

# **CAPÍTULO I**

## **INTRODUCCIÓN**

# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 Antecedentes

Skempton, (1952) fue probablemente uno de los primeros en informar que la resistencia inalterada de las arcillas depende principalmente del índice de liquidez. Más tarde, varios investigadores informaron que la resistencia puede relacionarse convenientemente con el índice de liquidez de los suelos.

Leonards, (1962) Para un diseño y funcionamiento adecuado de cualquier estructura de ingeniería civil, dos parámetros geotécnicos de interés son las características de resistencia y deformación del suelo; suelo que es el medio de soporte para la cimentación de la estructura, o el suelo mismo se utiliza como material de ingeniería para la estructura. En la mayoría de las situaciones prácticas, la resistencia controla el comportamiento de deformación de los suelos. Se observa que el contenido de agua natural de los suelos está muy cerca del contenido de agua del límite plástico

Skempton, (1952) Se puede ver que la resistencia no drenada con un alto contenido de agua cerca del límite líquido ha atraído mucha atención a los ingenieros geotécnicos durante las últimas ocho décadas y ha llevado a informar sobre la resistencia no drenada en el límite líquido a través de muchas publicaciones de investigación líderes, que están bien referidas incluso hoy. La resistencia no drenada inalterada reportada por varios investigadores es bastante variable.

Sridharan, (1999) informaron sobre los intentos de comprender la influencia de la mineralogía de la arcilla en los mecanismos que controlan la resistencia no drenada de los suelos, recientemente se informó un estudio más detallado para comprender la influencia de la mineralogía de la arcilla junto con el efecto de tejido controlado por las fracciones de fricción.

Nagaraj, (2018) Es imperativo que existan varios factores que puedan influir en la resistencia no drenada de los suelos de grano fino en cualquier límite de consistencia del suelo. Por eso, todos estos factores deben tenerse en cuenta para comprender las grandes.

## **1.2 Situación problemática**

El contenido de humedad de los distintos puntos de estudio de la ciudad de Tarija está rodeado de suelos arcillosos, respectivamente se hará un análisis a diferentes rangos de índice de liquidez que fluctuará en el límite líquido y plástico así poder demostrar cómo se comportó dichos suelos, así obteniendo una línea de tendencia de acuerdo a la variación de resistencia.

Actualmente en la ciudad de Tarija se ha desarrollado una cantidad de obras civiles sin un debido estudio de análisis de resistencia de los suelos en este caso las arcillas de alta y baja plasticidad, ya que estos tipos de suelos representan siempre un problema en función a varios factores como ser: grado de consolidación, expansividad, índice de liquidez.

Dentro de los ensayos de resistencia de suelos, se pudo evidenciar que el ensayo de corte no drenada (Cu) es medianamente utilizado en nuestro medio debido a la ausencia de capacitación que conlleva que la investigación tenga un énfasis acerca del desarrollo desde la ejecución del ensayo hasta la interpretación de los resultados.

Además, ingenieros civiles y afines dedicadas a esto del estudio de resistencia de los suelos podrán conocer los resultados del comportamiento de las arcillas de baja y alta plasticidad en el rango del índice de liquidez 0-1 del cómo está actuando su comportamiento.

### **1.2.1 Problema**

¿Cómo influye la variación del índice de liquidez en la resistencia al corte no drenada (Cu) en los suelos arcillosos?

### **1.2.2 Relevancia del problema**

La relevancia del trabajo de investigación es importante porque contribuye el conocimiento teórico con lo práctico, el cual para que futuros estudiantes y profesionales utilicen dicha información para otras investigaciones sobre el análisis de la resistencia no drenada (Cu) debido a la variación del índice de liquidez en arcillas de alta y baja plasticidad.

### **1.2.3 Factibilidad del problema**

De acuerdo al presente proyecto de investigación se hace el levantamiento de muestras de terrones inalteradas, llevando a una clasificación de SUCS y AASHTO para suelos finos de alta y baja plasticidad. Lo cual se cumplirá con treinta ensayos.

El siguiente trabajo de grado pretende realizar un análisis de resistencia a diferentes rangos del índice de liquidez que oscilan entre 0-1 de diferentes puntos de la ciudad de Tarija.

### **1.2.4 Delimitación temporal y espacial del problema**

La delimitación temporal de la investigación es de análisis. Puesto que se está tratando de demostrar cómo es que se están comportando los suelos arcillosos debido al índice de liquidez.

El tiempo para el desarrollo del proyecto de investigación se limitó al calendario académico de la Universidad Juan Misael Saracho siendo este de 12 semanas.

## **1.3 Justificación**

Esta investigación nace a partir de la necesidad de realizar un estudio más eficiente del comportamiento de los suelos arcillosos de alta y baja plasticidad, así realizando un análisis mucho más preciso del suelo a diferentes rangos del índice de liquidez y haciendo énfasis a todos los ensayos que se realizó para obtener los parámetros de resistencia que están entre el LP y LL.

Realizando un análisis técnico de este trabajo de investigación podemos decir que las arcillas tienen un comportamiento muy variable a la hora de saturarlas, ya que se empiezan a deformar y esto puede afectar en las obras civiles implantadas en este tipo de suelos ya que pueden sufrir asentamientos, esfuerzos axiales.

Dentro la perspectiva académica se puede decir que es un área en la cual muy pocos profesionales y estudiantes se adentran debido a la complejidad del tema en el aspecto que interviene temas sumamente fuertes en su contexto y conlleva entendimiento del mismo. El material disponible para este tipo de investigación es muy simplificado para lo cual se ve la necesidad de generar líneas de investigación futuras en la cuales se puedan combinar

los datos experimentales con los comportamientos de ambos suelos CH y CL mediante el índice de liquidez.

El impacto social al cual se puede llegar con este estudio se puede analizar desde el punto de vista económico con lo cual generaran que a la hora de realizar una obra civil implantadas en suelo arcillosos de deberá realizar análisis de resistencia a diferentes rangos del mismo y así de esta manera podrá generar confianza del usuario para el uso de terreno.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo general**

- Analizar el cambio de la resistencia al corte no drenada (Cu) a través de la variación del índice de liquidez para mostrar el comportamiento de los parámetros de resistencia de los suelos arcillosos de alta y baja plasticidad en la ciudad de Tarija.

### **1.4.2 Objetivos específicos**

- Determinar la resistencia a diferentes rangos entre 0-1 del índice de liquidez.
- Recopilar información teórica referente al tema de investigación.
- Realizar ensayos de compresión no confinada.
- Comparar la resistencia de las arcillas mediante el índice de liquidez.

## **1.5 Hipótesis**

La resistencia al corte (Cu) de las arcillas CH son mayores que la resistencia al corte (Cu) de las arcillas CL.

## 1.6 Operacionalización de las variables

### 1.6.1 Variables dependientes e independientes

**Tabla 1.** Variables

Variables	
Dependiente	Independiente
<ul style="list-style-type: none"><li>Resistencia de las arcillas</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>Índice de liquidez</li></ul>

**Fuente:** Elaboración propia

## 1.7 Alcance de la investigación

La investigación pretende únicamente realizar un análisis de resistencia al corte no drenada en suelos arcillosos tipo CH y CL en función a humedades entre el límite plástico y límite líquido, para ver la variabilidad de la Cu en función al índice de liquidez que se encuentra en el rango 0-1.

El alcance de investigación puede definirse en el comportamiento de ambos suelos mediante el IL.

El tipo de investigación de este estudio es predictivo porque predice un propósito principal en situaciones futuras.

La investigación es aquella en la cual requiere del análisis, es la dirección futura de los eventos investigados.

**CAPITULO II**

**LA COMPRESIÓN DE**

**LAS ARCILLAS**

## **CAPITULO II**

### **LA COMPRESIÓN DE LAS ARCILLAS**

#### **2.1 Mecánica de suelos**

La mecánica de suelos, estudia el comportamiento y las propiedades físicas del suelo fuerzas y agentes externos actúan en la masa de suelo. Esta rama de la geotecnia considera la estructura del suelo, la forma de las partículas que lo constituyen y las fases que este presenta, concentrándose en las propiedades ingenieriles, (Gonzales, 2004)

#### **2.2 Definición de suelo**

Suelo puede definirse desde dos puntos de vista el geólogo y el ingenieril. El suelo está clasificado de acuerdo a sus propiedades físicas, como ser: la consistencia y el tamaño de sus partículas, (Salinas et al., 2004).

El ingeniero compara al suelo como un material de construcción que tienen una importante influencia en el diseño y construcción de una obra de ingeniería.

El suelo al igual que otros materiales posee propiedades ingenieriles, que están gobernadas por el tamaño de sus partículas y la forma en que estas interaccionen entre sí. Los suelos por lo general, son materiales heterogéneos y anisotrópicos, por lo que no están compuestos de un mismo material en toda su masa, además son materiales no conservativos, es decir que la masa de suelo al deformarse no recupera su forma original (Campos Rodríguez et al., 2005).

#### **Suelos no cohesivos**

Las partículas de suelo no tienden a juntarse ni a adherirse, sus partículas son relativamente grandes, también llamados suelos granulares o friccionan téns (gravas, arenas, limos).



## **Suelos cohesivos**

Partículas muy pequeñas, predominan los efectos electroquímicos superficiales. Las partículas tienden a juntarse (interacción agua partícula) suelos plásticos (Arcilla).

## **Arcillas orgánicas**

La arcilla es la parte más fina del suelo y muchas de sus partículas no son visibles incluso bajo el microscopio. Tiene fuertes propiedades de retención para el agua y las sustancias químicas, la mayoría de las arcillas se pueden reconocer fácilmente ya que el perder agua se agrietan y forman terrones muy duros. La arcilla absorbe muy lentamente el agua, pero una vez que lo hace es capaz de retenerla en grandes cantidades y entonces dilatarse hasta alcanzar más del doble de su volumen. La arcilla se torna muy adhesiva al humedecerse, y cuando se sostienen en la mano se adhiere a los dedos. Cuando los suelos arcillosos están húmedos se vuelven demasiado adhesivos para trabajarlos y cuando están secos son demasiados resistentes al laboreo, (Sower & Sower, 1972).

### **2.2.1 Propiedades físicas de los suelos**

Son consideradas como propiedades físicas básicas todas aquellas que definen el estado físico de un material, en el caso de la ingeniería es necesario cuantificar las 3 fases constituyentes (sólida, líquida y gaseosa) y lograr relacionarlas entre ellas en términos numéricos. En una muestra de suelo común, se encuentran los estados sólidos, líquido (agua) y gaseoso (aire) inter mezclados de manera natural, por lo cual resulta difícil visualizar todas sus relaciones relativas, es por esto que es necesario considerar un modelo en cual se puedan separar en cantidades individuales y proporcionadas cada una de las fases. Los modelos se pueden proponer de diferentes maneras, dependiendo de la cantidad que se considera como referencia unitaria (Sowers & Sowers, 1972).

### **2.2.2 Estructura del suelo**

La estructura de un suelo es la distribución y ordenamiento geométrico de las partículas o granos minerales, el aire y el agua presentes de un material, como consecuencia de las

características propias de este, en influenciados por las fuerzas que actúan sobre las partículas, (Gonzales, 2004).

Tipo de suelos desde el punto de vista de la mecánica de suelos.

### **Relación de vacíos**

Es la relación de todo aquel volumen que no es ocupado por los sólidos (conformado por agua, aire o una mezcla de los dos) o volumen de vacíos con respecto al volumen de los sólidos.

### **Porosidad**

Es otra manera de denominar la cantidad de vacíos y se representa mediante la relación entre el volumen de éstos y el volumen total.

### **Peso específico relativo de los sólidos y densidad de partículas**

El peso específico relativo es considerado como la relación existente entre la masa de un volumen dado de un material que contiene la masa del mismo volumen de agua, la densidad del agua es considerada como 1 Ton/m<sup>3</sup>, (Sowers & Sowers, 1972).

## **2.3 Definición de suelos cohesivos**

Los suelos cohesivos poseen partículas pequeñas y bastante arcilla como para que el suelo se adhiera a sí mismo. Mientras más cohesivo sea el suelo, será porque contiene más cantidad de arcilla, y será menos probable que suceda un derrumbe. Es en esto en donde radica la diferencia con los suelos granulares, los cuales están conformados por partículas gruesas, de arena y grava, (Sower & Sower, 1972).

Cuando el suelo es menos cohesivo, se necesita llevar adelante mayores medidas para prevenir un derrumbe. Se utiliza un sistema de medición llamado "fuerza de compresión" para clasificar cada tipo de suelo, que es la cantidad de presión necesaria para que el suelo colapse. Este valor se presenta usualmente en unidades de toneladas por pie cuadrado.

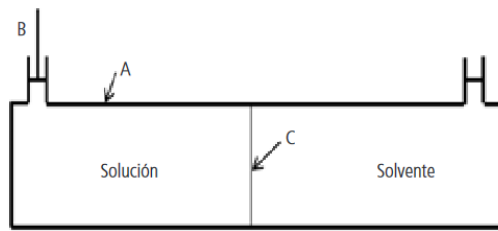
Parte del proceso para construir un edificio o una carretera implica analizar el suelo en que el edificio llevará a cabo. Los ambientes del suelo proporcionan la base física de un edificio o un camino para estar de pie durante años. En los aspectos de ingeniería de la composición del suelo examinan las diferencias en textura, fuerza y consistencia que distinguen suelos cohesivos de ambientes de suelos no cohesivos.

### **2.3.1 El fenómeno de succión en suelos finos parcialmente saturados**

La problemática de los suelos plásticos parcialmente saturados es diferente a la de suelos plásticos totalmente saturados. En estos últimos, la presión hidráulica  $u_w$  es mayor que cero cuando se encuentra bajo nivel de agua freática (NAF). Arriba del NAF en los suelos pueden estar saturados por capilaridad hasta cierta altura, dependiendo del tamaño de los poros de mayor magnitud; en estas condiciones, la presión en el agua será inferior a cero. Por encima de la zona donde el suelo está totalmente saturado, el terreno se encuentra parcialmente saturado y la presión en el agua es también negativa. La ocurrencia de presiones inferiores a cero influye de manera importante en las propiedades de los suelos.

Un suelo plástico totalmente saturado que ha perdido humedad; durante este proceso se forman meniscos que producen esfuerzos de tensión en el agua del suelo, lo que a su vez ocasiona esfuerzos efectivos de compresión en la estructura sólida del suelo (Juárez Badillo y Rico, 1976). Por lo tanto, en una arcilla parcialmente saturada la succión produce un incremento de la presión efectiva y un proceso de contracción del material. Por el contrario, una disminución de la succión ocasionara disminución de la presión efectiva y un aumento del volumen del suelo. La succión total de un suelo consta de dos componentes las succiones osmótica y matrica, (Miller, 1992).

**Figura 1.** Fenómeno del osmosis



**Fuente:** Marón y Prutton, 1996.

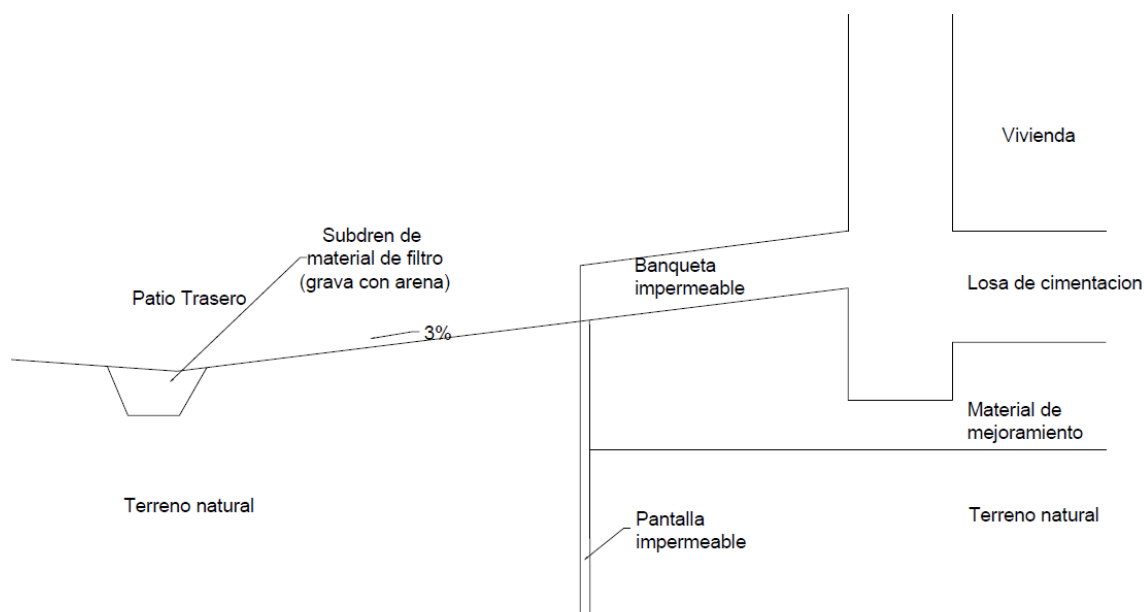
Son suelos que poseen características de cohesión y plasticidad. Dichos suelos pueden ser granulares con parte de arcilla o limo orgánico, que les importen cohesión y plasticidad, o pueden ser arcillas o limos orgánicos sin componentes granulares. Existen numerosas clasificaciones de suelos, pero las más recomendables es la clasificación unificada adoptada por el cuerpo de ingenieros y por el “BUREAU OF RECLAMATION”, de los Estados Unidos. Los factores que intervienen en la formación de los suelos podríamos resumirlos a los siguientes: materia de origen, o roca madre, de la cual se ha originado el suelo y el agua. El suelo cohesivo contiene pequeñas partículas y suficiente arcilla para que el suelo se adhiera a sí mismo. Cuando el suelo es más cohesivo, es porque tiene mayor cantidad de arcilla y presenta menos probabilidades de que produzca un derrumbe, por el contrario, cuando el suelo es menos cohesivo, se necesita llevar adelante mayores medidas prevenir un derrumbe.

### **2.3.2 Arcillas expansivas**

En arcillas expansivas hay que considerar adema la variación de volumen del suelo debida a un cambio en su humedad.

En los suelos plásticos, las moléculas de aguas se introducen dentro de los granos sólidos, lo que resulta en un incremento de volumen de las partículas del suelo. Además, cuando la succión disminuye, el espesor de la doble capa eléctrica que rodea las partículas aumenta, debido a que las moléculas de agua se absorben en la superficie del grano arcilloso. A causa de esos dos fenómenos, el suelo cambia de volumen cuando varia la succión, (Alonso et al.,2008).

**Figura 2.** Deformaciones de una arcilla expansiva



**Fuente:** Jiménez Salas, 1990.

## 2.4 Arcilla normalmente consolidadas y sobreconsolidadas

Un suelo en el campo a cierta profundidad ha sido sometido a una cierta presión efectiva máxima en su historia geológica. Esta presión puede ser igual o mayor que la presión de sobrecarga existente en el momento del muestreo. La reducción de la presión en el campo puede ser causada por procesos geológicos naturales o procesos humanos.

Durante la toma de muestra del suelo, también se libera la presión de sobrecarga efectiva existente, lo que resulta en cierta expansión. Cuando esta muestra se somete a una prueba de consolidación, se producirá una pequeña cantidad de compresión (es decir, un pequeño cambio en el índice de vacíos) cuando la presión total aplicada es menor que la presión de sobrecarga efectiva máxima en el campo a la que el suelo fue sometido en el pasado. Cuando la presión total aplicada sobre la muestra es mayor que la presión efectiva pasada, el cambio en el índice de vacíos es mucho más grande y la relación de vacíos  $e$ -log  $\sigma'$  es prácticamente lineal con una pendiente más pronunciada.

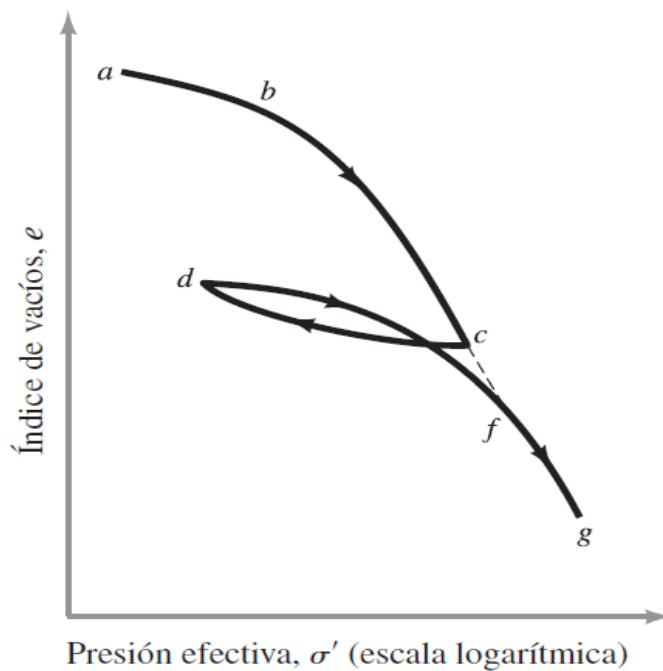
Esta relación puede ser verificada en el laboratorio mediante la carga de la muestra para

superar la presión de sobrecarga máxima efectiva y, a continuación, descarga y carga de nuevo. La gráfica e-log  $\sigma'$  para estos casos de muestra la figura 7, en la que cd representa descarga y dgf representa el proceso de recarga.

Esto nos lleva a las dos definiciones básicas de la arcilla sobre la base del esfuerzo histórico:

Normalmente consolidada: la presión de sobrecarga efectiva actual es la presión máxima a la que el suelo ha sido sometido en el pasado, (Braja M. Das, 2013)

**Figura 3.** Presión efectiva,  $\sigma'$  (escala logarítmica)



**Fuente:** Braja M. Das, 2013.

1. Sobre consolidados: la presente presión de sobrecarga efectiva es menor que la que el suelo ha experimentado en el pasado. La presión máxima efectiva pasada se llama presión de pre consolidación.

La presión efectiva pasada no puede determinarse explícitamente debido a que es generalmente una función de los procesos geológicos y, en consecuencia, debe deducirse de los resultados de pruebas de laboratorio.

Casagrande (1936) sugirió una construcción gráfica siempre para determinar la presión de preconsolidación  $\sigma'_c$ , a partir de la gráfica de laboratorio e-log  $\sigma'$ . El procedimiento es el siguiente:

1. Por observación visual, establecer un punto **a** en el que la dirección de la gráfica e-log  $\sigma'$  tiene un radio mínimo de curvatura.
2. Dibujar una línea horizontal **ab**.
3. Dibujar la línea **ac** tangente en **a**.
4. Dibujar la línea **ad**, que es la bisectriz del Ángulo **bac**.
5. Proyectar la parte recta **gh** de la gráfica e-log  $\sigma'$  y trazar de nuevo para intersectar en **ad** en **f**.

La abscisa el punto f es la presión de preconsolidación,  $\sigma'_c$ .

Ahora se puede definir el índice de compresión (OCR) para un suelo como:

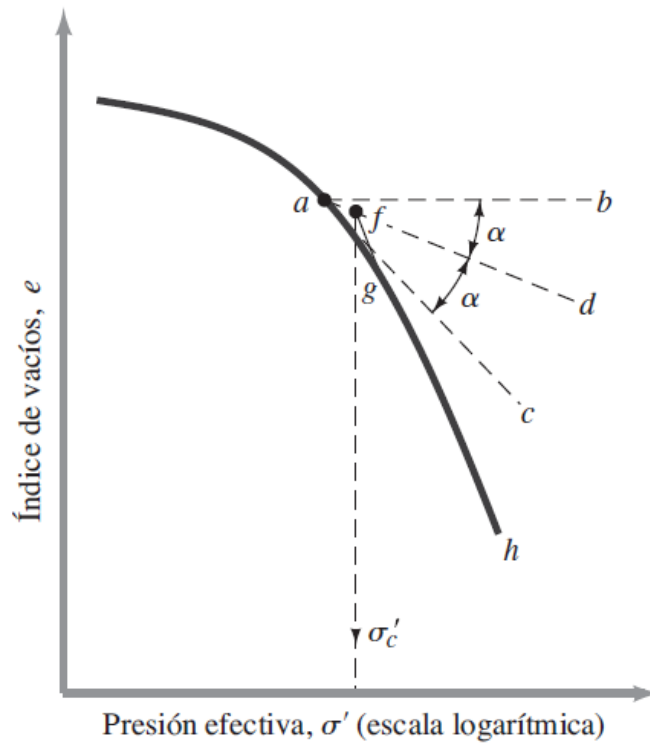
$$OCR = \sigma'_c / \sigma'$$

Donde:

$\sigma'_c$  = Presión de preconsolidación de una muestra.

$\sigma'$  = Presión vertical efectiva presente.

**Figura 4.** Procedimiento gráfico para determinar la presión de preconsolidación



**Fuente:** Braja M. Das, 2013.

## 2.5 Esfuerzo efectivo

El esfuerzo efectivo  $\sigma'$  es la componente vertical de las fuerzas en puntos de contacto de sólido con sólido sobre un área de sección transversal unitaria, (Braja M. Das, 2012)

$$\sigma = \gamma h_1 + \gamma_{\text{sat}} \cdot h_2$$

$$u = h_2 \cdot \gamma_w$$

Donde:

$\gamma_w$  = Peso unitario del agua

$\gamma_{\text{sat}}$  = Peso unitario saturado del suelo

El esfuerzo total en un punto dado en una masa de suelo se puede expresar como

$$\sigma = \sigma' + u$$



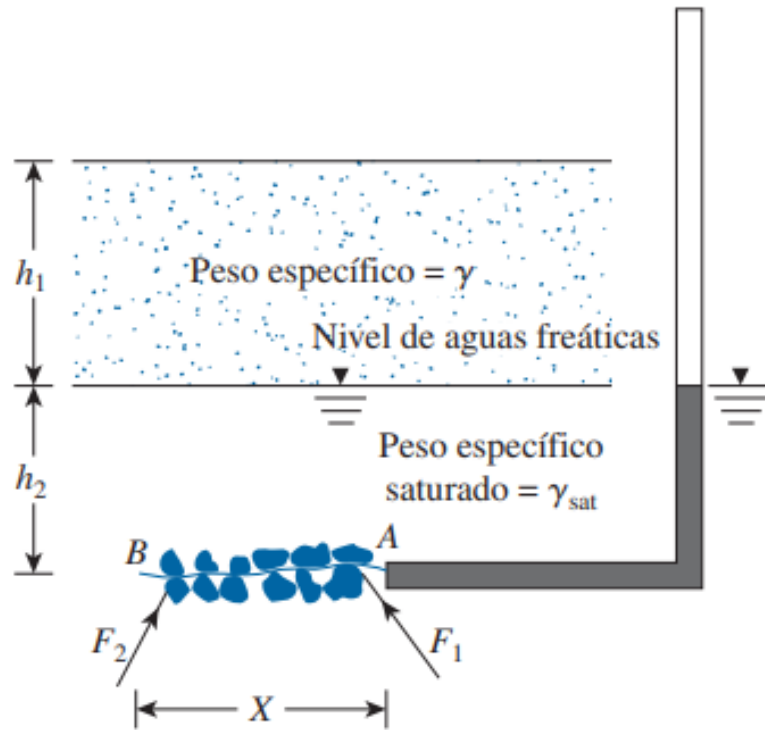
Donde:

$\sigma$  = Esfuerzo total

$\sigma'$  = Esfuerzo efectivo

$u$  = Presión de poro del agua

**Figura 5.** Cálculo del esfuerzo efectivo



**Fuente:** Braja M. Das, 2012.

Por lo tanto:

$$\begin{aligned}\sigma' &= (\gamma h_1 + \gamma_{sat} h_2) - (h_2 \gamma_w) \\ &= \gamma h_1 + h_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \\ &= \gamma h_1 + \gamma' h_2\end{aligned}$$

Donde:

$\gamma'$  = Peso unitario efectivo o sumergido del suelo.

$$\sigma = h_1 \gamma_w + h_2 \gamma_{sat}$$

$$u = (h_1 + h_2 + h) \gamma_w$$

Entonces de la ecuación (I)

$$\sigma' = \sigma - u = (h_1 \gamma_w + h_2 \gamma_{sat}) - (h_1 + h_2 + h) \gamma_w$$

$$= h_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) - h \gamma_w = h_2 \gamma' - h \gamma_w$$

$$\sigma' = h_2 \left( \gamma' - \frac{h}{h_2} \gamma_w \right) = h_2 (\gamma' - i \gamma_w)$$

La ecuación (III) que  $h/h_2$  es el gradiente hidráulico  $i$ . Si el gradiente hidráulico es muy alto, de manera que  $\gamma' - i \gamma_w$  resulta cero, el esfuerzo efectivo será cero, En otras palabras, no hay esfuerzo de contacto entre la partícula del suelo y la estructura del suelo se romperá. A esta situación se le refiere como condición rápido o falla por levantamiento. Por lo tanto, para el levantamiento.

$$i = i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{Gs-1}{1+e}$$

Donde:

$i_{cr}$  = Gradiente hidráulico crítico

para la mayoría de suelos arenosos  $i_{cr}$  varía de 0,9 a 1,1 con un promedio cercano a 1.

## 2.6 Presión de poro

En general, la presión de poros consiste en la presión en el agua de los poros del suelo y se identifica con la letra “ $u$ ”. La presión de poros disminuye los esfuerzos normales efectivos entre las partículas, trata de separarlas y disminuye la resistencia a la fricción. Al colocar una carga se puede producir un cambio en la presión de poros que se denomina

como un  $\Delta\mu$  (exceso de presión de poros) o deficiencia de presión de poros por las condiciones de carga.

Si el agua en el suelo no está en movimiento, la altura del agua genera un fenómeno de presión hidrostática:

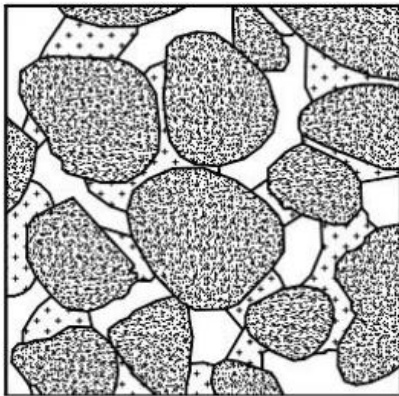
$$\mu = \gamma_w \cdot Z_w$$

Donde:

$\gamma_w$  = Peso unitario del agua

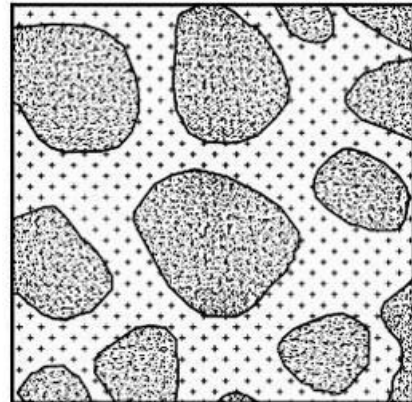
$Z_w$  = Profundidad vertical del punto por debajo del nivel de agua freática.

**Figura 6.** La presión de poros



La tensión de agua en los poros intenta unir las partículas.

No Saturado



La presión de agua produce que las partículas se traten de separar.

Saturado

**Fuente:** Skempton, 1954.

La presión de poros aumenta en los taludes en temporadas de lluvias y disminuye en temporadas de sequía. Es muy importante entender y cuantificar la variación temporal y espacial de la presión de poros en los taludes. La variabilidad es mayor en la cuesta que en el pie del talud.

### **2.6.1 Parámetros de presión de poros**

El análisis de esfuerzos efectivos requiere del conocimiento de las presiones de poros en el campo. Estas presiones de poros pueden ser estimadas si se determinan los cambios de esfuerzo dentro del suelo. Cuando un suelo se carga o se descarga por la construcción de un terraplén o una excavación, el cambio de volumen de suelo trae como resultado un cambio en la presión de poros  $\Delta\mu$ . Este cambio en la presión de poros puede aumentar o disminuir con el tiempo, dependiendo del tipo de suelo y del tipo de esfuerzos involucrados. Bajo las condiciones completamente drenadas (Condición a largo plazo)  $\Delta\mu$  se disipa y se convierte en  $\Delta\mu = 0$ .

Para las condiciones parcialmente drenadas o no drenadas, la evaluación de  $u$  depende de la rata relativa de carga, comparada con la rata de drenaje del agua dentro del suelo. La magnitud del cambio de presión de poros que se desarrolla como resultado del cambio de esfuerzos en los suelos no drenantes, utilizando los parámetros A y B. Estos parámetros de presión de poros A y B, permiten calcular las presiones de poro en exceso, (Skempton, 1954)

$$\Delta\mu = B [\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

Dónde:

$\Delta\mu$  = Exceso de presión de poros

A = Parámetro de presión de poros A.

B = Parámetro de presión de poros B.

$\Delta\sigma_1$  = Cambio en el esfuerzo principal mayor.

$\Delta\sigma_3$  = Cambio en el esfuerzo principal menor.

Los parámetros A y B deben ser determinados a partir de ensayos de laboratorio o seleccionados de la experiencia. Para los suelos saturados, B se acerca a 1.0 pero su valor desciende drásticamente con la disminución en el grado de saturación.

Los valores del parámetro A varían con la magnitud de las deformaciones de cortante, densidad inicial y relación de consolidación del suelo y generalmente, alcanzan valores máximos en el momento de la falla. A es positivo para aquellos suelos que tienden a comprimirse al cortarse, por ejemplo, arena suelta o arcilla, normalmente consolidada. A es negativo para aquellos suelos que tienden a dilatarse al cortarse, por ejemplo, arena densa y arcillas sobre consolidadas.

## **2.7 Esfuerzo cortante**

La resistencia cortante de un suelo es la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo puede ofrecer a la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano en su interior. Los ingenieros deben entender los principios de la resistencia al cizallamiento del suelo 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 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.

Está diseñado para presentar los conceptos fundamentales de la resistencia cortante y varios tipos de pruebas realizadas en el laboratorio para determinar los parámetros de resistencia.

### **2.7.1 Teoría de Mohr-Coulomb**

Mohr (1900) presentó una teoría para la ruptura en los materiales. Esta teoría sostiene que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no de cualquier esfuerzo máximo normal o cortante solo. Por lo tanto, la relación funcional entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en un plano de falla se puede expresar en la forma. (Braja M. Das, 2012).

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

### **2.7.2 Modificación de Terzagui**

En 1925 estableció en base a investigaciones que la presión normal debería sustituirse por la presión intergranular es decir la presión efectiva

$$T = C + (\sigma - UN)Tan\phi$$

### **2.7.3 Resistencia al corte no drenada (Cu)**

La resistencia al corte sin drenaje, definida como el esfuerzo cortante máximo que el suelo puede soportar en condiciones sin drenaje, es un parámetro importante en la ingeniería geotécnica. Afecta la capacidad de carga de los cimientos, la estabilidad de taludes, el diseño de muros de contención y el diseño de pavimento indirecto. Puede determinarse mediante varios procesos, pero estos procesos requieren mucho tiempo y son difíciles. Por lo tanto, se necesita una forma rápida y fácil de estimar la resistencia al corte sin drenaje.

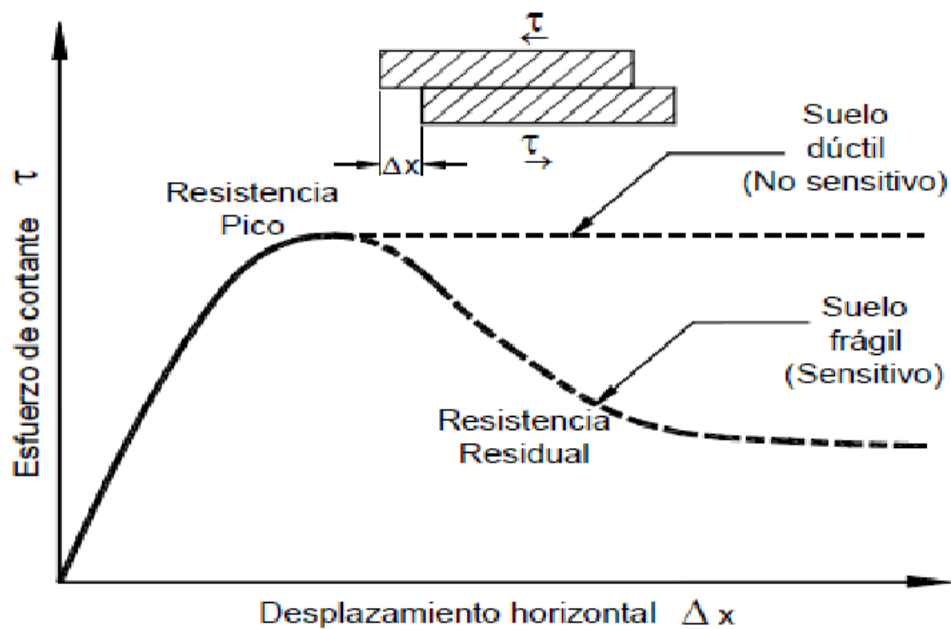
La resistencia al corte sin drenaje de los suelos de grano fino está relacionada con el contenido de agua de los suelos. El agua en suelos de grano fino puede afectar el comportamiento de los suelos; se escala contra el estándar de los límites de Atterberg,

como el límite plástico y el límite líquido. Límite líquido (LL) es el contenido de agua en el que el suelo comienza a fluir como un líquido viscoso, mientras que el límite plástico (LP) es el contenido de agua cuando el material del suelo comienza a volverse plástico. LL y LP sirven como los límites superior e inferior del contenido de agua del estado plástico del suelo respectivamente.

Determinan muchas propiedades del suelo, como la resistencia al corte sin drenaje ( $C_u$ ). Índice de liquidez (LI), ha sido estudiada por muchos investigadores y está correlacionada con la resistencia al corte sin drenaje de los suelos,

(Budijanto Widjaja, 2020)

**Figura 7.** Curva esfuerzo de corte – desplazamiento



**Fuente:** Duncan y Wright, 2005.

## 2.8 Índice de liquidez

La consistencia relativa de un suelo cohesivo en el estado natural se puede definir por medio de una relación denominada índice de liquidez, que este dado por.

$$IL = \frac{W - LP}{LL - LP}$$

Donde:

W = Contenido de humedad in situ del suelo

El contenido de humedad in situ para una arcilla sensitiva puede ser mayor que le limite líquido. En este caso.

$$IL > 1$$

## 2.9 Contenido de humedad (ASTM -D 2216)

Este método de prueba cubre la determinación de laboratorio o incluye los sólidos previamente solubles. Estos materiales requieren el contenido de agua (humedad) por masa de suelo, roca y tratamiento especial similar para eliminar o tener en cuenta la presencia de materiales donde la reducción de masa por secado se debe a la perdida de solidos precipitados en la masa seca del espécimen, o de agua.

Para simplificar se debe usar la definición calificada de contenido de agua. Para el “material” en lo sucesivo también se refiere a suelo o roca, algunas disciplinas, como la ciencia del suelo, necesitan evitar el secado de la muestra de contenido de agua. Método de prueba D-4643 contenido de agua de mina en base al volumen. Tales determinaciones proporcionan el secado de la muestra de ensayo en un horno microondas.

Por lo general, se supone que la ingeniería significa que ocurre naturalmente a altas temperaturas. Si el material que está secando está contaminado las partículas minerales



del suelo y las rocas que no son fácilmente solubles innatas con ciertos químicos, riesgos para la salud y la seguridad pueden regar. Por lo tanto, el contenido de agua de los materiales que contienen existe. Por lo tanto, este estándar no debe usarse para determinar materia extraña (como cemento y similares) puede requerir el contenido de agua de los suelos contaminados a menos que sea adecuado tratamiento especial o una definición cualificada del contenido de agua. Se toman precauciones de seguridad e higiene.

### **2.9.1 Importancia y uso**

Para muchos materiales, el contenido de agua es uno de los más importantes en un área que impide el contacto directo con la luz solar. Las muestras perturbadas en frascos u otros recipientes deben almacenarse entre el comportamiento del suelo y sus propiedades de índice.

El contenido de agua de un material se utiliza para expresare el interior de los recipientes relaciones de fase de aire, agua y sólidos en un volumen dado.

En suelos de grano fino (cohesivos) la consistencia de los recipientes aptos (como tubos de acero de paredes delgadas, latas de pintura)

### **2.9.2 Método de prueba**

Una muestra de ensayo se seca en un horno a una temperatura de 110°-65°C a una masa constante. La pérdida de masa debido al secado se considera agua. El contenido de agua se calcula utilizando masa de agua y la masa de muestra seca.

El contenido de humedad en los suelos se puede calcular mediante la utilización de la siguiente fórmula:

$$w(\%) = \frac{w_w}{w_{ss}} \times 100$$

Dónde:

$w$  = Contenido de humedad en %.

$w_w$  = Peso del agua presente en el suelo.

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

También existe la Humedad Libre donde esta se refiere a la película superficial de agua que rodea el suelo; la humedad libre es igual a la diferencia entre la humedad total y la absorción del suelo, donde la humedad total es aquella que se define como la cantidad total que posee un suelo.

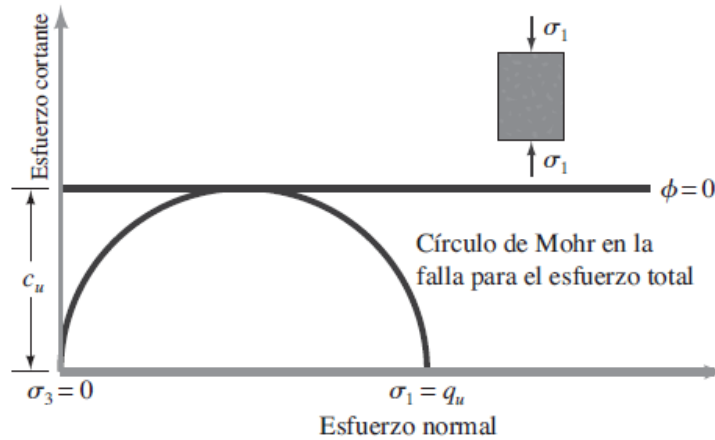
La humedad o contenido de humedad de un suelo es la relación, expresada como porcentaje, del peso de agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas.

La determinación de contenido de humedad es un ensayo rutinario de laboratorio para determinar la cantidad de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso en seco.

### **2.10 Compresión no confinada (ASTM-D 2166)**

La prueba de compresión no confinada es un tipo especial de prueba no consolidada-no drenada que se utiliza comúnmente para las muestras de arcilla. En esta prueba la presión de confinamiento  $\sigma_3$  es 0. A la muestra se le aplica rápidamente una carga axial para provocar una falla.

**Figura 8.** Prueba de compresión no confinada



**Fuente:** Braja M. Das, 2013.

**Tabla 2.** Relación general de consistencia y esfuerzo de compresión no confinada

Consistencia	qu (kN/m <sup>2</sup> )
Muy blanda	0-25
Blanda	25-50
Media	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	>400

**Fuente:** Braja M. Das, 2013.

Esfuerzo principal menor total es 0 y el esfuerzo principal mayor total es  $\sigma_1$ . dado la que la resistencia de corte no drenada es independiente de la presión de confinamiento, tenemos.

$$\tau_f = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{qu}{2} = c_U$$

donde  $q_u$  es la resistencia a la compresión no confinada. La consistencia aproximada de arcillas en función de sus resistencias a la compresión no confinada. Se muestra una fotografía del equipo de prueba de compresión no confinada.

**Figura 9.** Equipo de prueba de compresión no confinada



**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 10.** Falla en una muestra de prueba de compresión no confinada



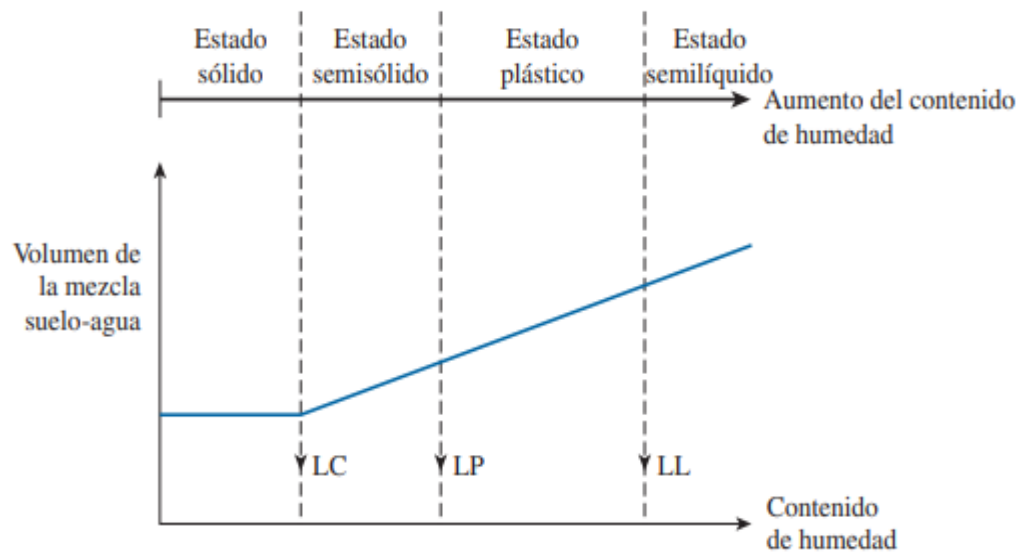
**Fuente:** Elaboración propia

### **2.11 Límites de Atterberg (ASTM-D 4318)**

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, puede fluir como un semilíquido. Si el se seca gradualmente, se comportará como un material plástico. Semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de humedad. El contenido de humedad, en porcentaje en el que el suelo se cambia de un estado líquido a uno plástico se define como límite líquido (LL) de manera similar, el contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo cambia de un estado plástico a uno semisólido y de un estado semisólido a uno sólido se definen como límite plástico (LP) y límite de contracción (LC) respectivamente. A estos límites se les refiere como límites de Atterberg, (Braja M. Das, 2012).

- El límite líquido de un suelo se determina utilizando la copa de Casagrande (designación de prueba D-4318 de la ASTM) y se define como el contenido de humedad en el que se cierra una ranura de 12.7 mm mediante 25 golpes.
- El límite plástico se define como el contenido de humedad en el que el suelo se agrieta al formar un rollito de 3.18 mm de diámetro (designación de prueba D-4318 de la ASTM).

**Figura 11.** Definición de los límites de Atterberg



**Fuente:** Braja Das, 2012

- El límite de contracción se define como el contenido de humedad en el que el suelo no experimenta ningún cambio adicional en su volumen con la pérdida de humedad (designación de prueba D-427 de la ASTM)

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo se define como el índice de plasticidad (IP).

$$IP = LL - LP$$

## 2.12 Sistema de clasificación de suelos

**Tabla 3.** Actividades de minerales de la arcilla

<b>Mineral</b>	<b>Actividad (A)</b>
Esmécticas	1-7
Ilita	0,5-1
Caolinita	0,5
Halosita (4h20)	0,5
Halosita (2h20)	0,1
Atapulgita	0,5-1,2
Alofana	0,5-1,2

**Fuente:** Braja M. Das, 2012.

Los sistemas de clasificación de suelos dividen los suelos en grupos y sub grupos con base en propiedades ingenieriles comunes como la distribución granulométrica, el límite líquido y el límite plástico. Los dos sistemas de clasificación principales de uso actual son:

El Sistema de la American association of state highway and transportation officials (AASHTO).

El sistema unificado de clasificación de suelos (Unified Soil Classification System) (también es el sistema de la ASTM). El sistema de la ASSHTO se emplea principalmente para la clasificación de las capas del pavimento de una carrera. No se utiliza en la construcción de cimentaciones.

### 2.12.1 Sistema de la AASTHO

El sistema de clasificación de los suelos de la AASTHO Fue propuesto. Originalmente. Para el Highway Research Board's Committee of classification of Materials For subgrades and Granular. Type Roads (1945) De acuerdo con la forma presente de este sistema, los suelos se pueden clasificar Según 8 grupos principales, A-1 a A-8 Con base en su distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad. Los suelos listados en los Grupos. A-1, A-2 y A-3 son materiales de grano grueso y aquellos en los grupos

A-4,A-5,A-6 y A-7 Son materiales de grano fino. La turba, el fango y otros suelos altamente orgánicos. Se clasifican en el Grupo A-8. y se identifican mediante una inspección visual. El sistema de clasificación de la AASTHO (Para suelos A-1 a A-7) se presenta. En la siguiente tabla siguiente.

**Tabla 4.** Esquema de clasificación AASTHO

Clasificación General	Material Granular						Material limo arcillosos				
Grupos	A-1		A-2				A-3	A-4	A-5	A-6	A-7
Subgrupos	A-1a	A-1b	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7					A-7-5
% pasante #10	50% máx						51% mín				
#40	30% máx	50% máx									
#200	15% máx	25% máx	35% máx	35% máx	35% máx	35% máx		10% máx	36% mín	36% mín	36% mín
Características del material que pasa por el tamiz #40											
LL			40% máx	41% mín	40% máx	41% mín	N.P.	40% máx	41% mín	40% máx	41% mín
lp	6% máx	6% máx	10% máx	10% máx	11% mín	11% mín		10% máx	10% máx	11% mín	11% mín
lg	0	0	0	0	4 máx	4 máx	0	8 máx	12 máx	16 máx	20 máx
Tipo de material	Fragmentos pétreos de gravas y arenas		Gravas y arenas, limosas y arcillosas				Arena fina	Suelos limosos		Suelos arcillosos	

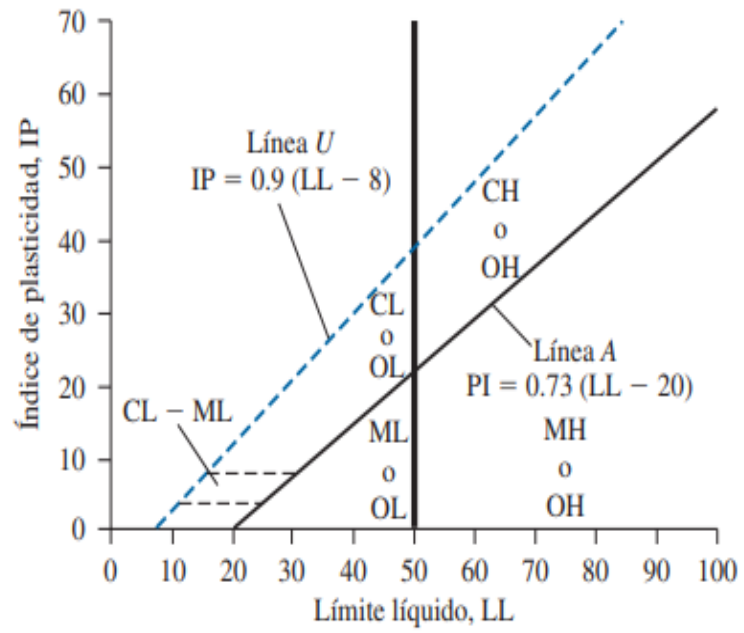
**Fuente:** Salas, Geotecnia y cimientos, 2013.

### 2.12.2 Sistema SUCS

El sistema unificado de clasificación de suelos (Unified Soil Classification System) lo propuso originalmente A. Casa grande en 1942 y más tarde lo reviso y adoptó. El. United States Bureau of Reclamation y el US Army Corps of Engineers. En la actualidad el sistema se utiliza prácticamente en todo el trabajo geotécnico. En el sistema unificado se utilizan. Los símbolos siguientes para fines de identificación.



**Figura 12.** Grafica de plasticidad



**Fuente:** Braja Das, 2012.

**Tabla 5.** Esquema de clasificación de suelos según SUCS

DIVISION MAYOR		SIMBOLO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO	
<b>SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS</b> Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 $\Phi$ Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla No.200 ) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.	<b>GRAVAS</b> Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 4 PARA CLASIFICACION VISUAL PUEDE USARSE 1/2 cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4				GW
		GP	Gravas mal graduadas,mezclas de grava y arena con poco o nada de finos		
		* GM	d	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo	
			u		
		GC	Gravas arcillosas,mezclas de gravas,arena y arcilla		
		<b>ARENAS</b> Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla No. 4 PARA CLASIFICACION VISUAL PUEDE USARSE 1/2 cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4	SW	Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD $C_u$ : mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA $C_c$ : entre 1 y 3. $C_u = D_{60} / D_{10}$ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10}(D_{60}))$
	SP		Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.	NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA GW.	
	* SM		d	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.	LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.
		u	LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.		
	<b>ARENAS CON FINOS</b> Cantidad apreciable de partículas finas	SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.	LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.	
		<b>ARENA LIMPIA</b> Poco o nada de partículas finas	SW SP	$C_u = D_{60} / D_{10}$ mayor de 6 ; $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10}(D_{60}))$ entre 1 y 3.	
				No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW	
<b>ARENAS CON FINOS</b> Cantidad apreciable de partículas finas	SM SC	Arenas limosas, mezclas de arena y limo. Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.	LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.		
			LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.		
	<b>LIMOS Y ARCILLAS</b> Límite Líquido menor de 50	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.	G – Grava, S – Arena, O – Suelo Orgánico, P – Turba, M – Limo C – Arcilla, W – Bien Graduada, P – Mal Graduada, L – Baja Compresibilidad, H – Alta Compresibilidad	
CL		Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.			
<b>LIMOS Y ARCILLAS</b> Límite Líquido Mayor de 50	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.	<b>CARTA DE PLASTICIDAD (S.U.C.S.)</b> 		
	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, más elásticos.			
	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.			
	OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.			
<b>SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS</b>		P	Turbas y otros suelos altamente orgánicos.		

Fuente: Salas, Geotecnia y cimientos I,2013.

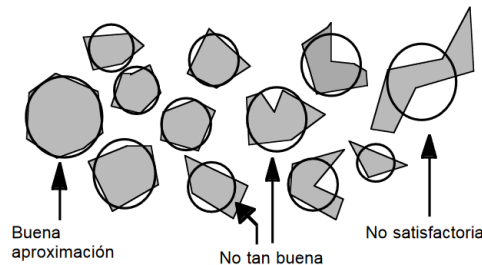
### 2.13 Granulometría (ASTM-D 6913)

La granulometría de “granulo” (pequeño), trata de los métodos de medición del tamaño de un grano y por extensión de una población de grano.

Se entiende por grano en sentido general a un trozo de materia sólida o líquida, esférica o no, que se encuentre en un fluido inmiscible. Un grano puede ser no solamente un grano de arena o de polvo, sino también una gota en una emulsión o un aerosol, una partícula sólida de ceniza en un humo, una burbuja de gas en una espuma.

Se entiende por tamaño, una dimensión característica del grano, en general una longitud, si su diámetro. Para una partícula fuertemente irregular, es a veces difícil definir un tamaño equivalente que sea satisfactorio desde el punto de vista físico, (Jean Salager, 2007).

**Figura 13.** El concepto de diámetro equivalente



**Fuente:** Jean Salager (2007).

#### 2.13.1 Clasificación por tamizado

Una vez más terminado el estudio visual de cada grano y notado el tamaño “t” de cada uno se tiene una lista de datos crudos, la cual no es más que un listado de tamaños, en el cual algunos pueden eventualmente repetirse, y otros ser muy vecinos o muy diferentes.

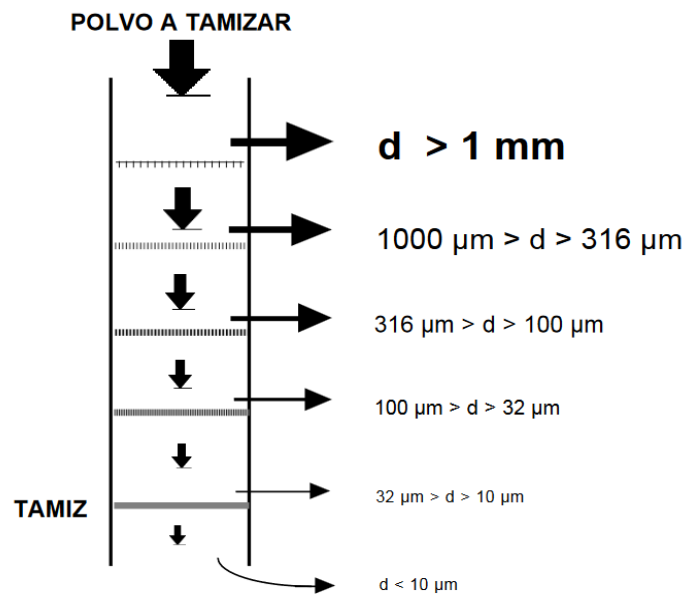
El primer trabajo consiste en poner en orden estos datos, o, mejor dicho, en clasificarlos con el fin de proceder ulteriormente a un estudio estadístico. Con este propósito se busca

primero el tamaño más grande de máximo  $t_{max}$  y el más pequeño  $t_{min}$  reportados en el análisis.

Como estos valores no son necesariamente valores redondeados. Se tiene interés en tomar dos límites con valores numéricos redondeados, escogidos de acuerdo al corte ulterior del intervalo, y que incluyen todos los valores reportados.

Luego se divide el intervalo entre los límites en un cierto número de intervalos de clasificación en general, un mínimo de 10 y un máximo de 50. Este proceso se llama a menudo tamizaje ya que corresponde a una operación de clasificación de polvo que lleva el mismo nombre en la cual se coloca una serie de tamices uno encima del otro.

**Figura 14.** Principio del tamizaje y clases de diámetro de los granos recogidos



**Fuente:** Jean Salager, 2007.

Estos porcentajes retenidos se calculan tanto parciales como acumulados, en cada malla, ya que con estos últimos se procede a valores de material.

**Figura 15.** Tamices superpuestos juego de mallas



**Fuente:** Jose Cañas,2007.

# **CAPÍTULO III**

## **EXPERIMENTACIÓN**

## CAPITULO III

### EXPERIMENTACIÓN

#### 3.1 Unidades de estudio y decisión muestral

##### 3.1.1 Unidades de estudio

Un “ensayo de laboratorio de suelos”.

##### 3.1.2 Población

Todos los ensayos de laboratorio de suelos.

##### 3.1.3 Muestra

Los Ensayos de laboratorio de suelos

- Contenido de humedad
- Granulometría
- Límites de Atterberg
- Compresión no confinada

#### 3.2 Tamaño de la muestra

**Tabla 6.** Tamaño n de las muestras

Ensayos	n
Contenido de humedad	10
Granulometría	10
Límite líquido del suelo	10
Límite plástico del suelo	10
Compresión no confinada	30
<b>Total</b>	<b>70</b>

**Fuente:** elaboración propia

### **3.3 Procesamiento de información**

Se realizó una revisión de toda la información registrada en las planillas, los resultados procesados para un análisis e interpretación.

De la misma forma las muestras extraídas fueron tabuladas y presentados para su fácil comprensión, los resultados de los ensayos realizados en los laboratorios se utilizó los formatos establecidos por la universidad.

Finalmente se redactó las conclusiones y se propone la solución al problema de la investigación.

### **3.4 Ubicación geografica de la zona de muestreo**

La zona de la investigacion esta ubicada en la provincia Cercado del departamento de Tarija, al sur de Bolivia, ubicadas en diferentes zonas de la capital del departamento, la investigacion se realizo en los barrios Los Chapacos, Los Olivos, Moto Mendez, El Constructor, San Jacinto, San Blas, Simon Bolivar, Salamanca y San Luis con el fin de caracterizar suelos de alta y baja plasticidad para asi poder obtener muestras de diferentes barrios.



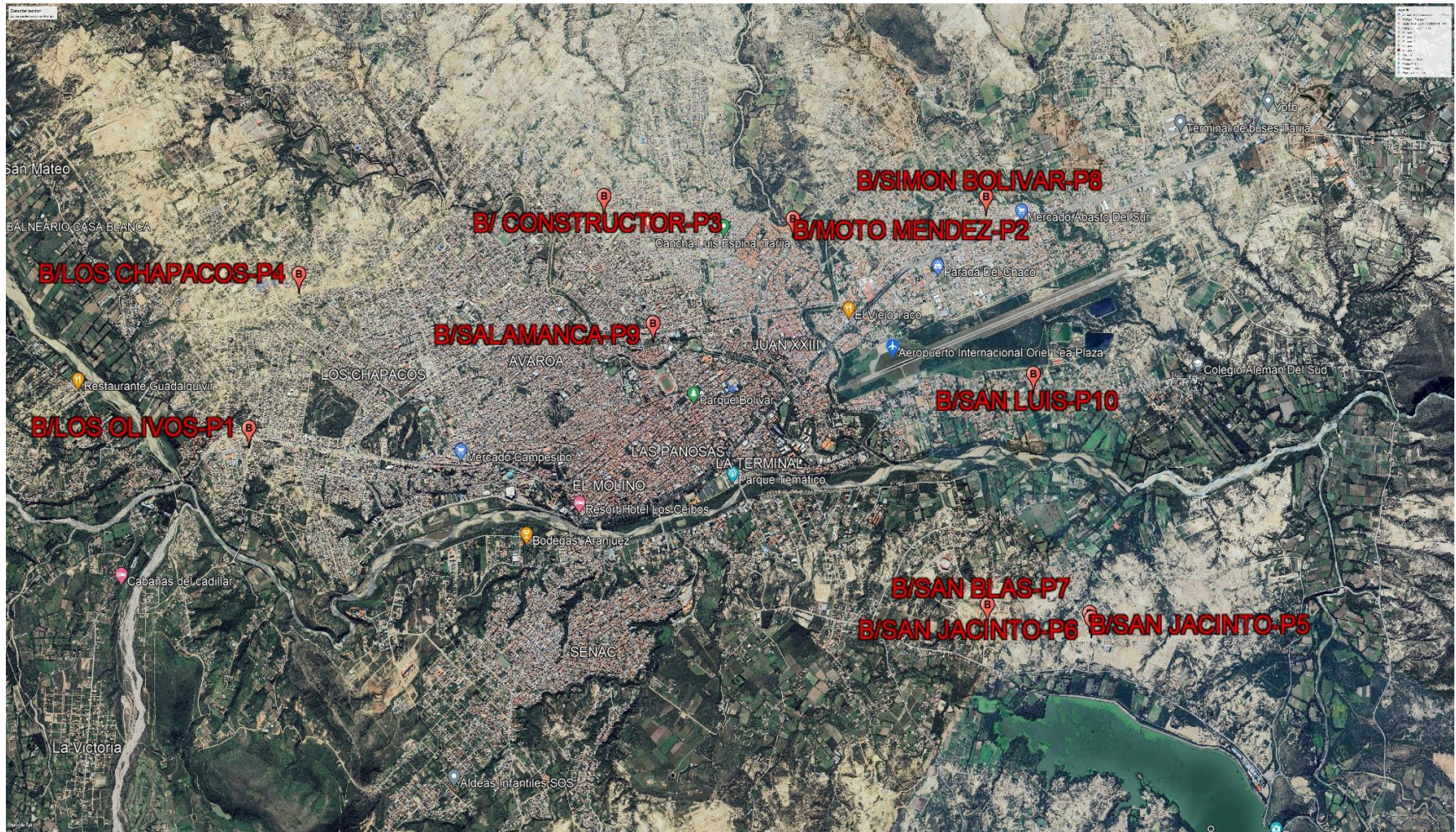
Figura 16. Mapa de ubicación de la zona de la investigación



Fuente: Mapa cartográficos de provincias del departamento de Tarja



**Figura 17.** Mapa de la zona de investigación para la extracción de muestras



Fuente: Google Earth, 2023



**Tabla 7.** Planilla de identificación de las arcillas CL y CH

<b>Planilla identificación de zonas de muestreo</b>						
<b>Barrios</b>	<b>Suelo</b>	<b>n°</b>	<b>Coordenadas Geograficas</b>		<b>Coordenadas "UTM"</b>	
			<b>Latitud</b>	<b>Longitud</b>	<b>Latitud</b>	<b>Longitud</b>
Los Olivos	CL	P1	-21°30'10,23"S	-64°45'11,52"W	318403,30	7621188,40
Moto Mendez	CL	P2	-21°32'5,82"S	-64°42'19,99"W	323392,20	761770640
El Constructor	CL	P3	-21°31'8,44"S	-64°42'55,28"W	322337,10	7619448,10
Los Chapacos	CL	P4	-21°29'57,97"S	-64°44'14,03"W	320039,30	7621606,50
San Jacinto	CL	P5	-21°34'41,87"S	-64°43'15,16"W	321833,80	7612891,00
San Jacinto	CH	P6	-21°34'43,43"S	-64°43'16,15"W	321805,70	7612829,20
San Blas	CH	P7	-21°34'13"S	-64°43'32"W	321805,70	7612829,20
Simon Bolivar	CH	P8	-21°32'58,80"S	-64°41'36"W	324647,20	7616089,90
Salamanca	CH	P9	-21°31'35,30"S	-64°43'24,47"W	321511,70	7618608,50
San Luis	CH	P10	-21°33'42,96"S	-64°42'17,51"W	323482,40	7614723,90

**Fuente:** Elaboración propia

### **3.5 Extracción de las muestras**

De acuerdo al teorema de limite central se puede evidenciar que el numero de ensayos  $n \geq 30$  sera buena, El tamaño de la muestra  $n=30$  es un alineamiento para el teorema del limite central. Sin embargó, cómo indica el planteamiento del teorema, la suposición de normalidad en la distribución de X se vuelve mas precisa a medida que (n) se hace mas grande. Esto de acuerdo al autor Walpole Myers.

Lo cual significa que según lo expresado se considera que las muestras en un número de 30 son aceptables estadisticamente para una investigación.

#### **3.5.1 Equipo**

Para la recolección de muestras se utilizaran los siguientes equipos:

Barreta. - Instrumento que servirá para realizar la excavación y poder extraer el suelo con mayor facilidad.

Papel feel: Papel que servirá para envolver la muestra y así de esta manera no pierda su humedad.

Conservadora. - Esta caja de plastoformo nos servirá para que poder contener el contenido de humedad natural de la muestra.

#### **3.5.2 Memoria fotográfica de la extracción de las muestras**

Inspección del lugar antes de hacer la extracción de muestras de suelos.

**Figura 18.** Inspección visual para la extracción de suelos



**Fuente:** Elaboración propia

**Figura 19.** Extracción de la muestra



**Fuente:** Elaboración propia

**Figura 20.** Envolviendo la muestra con papel feel



**Fuente:** Elaboración propia

**Figura 21.** Muestra envuelta par que no pierda su humedad natural



**Fuente:** Elaboración propia

**Figura 22.** Muestra Conservadora para que mantenga su contenido de humedad



**Fuente:** Elaboración propia.

### 3.5.3 Procedimiento experimental

El desarrollo del procedimiento experimental a continuación descrito viene analizando los tipos de suelos utilizados para el presente trabajo de investigación la misma es la adquisición de datos desde los ensayos convencionales como ser desde el contenido de humedad, hasta el ensayo de compresión no confinada.

**Tabla 8.** Ensayos a desarrollar.

<b>Ensayos</b>	<b>Norma</b>
Contenido de humedad	ASTM D-2216
Granulometría	ASTM D-6913
Límites de Atterberg	ASTM D-4318
Compresión no confinada	ASTM D-2166

**Fuente:** Elaboración propia.

### **3.5.4 Obtención de datos experimentales**

Después de definir el sitio para extraer el material, se procede a clasificarlo de acuerdo con el sistema AASHTO Y SUCS de suelos, realizando los ensayos de contenido de humedad, granulometría, límites de Atterberg con el objetivo de comprobar que el material corresponde al que se necesitará para la realización del proyecto, a continuación, se describen los ensayos realizados para caracterización mecánica de los distintos materiales de suelos.

## **3.6 Caracterización**

### **3.6.1 Determinación del contenido de humedad (ASTM -D 2216)**

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

La medición del contenido de humedad, tanto en el estado natural como bajo ciertas condiciones de prueba definidas, puede proporcionarse un método extremadamente útil para clasificar las arcillas y evaluar sus propiedades de ingeniería.

El concepto de humedades en los suelos, se define como la cantidad de agua que se encuentra dentro de una muestra de suelo y se expresa en porcentaje.

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_{ss}} \times 100$$

Donde:

$w$  = Contenido de humedad en %.

$w_w$  = 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 como:

Agua higroscópica: Es la que absorbe un suelo de la humedad del aire.

Agua capilar: Es la retenida por efecto de la tensión superficial.

La muestra que se tome para la determinación de la humedad deberá ser representativa del suelo cuya humedad se desea conocer. Si dicha muestra de humedad va a ser tomada en el campo y transportada al laboratorio para hacer la determinación correspondiente, deberá colocarse en un recipiente que tenga una tapa metálica o en otro que tenga la capacidad de poder conservar la humedad.

Para el empleo dentro de los ensayos se procedió a usar una porción pequeña de suelo, aproximadamente unos 50 gr a 150 gr. y lo cual describimos a continuación:

**Figura 23.** Ensayo de contenido de humedad



**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 9.** Contenido de humedad

<b>Contenido de humedad natural (ASTM D-2216)</b>			
Cápsula N°	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Peso de suelo húmedo + Cápsula (gr)	40,88	47,01	47,54
Peso de suelo seco + Cápsula (gr)	39,55	45,31	45,78
Peso de cápsula (gr)	16,27	16,72	16,15
Peso de suelo seco (gr)	23,28	28,59	29,63
Peso del agua (gr)	1,33	1,70	1,76
Contenido de humedad (%)	5,71	5,95	5,94
Contenido de humedad Promedio (%)	<b>6</b>		

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 10.** Contenido de humedad

<b>Contenido de humedad %</b>					
Muestras	Muestras	Muestras	Muestras	Muestras	Muestras
	1	2	3	4	5
% W	6	2	1	1	3

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 11.** Contenido de humedad

<b>Contenido de humedad %</b>					
Muestras	Muestras	Muestras	Muestras	Muestras	Muestras
	6	7	8	9	10
% W	5	4	25	30	23

**Fuente:** Elaboración propia.

### 3.6.2 Granulometría de suelos (ASTM D - 6913)

Dentro del análisis de los suelos, se encuentra el de la granulometría que no es más que obtener la distribución porcentual de los tamaños de partículas que conforme un suelo.

Esto se realiza con ayuda de un juego de mallas, que tienen un tamaño graduado establecido por las normas ASTM y ASHTHO, en donde se obtienen los pesos retenidos para luego realizar posteriores cálculos y la curva granulometría.

Si bien se realiza una distribución de tamaños, esto no incide en la forma que puedan tener los granos de suelo, ya que el retener material en una malla se observa diferentes tamaños y el porcentaje que se calcula está basado estrictamente en los pesos que se retiene en la malla referido al peso total se utiliza en el ensayo.

El factor fundamental del ensayo es la curva granulometría, que se dibuja en una escala logarítmica, ya que, de no ser así, la representación gráfica tendría que usar una escala demasiado grande.

**Figura 24.** Pesando la muestra que se tamizara



**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 25.** Ensayo de Granulometría



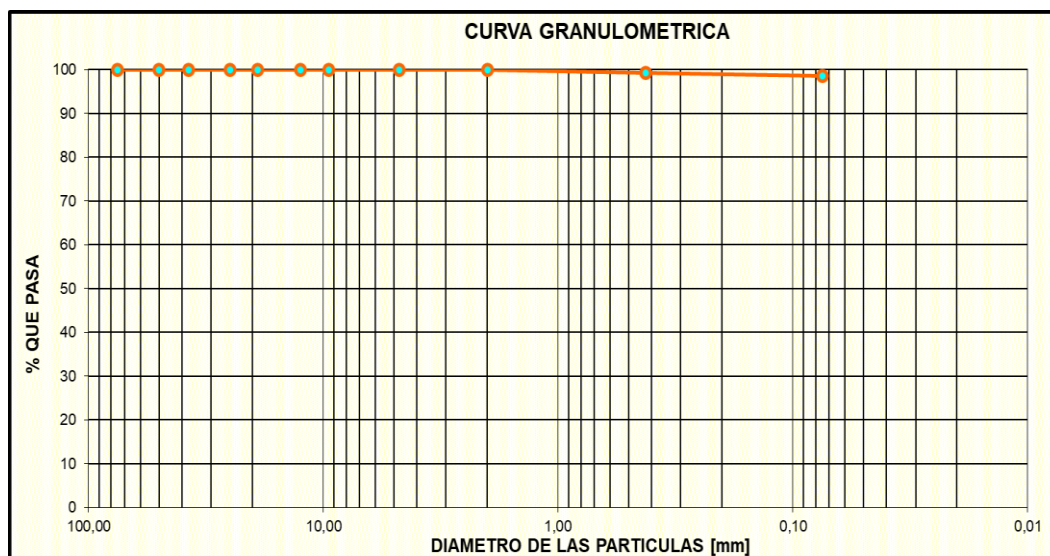
**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 12.** Granulometría de Suelos

<b>Granulometría de suelos</b>					
<b>Peso Total Seco (gr.)</b>		<b>500</b>	<b>Norma:</b>	<b>A.S.T.M. D 6913</b>	
<b>Tamices</b>	<b>Tamaño (mm)</b>	<b>Peso Ret. (gr)</b>	<b>Ret. Acum (gr)</b>	<b>% Ret</b>	<b>% Que Pasa del Total</b>
3"	75	0,00	0,00	0,00	<b>100,00</b>
2"	50	0,00	0,00	0,00	<b>100,00</b>
1 1/2"	37,50	0,00	0,00	0,00	<b>100,00</b>
1"	25,00	0,00	0,00	0,00	<b>100,00</b>
3/4"	19,00	0,00	0,00	0,00	<b>100,00</b>
1/2"	12,50	0,00	0,00	0,00	<b>100,00</b>
3/8"	9,50	0,00	0,00	0,00	<b>100,00</b>
Nº4	4,75	0,00	0,00	0,00	<b>100,00</b>
Nº10	2,00	0,32	0,32	0,06	<b>99,94</b>
Nº40	0,425	2,74	3,06	0,61	<b>99,39</b>
Nº200	0,075	3,82	6,88	1,38	<b>98,62</b>
BASE		493,12			

**Fuente:** Elaboración propia.

**Figura 26.** Curva Granulométrica



**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 13.** Granulometría de Suelos

Muestra	Porcentaje que pasa tamiz		
	N° 10	N° 40	N° 200
Los Olivos (CL)	99,94	99,39	98,62
Moto Mendez (CL)	99,98	99,89	99,75
Constructor (CL)	100	99,97	99,88
Los Chapacos (CL)	99,88	99,50	98,36
San Jacinto (CL)	97,98	94,66	93,63
San Jacinto (CH)	99,90	99,56	99,29
San Blas (CH)	100	99,74	99,48
Simón Bolívar (CH)	100	99,74	97,84
Salamanca (CH)	100	98,99	97,55
San Luis (CH)	100	99,92	99,62

**Fuente:** Elaboración propia.

### 3.6.3 Límites de Atterberg (ASTM D - 4318)

Los ensayos se realizan en el laboratorio y miden la cohesión del terreno y su contenido de humedad, para ello se forman pequeños cilindros de espesor con el suelo. Siguiendo estos procedimientos se definen los límites:

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

Límite plástico: Cuando el suelo pasa de un suelo semisólido a un estado plástico.

**Figura 27.** Ensayos de límites líquidos y límites plásticos



**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 14.** Ensayo de Limite Liquido

<b>Límites de Atterberg (LL, LP, IP) ASTM D-4318</b>				
<b>Determinación de Límite Líquido</b>				
Capsula N°	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
N° de golpes	18	23	28	35
Peso de Suelo Húmedo + Cápsula (gr)	51,29	55,89	53,15	44,65
Peso de Suelo Seco + Cápsula (gr)	44,39	48,33	46,22	39,30
Peso del agua (gr)	6,90	7,56	6,93	5,35
Peso de la Cápsula (gr)	29,48	31,23	30,15	26,62
Peso de Suelo Seco (gr)	14,91	17,10	16,07	12,68
Porcentaje de Humedad (%)	46,28	44,21	43,12	42,19

**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 15.** Ensayo de Limite Plástico

<b>Determinación de Límite Plástico</b>				<b>Límite Líquido (LL)</b>
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>44 %</b>
Cápsula				
Peso de suelo húmedo + Cápsula	32,95	30,29	34,30	<b>Límite Plástico (LP)</b>
Peso de suelo seco + Cápsula	32,42	29,75	33,68	
Peso de cápsula	30,36	27,61	31,30	<b>Índice de plasticidad (IP)</b>
Peso de suelo seco	2,06	2,14	2,38	
Peso del agua	0,53	0,54	0,62	<b>Índice de Grupo (IG)</b>
Contenido de humedad	25,73	25,23	26,05	

**Fuente:** Elaboración propia.

Se presentan a continuación los resultados de los 10 ensayos de limite líquido y limite plástico en lo que consiste medir la cohesión del terreno y su contenido de humedad.

**Tabla 16.** Ensayos de limites líquidos y limites plásticos

<b>Limites líquidos y limites plásticos</b>					
Muestras	Muestra	Muestra	Muestra	Muestra	Muestra
	1	2	3	4	5
LL (%)	44	33	39	18	40
LP (%)	26	19	24	11	23

**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 17.** Ensayos de limites líquidos y limites plásticos

<b>Limites líquidos y limites plásticos</b>					
Muestras	Muestra	Muestra	Muestra	Muestra	Muestra
	6	7	8	9	10
LL (%)	56	51	55	60	58
LP (%)	27	23	27	28	32

**Fuente:** Elaboración propia



### 3.6.3.1 Resumen de resultados de caracterización

**Tabla 18.** Resumen de caracterización de suelos

Muestra N°	Clasificación (SUCS)	Clasificación (AASHTO)	Limite Liquido (%)	Limite Plástico (%)	Índice de plasticidad (%)	Contenido de Humedad Natural (%)
1	CL	A-7-6 <sup>(12)</sup>	44	26	18	6
2	CL	A-6 <sup>(12)</sup>	33	19	14	2
3	CL	A-6 <sup>(10)</sup>	39	24	15	1
4	CL	A-6 <sup>(8)</sup>	29	18	11	1
5	CL	A-6 <sup>(9)</sup>	40	23	17	3
6	CH	A-7-6 <sup>(19)</sup>	56	27	29	5
7	CH	A-7-6 <sup>(17)</sup>	51	23	28	4
8	CH	A-7-6 <sup>(19)</sup>	55	27	29	25
9	CH	A-7-6 <sup>(20)</sup>	60	28	32	30
10	CH	A-7-6 <sup>(18)</sup>	58	32	26	22

**Fuente:** Elaboración propia.

Teniendo los resultados de granulometría y límites se obtiene la clasificación del material dispuesto para el proyecto de grado.

### 3.6.4 Compresión no confinada (ASTM D - 2166)

En ensayo de compresión no confinada se realiza con el fin de determinar la resistencia o esfuerzo último de un suelo cohesivo a la compresión no confinada, mediante la aplicación de una carga axial con control de deformación y utilizando una muestra de suelo inalterada tallada en forma de un cilindro, generalmente con una relación alto -diámetro.

Se podría decir que este ensayo es un caso particular del ensayo triaxial, en el que la presión lateral es igual a cero, y aunque esto pueda significar una imprecisión, pues no produce claramente las condiciones en el terreno, en realidad se obtiene un resultado más

conservador, en este ensayo se trabaja manteniendo la deformación constante, lo que se controla por medio del dial o deformímetro solidario a la muestra de suelo y el cronometro, siendo la carga aplicada, o resistida, lo que varía y produce la forma de la curva esfuerzo - deformación.

**Figura 28.** Ensayo de Compresión no confinada



**Fuente:** Elaboración propia.

**Tabla 19.** Ensayo de compresión no confinada

Nº	Lectura Dial de Deformacion [div]	Deformación ( $\Delta l$ ) [cm]	Deformación Unitaria $\varepsilon = \Delta l / l_0$	Factor de Corrección $1 - \varepsilon$	Área Corregida [cm <sup>2</sup> ] $A^l = A_0 / 1 - \varepsilon$	Lectura Dial de Anillo de Carga [div]	Carga Total [kg] $P$	Esfuerzo Desviador [kg/cm <sup>2</sup> ] $\sigma = P / A^l$
1	0	0	0,00	1,00	21,63	0,00	0,00	0,00
2	40	0,04	0,00	1,00	21,71	0,10	-0,53	-0,02
3	80	0,08	0,01	0,99	21,79	0,30	0,30	0,01
4	120	0,12	0,01	0,99	21,88	0,90	2,79	0,13
5	160	0,16	0,02	0,98	21,96	1,40	4,86	0,22
6	200	0,2	0,02	0,98	22,05	1,90	6,93	0,31
7	240	0,24	0,02	0,98	22,14	2,10	7,76	0,35
8	280	0,28	0,03	0,97	22,22	2,15	7,96	0,36
9	320	0,32	0,03	0,97	22,31	2,18	8,09	0,36
10	360	0,36	0,03	0,97	22,40	2,20	8,17	0,36
11	400	0,4	0,04	0,96	22,49	2,20	8,17	0,36
12	440	0,44	0,04	0,96	22,58	2,20	8,17	0,36
13	480	0,48	0,05	0,95	22,67	2,20	8,17	0,36
14	520	0,52	0,05	0,95	22,76	2,20	8,17	0,36
15	560	0,56	0,05	0,95	22,85	2,20	8,17	0,36
16	600	0,6	0,06	0,94	22,95	2,20	8,17	0,36
17	640	0,64	0,06	0,94	23,04	2,20	8,17	0,35
18	680	0,68	0,07	0,93	23,13	2,20	8,17	0,35
19	720	0,72	0,07	0,93	23,23	2,20	8,17	0,35
20	760	0,76	0,07	0,93	23,32	2,20	8,17	0,35
21	800	0,8	0,08	0,92	23,42	2,20	8,17	0,35
22	840	0,84	0,08	0,92	23,52	2,20	8,17	0,35
23	880	0,88	0,08	0,92	23,62	2,20	8,17	0,35
24	920	0,92	0,09	0,91	23,72	2,20	8,17	0,34
25	960	0,96	0,09	0,91	23,82	2,20	8,17	0,34

**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 20.** Datos obtenidos de la Compresión no confinada (CL)

Muestra	Barrio	Profundidad (m)	Clasificación (SUCS)	Porcentaje que pasa tamiz				LL (%)	LP (%)	IP (%)	Contenido de humedad natural (%)	IL	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )
				N°4	N°10	N°40	N°200						
1-(P1)	Los Olivos	1,50	CL	100	99,94	99,39	98,62	44	26	18	6	0,586	0,18
2-(P1)	Los Olivos	1,50	CL									0,397	0,25
3-(P1)	Los Olivos	1,50	CL									0,105	0,40
4-(P2)	Moto Méndez	1,50	CL	100	99,98	99,89	99,75	33	19	14	2	0,639	0,17
5-(P2)	Moto Méndez	1,50	CL									0,439	0,27
6-(P2)	Moto Méndez	1,50	CL									0,112	0,54
7-(P3)	Constructor	1,50	CL	100	100	99,97	99,88	39	24	15	1	0,643	0,35
8-(P3)	Constructor	1,50	CL									0,344	0,50
9-(P3)	Constructor	1,50	CL									0,135	0,64
10-(P4)	Los Chapacos	1,50	CL	100	99,88	99,50	98,36	29	18	11	1	0,604	0,17
11-(P4)	Los Chapacos	1,50	CL									0,371	0,25
12-(P4)	Los Chapacos	1,50	CL									0,116	0,57
13-(P5)	San Jacinto	1,50	CL	100	97,98	94,66	93,63	40	23	17	3	0,595	0,22
14-(P5)	San Jacinto	1,50	CL									0,281	0,40
15-(P5)	San Jacinto	1,50	CL									0,106	0,58

**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 21.** Datos obtenidos de la Compresión no confinada (CH)

Muestra	Barrio	Profundidad (m)	Clasificación (SUCS)	Porcentaje que pasa tamiz				LL (%)	LP (%)	IP (%)	Contenido de humedad natural (%)	IL	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )
				N°4	N°10	N°40	N°200						
1-(P6)	San Jacinto	1,50	CH	100	99,90	99,56	99,29	56	27	29	5	0,625	0,09
2-(P6)	San Jacinto	1,50	CH									0,403	0,16
3-(P6)	San Jacinto	1,50	CH									0,097	0,20
4-(P7)	San Blas	1,50	CH	100	100	99,74	99,48	51	23	28	4	0,639	0,16
5-(P7)	San Blas	1,50	CH									0,425	0,27
6-(P7)	San Blas	1,50	CH									0,078	0,41
7-(P8)	Simón Bolívar	2	CH	100	100	99,74	97,84	55	27	29	25	0,619	0,39
8-(P8)	Simón Bolívar	2	CH									0,309	0,68
9-(P8)	Simón Bolívar	2	CH									0,101	0,83
10-(P9)	Salamanca	2	CH	100	100	98,99	97,55	60	28	32	30	0,587	0,24
11-(P9)	Salamanca	2	CH									0,302	0,40
12-(P9)	Salamanca	2	CH									0,048	0,54
13-(P10)	San Luís	2	CH	100	100	99,92	99,62	58	32	26	22	0,586	0,12
14-(P10)	San Luís	2	CH									0,444	0,20
15-(P10)	San Luís	2	CH									0,122	0,33

Fuente: Elaboración propia

# **CAPÍTULO IV**

## **ANÁLISIS DE RESULTADOS**

## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS DE RESULTADOS**

#### **4.1 Ensayos de compresion no confinada**

Para realizar el ensayo para cada muestra, dada las características de los suelos de diferentes puntos de distritos urbanos (Los Olivos, Moto Mendez, Constructor, Los Chapacos, San Jacinto, San Blas, Simon Bolivar, Salamanca, San Luis) se levantaron 30 muestras para poder obtener los cilindros inalterados con un diámetro de 5 cm y una altura de 10 cm siendo un total de 30 pruebas realizadas en laboratorio tales muestras fueron 15 para arcillas de baja plasticidad y 15 para arcillas de alta plasticidad.

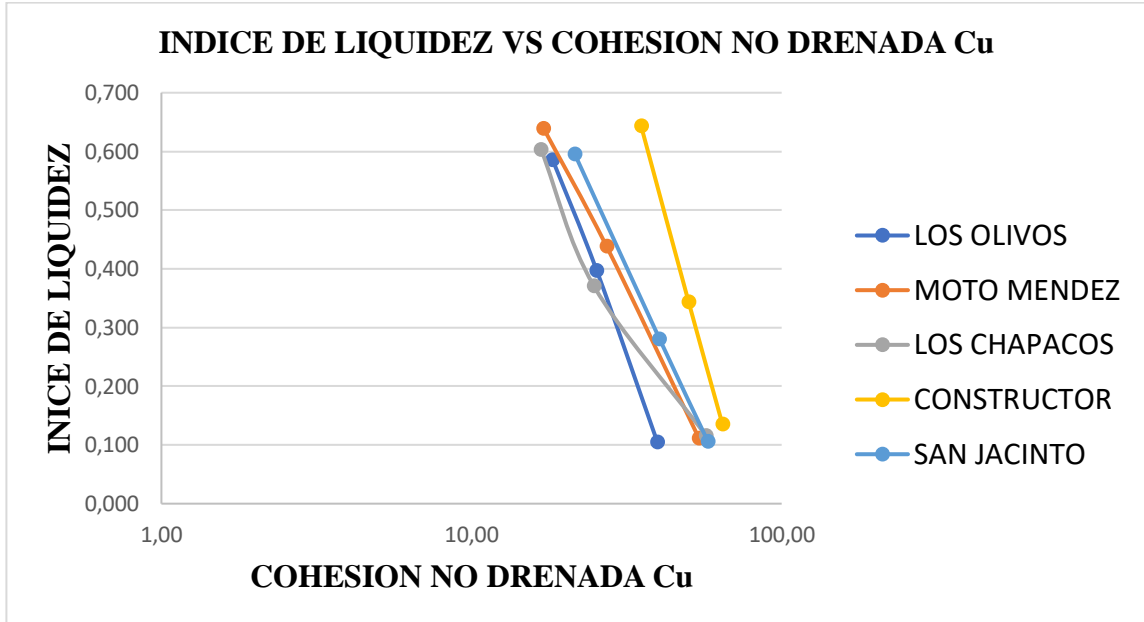
El equipo utilizado para este ensayo fue la prensa hidraulica y aplica la compresion no confinada por un anillo rigido colocado encima de la mu

#### **4.2 Análisis del comportamiento de las arcillas**

##### **4.2.1 Analisis de resistencia del indice de liquidez vs cohesion no drenada Cu**

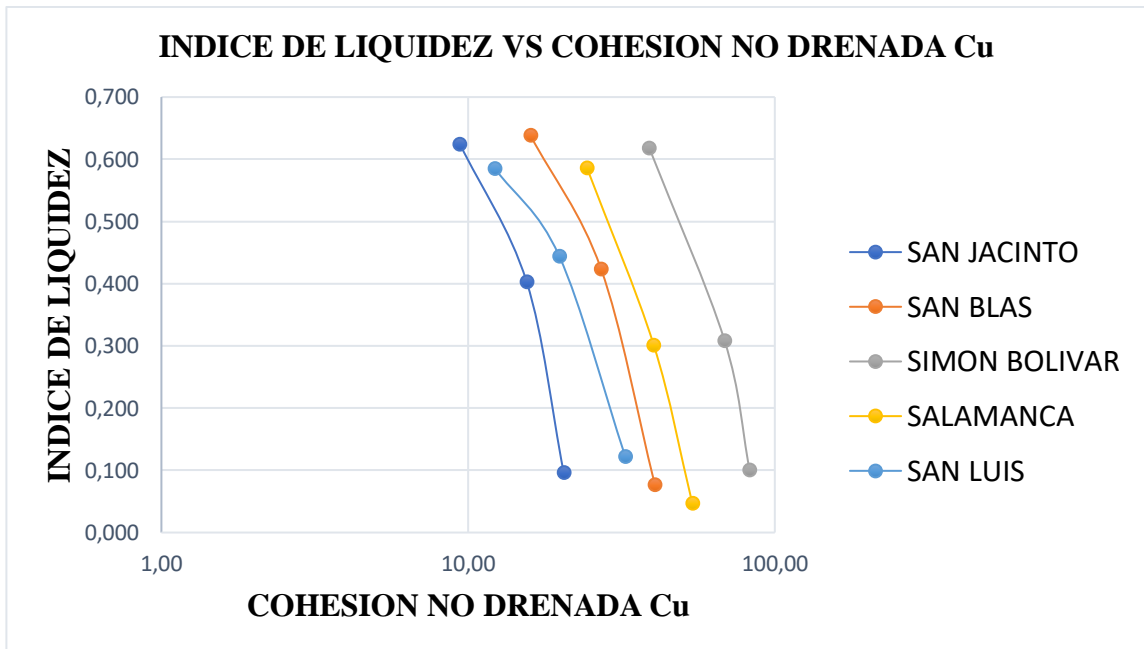
Este procedimiento esta diseñado para demostrar el comportamiento de las arcillas de alta y baja plasticidad debido a la variacion del IL.

**Grafica 1.** Comportamiento de las arcillas de baja plasticidad



Fuente: Elaboracion propia.

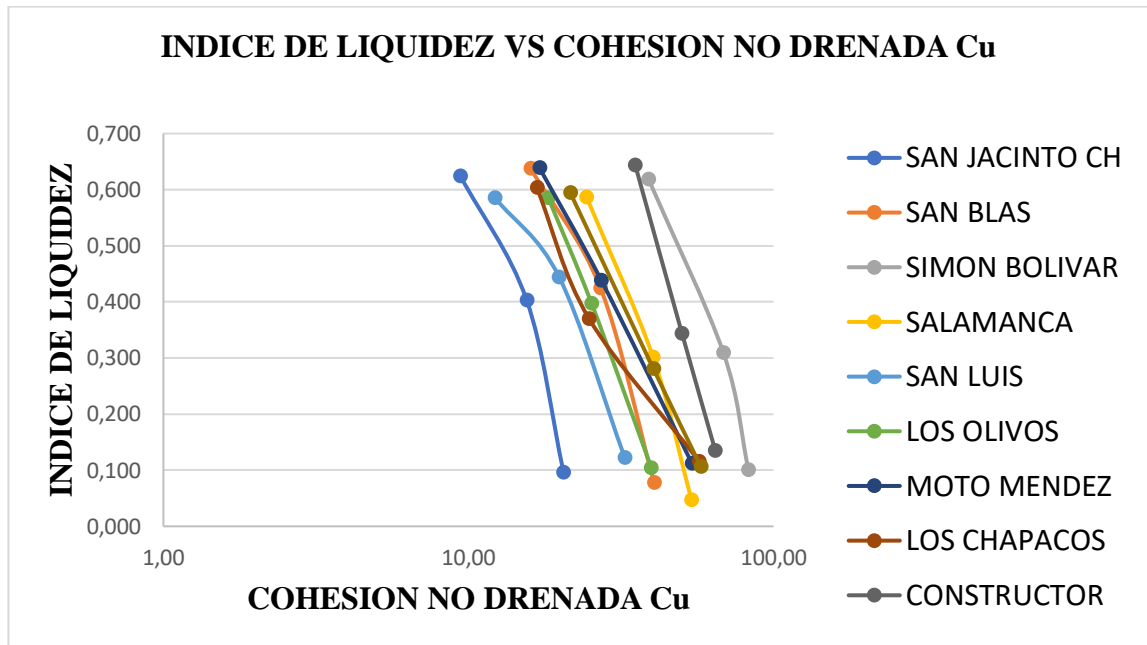
**Grafica 2.** Comportamiento de las arcillas de alta plasticidad



Fuente: Elaboracion propia.



**Grafica 3.** Comportamiento de ambas arcillas CH y CL



**Fuente:** Elaboracion propia.

Se puede evidenciar con graficas como influye el indice de liquidez en la cohesion no drenada a mayor rango del indice de liquidez menor es la cohesion y a menor rango del indice de liquidez es mayor la cohesion. El comportamiento de fallas de las muestras fue fallas ductiles y fallas fragiles.

A continuacion un resumen para validar los resultados.

**Tabla 22.** Comportamiento de las muestras CH

<b>San Jacinto</b>				
<b>N°</b>	<b>SUCS</b>	<b>IL</b>	<b>Cu (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Comportamiento</b>
1	CH	0,625	0,09	Dúctil
2	CH	0,403	0,16	Dúctil
3	CH	0,097	0,20	Dúctil
<b>San Blas</b>				
<b>N°</b>	<b>SUCS</b>	<b>IL</b>	<b>Cu (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Comportamiento</b>
1	CH	0,639	0,16	Dúctil
2	CH	0,425	0,27	Dúctil
3	CH	0,078	0,41	Dúctil
<b>Simon Bolívar</b>				
<b>N°</b>	<b>SUCS</b>	<b>IL</b>	<b>Cu (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Comportamiento</b>
1	CH	0,619	0,39	Frágil
2	CH	0,309	0,68	Frágil
3	CH	0,101	0,83	Frágil
<b>Salamanca</b>				
<b>N°</b>	<b>SUCS</b>	<b>IL</b>	<b>Cu (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Comportamiento</b>
1	CH	0,587	0,24	Dúctil
2	CH	0,302	0,40	Fragil
3	CH	0,048	0,54	Frágil
<b>San Luis</b>				
<b>N°</b>	<b>SUCS</b>	<b>IL</b>	<b>Cu (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Comportamiento</b>
1	CH	0,586	0,12	Dúctil
2	CH	0,444	0,20	Dúctil
3	CH	0,122	0,33	Frágil

**Fuente:** Elaboracion propia.

**Tabla 23.** Comportamiento de las muestras CL

<b>Los Olivos</b>				
<b>N°</b>	<b>SUCS</b>	<b>IL</b>	<b>Cu (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Comportamiento</b>
1	CL	0,586	0,18	Dúctil
2	CL	0,397	0,25	Dúctil
3	CL	0,105	0,40	Frágil
<b>Moto Mendez</b>				
<b>N°</b>	<b>SUCS</b>	<b>IL</b>	<b>Cu (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Comportamiento</b>
1	CL	0,639	0,17	Dúctil
2	CL	0,439	0,27	Dúctil
3	CL	0,112	0,54	Frágil
<b>Los Chapacos</b>				
<b>N°</b>	<b>SUCS</b>	<b>IL</b>	<b>Cu (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Comportamiento</b>
1	CL	0,604	0,17	Dúctil
2	CL	0,371	0,25	Frágil
3	CL	0,116	0,57	Frágil
<b>Constructor</b>				
<b>N°</b>	<b>SUCS</b>	<b>IL</b>	<b>Cu (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Comportamiento</b>
1	CL	0,643	0,35	Frágil
2	CL	0,344	0,50	Frágil
3	CL	0,135	0,64	Frágil
<b>San Jacinto</b>				
<b>N°</b>	<b>SUCS</b>	<b>IL</b>	<b>Cu (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Comportamiento</b>
1	CL	0,595	0,22	Frágil
2	CL	0,281	0,40	Frágil
3	CL	0,106	0,58	Frágil

**Fuente:** Elaboracion propia.

### 4.3 Análisis estadístico

#### Estadística descriptiva

**Tabla 24.** Cohesión no drenada (Cu)

<b>CH</b>	<b>Cohesión no drenada (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>CL</b>	<b>Cohesión no drenada (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
	0,09		0,18
	0,16		0,25
	0,20		0,40
	0,16		0,17
	0,27		0,27
	0,41		0,54
	0,39		0,35
	0,68		0,50
	0,83		0,64
	0,24		0,17
	0,40		0,25
	0,54		0,57
	0,12		0,22
	0,20		0,40
	0,33		0,58

**Fuente:** Elaboracion propia

<b>MAXIMO</b>	0,83
<b>MINIMO</b>	0,09
<b>Rango</b>	0,73
<b>n</b>	30
<b>N° Clase</b>	6
<b>Amplitud</b>	0,1

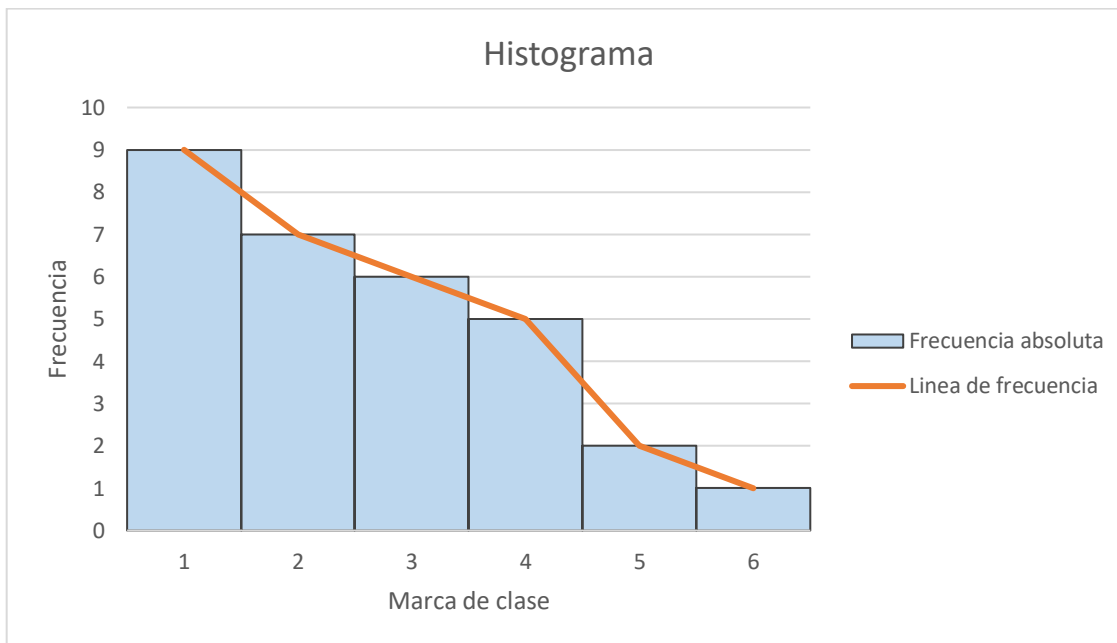
Ec. Sturges  
Numero de clases= $1+3.322\log.n$

**Tabla 25.** Frecuencias

n	L.inf	L.sup	Marca de clase	Frecuencia absoluta		Frecuencia acumulada	
				fi	fi(%)	Fi	Fi(%)
	0						
1	0,09	0,21	0,2	9	0,30	9	30
2	0,21	0,33	0,3	7	0,23	16	53
3	0,33	0,45	0,4	6	0,20	22	73
4	0,45	0,57	0,5	5	0,17	27	90
5	0,57	0,69	0,6	2	0,07	29	97
6	0,69	0,81	0,8	1	0,03	30	100
				30			

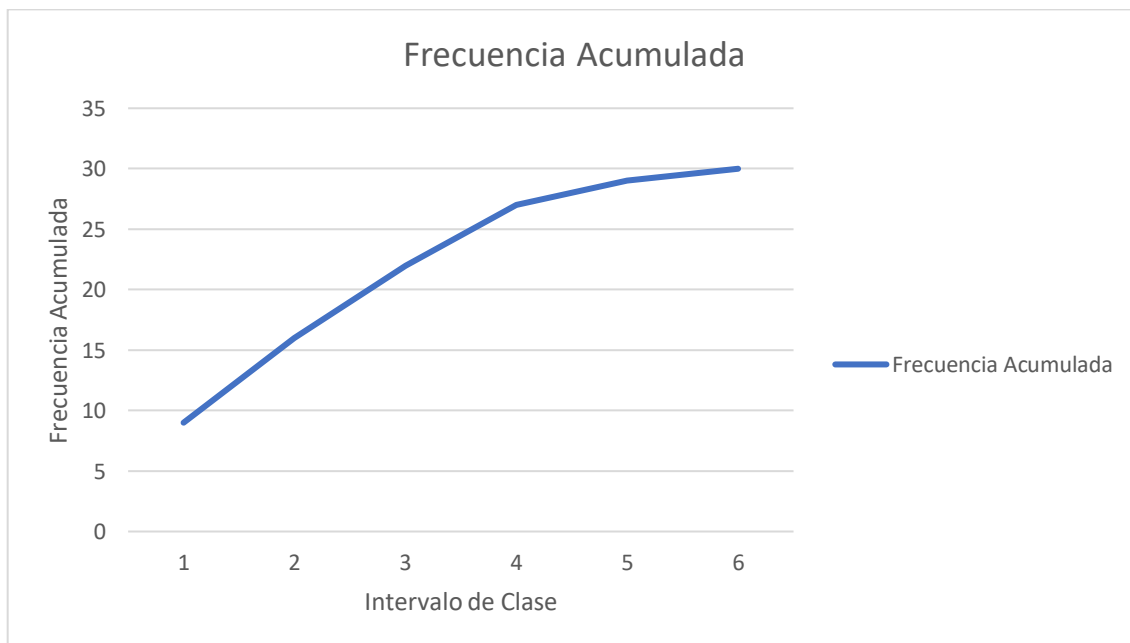
**Fuente:** Elaboracion propia.

**Grafica 4. Histograma**



**Fuente:** Elaboracion propia.

**Grafica 5. Frecuencia acumulada**



**Fuente:** Elaboracion propia.

## Estadística inferencial

**Tabla 26.** Cohesión de arcillas CH y CL

Arcillas CH	
N° Datos	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,09
2	0,16
3	0,20
4	0,16
5	0,27
6	0,41
7	0,39
8	0,68
9	0,83
10	0,24
11	0,40
12	0,54
13	0,12
14	0,20
15	0,33

Arcillas CL	
N° Datos	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	0,18
2	0,25
3	0,40
4	0,17
5	0,27
6	0,54
7	0,35
8	0,50
9	0,64
10	0,17
11	0,25
12	0,57
13	0,22
14	0,40
15	0,58

**Fuente:** Elaboracion propia.

En la primera tabla podemos observar los datos de (Cu) de las arcillas de alta plasticidad y en la segunda tabla el (Cu) de las arcillas de baja plasticidad.

### Hipótesis de la investigación

La resistencia al corte ( $C_u$ ) de las arcillas CH son mayores que la resistencia al corte ( $C_u$ ) de las arcillas CL.

$H_1$ = La resistencia al corte ( $C_u$ ) de las arcillas CL es menor que la resistencia al corte ( $C_u$ ) de las arcillas CH.

$H_0$ = La resistencia al corte ( $C_u$ ) de las arcillas CL es mayor o igual a la resistencia al corte ( $C_u$ ) de las arcillas CL.

**Tabla 27.** Datos

	<b>Media muestra X (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Desviación estándar S (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Varianza común Sc<sup>2</sup> (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Arcillas CL</b>	0,0335	0,045	0,036
<b>Arcillas CH</b>	0,366	0,027	0,036

**Fuente:** Elaboración propia.

#### 1: Establecer hipótesis

$$H_1 = U_1 < U_2$$

$$H_0 = U_1 \geq U_2$$

#### 2: Nivel de significancia

$$\alpha = 0,05 = 5 \%$$



### 3: Estadístico de prueba t

$$t = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{\sqrt{\frac{S_c^2}{n_1} + \frac{S_c^2}{n_2}}}$$

$$t = -0,453$$

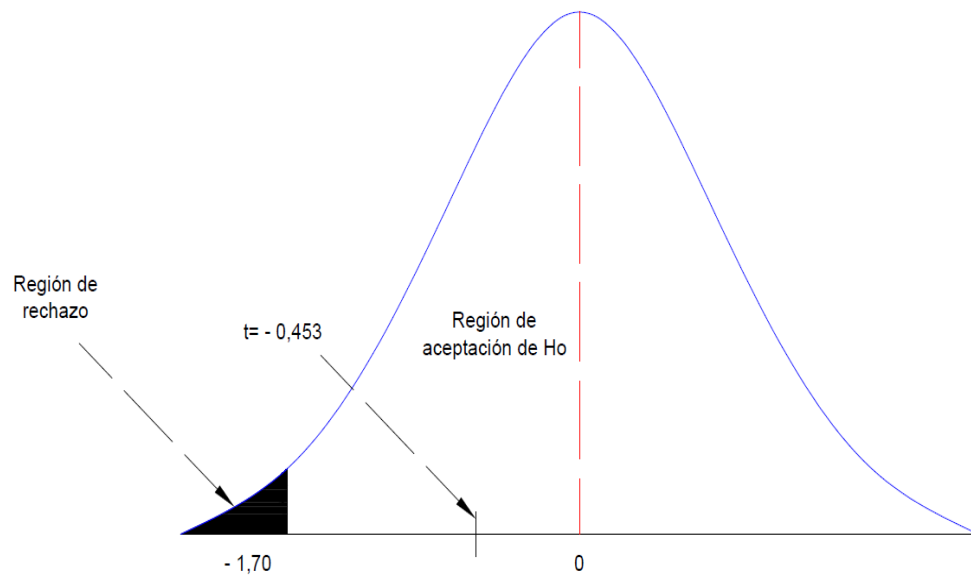
### 4: Región de rechazo

$$t_{\left(1-\frac{\alpha}{2}\right), (n_1+n_2-2)}$$

$$\text{Región de rechazo} = -1,70$$

### 5: Regla de decisión

**Figura 29.** Regla de decisión



**Fuente:** Elaboración propia.

## **6: Se toma una decisión**

Se acepta la hipótesis nula ya que el valor de  $t = -0,453$  cae en la región de aceptación y no en la región de rechazo. Es decir que la resistencia al corte ( $C_u$ ) de las arcillas CL es mayor o igual a la resistencia al corte ( $C_u$ ) de las arcillas CH.

En consecuencia, las arcillas clasificadas como CH presentan resistencias al corte ( $C_u$ ) mayores verificándose la hipótesis de la investigación.

## **4.4 Aplicación del trabajo**

La aplicación del trabajo está en determinar la resistencia o esfuerzo último del suelo arcilloso mediante la compresión no confinada aplicando una carga axial con control de deformación así utilizando una muestra de suelo inalterado, que se encuentra en el rango del índice de liquidez 0-1.

Los resultados obtenidos muestran que las arcillas de baja y alta plasticidad al estar en condiciones del índice de liquidez cercano a 1 se deforman mas, es decir que el suelo se ensancha en la parte central, sin embargo con el índice de liquidez cercano a 0 la deformación se da de manera fragil, por lo tanto esto nos sirve para el diseño de cimentaciones para observar como se esta comportando el suelo donde se fundaran las estructuras; puentes, edificios o carreteras y se aprovechara sus resistencias del suelo en beneficio de su capacidad y estabilidad.

## **4.5 Metodología Aplicada**

- Caracterización física de la muestra a través del contenido de humedad (ASTM D-22160) ,Granulometria (ASTM D-6913), Límites de Atterberg (ASTM D-4318), para luego obtener el índice de liquidez (IL)
- Extraer una muestra inalterada con un cuerpo geometrico cúbico de un tamaño de 30x30x30 cm se debe tener en cuenta que la muestra no deba sufrir alteraciones y no produzca grietas internas que puedan alterar los resultados del ensayo, por lo tanto se debe mantener la estructura interna de la muestra.



- Manipular cuidadosamente la muestra para evitar alteración en su contenido de humedad, envolver la muestra con papel feel y colocarla en una conservadora.



- Tallar la muestra de tal manera que las dimension de la altura sea el doble a la del diametro del espécimen, este tallado se realiza de forma cuidadosa para que no se agriete la muestra, el espécimen tiene que tener una seccion circular con una relacion 1-2 de acuerdo a la normativa de compresión no confinada (ASTM D-2166).



- Posteriormente medir con un vernier y registrar el peso e identificar la muestra.
- Colocar los especimenes en un recipiente los mismos que deben ser rociados con un atomizador hasta humedecer la muestra durante los distintos periodos 45,75,105 dias.
- Despues de los especimenes fueron curados durante los periodos mencionados se debe someter a la prensa de compresión no confinada (ASTM D-2166).



- Se coloca la muestra en la prensa, para aplicar la carga con el anillo.
- Se procede a aplicar la carga a la muestra, tomando lecturas de carga y deformación unitaria hasta que alcancé el 20%.
- Al mismo tiempo que aplicamos la carga, activamos el cronometro y se va registrando la lectura.
- Cuando la muestra este cerca de la falla se debe observar y detectar los planos de falla, grietas y otros puntos de interes.
- Terminada la etapa de rotura de los especimenes se determina la carga ultima.

**CAPÍTULO V**

**CONCLUSIONES Y**

**RECOMENDACIONES**

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. Conclusiones

Después de analizar el cambio de la resistencia al corte a través de la variación del índice de liquidez se concluye lo siguiente:

- Que la resistencia al corte no drenada ( $C_u$ ) es inversamente proporcional al índice de liquidez (IL) que se encuentra en el rango 0-1.
- Las muestras con las que fueron ensayadas en la investigación fueron suelos arcillosos con un límite líquido que se encuentra entre los rangos 29% - 44% para CL y un rango 51% - 60% para CH.
- Los suelos se encontraron en diferentes barrios de la ciudad de Tarija Los Olivos, Moto Mendez, El Constructor, Los Chapacos, San Jacinto, San Blas, Simon Bolivar, Salamanca y San luis, que tienen la características para la investigación.
- Con los resultados obtenidos de los ensayos de compresión no confinada verificamos el comportamiento variable que tienen las muestras, que influye mucho el índice de liquidez con un rango de variación entre  $0,17 \text{ kg/cm}^2 - 0,64 \text{ kg/cm}^2$  para ( $C_u$ ) para las muestras CL y  $0,09 \text{ kg/cm}^2 - 0,83 \text{ kg/cm}^2$  el ( $C_u$ ) para las muestras CH.
- Después de los procedimientos señalados en los ensayos realizados se pudo construir el gráfico esfuerzo-deformación que representa el comportamiento dúctil y frágil del suelo sometido a una carga en progresivo aumento.

## 5.2. Recomendaciones

- Se recomienda que la muestra esté totalmente envuelta con papel feel para no perder la estructura y la humedad, para que los resultados sean veraces.
- Al momento de realizar el ensayo se debe tener en cuenta la calibración correcta del equipo y controlar la velocidad en la que asciende y desciende el anillo de carga.
- Que el sensor que va tocar la muestra al medir las deformaciones toque la muestra.
- Que los micrómetros que estén en buen estado y que no haya atascamientos.
- Que la investigación se extienda para investigaciones más profundas.