla local	0,383	29,26	10,97	Falla local
San Martín	21	ML	0,154	14,19	25,48	Falla local	0,262	11,24	16,60	Falla local
Aranjuez	22	ML	0,147	15,32	26,04	Falla local	0,191	16,60	11,45	Falla local
	23	CL	0,119	25	30,69	Falla local	0,232	36,30	8,13	Falla general
	24	CL	0,128	24	30,48	Falla local	0,302	38,27	7,28	Falla general
	26	OL	0,145	14,19	23,05	Falla local	0,251	13,05	15,39	Falla local
	30	OL	0,150	14,03	24,16	Falla local	0,252	37,19	8,73	Falla general

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.2. Tabla comparativa a 2 metros

Barrio	Punto	Tipo de Suelo	2 Metros							
			Drenado				No drenado			
			Cohesión Kg/cm ²	Fricción °	Humedad %	Tipo de Falla	Cohesión Kg/cm ²	Fricción °	Humedad %	Tipo de Falla
San Blas	2	CH	0,133	19,71	34,23	Falla local	0,199	19,56	16,17	Falla local
	3	CL	0,128	25,30	32,09	Falla local	0,277	22,44	15,27	Falla local
	4	CH	0,147	19,40	36,47	Falla local	0,274	18,26	16,88	Falla local
	5	CL	0,122	26,14	33,90	Falla local	0,264	17,39	16,94	Falla local
	6	CL	0,131	26,28	34,49	Falla local	0,267	33,40	12,12	Falla general
	7	CL	0,122	25,58	30,34	Falla local	0,273	23,00	15,21	Falla local
Miraflores	10	CL	0,128	24,87	29,00	Falla local	0,412	49,29	2,25	Falla general
	12	CL	0,123	25,16	28,59	Falla local	0,38	51,39	6,94	Falla general
	13	CL	0,131	24,73	25,84	Falla local	0,222	44,55	9,04	Falla general
	14	CL	0,137	23,87	26,30	Falla local	0,235	35,05	11,76	Falla general
Germán Busch	18	CL	0,144	25,58	32,55	Falla local	0,303	37,41	11,02	Falla general
	19	CL	0,121	24,87	28,36	Falla local	0,187	14,52	17,72	Falla Local
Aranjuez	22	CL	0,129	25,02	29,09	Falla local	0,336	35,05	11,59	Falla general
	26	CL	0,131	24,59	36,11	Falla local	0,261	33,04	12,33	Falla general

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.3. Tabla comparativa a 3 metros

Barrio	Punto	Tipo de Suelo	3 Metros							
			Drenado				No drenado			
			Cohesión	Fricción	Humedad	Tipo de	Cohesión	Fricción	Humedad	Tipo de
			Kg/cm ²	°	%	Falla	Kg/cm ²	°	%	Falla
San Blas	2	CH	0,145	20,62	32,36	Falla local	0,267	18,79	16,73	Falla local
	3	CL	0,132	24,30	31,24	Falla local	0,273	20,47	15,89	Falla local
	4	CL	0,129	23,87	42,91	Falla local	0,276	36,41	11,25	Falla general
	5	CL	0,125	24,30	33,58	Falla local	0,275	10,41	18,78	Falla local
	6	CL	0,134	23,15	32,52	Falla local	0,261	34,47	11,93	Falla general
	8	CL	0,152	22,41	32,00	Falla local	0,195	7,04	27,59	Falla local
Miraflores	10	CL	0,137	25,02	29,81	Falla local	0,215	63,07	3,58	Falla general
	12	CL	0,154	22,27	30,26	Falla local	0,405	50,64	7,25	Falla general
	14	CL	0,131	24,87	27,84	Falla local	0,234	34,47	11,89	Falla general
German Busch	18	CL	0,128	23,73	31,72	Falla local	0,237	36,97	11,18	Falla general
	19	CL	0,135	24,16	28,67	Falla local	0,263	9,91	18,97	Falla local
Aranjuez	22	CL	0,131	25,30	29,09	Falla local	0,264	34,35	11,97	Falla general

Fuente: Elaboración propia

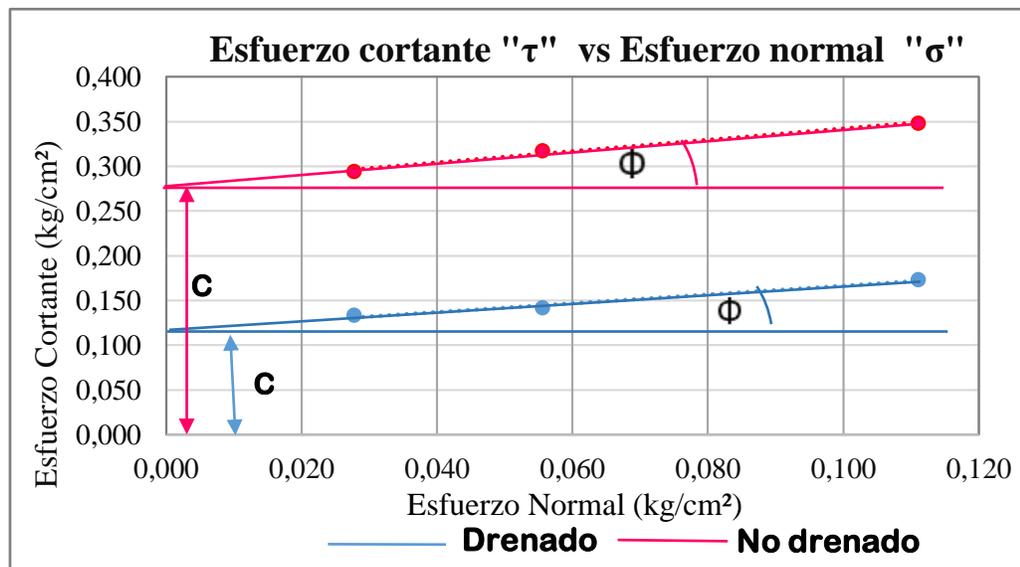
Tabla 4.4. Tabla comparativa de resultados punto 1 – 1 metro

	Barrio	San Blas	
Punto	1	Profundidad	1 metro
Condición drenado		Condición no drenado	
Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)
0,028	0,13346	0,028	0,29387
0,056	0,14166	0,056	0,31728
0,111	0,17327	0,111	0,34772

		Drenado	No drenado
Cohesión (C)	Kg/cm ²	0,118	0,279
Fricción (Φ)	°	26,14	32,30

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.9. Gráfica de comparación de esfuerzo cortante vs esfuerzo normal punto 1– 1 metro



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.5. Tabla comparativa de resultados punto 4 – 1 metro

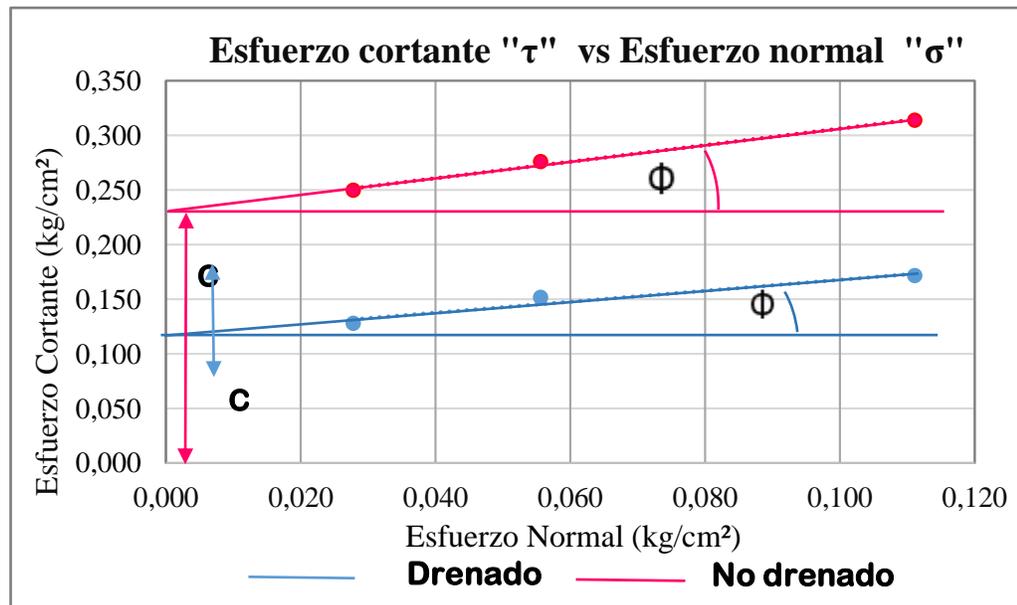
	Barrio	San Blas	
Punto	4	Profundidad	1 metro
Condición Drenado		Condición No drenado	
Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)
0,028	0,12771	0,028	0,24952
0,056	0,15137	0,056	0,27554
0,111	0,17147	0,111	0,31338

		Drenado	No drenado
Cohesión (C)	Kg/cm²	0,118	0,231
Fricción (Φ)	°	26,42	36,75

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.10. Gráfica de comparación esfuerzo cortante vs esfuerzo normal

punto 4 -1 metro



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.6. Tabla comparativa de resultados punto 2 – 2 metros

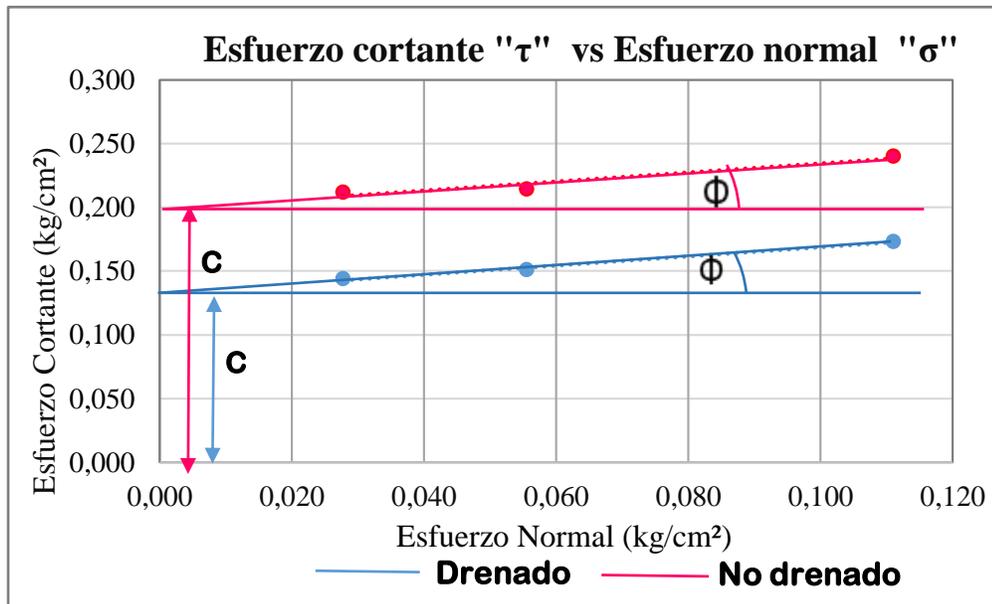
	Barrio	San Blas	
Punto	2	Profundidad	2 metros
Condición Drenado		Condición No drenado	
Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)
0,028	0,14400	0,028	0,21191
0,056	0,15103	0,056	0,21425
0,111	0,17327	0,111	0,24001

		Drenado	No drenado
Cohesion (C)	Kg/cm²	0,133	0,199
Friccion (Φ)	°	19,71	19,56

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.11. Gráfica de comparación esfuerzo cortante vs esfuerzo normal

punto 2 -2 metros



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.7. Tabla comparativa de resultados punto 5 – 2 metros

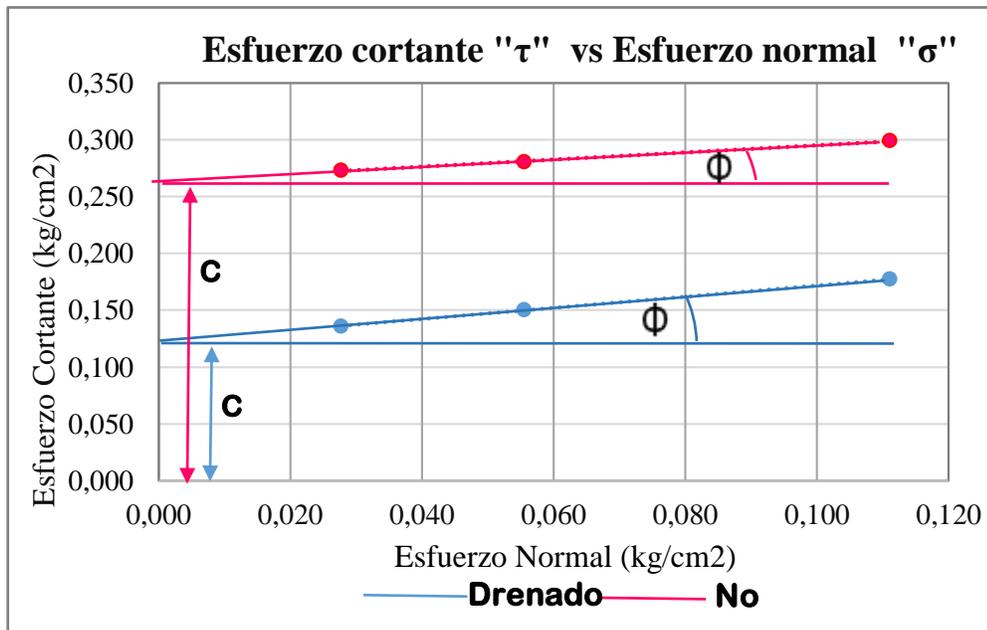
	Barrio		San Blas	
Punto	5		Profundidad	
Condición Drenado			Condición No drenado	
Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	
0,028	0,13599	0,028	0,27317	
0,056	0,15018	0,056	0,28027	
0,111	0,17738	0,111	0,29919	

		Drenado	No drenado
Cohesión (C)	Kg/cm ²	0,122	0,264
Fricción (Φ)	°	26,14	17,39

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.12. Gráfica de comparación esfuerzo cortante vs esfuerzo normal

punto 5 -2 metros



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.8. Tabla comparativa de resultados punto 4 – 3 metros

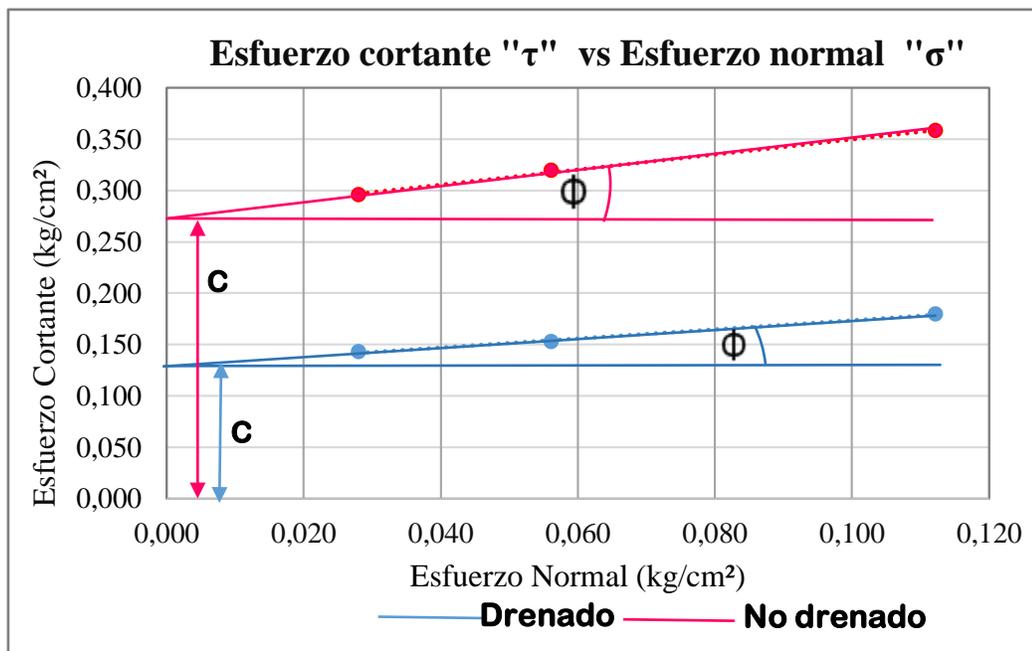
	Barrio	San Blas	
Punto	4	Profundidad	3 metros
Condición Drenado		Condición No drenado	
Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)
0,028	0,14309	0,028	0,29564
0,056	0,15255	0,056	0,31930
0,112	0,17975	0,112	0,35832

		Drenado	No Drenado
Cohesión (C)	Kg/cm²	0,129	0,276
Fricción (Φ)	°	23,87	36,41

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.13. Gráfica de comparación esfuerzo cortante vs esfuerzo normal

l punto 4 -3 metros



Fuente: Elaboración propia

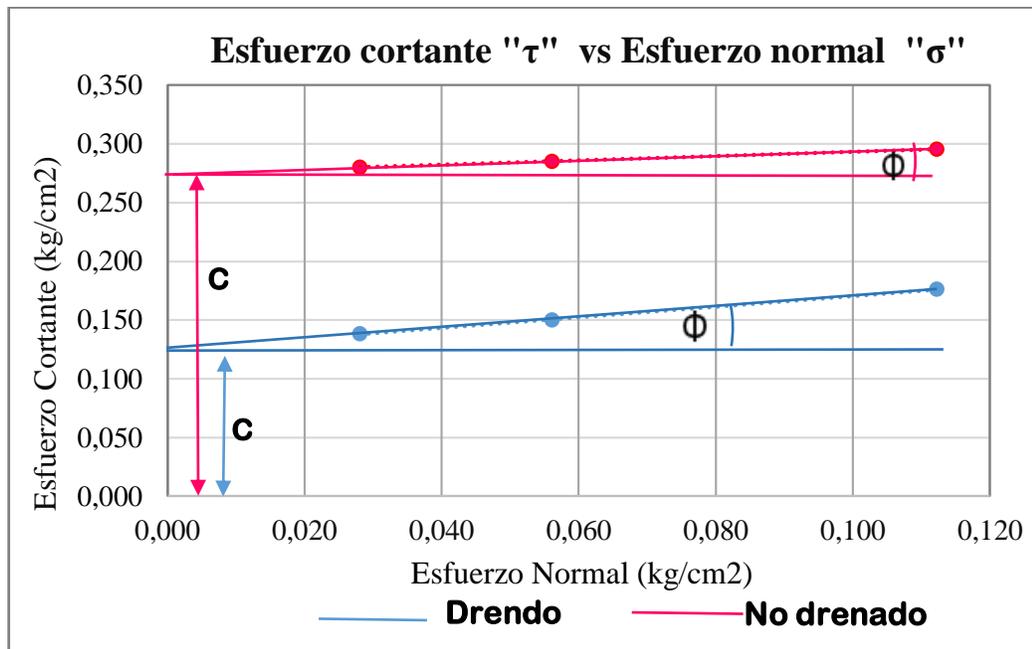
Tabla 4.9. Tabla comparativa de resultados punto 5 – 3 metros

		Barrio	San Blas
Punto	5	Profundidad	3 metros
Condición drenado		Condición No drenado	
Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normal (Kg/cm ²)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)
0,028	0,13836	0,028	0,28027
0,056	0,15018	0,056	0,28500
0,112	0,17620	0,112	0,29564

		Drenado	No drenado
Cohesión (C)	Kg/cm ²	0,125	0,275
Fricción (Φ)	°	24,30	10,41

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.14. Gráfica de comparación esfuerzo cortante vs esfuerzo normal punto 5 -3 metros



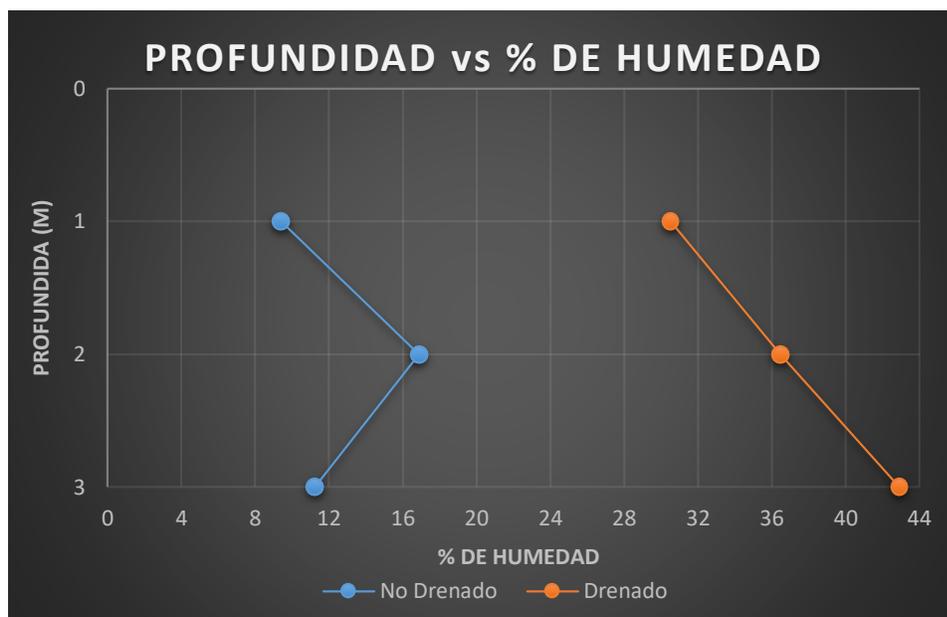
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.10. Tabla de humedades del punto 4

Punto 4		
Profundidad	Drenado	No drenado
	Humedad	Humedad
m	%	%
1	30,51	9,4
2	36,47	16,88
3	42,91	11,25

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.15. Gráfica comparativa de humedades del punto 4



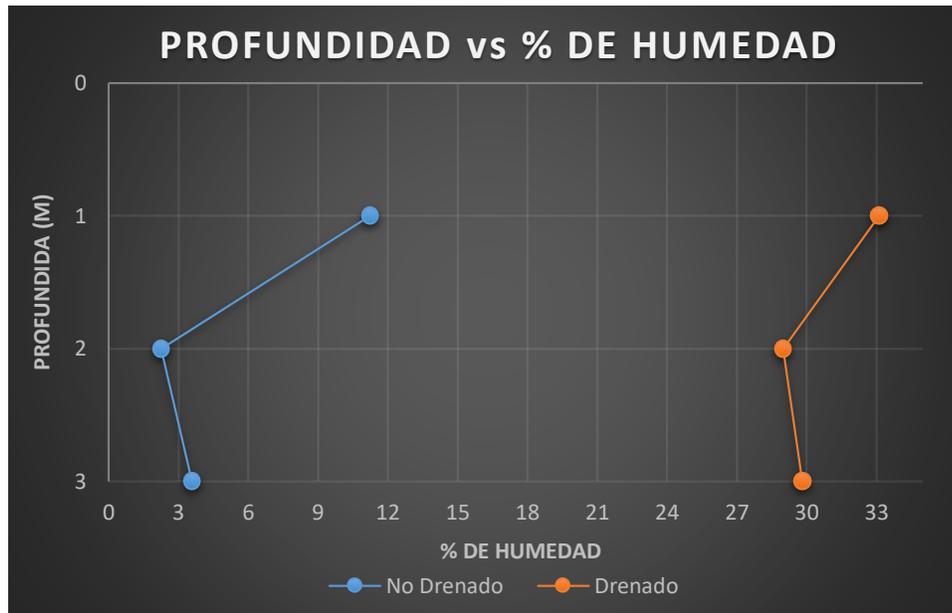
Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.11. Tabla de humedades del punto 10

Punto 10		
Profundidad	Drenado	No drenado
	Humedad	Humedad
m	%	%
1	33,12	11,25
2	29	2,25
3	29,81	3,58

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.16. Gráfica comparativa de humedades del punto 10



Fuente: Elaboración propia

Según la comparación de los resultados en la mayoría de los puntos, el ángulo de fricción es mayor en el corte directo no drenado, de igual manera la cohesión es mayor en el corte directo no drenado que en el corte directo drenado. Y esto se debe a la humedad que se encuentra el suelo al momento de que se realiza el ensayo

En este ensayo influye mucho la humedad del suelo, mientras más seca este la muestra mayor cohesión presenta el suelo, así también el ángulo de fricción es mayor

El corte directo en la condición no drenada se comporta como un suelo granular, debido a que sus humedades son muy bajas a diferencia de la condición drenada.

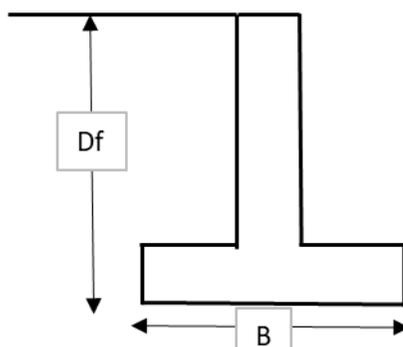
Según la comparación de estos ensayos la humedad es un factor muy importante

Los suelos finos son suelos compresibles, absorben agua que ocasionan cambios en su volumen.

Según los resultados obtenidos es muy importante saber la cantidad de agua, es decir el contenido de humedad a la cual va estar expuesta la fundación, ya que es un factor muy importante el agua.

4.6. Aplicación de los resultados

Figura 4.17. Zapata cuadrada



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.12. Aplicación de resultados a 1 metro

Teoría de Terzaghi			
Datos de problema			
Dimensiones de la zapata			
Base (B)	1,5	1,5	metros
Profundidad de Desplante (Df)	1	1	metros
Dimensiones del suelo			
Condición del suelo	CD	CU	
Tipo de suelo	CL	CL	
Ángulo de fricción interna (ϕ)	26,42	36,75	grados
Cohesión (c)	0,118	0,231	Kg/m ²
Peso Volumétrico del Suelo (gm)	2712	2712	Kg/m ³
Factor de Seguridad (Fs)	3	3	sin unidades
Cálculos			
Tipo de Suelo	Cohesivo	Cohesivo	
Tipo de falla	Local	General	
Nc	27,99	68,39	Sin unidades
Nq	14,92	52,14	Sin unidades
Ny	10,58	62,54	Sin unidades
Carga Última (qc)	57683,11	243189,31	Kg/m ²
Carga Última (qc)	57,68	243,19	Tn/m ²
Carga Última (qc)	23,72	100	%
Resultado final			
Carga Admisible (qadm)	19227,70	81063,10	Kg/m ²
Carga Admisible (qadm)	19,23	81,06	Tn/m ²
Carga Admisible (qadm)	23,72	100	%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.13. Aplicación de resultados a 2 metros

Teoría de Terzaghi			
Datos de problema			
Dimensiones de la zapata			
Base (B)	1,5	1,5	metros
Profundidad de Desplante (Df)	2	2	metros
Dimensiones del suelo			
Condición del suelo	CD	CU	
Tipo de suelo	CH	CH	
Ángulo de fricción interna (ϕ)	19,4	18,26	grados
Cohesión (c)	0,147	0,274	Kg/m ²
Peso Volumétrico del Suelo (gm)	2715	2715	Kg/m ³
Factor de Seguridad (Fs)	3	3	sin unidades
Cálculos			
Tipo de Suelo	Cohesivo	Cohesivo	
Tipo de falla	Local	Local	
Nc	17,01	15,49	Sin unidades
Nq	7	6,21	Sin unidades
Ny	3,3	2,71	Sin unidades
Carga Última (qc)	43388,95	38140,40754	Kg/m ²
Carga Última (qc)	43,39	38,14	Tn/m ²
Carga Última (qc)	100	87,90	%
Resultado final			
Carga Admisible (qadm)	14462,98	12713,46918	Kg/m ²
Carga Admisible (qadm)	14,46	12,71	Tn/m ²
Carga Admisible (qadm)	100	87,90	%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.14. Aplicación de resultados a 3 metros

Teoría de Terzaghi			
Datos de problema			
Dimensiones de la zapata			
Base (B)	1,5	1,5	metros
Profundidad de Desplante (Df)	3	3	metros
Dimensiones del suelo			
Condición del suelo	CD	CU	
Tipo de suelo	CL	CL	
Ángulo de fricción interna (ϕ)	23,87	36,41	grados
Cohesión (c)	0,129	0,276	Kg/m ²
Peso Volumétrico del Suelo (gm)	2747	2747	Kg/m ³
Factor de Seguridad (Fs)	3	3	sin unidades
Cálculos			
Tipo de Suelo	Cohesivo	Cohesivo	
Tipo de falla	Local	General	
Nc	23,15	66,19	Sin unidades
Nq	11,25	49,88	Sin unidades
Ny	6,94	58,83	Sin unidades
Carga Última (qc)	104153,64	508048,435	Kg/m ²
Carga Última (qc)	104,15	508,05	Tn/m ²
Carga Última (qc)	20,50	100	%
Resultado final			
Carga Admisible (qadm)	34717,88	169349,4783	Kg/m ²
Carga Admisible (qadm)	34,72	169,35	Tn/m ²
Carga Admisible (qadm)	20,50	100	%

Fuente: Elaboración propia

Estos resultados pueden aplicarse para hallar la capacidad portante del suelo, que no es más que la resistencia que tiene el suelo a los esfuerzos que le son colocados a través de las fundaciones de las estructuras en las cuales se van a implantar en esa masa de suelo, entonces partiendo de allí, de ese esfuerzo Karl Terzaghi elaboró una teoría donde contempla los elementos, es decir las propiedades para poder determinar cuál es la capacidad de este.

Karl Terzaghi en su ecuación considera varios elementos, generalmente son las propiedades del suelo.

Entonces mediante la ecuación de Karl Terzaghi se determina la presión máxima que permite esa masa de suelo y en base a un factor de seguridad se determina la carga máxima aplicable, es decir a que carga se puede someter esa fundación.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Mediante el ensayo de corte directo se determina la resistencia de una muestra de suelo, mediante cargas que simulan que existirán o existen en el terreno producto de la aplicación de una carga y así encontrando su cohesión y ángulo de fricción interna.
- Se considera que la relación entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal es directa, se observó en la gráfica que a mayor esfuerzo normal mayor será el valor del esfuerzo cortante
- En el ensayo de corte directo en las condiciones Consolidadas no Drenadas (CU), el ángulo de fricción (Φ) es bastante variable que en las condiciones Consolidadas drenadas (CD) y en algunos puntos es mayor el ángulo de fricción y en otros puntos es menor, esto es debido a la humedad que se encuentra el suelo.
- La cohesión obtenida en la condición Consolidada no drenada (CU) casi en la mayoría de los puntos es mayor a la cohesión de la condición consolidada no drenada. Ya que la fuerza de cohesión de las partículas es mayor en suelos finos secos, que presenten menor grado de humedad.
- Según estos resultados obtenidos de cohesión y ángulo de fricción en los suelos finos en condiciones no drenadas se comportan como suelo granular ya que tiende a elevar el ángulo de fricción y la cohesión.
- Mientras el suelo fino tenga menor presencia de humedad será mayor su ángulo de fricción y por tanto mayor la resistencia al esfuerzo cortante.
- Se llega a la conclusión que a los 2 y 3 metros se tiene mayor presencia de suelos granulares.
- 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, y eso facilita su moldeo y transporte para su ensayo en el laboratorio.
- La desventaja del ensayo de corte directo es que no puede medir la presión de poros ni la permeabilidad

- Se realizó la elaboración de los mapas geotécnicos, perfiles longitudinales y perfiles transversales. A uno, dos y tres metros de todo el Distrito 12 de la ciudad de Tarija
- Se realizó todos los objetivos planteados.

5.2. Recomendaciones

- Para trabajar con muestras inalteradas, debe ser representativa la muestra para obtener un mínimo de tres muestras idénticas
- Las muestras a ensayar, se debe evitar perder humedad de su estado natural durante el tallado de la muestra
- Se debe garantizar que los equipos a utilizar tengan vigentes sus calibraciones y conocer cuáles son las unidades en las que se va a lecturar.
- Realizar lecturas confiables de los tres extensómetros.
- Para tener un buen grado de confiabilidad de los resultados es recomendable un buen montaje del sistema al momento de colocar la muestra y seguir las especificaciones de la norma.
- Es recomendable para usar los resultados de esfuerzo cortante se deben usar los valores más desfavorables, es decir los que tienen menor valor.

