

**CAPÍTULO I**  
**DISEÑO TEÓRICO**

## CAPÍTULO I

### 1. DISEÑO TEÓRICO

Para la construcción de cualquier edificación es muy necesario el estudio de suelos o un estudio geotécnico, para que se brinde estabilidad y seguridad a los usuarios.

En la actualidad nos encontramos en el auge de la construcción, sin embargo, en muchos casos estas edificaciones no están cimentadas bajo un criterio técnico profesional, es importante que las fundaciones estén planteadas de acuerdo a resultados de un estudio de mecánica de suelos que reflejen las propiedades reales del terreno, y así lograr seguridad ante cualquier desastre natural que pudiera ocurrir.

El esfuerzo cortante en los suelos es el aspecto más importante de la ingeniería geotécnica. La capacidad de soporte de cimentaciones superficiales, estabilidad de taludes, etc, llevan implícito el valor de la resistencia al esfuerzo cortante.

Esto puede ser determinado de muchas maneras, los ensayos más comunes son el ensayo de penetración estándar SPT (ASTM D 4648) y ensayos con algún tipo de penetrómetro.

Sin embargo, estos métodos determinan la resistencia al corte indirectamente a través de correlaciones. Para ello es más directo y conveniente realizar el ensayo de compresión Triaxial (ASTM D 4767 y ASTM D 2850), que es uno de los más completos.

Con el ensayo triaxial se puede obtener varios parámetros, como ser: el ángulo de fricción interna, la cohesión de suelos, el diagrama de esfuerzo deformación, la presión de poro, la conductividad, etc.

Una de las ventajas del ensayo triaxial es que es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros mencionados anteriormente, ya que brinda resultados basados en las condiciones reales del suelo.

#### 1.1. Antecedentes

Bolivia cuenta con varias caracterizaciones del suelo; en Tarija, específicamente en el municipio de Cercado, existen varias caracterizaciones, que están dirigidas en su mayoría al uso agropecuario.

Algunos trabajos de investigación solo realizaron la caracterización física en calles del distrito en estudio, para subrasante, bases etc, pero no se realizó una caracterización

mecánica, por lo que no se muestra la ubicación de zonas que presentan riesgos, en especial problemas en los taludes de la zona.

En los últimos años la saturación de los cuerpos de los taludes se vio afectada por la topografía, el cambio climático, sismicidad, meteorización y el uso inadecuado del suelo por parte de los asentamientos, provocando deslizamientos; por lo que se muestra una gran preocupación, ya que estos problemas ocasionan la pérdida de bienes y vidas humanas.

Para dicho proyecto se realizó una visita de campo en el distrito 12, para identificar el suelo y los respectivos taludes, donde se evidenció que no existe un mantenimiento y tratamiento de los taludes.

Esta caracterización de los suelos es muy importante para la construcción de obras civiles, estabilización de taludes, etc., en el municipio hay una normativa para las edificaciones (Ley Municipal N° 132) donde asigna el uso de suelo y parámetros técnicos para estas edificaciones; Sin embargo, no se cuenta con alguna normativa o condición, donde se indique que debe tener un estudio apropiado del suelo, para verificar así sus propiedades, resistencia u otras.

La realización de nuevos estudios, o estudios basados en nueva tecnología, como el uso del triaxial, para verificar las características propias del suelo, nos ayudara a conseguir datos confiables, siendo estos los parámetros mecánicos necesarios para la estabilización de taludes y construcción de cimentaciones, estos ayudarán a realizar un cálculo óptimo, mejorando el diseño y disminuyendo el costo de construcción, y así disminuir los riesgos o peligros.

## **1.2. Justificación**

Este trabajo de investigación nace a partir de la falta de información existente en el municipio, ya que las instituciones a cargo no cuentan con estudios geotécnicos que demuestren que en el distrito 12 se puedan realizar obras de magnitud, debido a su gran crecimiento poblacional, tanto como en el centro del distrito y en las laderas.

De acuerdo a la Unidad de Gestión de Riesgos del Gobierno Autónomo Municipal de Tarija y la provincia Cercado, se produjeron últimamente varios temblores, como el registrado el 23 de febrero del 2019 que alcanzó los 4,9 grados en la escala de Richter, que afectó principalmente la provincia Cercado y Gran Chaco. Estos movimientos

telúricos representan un peligro constante para el área de influencia estudiada. (Equipo el Periódico, 2019)

A causa de esto es fundamental realizar un estudio para determinar la resistencia del esfuerzo cortante de los suelos del distrito 12, brindando algunos de los parámetros necesarios para determinar la estabilidad de taludes, basándose en condiciones reales del suelo.

Esto ayudará a que las instituciones a cargo del ordenamiento territorial y planificación puedan establecer parámetros y condiciones en el estudio de suelos para la construcción de las edificaciones, con un cálculo óptimo desde el punto de vista económico y de diseño, disminuyendo el riesgo, generando mayor confianza y tranquilidad en los habitantes de la zona.

Esta investigación utilizará el equipo de ensayo Triaxial, es un ensayo muy versátil y permite determinar la resistencia del cortante, la rigidez, y las características de deformación de las muestras.

Generalmente, existen cuatro formas de realizar el ensayo triaxial, pero en esta investigación se realizará el Ensayo Consolidado no Drenado (CU) y el No Consolidado no Drenado (UU); estos se lo emplean en suelos finos, para simular el caso de desembalse rápido de una represa o la colocación rápida de un terraplén sobre un talud. Igualmente, para el análisis sísmico de terraplenes en suelos blandos. (Suárez, 2009)

### **1.3. Diseño teórico**

#### **1.3.1. Planteamiento del problema**

##### **1.3.1.1. Situación problemática**

Actualmente la ciudad de Tarija está teniendo un crecimiento acelerado de su población, lo cual ha generado que se desarrollen nuevas construcciones, muchas de ellas de gran magnitud, acomodadas en zonas nuevas y lejanas al centro de la ciudad.

Dichas construcciones se realizan sin tener un estudio de suelos adecuados, y las instituciones a cargo tampoco los exigen, surgiendo varios problemas a futuro.

El distrito en estudio cuenta mayormente con suelos finos, los que representan siempre un problema por sus características como ser: su expansividad, contracción, grado de saturación; y las construcciones por el tipo de suelo y debido a la falta de información

tienden a sobredimensionar las estructuras de fundación y de contención, elevando así el costo.

#### **1.3.1.2. Problema**

¿Cómo una caracterización mecánica de suelos realizada a través del ensayo triaxial en condiciones de compresión consolidada no drenada (CU) y compresión no consolidada no drenada (UU) en el Distrito 12, nos ayudará con los datos necesarios para elaborar un mapa de características mecánicas?

### **1.4. Objetivos**

#### **1.4.1. Objetivo general**

Caracterizar mecánicamente los suelos del distrito 12 a través del ensayo triaxial en las condiciones de compresión consolidada no drenada (CU) y no consolidada no drenada (UU), obteniendo los datos necesarios para elaborar el mapa de características mecánicas.

#### **1.4.2. Objetivos Específicos**

- Identificar y georreferenciar los puntos de muestreo del suelo en la zona de estudio.
- Realizar la caracterización física de las muestras.
- Determinar el ángulo de fricción y cohesión de los suelos.
- Comparar y analizar los resultados obtenidos.
- Realizar una ejemplificación de la aplicabilidad de los resultados obtenidos a la estabilidad de taludes.
- Elaborar un mapa de características mecánicas del distrito.

### **1.5. Hipótesis**

Con la caracterización mecánica realizada a las muestras del distrito 12 de la ciudad de Tarija a través del ensayo Triaxial en condiciones de (CU) y (UU), se podrá analizar los principales parámetros mecánico que estos ensayos nos brindan, que son el ángulo de fricción y cohesión, así elaborar el mapa donde se identificaran y analizaran los distintos tipos de suelos que este distrito posee.

### **1.6. Alcance**

La siguiente investigación busca ensayar los suelos finos del distrito 12 de la ciudad de Tarija, dirigido en esencia a laboratorios de suelo, mediante ensayos para determinar sus características físicas (contenido de humedad, granulometría, plasticidad, gravedad

específica) y mecánicas (resistencia al cortante) con el ensayo triaxial en las condiciones de compresión consolidada no drenada (CU) y no consolidada no drenada (UU).

Con los suelos caracterizados física y mecánicamente, se elaborará un mapa de caracterización, haciendo uso de un software de modelación de mapas Arcgis y sus herramientas, con el cual se pretende representar parámetros que identifiquen las propiedades en el suelo en estudiado.

Se analizará los resultados obtenidos en ambas condiciones y con ellos se realizará una ejemplificación para analizar la estabilidad de un talud representativo de la zona con ayuda del Software GEO5.

## 1.7. Definición de Variables

### 1.7.1. Variables independientes

- Ensayo triaxial CU
- Ensayo triaxial UU

**Tabla 1.1.** Operacionalización de las variables independientes

Variable independiente	Operacionalización		
	Dimensión	Indicador	Valor/acción
Ensayo triaxial CU	Resistencia al cortante	Kg/cm <sup>2</sup> KPa	Resultado más cercano a las condiciones en campo del suelo, mayor confiabilidad, mayor costo económico
Ensayo triaxial UU	Resistencia al cortante	Kg/cm <sup>2</sup> KPa	Resultado cercano a la realidad, utilizado en aplicaciones rápidas de carga, menor costo y menor trabajo en comparación del ensayo CU

**Fuente:** *Elaboración propia*

### 1.7.2. Variables dependientes

- Parámetros de resistencia al corte (Cohesión y ángulo de fricción)

**Tabla 1.2.** Operacionalización de las variables dependientes

Variable dependiente		Operacionalización		
		Dimensión	Indicador	Valor/acción
Parámetros de resistencia al cortante	Cohesión	Plano de falla	KPa	Pruebas triaxiales de resistencia al cortante
	Ángulo de fricción		° (grados)	

**Fuente:** *Elaboración propia*

### 1.8. Diseño metodológico

#### 1.8.1. Componentes

En este trabajo de investigación se medirán probetas en el equipo triaxial en condiciones de CU y UU, dichas muestras fueron extraídas en cada uno de los puntos de estudio, donde se contaba con suelos finos.

#### 1.8.2. Población

La población seleccionada para esta investigación, se distribuye en todo el distrito 12 de la ciudad de Tarija, provincia Cercado, sabiendo por estudios preliminares que los suelos predominantes son limos y arcillas.

#### 1.8.3. Muestra

Las muestras de suelo contabilizadas son 50 de los 30 puntos de muestreo, para la extracción de las mismas se realizó la división por barrios del distrito, donde de acuerdo a su área, se los dividió en 8 puntos para el barrio de San Blas, 7 puntos en Miraflores, 4 puntos en German Bush, 2 puntos en San Martín y 9 puntos en el barrio Aranjuez.

#### 1.8.4. Muestreo

El muestreo utilizado para esta investigación, es no probabilístico, y se empleará una técnica accidental o causal, donde los puntos de extracción fueron previamente ubicados.

## **1.8.5. Métodos y técnicas empleadas**

### **1.8.5.1. Método**

Para realizar esta investigación se utilizará el método empírico, que sin duda es uno de los métodos más populares al momento de realizar una investigación científica. Este consiste en observar, medir y experimentar la realidad que queremos conocer.

### **1.8.5.2. Técnica**

La técnica utilizada es la experimental, este es uno de los métodos de investigación cualitativa principales. En esta el investigador controla deliberadamente las variables para delimitar las relaciones entre ellas.

Las variables que se utilizan son dependientes (que son las que el investigador quiere medir, o son el objeto de estudio principal) e independientes (son las que se manipula para ver su relación con las dependientes).



**CAPÍTULO II**  
**CARACTERIZACIÓN MECÁNICA CON EL**  
**ENSAYO TRIAXIAL**

## CAPÍTULO II

### 2. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA CON EL ENSAYO TRIAXIAL

#### 2.1. Caracterización de suelos

El suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y el 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. (Das, 2012)

Es por ello que se debe conocer sus propiedades físico-mecánicas como ser la distribución granulométrica, consistencia, compresibilidad, resistencia al cortante, etc.

El comportamiento de un suelo está en dependencia de sus características físicas y mecánicas.

##### 2.1.1. Caracterización física de los suelos

Las características físicas son aquellos atributos que permiten identificar y describir un suelo que contribuyen a mejor conocimiento de él, pero que no dan una medida de su comportamiento. Entre las características físicas encontramos:

- Textura o gradación: es una característica que nos indica la relación con respecto al tamaño de las partículas que componen una masa de suelo, de acuerdo al tamaño de las partículas podemos clasificar los suelos.
- Estructura: se refiere a la forma en que están dispuestas las partículas en una masa de suelo.
- Propiedades índice: establecen las relaciones de peso y volumen entre las tres fases que componen el suelo: sólido, agua y aire. Estas son las relaciones volumétricas y gravimétricas.
- Superficie específica: establece la relación entre el área superficial o envolvente de las partículas de suelo y el volumen de las partículas de suelo.
- Composición química: está en dependencia del proceso de formación y transformación de las partículas de suelo, esta depende de los distintos minerales y sustancias orgánicas que lo componen. (INACAP)

### **2.1.2. Caracterización mecánica de los suelos**

Las características o propiedades mecánicas son atributos que permiten predecir de qué forma reaccionará el suelo bajo determinadas sollicitaciones, estas son:

- Compresibilidad: es la disminución de volumen que experimenta el suelo al aplicar una presión sobre él.
- Permeabilidad: es la propiedad de un suelo de permitir el paso de un fluido a través de él.
- Capacidad de soporte: establece el comportamiento de una masa de suelo ante determinadas sollicitaciones, lo cual no depende solo del tipo de suelo sino de su estado.
- Resistencia a la degradación: es la resistencia del suelo ante los procesos de desintegración y descomposición que sufren las partículas por la acción del clima, la compactación, el tráfico, etc.
- Estabilidad interna: es la propiedad básica de los suelos de ofrecer resistencia al desplazamiento debido al soporte mutuo de sus partículas. Su grado se mide a través del ángulo de transmisión de presiones. (INACAP)

Estas son algunas de las propiedades mecánicas de los suelos, sin embargo, la capacidad de soporte o también llamada resistencia al cortante es la más importante en nuestro campo. Esta lleva dos parámetros importantes que son la cohesión y el ángulo de fricción, estas determinan la resistencia al corte del suelo, por lo que serán detalladas más adelante.

### **2.2. Resistencia cortante del suelo.**

La resistencia cortante en los suelos es el aspecto más importante de la ingeniería geotécnica. La capacidad de soporte de cimentaciones superficiales como profundas, la estabilidad de los taludes y el diseño de muros o paredes de retención, llevan implícito el valor de la resistencia al esfuerzo cortante. Por consecuencia, tanto las estructuras como los taludes deben ser estables y seguros frente a un colapso total, cuando estos son sometidos a una máxima aplicación de cargas.

Este esfuerzo se ha definido como la última o máxima resistencia que el suelo puede soportar. Específicamente se ha expresado como la resistencia interna que ofrece la masa

de suelo por área unitaria para resistir la falla al deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él. (Valerio Salas, 2015).

La resistencia al corte del suelo no puede considerarse como un parámetro único y constante, ya que depende de su naturaleza, estructura, enlaces, nivel de deformaciones, etc., así como, muy especialmente, de su estado tensional y de la presión del fluido que rellena sus poros (agua o agua y aire). (Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002)

### **2.2.1. 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.

Estos conceptos son fundamentales para entender el comportamiento de taludes, especialmente los que son de formaciones arcillosas. (Suárez Díaz, 2009)

#### **2.2.1.1. Resistencia no drenada**

La resistencia no drenada es la resistencia del suelo cuando se carga hasta la falla en condiciones no drenadas o sea cuando las cargas que producen la falla, se aplican sobre la masa de suelo 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 la 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 permanecen constantes durante la carga no drenada y se generan presiones de poros en exceso.

La resistencia no drenada de una arcilla saturada, no es afectada por los cambios en la presión de confinamiento. Las arcillas normalmente consolidadas o ligeramente sobre 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 sobre consolidadas (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 sobre consolidadas.

Por lo general para las arcillas normalmente consolidadas, la resistencia no drenada es menor que la resistencia drenada. Para las arcillas muy sobreconsolidadas puede ocurrir lo contrario, la resistencia no drenada puede ser mayor que la resistencia drenada, debido a que la presión de poros disminuye y el esfuerzo efectivo aumenta durante el corte no drenado. (Duncan y Wright, 2005). (Suárez Díaz, 2009)

### **2.2.1.2. 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 haya sido drenado. Una condición no drenada, con el tiempo puede convertirse en una condición drenada, en la medida en 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. (Suárez Díaz, 2009)

### **2.2.2. Criterios de falla 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. Así entonces, la relación fundamental entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la figura 2.1.

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

Donde:

$T_f$  = Esfuerzo cortante sobre el plano de falla

$\sigma$  = Esfuerzo normal sobre el plano de falla.

La envolvente de falla definida por la ecuación anterior, es una línea curva, como se muestra en la figura 2.2. 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 (Coulom,1776). (Das, 2012)

Esta relación se escribe como:

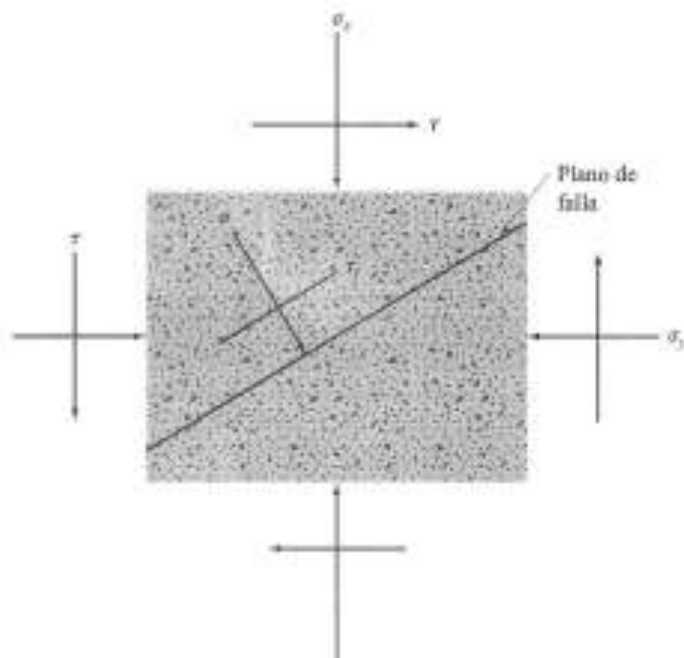
$$\tau_f = c + \sigma * \tan(\phi)$$

Donde:

c = Cohesión

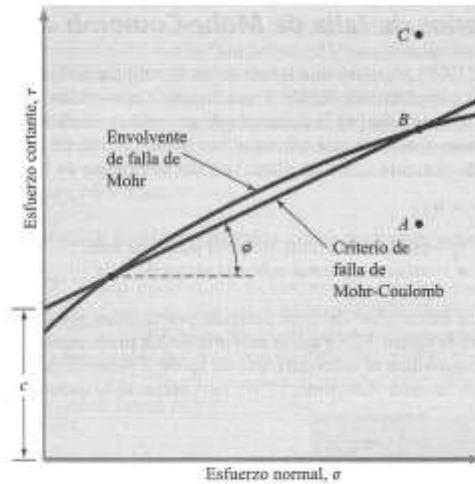
$\phi$  = Ángulo de fricción interna

**Figura 2.1.** Plano de falla



**Fuente:** *Fundamentos de ingeniería geotécnica (Das, 2012)*

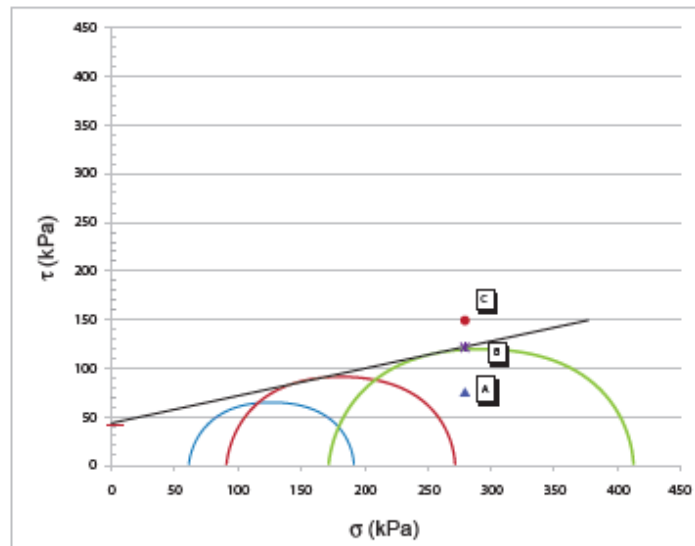
**Figura 2.2.** *Envolvente de falla de Mohr y los criterios de falla de Mohr-Coulomb*



**Fuente:** *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Das, 2012)*

En la figura 2.3. se observa que, si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo son tales que son representados por el punto A, entonces no ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano son representado por el punto B (sobre la envolvente de falla), entonces ocurrirá una falla de cortante a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo ubicado en el punto C no existe, porque queda arriba de la envolvente de falla y la falla cortante ya habría ocurrido en el suelo. (Valerio Salas, 2015)

**Figura 2.3.** *Envolvente de falla de Mohr*



**Fuente:** *Ensayos triaxiales para suelos (Valerio Salas, 2015)*

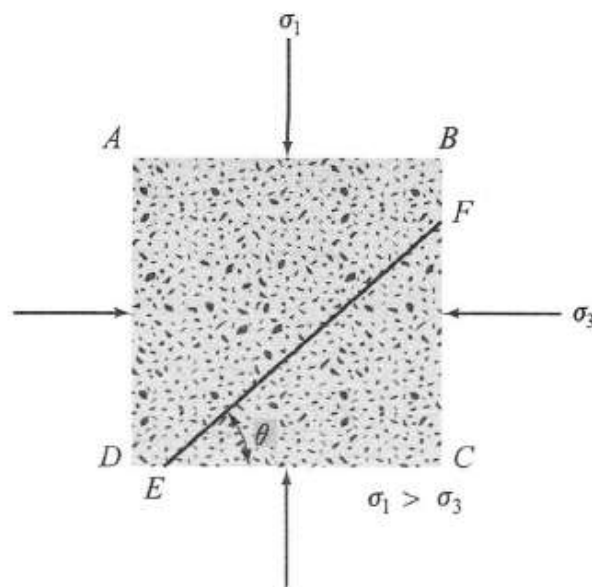
### 2.2.2.1. Inclinación del plano de falla causado por cortante

Como se establece en el criterio de falla de Mohr-Coulomb, la falla por cortante ocurrirá cuando el esfuerzo cortante sobre un plano alcanza un valor dado por la ecuación.

Para determinar la inclinación del plano de falla respecto al plano principal mayor, refiriéndose a la figura 2.4. donde  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son respectivamente, los esfuerzos principales mayor y menor. El plano de falla EF forma un ángulo  $\theta$  con el plano principal mayor. Para determinar el ángulo  $\theta$  y la relación entre  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , refiérase a la figura 2.5., se utiliza la siguiente fórmula:

$$\theta = 45 + \frac{\varphi}{2}$$

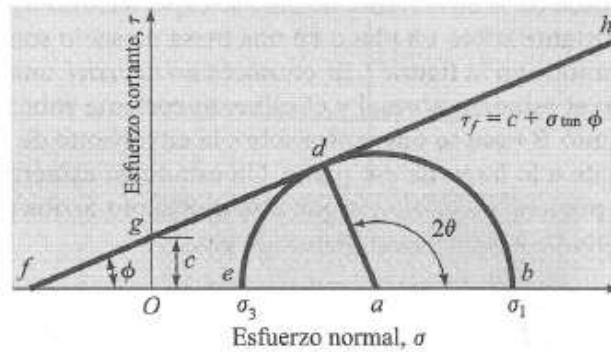
**Figura 2.4.** *Inclinación del plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor*



**Fuente:** *Fundamentos de ingeniería geotécnica (Das, 2012)*



**Figura 2.5.** *Círculo de Mohr y envolvente de falla*



**Fuente:** *Fundamentos de ingeniería geotécnica (Das, 2012)*

Entonces:

$$\sigma_1 = \sigma_3 * \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 * c * \tan \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Donde:

$c$  = Cohesión

$\sigma_1$  = Esfuerzo principal mayor

$\sigma_3$  = Esfuerzo principal menor

$\varphi$  = Ángulo de fricción

Esta relación es el criterio de falla de Mohr-Coulomb expresada en los términos de esfuerzos de falla. (Das, 2012)

### 2.2.2.2. Ley de falla por cortante en suelos saturados

En un suelo saturado el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poro,  $\sigma$ :

$$\sigma = \sigma' + \mu$$

El esfuerzo efectivo  $\sigma'$  es tomado por los sólidos del suelo. Entonces, para aplicar la ecuación de Mohr-Coulomb se la debe reescribir como:

$$\tau = c + (\sigma - \mu) * \tan \varphi = c' + \sigma' * \tan \varphi$$

Donde:

$\tau$  = Esfuerzo de resistencia al corte

$c'$  = Cohesión o cementación efectiva

$\sigma$  = Esfuerzo normal total

$\mu$  = Presión del agua intersticial o de poros

El análisis de la ecuación de Coulomb requiere conocer los parámetros, el ángulo de fricción y cohesión, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo. La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo que depende de las presiones internas o de poros de acuerdo con la ecuación de Coulomb, en la cual el factor  $u$  está restando al valor de la presión normal total. A esta presión resultante se le conoce con el nombre de presión efectiva  $\sigma'$ . (Suárez Díaz, 2009)

### **2.2.3. Parámetros fundamentales en la ecuación de Mohr-Coulomb**

#### **2.2.3.1. Ángulo de fricción**

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

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

El ángulo de fricción en suelos granulares secos coincide con el 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 ( $\phi$ ) 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 las partículas, mayor es  $\phi$ .
- Forma de los granos o partículas.  $\phi$  es mayor para partículas angulosas.
- Distribución de los tamaños de granos o partículas. En los suelos bien gradados,  $\phi$  es mayor que en los suelos uniformes.
- Densidad.
- Presión de pre consolidación.
- Permeabilidad (Facilidad de drenaje).

El ángulo de fricción es el resultado de la combinación de todos los factores. En arcillas, el ángulo de fricción depende de las condiciones de pre consolidación. (Suárez Díaz, 2009).

### **2.2.3.2. Cohesión**

La cohesión es una medida de cementación o adherencia entre las partículas del 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 los denomina suelos friccionantes o “no cohesivos” ( $C = 0$ ).

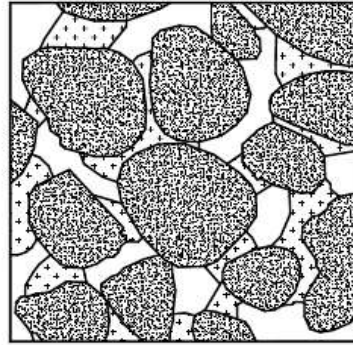
En los suelos no saturados, la tensión debida a la succión del agua en los poros, produce un fenómeno de adherencia entre partículas por presión negativa o fuerzas capilares. (Suárez, 2009)

El valor de  $c$  para la arena y el limo inorgánico es 0. Para arcillas normalmente consolidadas,  $c$  se considera igual a 0. Las arcillas sobreconsolidadas tienen valores de  $c$  que son mayores a 0. (Das, 2012)

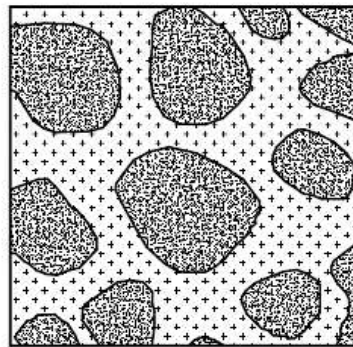
### **2.2.3.3. Presión de poros**

En general, la presión de poros consiste en la presión en el agua dentro de los poros del suelo y se identifica con la letra “ $\mu$ ”. La presión de poros disminuye los esfuerzos normales efectivos entre las partículas, trata de separarlas y disminuye la resistencia a la fricción (Figura 2.6.). Al colocar una carga se puede producir un cambio en la presión de poros que se denomina como  $\Delta\mu$  (exceso de presión de poros) o deficiencia de presión de poros inducidos por las condiciones de carga. (Suárez Díaz, 2009)

**Figura 2.6.** *La presión de poros en las partículas de suelo*



La tensión de agua en los poros intenta unir las partículas  
a) No saturado



La presión de agua produce que las partículas se traten de separar  
b) Saturado

**Fuente:** *Deslizamientos – Análisis geotécnico (Suárez Díaz, 2009)*

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. (Suárez Díaz, 2009)

#### **2.2.3.4. Rangos de los ángulos de fricción y cohesión por diferentes autores**

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

**Tabla 2.1.** *Valores típicos del ángulo de fricción de algunos suelos*

Tipo de suelo	$\phi$ (grados)
Arena: Granos redondeados	
Suelta	27 - 30
Media	30 - 35
Densa	35 - 38
Arena: Granos angulares	
Suelta	30 - 35
Media	35 - 40
Densa	40 - 45
Grava con algo de arena	34 - 48
Limos	26 - 35
Arcillas	20 - 30

**Fuente:** *Fundamentos de ingeniería geotécnica, (Das, 2012)*

**Tabla 2.2.** *Rangos de ángulos de fricción para suelos (grados)*

Tipo de suelos	$\phi'_{cs}$ (°)	$\phi'_{p}$ (°)	$\phi'_{r}$ (°)
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 arcillosa	24 - 32	27 - 35	-
Arcillas	15 - 30	20 - 30	5 - 15

**Fuente:** *Soil Mechanics fundamentals (Budhu, 2011)*

**Tabla 2.3.** Resumen de datos estadísticos de cohesión y ángulo de rozamiento

Tipo de suelo	Ángulo de rozamiento			Cohesión	Observaciones
	Min	Med	Max	Mpa	
GW	35	38,5	45	-	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
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	

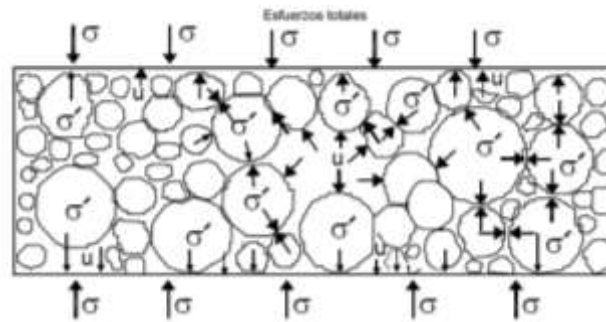
**Fuente:** Interpretación de los ensayos geotécnicos en suelos (Abad, 2012)

Con las tablas citadas anteriormente, se puede verificar que los valores obtenidos en los ensayos realizados, están dentro del rango de aceptación para los tipos de suelos estudiados, según la clasificación tenemos limos y arcillas de baja y alta plasticidad en la investigación, y los valores entran en el rango del parámetro de ángulo de fricción para los tipos de suelos nombrados.

### 2.2.3.5. Esfuerzos totales y efectivos

Se define como esfuerzo a la fuerza por unidad de área. El esfuerzo o presión intergranular es transmitida entre las partículas de una masa de suelo.

**Figura 2.7.** Esfuerzos dentro una masa de suelo.



**Fuente:** *Deslizamientos – Análisis geotécnico* (Suárez Díaz, 2009)

### 2.2.3.5.1. Esfuerzo efectivo

Una masa de suelo saturada está compuesta por dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo, es soportado por el esqueleto de partículas y también por la presión de agua.

Los esfuerzos ejercidos por el esqueleto solamente se conocen como esfuerzos efectivos y a los esfuerzos hidrostáticos del agua se les denomina “Presión de poros”. Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo al cortante y no los esfuerzos totales. (Suárez Díaz, 2009)

Este se expresa por:

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

Donde:

$\sigma'$  = Esfuerzo efectivo

$\sigma$  = Esfuerzo total

$\mu$  = Presión de poros

### 2.2.3.5.2. Esfuerzo total

El esfuerzo total es la suma de todas las fuerzas incluyendo aquellas transmitidas a través de contactos entre partículas, aquellas transmitidas a través de la presión de poros en el agua (divididas por el área total) e incluyendo el área de sólidos y el área de vacíos.

$$\sigma = \sigma' + \mu$$

En problemas prácticos, el análisis con esfuerzos totales puede utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas, para analizar la estabilidad a largo plazo. (Suárez Díaz, 2009)

#### **2.2.4. Determinación en laboratorio de los parámetros de la resistencia cortante.**

Para obtener los parámetros de resistencia al cortante, se pueden realizar ensayos de resistencia de laboratorio o de campo o se pueden utilizar correlaciones empíricas a partir de ensayos indirectos u otras propiedades de los suelos. Los ensayos de laboratorio más comunes para el análisis de estabilidad de taludes, son los ensayos de compresión triaxial corte directo y el ensayo de compresión simple. (Suárez Díaz, 2009)

La prueba de corte directo es más antigua y simple. El equipo consiste en una caja de corte metálica en la que se coloca el espécimen. Las muestras pueden ser cuadradas o circulares. El tamaño de los especímenes generalmente usados es aproximado de 20 a 25 cm<sup>2</sup> transversalmente y de 25 a 30 mm de altura. (Das, 2012)

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. (Suárez Díaz, 2009)

El ensayo de compresión simple proviene de una muestra cilíndrica con una relación diámetro longitud 1:2. La muestra es comprimida axialmente hasta que ocurre la falla. La resistencia al cortante se asume que es igual a la mitad de la resistencia a la compresión.

Este ensayo es utilizado con frecuencia para conocer la resistencia no drenada de suelos cohesivos. Debe tenerse en cuenta que los resultados son expresados en términos de esfuerzos totales, debido a que no se mide ningún tipo de presión de poros y los ensayos en limos o arenas o materiales fisurados no tienen ninguna validez. (Suárez Díaz, 2009)

Estas son algunas de las pruebas de laboratorio para determinar la resistencia al cortante, sin embargo, uno de los métodos más confiables es la prueba triaxial, que será descrita detalladamente a continuación.

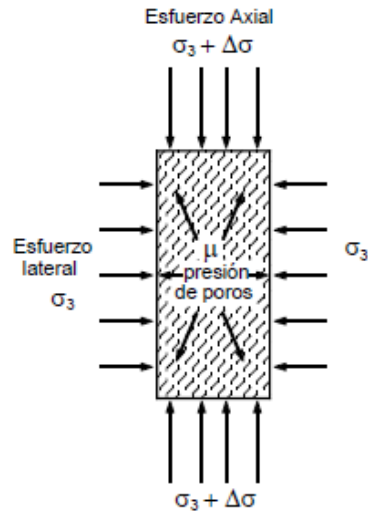
### **2.3. Ensayo Triaxial**

La prueba triaxial de corte es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia cortante. Se usa ampliamente para investigaciones como para pruebas convencionales. (Das, 2012)

En un ensayo triaxial se colocan cargas de confinamiento ( $\sigma_3$ ) y cargas axiales ( $\sigma_1$ ) tratando de simular las condiciones reales del suelo (Figura 2.8). Se ensayan muestras cilíndricas dentro de una membrana delgada de caucho, colocándolas dentro de una celda triaxial con dos tapas rígidas y pistones arriba y debajo de la muestra.



**Figura 2.8.** Esquema de un ensayo triaxial.

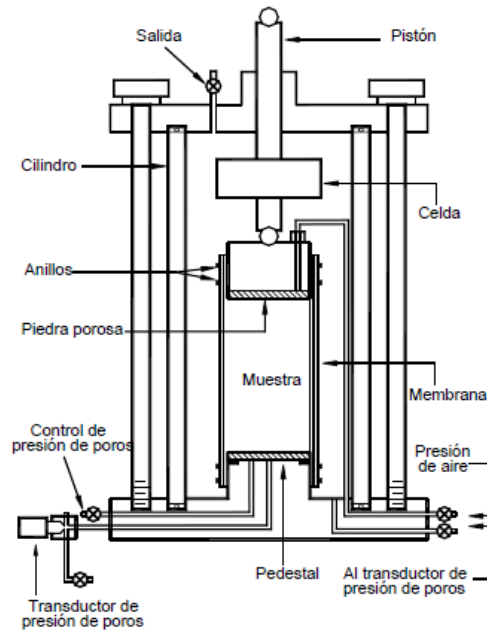


**Fuente:** *Deslizamientos – Análisis geotécnico* (Suárez Díaz, 2009)

El equipo de ensayo triaxial es muy versátil y permite realizar ensayos con gran variedad de procedimientos para determinar la resistencia al cortante, la rigidez y las características de deformación de las muestras. Adicionalmente, el ensayo de puede realizar para medir características de consolidación y permeabilidad.

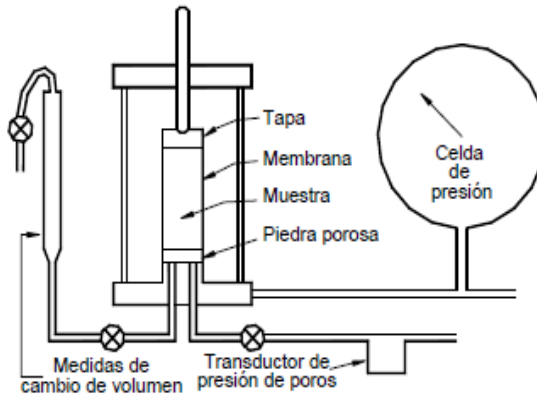
La celda se llena de un fluido especial, que puede ser glicerina o agua; se le aplica una presión determinada al fluido ( $\sigma_3$ ), la cual se transmite por este a la muestra. Los esfuerzos de cortante se aplican mediante fuerzas de compresión verticales accionadas por los pistones (Figura 2.9. y 2.10.). La presión de poros dentro de la muestra puede medirse a través de un pequeño tubo bureta en contacto con la muestra. Para cada presión de confinamiento se obtiene el esfuerzo desviador ( $\Delta\sigma$ ) que se requiere para hacer fallar la muestra.

**Figura 2.9.** *Detalle de la celda triaxial.*



**Fuente:** *Deslizamientos – Análisis geotécnico (Suárez Díaz, 2009)*

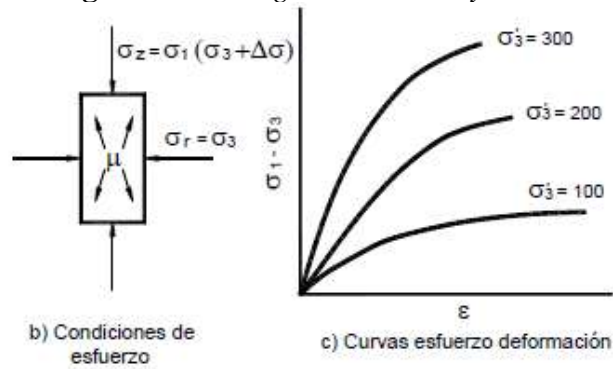
**Figura 2.10.** *Detalle del equipo triaxial.*



**Fuente:** *Deslizamientos – Análisis geotécnico (Suárez Díaz, 2009)*

El drenaje de la muestra se realiza a través de las piedras porosas para que se pueda medir el cambio de volumen de agua. Alternativamente, si no se permite el drenaje se puede medir la presión de poros. Realizando varias pruebas se lograría obtener la envolvente de Mohr para un suelo determinado (Figura 2.11.).

**Figura 2.11. Diagrama del ensayo triaxial.**



**Fuente:** *Deslizamientos – Análisis geotécnico (Suárez Díaz, 2009)*

El comportamiento esfuerzo-deformación es determinado por la presión de confinamiento, la historia de esfuerzos y otros factores. El ensayo también puede realizarse incrementando los esfuerzos radiales mientras se mantiene constante la fuerza axial. (Suárez Díaz, 2009)

### 2.3.1. Objetivos de la prueba triaxial

El triaxial es sin duda el más refinado de los ensayos de uso extendido en la práctica para el estudio de la resistencia y deformabilidad de suelos, el objetivo fundamental del ensayo es determinar el ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ) y la cohesión de suelos ( $C$ ), que permitan establecer su resistencia al corte, mediante la aplicación de esfuerzos verticales y laterales a diferentes probetas cilíndricas que tratan de reproducir los esfuerzos a los que están sometidos los suelos en condiciones naturales. (Gaibor Lombeida & Guano Zambrano, 2012)

### 2.3.2. Etapas del ensayo triaxial

Las pruebas triaxiales en laboratorio se realizan para simular las condiciones de carga del suelo en campo tan cerca como sea posible. La mayoría de las condiciones de campo y las pruebas correspondientes se puede simplificar en dos etapas: consolidación y corte.

#### 2.3.2.1. Consolidación

En la primera etapa, la condición inicial del suelo se establece en términos de tensiones efectivas e historial de tensiones (incluyendo sobreconsolidación, si procede). Por lo tanto, las tensiones se aplican correspondientes a las que actúan sobre el elemento de suelo suprayacentes y otros materiales o estructuras que existen al momento de las propiedades mecánicas (tensión-deformación, resistencia, etc.) son buscados. Se deja suficiente tiempo

para que se produzca la consolidación completa bajo las tensiones aplicadas. La condición en el elemento de campo ahora se ha establecido en la muestra triaxial. (Lade, 2016)

A partir de los datos de consolidación, es posible estimar la velocidad de corte o velocidad de deformación para una deformación de falla asumida. Esta puede variar por la utilización de los drenes laterales.

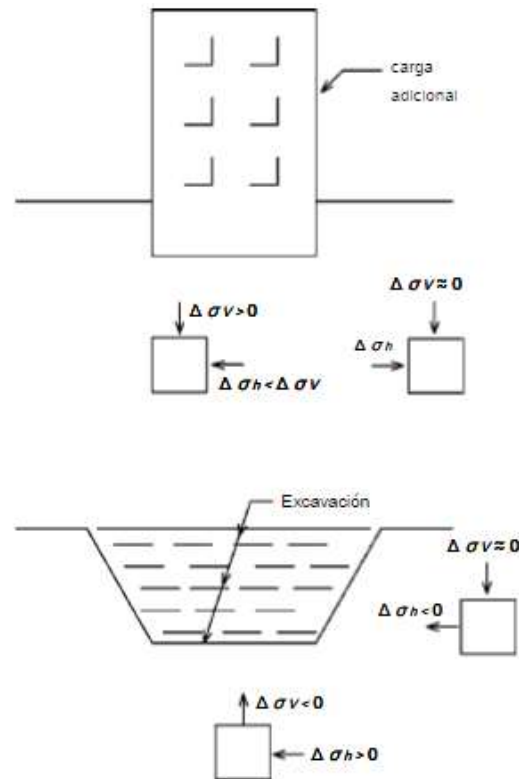
#### **2.3.2.2. Corte**

En la segunda etapa de la prueba triaxial se aplica un esfuerzo adicional para alcanzar el pico de falla y más allá en las condiciones de drenaje relevantes.

La tensión adicional aplicada a la muestra debe corresponder lo más cerca posible al cambio de tensión en el elemento de campo debido a algún nuevo cambio en la situación general de carga de campo. Este cambio puede consistir en un aumento o disminución de la tensión vertical (por ejemplo, debido a la adición de una estructura o excavación de estratos de suelo suprayacentes) o aumento o disminución de la tensión horizontal (por ejemplo, debido a que las mismas construcciones causan los cambios de tensión vertical). Cualquier combinación de cambios de la tensión vertical y horizontal puede ser simulada en el ensayo triaxial. En la figura 2.12. se muestran ejemplos de cambios de esfuerzos verticales y horizontales en el terreno.

Por lo general, es deseable saber cuánto cambio en la carga puede soportar el suelo sin fallar y cuanta deformación ocurrirá en condiciones normales de trabajo. Por lo tanto, la prueba generalmente se continúa para encontrar la resistencia del suelo en las condiciones de carga adecuadas. Los resultados se utilizan con un factor de seguridad apropiado de modo que las tensiones normales de trabajo estén siempre algo por debajo de la resistencia máxima. Las relaciones tensión-deformación obtenidas de las pruebas triaxiales proporcionan la base para la determinación de las deformaciones en el campo. (Lade, 2016)

**Figura 2.12.** Ejemplos de cambios de esfuerzos que conducen al fracaso en el campo.



**Fuente:** *Triaxial testing of soils* (Lade, 2016)

### 2.3.3. Ventajas y limitaciones del ensayo

Considerando que la prueba triaxial puede potencialmente proveer una proporción sustancial de las propiedades mecánicas requeridas para un proyecto, tiene limitaciones, especialmente cuando se encuentran condiciones especiales y requiere una aclaración basada en la experimentación. (Lade, 2016)

Las ventajas de la prueba triaxial son:

- El drenaje puede ser controlado (on-off)
- El cambio de volumen o presión de poros se puede medir.
- La succión se puede controlar en suelos parcialmente saturados.
- Las deformaciones medidas permiten el cálculo de deformaciones y módulos.

Las limitaciones de la prueba triaxial son:

- Las concentraciones de tensión debidas a la fricción entre las muestras y las placas de extremo (tapa y base) provocan deformaciones y tensiones no uniformes y, por lo tanto, tensión-deformación no uniforme, cambio de volumen o respuesta de la presión de poros.

- Solo se pueden aplicar condiciones de tensión simétrica a la muestra, mientras que la mayoría de los problemas de banco involucran deformaciones planas o condiciones generales tridimensionales con retención de las tensiones principales. (Lade, 2016)

#### **2.3.4. Variables del ensayo triaxial**

Los resultados obtenidos del ensayo triaxial dependen del tipo de ensayo y del equipo disponible, los cuales se mencionan a continuación:

- La envolvente de falla con el ángulo de fricción y la cohesión pico.
- La respuesta de presión de poros al corte (ensayo no drenado).
- La permeabilidad a diferentes presiones de confinamiento.
- Tamaño de la muestra: para ensayar los suelos residuales, el diámetro de la muestra no debe ser menor de 76 mm, debido a que los diámetros menores no se consideran representativos para tener en cuenta los efectos de escala, relacionados con las fisuras y juntas en el suelo. Adicionalmente, el diámetro no debe ser menor de 8 veces el tamaño máximo de la partícula. La relación largo – diámetro no debe ser menor de 2-1.
- Consolidación antes del corte: la muestra es consolidada o no consolidada, de acuerdo con el tipo de ensayo que se realice. En los suelos saturados (arcillas y limos) para una serie de ensayos a la misma profundidad, la resistencia a la compresión para ensayos no consolidados no drenados, se encontró que es independiente de la presión de la celda, con excepción de las arcillas fisuradas. (Suárez Díaz, 2009)

#### **2.3.5. Algunas causas de error en el ensayo Triaxial**

En la interpretación de los resultados de ensayos triaxiales se debe tener en cuenta las siguientes fuentes de error:

- Las muestras tienden a deformarse como un barril, lo cual conduce a la sobreestimación de la resistencia al cortante
- En el proceso de saturación, la muestra tiende a alterarse por el cambio de volumen, lo cual puede determinar una pérdida de resistencia.

- Ensayo a un nivel muy alto de esfuerzos: la envolvente del círculo de Mohr tiene una forma curva y si se trabaja con niveles altos de esfuerzos se puede sobreestimar la resistencia para el caso real de los esfuerzos menores.
- Saturación incompleta: comúnmente, las muestras inalteradas no son ensayadas con la saturación total, debido a que, por causa de la gravedad, es difícil obtener la saturación. El resultado, es un aumento en el valor de la resistencia de laboratorio (comparativamente con la resistencia real en campo) para el caso saturado.
- Ensayos a una tasa muy alta de deformación: las tasas altas de deformación no permiten disipar la presión de poros en el ensayo consolidado drenado. (Suárez Díaz, 2009)

### **2.3.6. Tipos de pruebas triaxiales**

Las condiciones de drenaje en el campo deben ser duplicadas lo mejor posible en las pruebas de laboratorio. Esto se puede hacer por instalaciones o prevenciones de drenaje apropiados como se discutió anteriormente para el ensayo triaxial. En la mayoría de los casos las condiciones de drenaje de campo se pueden aproximar por uno de los siguientes tres tipos de pruebas:

- Prueba consolidada – drenada, llamado CD-test o simplemente una prueba de drenaje.
- Prueba consolidada- no drenada, o una prueba de CU.
- Prueba de no consolidado-sin drenaje, o una prueba UU.

Estas pruebas se describen en D7181 ASTM Standars (2014), D4767 (2014) y D2850 (2014), respectivamente. (Lade, 2016)

La condición de drenaje en la prueba de laboratorio corresponde lógicamente a cada caso en el campo depende de una comparación de la tasa de carga con la velocidad a la que el agua puede escapar o ser succionada en el suelo. Por lo tanto, la permeabilidad del suelo y las condiciones de contorno de drenaje en el campo junto con la tasa de carga juegan un papel clave en la determinación del tipo de análisis y el tipo de ensayo, drenado o no drenado, que son apropiados para cada caso. Lo casos de campo con drenaje parcial se pueden duplicar correctamente en las pruebas de laboratorio si la ruta de tensión efectiva se determina por la condición de diseño. Sin embargo, la idea de las pruebas CD,

CU y UU es hacer relativamente sencillo para que el ingeniero de diseño analice una condición que proporcione un factor de seguridad suficiente que esté bajo las condiciones reales de drenaje, sin tratar de estimar y experimentar. (Lade, 2016)

Se ha determinado a través de la experiencia y el sentido común que las condiciones extremas son drenados y no drenados con y sin consolidación. Como cuestión práctica, en un laboratorio comercial es más fácil ejecutar una prueba sin drenaje que una prueba con drenaje porque es más fácil y rápido medir las presiones de poro que el cambio de volumen. Por lo tanto, incluso los parámetros drenados tienen más probabilidades de ser estimados a partir de una UU o CU que de una prueba CD. (Lade, 2016)

#### **2.3.6.1. Prueba lenta – Prueba con consolidación y con drenaje (CD)**

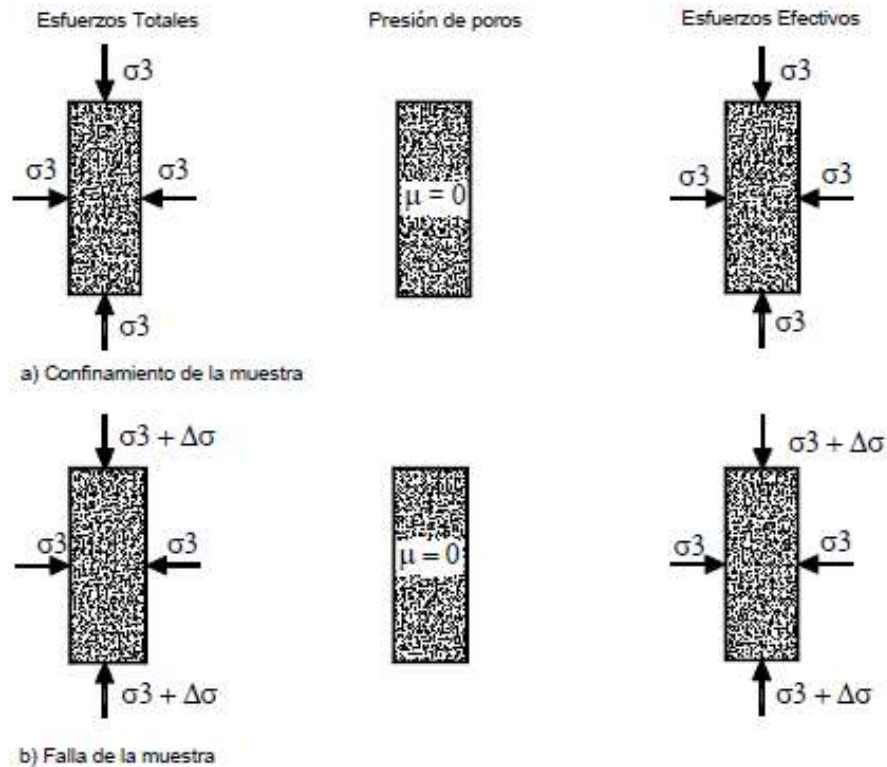
La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente, se aplica al suelo una presión hidrostática, manteniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya consolidación completa bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo, es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra se lleva a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantienen el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero. (Valerio Salas, 2015)

La velocidad de ensayo debe ser tal, que las fluctuaciones en la presión de poros sean despreciables y, en cualquier caso, que no sean superiores al 5% de la presión efectiva de confinamiento. (Suárez Díaz, 2009)

Los ensayos consolidados drenados se utilizan esencialmente en suelos granulares (arenas), sin embargo, se puede aplicar en suelos finos, pero los ensayos requieren tiempos prolongados del orden de semanas. (Valerio Salas, 2015)



**Figura 2.13.** *Ensayo consolidado drenado CD.*



**Fuente:** *Deslizamientos – Análisis geotécnico (Suárez Díaz, 2009)*

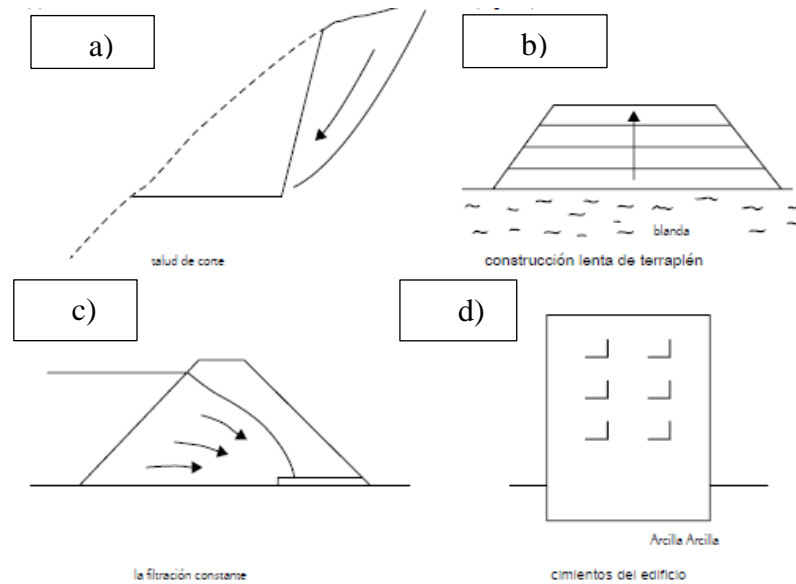
Las siguientes condiciones de campo pueden ser simuladas con una precisión aceptable en el ensayo drenado:

- Casi todos los casos de arenas y gravas gruesas, ya sea saturado o no (excepto si están confinadas, por ejemplo, en una lente y/o expuestas a una carga rápida como por ejemplo un terremoto)
- Muchos casos que involucran arena fina y algunas veces limo, si las cargas de campo se aplican lentamente
- Cargas a largo plazo de cualquier suelo, por ejemplo:
  - a) Cortar pendientes varios años después de la excavación.
  - b) Terraplén construido muy lentamente en capas sobre un suelo blando (depósitos de arcilla).
  - c) Presas de tierra con la filtración constante.
  - d) Cimientos sobre arcilla mucho tiempo después de la construcción.

Estos casos se ilustran en la figura 2.14. Los resultados de la resistencia obtenidos a partir de ensayos drenados se ilustran esquemáticamente en el diagrama de Mohr en la

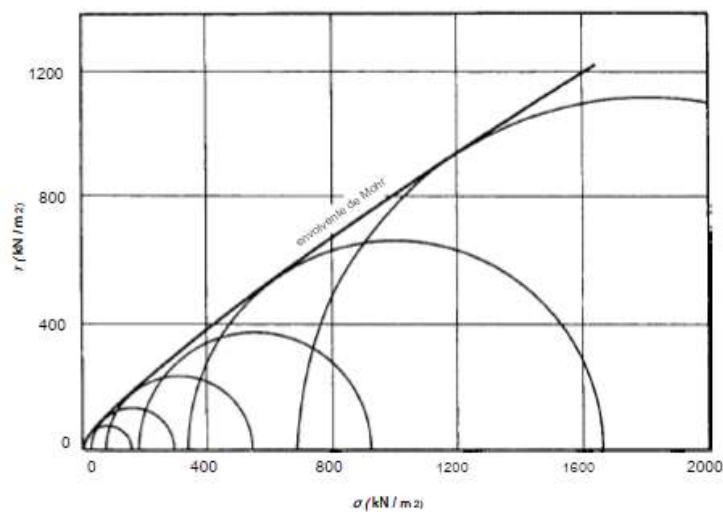
figura 2.15. La resistencia al cizallamiento de los suelos aumenta al aumentar la presión de confinamiento. (Lade, 2016)

**Figura 2.14.** Ejemplos de situaciones en campo para los que la estabilidad a largo plazo se puede determinar sobre la base de los resultados de las pruebas drenadas CD.



**Fuente:** Triaxial testing of soils (Lade, 2016)

**Figura 2.15.** Ilustración esquemática de un diagrama de Mohr con envolvente de falla para las pruebas drenadas en el suelo.



**Fuente:** Triaxial testing of soils (Lade, 2016)

### **2.3.6.2. Prueba rápida – Prueba con consolidación y sin drenaje (CU)**

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática; así el esfuerzo llega a ser efectivo, actuando sobre la fase sólida del suelo.

En seguida, la muestra se lleva a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, de aplicación de carga axial. (Valerio Salas, 2015)

Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta.

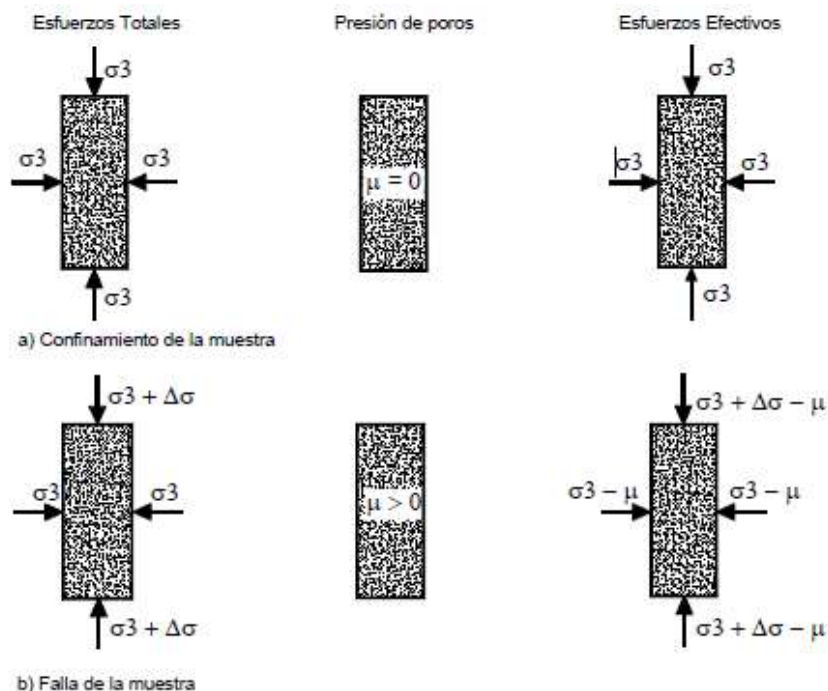
En la segunda etapa de una prueba rápida consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral, ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que lo gobiernan. (Valerio Salas, 2015)

De hecho, no hay ninguna razón en principio para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral, si la muestra estuviese lateralmente confinada, como el caso de una prueba de consolidación.

El ensayo CU (consolidado-no drenado) se realiza generalmente con medición de la presión de poros o neutra con el fin de determinar los parámetros de “C” y “ $\phi$ ” en términos de esfuerzos totales y esfuerzos efectivos. (Valerio Salas, 2015)

Este ensayo se emplea para simular el caso de desembalse rápido de una represa o la colocación rápida de un terraplén o talud. Igualmente, para el análisis sísmico de terraplenes sobre suelos blandos. (Suárez Díaz, 2009)

**Figura 2.16.** *Ensayo consolidado no-drenado CU.*



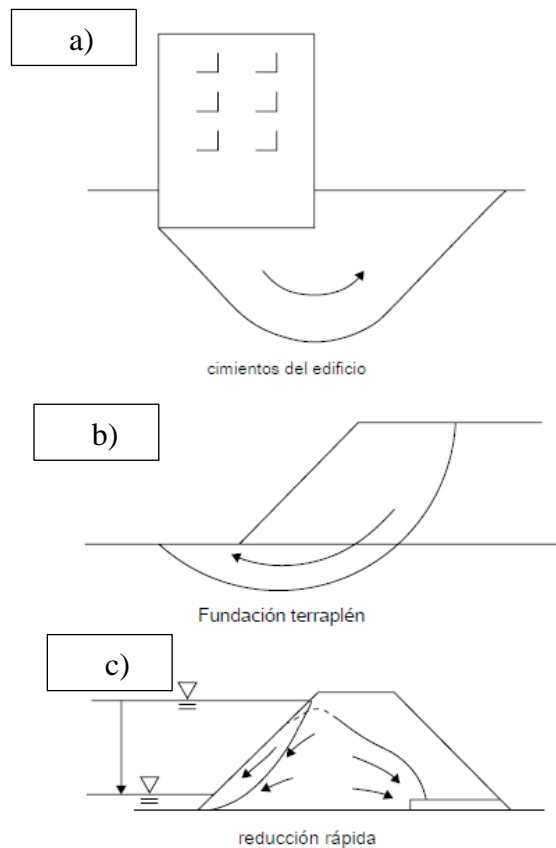
**Fuente:** *Deslizamientos – Análisis geotécnico (Suárez Díaz, 2009)*

Las siguientes condiciones de campo se pueden simular con buena precisión en la prueba CU:

- La mayoría de los casos que involucran resistencia a corto plazo, es decir, la resistencia de depósitos de suelos relativamente impermeables (arcillas y suelos arcillosos) que deben cargarse durante periodos que van desde varios días a varias semanas (a veces incluso años para arcillas muy grasas en depósitos masivos) después de la consolidación inicial bajo tensiones existentes antes de la carga. Ejemplos de casos de campo en los que las consideraciones de estabilidad sean apropiadas son:
  - a) Los cimientos de edificios
  - b) Terraplenes de carreteras, presas y fundaciones de carreteras.
  - c) Presas de tierra durante una reducción rápida. Estos casos se ilustran en la Figura 2.17.
- Predicción de la variación de la resistencia con la profundidad de un depósito de suelo uniforme del que solo se pueden extraer muestras cerca de la superficie.

Tanto la envolvente de los esfuerzos totales como los efectivos en la prueba CU en arcillas y suelos arcillosos indican aumento de la resistencia con el aumento de la presión de confinamiento. En cuanto a las pruebas drenadas, el ángulo de fricción efectivo, disminuye al aumentar la presión de confinamiento, y la curvatura de la envolvente de falla es a veces más pronunciada que para las arenas. (Lade, 2016)

**Figura 2.17.** Ejemplos de casos de campo para el cual la estabilidad a corto plazo se puede determinar sobre la base de los resultados de la prueba CU.



**Fuente:** *Triaxial testing of soils* (Lade, 2016)

### 2.3.6.3. Prueba rápida – Prueba sin consolidación y sin drenaje (UU)

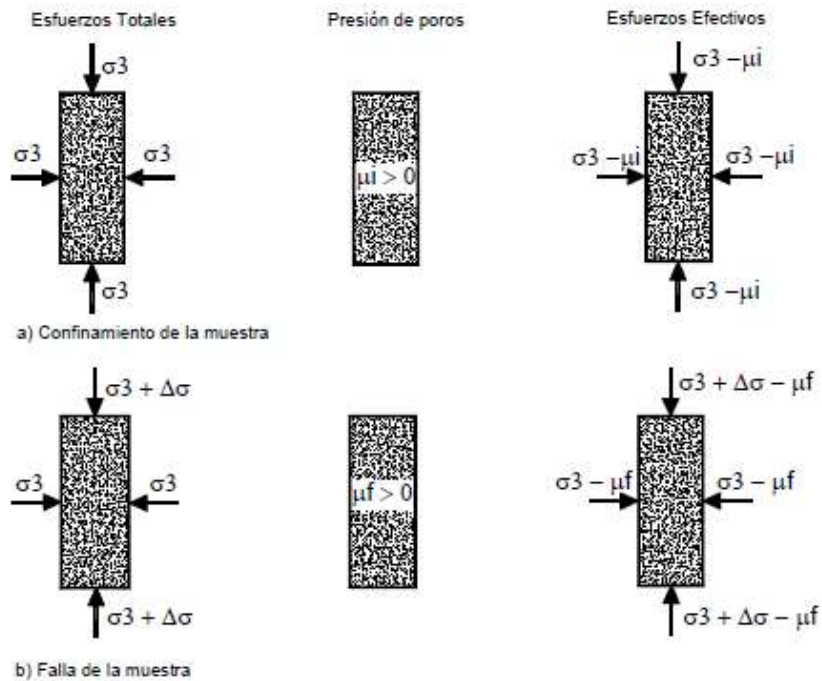
En la prueba UU, primero se aplica una presión de confinamiento a la muestra y no se permite el drenaje. De hecho, las pruebas UU se realizan con mayor frecuencia en equipos triaxiales sin instalaciones de drenaje. El suelo ya se ha consolidado en el terreno de campo, por lo que se considera que el espécimen “contiene” las propiedades mecánicas que están presentes en el lugar de donde se tomó la muestra. Alternativamente, el suelo

puede consistir en relleno compactado cuya resistencia no drenada se requiere para el análisis de estabilidad antes de que ocurra cualquier consolidación en el campo.

La etapa de corte sin drenaje sigue inmediatamente después de la presión de confinamiento. La carga de corte generalmente aumenta relativamente rápido hasta que ocurre la falla. No se permite drenaje durante el corte. Por lo tanto, el cambio de volumen es cero para una muestra saturada y la presión de poro es diferente de cero. La presión de poro no se mide y solo se obtiene la resistencia total de esta prueba. Dado que no hay cambios de volumen en una muestra saturada, la relación de vacíos, el contenido de agua y la densidad seca al final de la prueba serán los mismos que los del suelo. (Lade, 2016)

El ensayo UU es usualmente llevado a cabo sobre especímenes de arcilla, enmarcando la realización del ensayo del concepto de resistencia para suelos cohesivos saturados, en donde se expresan los resultados en términos de esfuerzos totales. (Valerio Salas, 2015)

**Figura 2.18.** *Ensayo no consolidado – no drenado UU.*



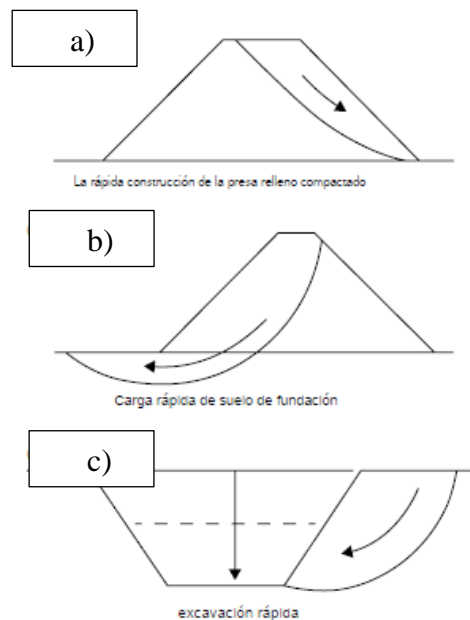
**Fuente:** *Deslizamientos – Análisis geotécnico (Suárez Díaz, 2009)*

Las siguientes condiciones de campo pueden simularse en las pruebas UU:

- La mayoría de los suelos cohesivos de drenaje relativamente pobre, donde las cargas de campo serían aplicadas con la suficiente rapidez para que no se produzca el drenaje. Estos son algunos ejemplos de casos de campo para los que puede usarse resultados de las pruebas UU:

- a) Relleno compactado en una presa de tierra que se está construyendo rápidamente.
  - b) Resistencia de un suelo de cimentación que se cargara rápidamente.
  - c) Resistencia del suelo en una excavación inmediatamente después de realizar el corte. Estos casos se ilustran en la Figura 2.19.
- Suelos saturados y no perturbados, en donde una muestra se ha extraído de la profundidad, se lo instala en la celda triaxial y se simula las sobrecargas en el campo. (Lade, 2016)

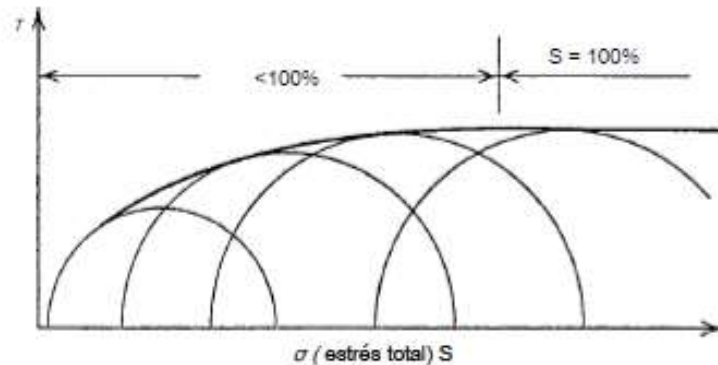
**Figura 2.19.** Ejemplos de casos de campo para el cual la estabilidad a corto plazo se puede determinar sobre la base de los resultados de la prueba UU.



**Fuente:** *Triaxial testing of soils* (Lade, 2016)

Para los suelos parcialmente saturados la envolvente de falla de Mohr se curva a presiones de confinamiento bajas, como se ve en la Figura 2.20. A medida que los vacíos de aire se comprimen con un confinamiento creciente, la envolvente continúa volviéndose más plana. Cuando todo el aire se disuelve en el agua de los poros, la muestra está completamente saturada y la envolvente se vuelve horizontal. La resistencia al corte sin saturación obtenida depende del grado inicial de saturación. (Lade, 2016)

**Figura 2.20.** Ilustración esquemática de los esfuerzos obtenidos de un suelo parcialmente saturados obtenidos a partir de la prueba UU.



**Fuente:** *Triaxial testing of soils* (Lade, 2016)

## 2.4. Estabilidad de Taludes

### 2.4.1. Definición de talud

Un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana, sino que presenta una pendiente o cambios significativos de altura. En la literatura técnica se define como “ladera” cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y “talud” cuando se conformó artificialmente. (Suárez Díaz, 2009)

Las laderas o taludes que han permanecido estables por muchos años, pueden fallar debido a cambios topográficos, sísmicos, a los flujos de agua subterránea, a los cambios en la resistencia del suelo, la meteorización o factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad. Un talud estable puede convertirse en un “deslizamiento”. (Suárez Díaz, 2009)

### 2.4.2. Partes de un Talud

El talud comprende una parte alta o superior convexa con una cabeza, cima, cresta o escarpe, donde se presentan procesos de denudación o erosión; una parte intermedia semi-recta y una parte baja o inferior cóncava con un pie, pata o base, en la cual ocurren principalmente procesos de depositación. (Suárez Díaz, 2009)

#### **Pie, pata o base**

El pie corresponde al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte inferior del talud o ladera. La forma del pie de una ladera es generalmente cóncava. (Suárez Díaz, 2009)



### **Cabeza, cresta, cima o escarpe**

Cabeza se refiere al sitio de cambio brusco de la pendiente en la parte superior del talud o ladera. Cuando la pendiente de este punto hacia abajo es semi-vertical o de alta pendiente, se le denomina “escarpe”. Los escarpes pueden coincidir con coronas de deslizamientos. La forma de la cabeza generalmente es convexa. (Suárez Díaz, 2009)

### **Altura**

Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales, pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza generalmente no son accidentes topográficos bien marcados. (Suárez Díaz, 2009)

### **Altura de nivel freático**

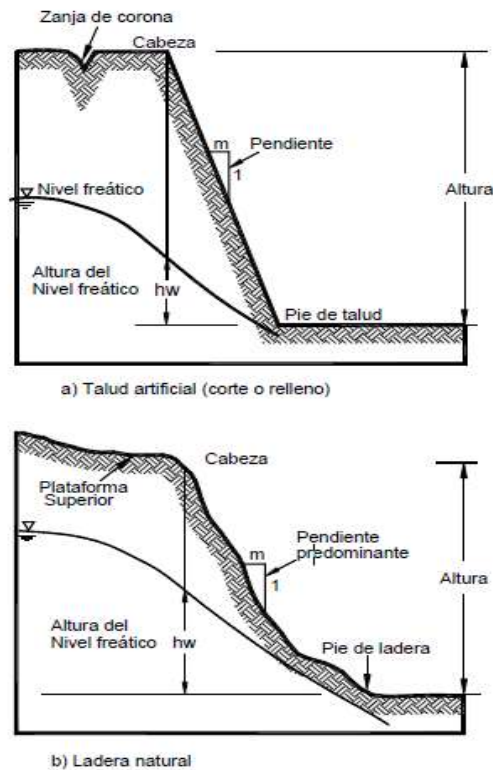
Es la distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua (la presión en el agua es igual a la presión atmosférica). La altura del nivel freático se acostumbra medirla debajo de la cabeza del talud. (Suárez Díaz, 2009)

### **Pendiente**

Es la medida de la inclinación de la superficie del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación  $m:1$ , en la cual  $m$  es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical.

Los suelos o rocas más resistentes generalmente forman laderas de mayor pendiente y los materiales de baja resistencia o blandos, tienden a formar laderas de baja pendiente. (Suárez Díaz, 2009)

**Figura 2.21. Nomenclatura de taludes y laderas.**



**Fuente:** *Deslizamientos – Análisis geotécnico (Suárez Díaz, 2009)*

### 2.4.3. Análisis de la estabilidad

Es práctica común en ingeniería definir la estabilidad de un talud en términos de un factor de seguridad (FS), obtenido de un análisis matemático de estabilidad. El modelo debe tener en cuenta la mayoría de los factores que afectan la estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua, propiedades de los suelos, etc. (Díaz, 1998)

Para determinar la estabilidad de una masa de suelo se debe determinar su coeficiente de seguridad al deslizamiento, comparando los esfuerzos que tienden a producir el deslizamiento con aquellos que tienden a evitarlo.

La AASHTO en situación estática, determina que, si no existen cargas estructurales próximas al talud, o los reconocimientos geotécnicos realizados son confiables, debe emplearse un factor de seguridad de 1,22 en casos contrarios se emplea el de 1,53. (Valiente Sanz, Sobrecases Martí, & Diaz Orrego)

## **2.5. Marco referencial de ensayos de caracterización**

### **2.5.1. Contenido de humedad en suelos (ASTM D2216-98)**

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.

El contenido de humedad de una masa de suelo está formado por la suma de sus aguas, siendo estas el agua capilar, el agua higroscópica y el agua gravitacional.

Agua gravitacional: es la que ocupa los poros más grandes del suelo y se mueve fácilmente bajo la acción de la gravedad

Agua capilar: es la que se encuentra en los microporos, esta se evapora fácilmente a temperaturas ordinarias (60°C).

Agua higroscópica: es el agua contenida en los suelos secos al aire, es aquella que está en equilibrio con la humedad ambiente.

La importancia del contenido de agua que presenta un suelo, representa una de las características más importantes para explicar el comportamiento de este, por ejemplo, cambios de volumen, estabilidad mecánica, cohesión, etc.

El ensayo consiste en llevar una muestra del material húmedo a un horno a  $110 \pm 5^\circ\text{C}$  y se seca hasta alcanzar una masa constante. Se considera que la masa perdida a causa del secado es agua y que la masa remanente corresponde a la muestra seca. El contenido de agua se calcula relacionando la masa de agua en la muestra húmeda con la masa de la muestra seca. ((INVIAS), 2012)

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

Donde:

w = Contenido de humedad, expresado en porcentaje

W<sub>a</sub> = Peso del agua presente en el suelo

W<sub>ss</sub> = Peso del suelo después de secado al horno

### **2.5.2. Gravedad específica de los sólidos (ASTM D854-10)**

La gravedad específica de las partículas sólidas del suelo, es la relación entre la masa de un cierto volumen de sólidos a una temperatura dada y la masa del mismo volumen de agua destilada y libre de gas a igual temperatura. La temperatura generalmente usada como referencia es 20°C.

La gravedad específica de los sólidos de un suelo se usa en casi toda ecuación que exprese relaciones de fases de aire, agua y sólidos en un volumen dado de material. El término partículas sólidas, como se usa en ingeniería geotécnica, hace relación a las partículas minerales que aparecen naturalmente y que prácticamente no son solubles en agua. ((INVIAS), 2012)

Esta se expresa como:

$$G_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s + W_{fsw}}$$

Donde:

$G_s$  = Gravedad específica de los sólidos del suelo

$W_s$  = Peso del suelo seco

$W_{fw}$  = Peso del frasco lleno de agua

$W_{fsw}$  = Peso del frasco con suelo y agua

### 2.5.3. Límites de Atterberg (ASTM D 4318)

Originalmente, Albert Atterberg definió seis límites de consistencia para los suelos finos: el límite superior del flujo viscoso, el límite líquido, el límite de pegajosidad, el límite de cohesión, el límite plástico y el límite de contracción. En el uso actual de la ingeniería el término se aplica solamente a los límites líquido y plástico y, en algunas referencias, también al límite de contracción. Estos límites dividen diferentes estados de consistencia de los suelos plásticos.

**Límite líquido (LL):** es la humedad del suelo en el límite entre el estado semilíquido y plástico. La determinación del límite líquido interviene en varios sistemas de clasificación de suelos, dado que contribuye en la caracterización de la fracción fina de los suelos.

Para realizar este ensayo se utiliza una porción de muestra retenida en el tamiz de 425  $\mu\text{m}$  (No.40). Una porción de muestra se esparce sobre el aparato o cuchara de Casagrande que se divide en dos partes con un ranurador, permitiendo que esas dos partes fluyan como resultado de los golpes recibidos por la caída repetida de la cuchara sobre su base. Se lo debe realizar 3 o más veces sobre un rango de contenidos de agua.

**Límite plástico (LP):** es la humedad del suelo en el límite plástico y semisólido. Se define el límite plástico como la humedad más baja con la que pueden formarse con el

suelo cilindros de 3 mm de diámetro, rodando dicho suelo entre los dedos de la mano y una superficie lisa, hasta que los cilindros comiencen a resquebrajarse.

**Índice de plasticidad (IP):** es el rango de contenidos de agua, dentro del cual un suelo se comporta plásticamente. Numéricamente, es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. ((INVIAS), 2012)

#### **2.5.4. Granulometría (ASTM D422)**

La finalidad del análisis granulométrico es obtener la distribución por tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo. Para obtener la distribución de tamaños se emplean tamices normalizados y numerados por la AASHTO y la ASTM, dispuestos en orden decreciente.

La información del análisis granulométrico se presenta en forma de curva, con una representación logarítmica para los tamaños de las partículas. A partir de la curva de distribución granulométrica, se pueden obtener los diámetros característicos como el  $D_{60}$ ,  $D_{10}$ ,  $D_{30}$ , etc. El diámetro  $D_{10}$  es llamado “tamaño efectivo del suelo”.

Existen diferentes métodos para realizar este ensayo, este depende de la mayor proporción de tamaños que existan en la muestra que se va a analizar. Para suelos gruesos el procedimiento utilizado es el método mecánico o granulometría por tamizado. Para los suelos finos se dificulta el tamizado y se utiliza el método de lavado y el método del hidrómetro, basado en la ley de Stokes.

#### **2.5.5. Clasificación de los suelos**

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados comúnmente por los ingenieros de suelos. Estos son el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. El sistema AASHTO lo usan principalmente los departamentos de caminos estatales y de condados, mientras que los ingenieros geotécnicos prefieren el Sistema Unificado. (Das, 2012)

### 2.5.5.1. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

El sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), no es ni demasiado elaborado ni demasiado simplista, este usa símbolos para los grupos de tamaño de partícula. Estos símbolos y sus representaciones son: G-grava, S-arena, M-limo y C-arcilla. Estos se combinan con otros símbolos que expresan características de gradación: W para suelos bien gradados y P para mal gradado; y características de plasticidad: H para alta plasticidad y L para baja, y un símbolo O, que indica la presencia de material orgánico. (Budhu, 2011)

**Tabla 2.4.** *Tabla de clasificación SUCS.*

Características Generales			Símbolo	
Gravas	>50% de la fracción gruesa se retiene en el tamiz No. 4 (4,750 mm.)	Grava limpia menos del 5% de finos.	Grava bien gradada	GW
			Grava pobremente gradada	GP
		Gravas con finos, más del 12% de finos.	Grava arcillosa	GC
			Grava limosa	GM
Arenas	≥50% de fracción gruesa pasa el tamiz No. 4 (4,750 mm.)	Arenas limpias, poco o ningún fino	Arena bien gradada	SW
			Arena pobremente gradada	SP
		Arenas con finos, más del 12% de finos.	Arena arcillosa	SC
			Arena limosa	SM
Limos y arcillas	50% o más pasa el tamiz No. 200	Limite liquido <50%	Arcilla de baja plasticidad	CL
			Limo de baja plasticidad	ML
			Arcilla o Limo orgánico	OL
		Limite liquido ≥50%	Arcilla de alta plasticidad	CH
			Limo plástico	MH
			Arcilla o limo orgánico	OH
Suelos altamente orgánicos			Turba	PT

**Fuente:** *Elaboración propia*

### **2.5.5.2. Clasificación AASHTO**

La clasificación AASHTO se utiliza para determinar la idoneidad de los suelos para movimientos de tierra, terraplenes y materiales de lecho de carreteras (subrasantes, subbase y base. De acuerdo con AASHTO, los suelos granulares son suelos en los que el 35% o menos son más finos que el tamiz No. 200 (0,075 mm.) y los suelos limo-arcillosos son suelos en los que más del 35% son más finos que el tamiz No. 200.

El sistema AASHTO clasifica los suelos en siete grupos principales, A-1 a A-7. Los tres primeros grupos, de A-1 a A-3, son suelos granulares (de grano grueso) mientras que los últimos cuatro grupos, del A-4 a A-7, son suelos limo-arcillosos (de grano fino). (Budhu, 2011)

**Tabla 2.5. Clasificación de suelos según AASHTO**

Clasificación general	Materiales granulares							Materiales limo-arcillosos				
	(Igual o menor del 35% pasa por el tamiz N° 200)							(Más del 35% que pasa por el tamiz N° 200)				
Grupos	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
Sub grupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	
% que pasa el tamiz												
N° 10	50 máx.											
N° 40	30 máx.	50 máx.	51 máx.									
N° 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	
Características del material que pasa el tamiz N° 40												
Límite líquido			NO	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 máx.	
Índice de plasticidad	6 máx.	6 máx.	PLÁSTICO	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	
índice de grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.	
Tipos de material	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava, arenas limosas y arcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Terreno de fundación	Excelente a bueno								Regular a deficiente			

Fuente: AASHTO



### 2.5.6. Ensayo triaxial

La prueba de ensayo triaxial es uno de los ensayos más completos y confiables para determinar las propiedades de resistencia y deformación de los suelos.

Para realizar este ensayo se tomó como referencia las normas ASTM D 4767 (Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils) y la ASTM D 2058 (Standard Test Method for Unconsolidated Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils).

#### 2.5.6.1. Maquina triaxial

Con el fin de realizar los diversos ensayos triaxiales, un equipo triaxial completo requiere diferentes elementos que lleven a cabo la adquisición de datos, aplicación de carga, medición de cambio de volumen, saturación del espécimen, etc. A continuación, se los detallará de forma breve explicando la función que cumple cada uno de ellos.

**Figura 2.22.** *Equipo triaxial del laboratorio UAJMS*



**Fuente:** *Elaboración propia*

##### 2.5.6.1.1. Panel de control de distribución de agua y manómetro digital

El panel de control de distribución de agua representa un sistema de aprovechamiento fácil de presión hidráulica independiente para ser aplicadas a ensayos de triaxiales y de permeabilidad, donde se requiere la aplicación de presiones controladas. Este sistema está

conformado por válvulas y reguladores mediante los cuales se administra el flujo de aire y agua desaireada entre los equipos. El panel posee tres válvulas de distribución, reguladores de aire y salidas de medición de presión para tres presiones diferentes.

Para utilizar el panel de control es necesario de:

- Aire comprimido (presión máxima de 10 bar.) obtenida mediante un compresor, para disponer de aire limpio y seco.
- Agua desaireada, obtenida del tanque de desaireación mencionado anteriormente.

Dentro del panel de control se encuentra el manómetro digital, algunas de sus características son:

- Cuenta con una función de apagado automático en ausencia de variación de las presiones, teniendo un tiempo programable de hasta 30 minutos.
- El operador puede seleccionar la unidad de medida, la resolución, y el filtro digital de acuerdo a la aplicación.
- La máxima capacidad del manómetro es igual a 1000 kpa o su equivalente en otras unidades. (Farrance, 2007)

**Figura 2.23.** *Panel de control de agua y manómetro digital*



**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 2.24.** *Manómetro digital*



**Fuente:** *Elaboración propia*

#### **2.5.6.1.2. Sistema automático de medición de la variación de volumen**

La medición de la variación de volumen es de gran importancia durante los ensayos triaxiales, tanto en la etapa de consolidación como en la saturación y rotura (en el caso de ensayos drenados).

Este funciona comprimiendo un pistón montado dentro del cilindro, contra un dispositivo de precisión en la cámara de calibración, de tal forma que haya un movimiento lineal del pistón proporcional al volumen de agua dentro del cilindro.

El pistón está conectado a un medio de medición externo, un transductor de desplazamiento, compatible con el registrador de datos DATACOM, permitiendo ver en este, la variación de volumen de la muestra directamente en centímetros cúbicos.

La unidad está conectada a su panel de control con cambio de volumen y regulador de flujo (by pass valves) usados para medir la saturación y cambios de volumen mayores a 100 cm<sup>3</sup>. (Farrance, 2007)

**Figura 2.25.** *Cilindros de medición de cambios de volumen*



**Fuente:** *Elaboración propia*

### **2.5.6.1.3. Prensa triaxial**

La prensa triaxial consiste en un marco de dos columnas con una viga transversal móvil (marco de carga) y una base que contiene la unidad de empuje mecánico, el motor eléctrico, los componentes electrónicos y los controles.

La acción de carga es realizada por un motor (stepper motor) de alta resolución. La unidad de sincronización que maneja el motor es controlada por un microprocesador. Mediante este microprocesador es posible obtener un desplazamiento predeterminado de la unidad de carga (empuje), constante durante el ensayo, cualquiera que sea la fuerza de resistencia.

La velocidad y la dirección se preestablecen a través de controles localizados en el panel frontal. (Valerio Salas, 2015)

La prensa tiene una carga axial de 50 kN de capacidad capaz de producir la deformación axial especificada con escasa vibración.

**Figura 2.26.** *Prensa triaxial*



**Fuente:** *Elaboración propia*

#### **2.5.6.1.4. Sistema neumático para aplicar presiones constantes (Blader).**

Este equipo se suele utilizar para la aplicación de presiones hidráulicas durante las pruebas triaxiales (presión de celda o contrapresión). En el sistema, la presión, conseguida por el aire comprimido, se controla mediante reguladores de precisión especiales y se envía a una celda con una membrana, donde la presión se transfiere del agua contenida en la propia celda.

El sistema cuenta con un panel de control para el uso de 1 a 3 celdas con membrana, la celda o también llamada blader consta de un cilindro de pexiglas con bandas azules, una placa base, una placa superior y la membrana interna de goma que actúa como interfaz aire-agua. La membrana se fija a la placa base mediante un collar.

El blader tiene la función de transferir la presión del aire al agua, al mismo tiempo que evita la disolución del aire en el agua misma. La presión máxima de funcionamiento del blader es de 1000 kPa. (Farrance, 2007)

**Figura 2.27.** *Blader utilizado en los ensayos*



**Fuente:** *Elaboración propia.*

**Figura 2.28.** *Sistema de Bladers*



**Fuente:** *Elaboración propia*

### **2.5.6.1.5. Tanque de desaireación de agua, panel de control y bomba de vacío**

El tanque de desaireación de metacrilato utilizado junto a la bomba de vacío y al panel de control, proporcionan un medio muy eficiente y rápido de eliminación de aire del agua.

El tanque tiene una capacidad de 23 litros, este es montado en un panel que se fija en la pared del laboratorio a una altura adecuada para permitir el flujo de salida alimentado por gravedad al sistema. Cuanto más alto es colocado el tanque, mejor será el flujo aplicado al sistema.

El panel de control también se encuentra fijo a la pared del laboratorio directamente debajo del tanque de desaireación a una altura adecuada para su operación. Este panel controla la entrada y salida de agua del tanque de desaireación. (Farrance, 2007)

La bomba de vacío se emplea para llenar el tanque de almacenamiento de agua destilada, así como para eliminar el aire, tanto el del tanque como el que se encuentra disuelto en el agua. La bomba de vacíos, cuenta con su propio desecador con sílica en gel que facilita la desaireación del agua.

El equipo también se conecta a un depósito auxiliar de aire (compresor), como su nombre lo indica almacena aire a presión, su capacidad es de 50L y soporta una presión máxima de 14,5 bar. El compresor es el que suministra aire a todo el sistema. (Valerio Salas, 2015)

**Figura 2.29.** *Tanque de desaireación de agua*



**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 2.30.** *Panel de control de entrada de aire y agua*



**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 2.31.** *Bomba de vacíos y desecador*



**Fuente:** *Elaboración propia*



**Figura 2.32.** *Compresor de aire*



**Fuente:** *Elaboración propia*

#### **2.5.6.1.6. Geodatalog**

El geodatalog es una unidad de adquisición de datos que proporciona el enlace entre la computadora y los transductores conectados al equipo triaxial. El utilizado en las pruebas es el WF6032 con 32 canales.

La unidad cuenta con un software de comunicación DATACOMM que se utiliza para calibración y el registro de datos.

El software DATACOMM es la interfaz visual entre el Geodatalog y los transductores conectados al equipo. El software es basado en el Microsoft Windows 8 y contiene todas las funciones necesarias para calibrar los transductores, cargar y ver datos de canales en vivo y controlar el geodatalog. (Farrance, 2007)

**Figura 2.33.** *Geodatalog series 6000*



**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 2.34.** *Software DATACOMM*



**Fuente:** *Elaboración propia*

#### **2.5.6.1.7. Cámara o celda triaxial**

Está conformada por una cámara de bandas de metacrilato que permiten una presión máxima de funcionamiento de 2000 kPa, una basa con cinco conexiones de las cuales dos son para la presión de poros, dos para contrapresión y una para presión de cámara. A su vez cuenta con un pistón de carga instalado mediante un sistema de baja fricción. Es en la cámara triaxial donde se somete al espécimen a las condiciones específicas de esfuerzos de los ensayos. (Valerio Salas, 2015)

**Figura 2.35.** *Celda triaxial*



**Fuente:** *Elaboración propia*

**CAPÍTULO III**  
**UBICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN**  
**FÍSICA**

## CAPÍTULO III

### 3. UBICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN FÍSICA

En este capítulo se describe paso a paso como se llevó a cabo la investigación, desde el levantamiento topográfico, el muestreo de los suelos y la extracción de muestras, llevadas después a laboratorio para poder realizar los ensayos que permitirán describir y caracterizar el suelo en condiciones naturales.

Para ello primero se realizó una inspección visual de todos los puntos, donde a simple vista se podía identificar que se trataban de suelos finos, a excepción del barrio San Martín y Aranjuez, ya que debió a su proximidad con el río Guadalquivir, se cuenta con suelos granulares.

#### 3.1. Ubicación

La zona de estudio abarca el distrito 12 de la ciudad de Tarija, donde se encuentran los barrios de San Blas, Miraflores, Germán Bush, San Martín y Aranjuez.

Para una mejor distribución de los puntos de muestreo, se dividió los puntos de acuerdo al área de cada barrio.

A continuación, se muestra cómo se dividió el área en estudio:

##### 3.1.1. Barrio San Blas

El barrio San Blas, limita al norte con los barrios de Miraflores y El Tejar, al este con el barrio San Gerónimo, al oeste con la zona de San Jacinto y al sur con la zona del Temporal y San Jacinto norte. Este barrio se encuentra ubicado a 5,4 km del centro de la ciudad. Cuenta con un área de 1644573,84 m<sup>2</sup>, equivalente a 164,457 ha.

Dentro de este barrio se ubicaron 8 puntos, distribuidos en toda su superficie, los cuales tienen las siguientes coordenadas:

**Tabla 3.1.** *Tabla de Coordenadas de los puntos de muestreo del barrio San Blas*

Coordenadas de los puntos del barrio San Blas			
N° de punto	X	Y	Z
P 1	322171,95699 m. O	7615008,43900 m. S	1873,202 m.
P 2	321904,18199 m. O	7614677,51800 m. S	1896,527 m.
P 3	322185,10800 m. O	7614382,68800 m. S	1879,393 m.
P 4	321702,58600 m. O	7613990,16799 m. S	1894,811 m.
P 5	321189,01899 m. O	7614306,42800 m. S	1903,795 m.
P 6	321315,47999 m. O	7613750,88499 m. S	1905,877 m.
P 7	320973,24599 m. O	7614402,62500 m. S	1937,900 m.
P 8	321511,59899 m. O	7614757,86799 m. S	1890,095 m.

**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 3.1.** *Imagen satelital de la distribución de los puntos de extracción del barrio San Blas*



**Fuente:** *Elaboración propia (Imagen satelital Google Earth)*

### 3.1.2. Barrio Miraflores

El barrio Miraflores limita al norte con el Barrio de Germán Bush, al este con el barrio El Tejar, al sur con el barrio de San Blas y al oeste con la comunidad de Tablada Grande, se encuentra ubicado a 2,7 km del centro de la ciudad.

El barrio cuenta con un área de 1428943,9 m<sup>2</sup> equivalente a 142,894 ha por lo que se distribuyó 7 puntos de muestreo; dichos puntos tienen las siguientes coordenadas:

**Tabla 3.2.** *Tabla de coordenadas de los puntos de muestreo del barrio Miraflores*

Coordenadas de los puntos del barrio Miraflores			
N° de punto	X	Y	Z
P 9	321109,86099 m. O	7616153,53199 m. S	1885,697 m.
P 10	320952,62400 m. O	7615698,79499 m. S	1903,386 m.
P 11	321419,51799 m. O	7615612,99899 m. S	1880,686 m.
P 12	320991,12750 m. O	7615520,52400 m. S	1895,636 m.
P 13	320610,13199 m. O	7615132,41299 m. S	1941,973 m.
P 14	321228,53200 m. O	7615049,64200 m. S	1896,247 m.
P 15	320734,27799 m. O	7615399,03899 m. S	1918,503 m.

**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 3.2.** *Imagen satelital de la distribución de los puntos de extracción del barrio Miraflores*



**Fuente:** *Elaboración propia (Imagen satelital Google Earth)*

### 3.1.3. Barrio Germán Busch

El barrio Germán Busch está ubicado en el centro del distrito 12 de la ciudad de Tarija, limita al norte con el barrio San Martín, al este con el barrio Las Panosas, al oeste con el barrio Luis de Fuentes y al sur con el barrio de Miraflores. Este barrio se encuentra ubicado a 1,5 km del centro de la ciudad. Cuenta con un área de 657358,49 m<sup>2</sup> equivalente a 65,736 ha, por lo que se distribuyeron 4 puntos dentro de él, estos puntos tienen las siguientes coordenadas:

**Tabla 3.3.** *Tabla de coordenadas de los puntos de muestreo del barrio Germán Busch*

Coordenadas de los puntos del barrio Germán Busch			
N° de punto	X	Y	Z
P 16	319775,99500 m. O	7617298,20799 m. S	1901,077 m.
P 17	319944,55900 m. O	7617096,34200 m. S	1900,084 m.
P 18	320210,52200 m. O	7616751,26999 m. S	1902,445 m.
P 19	320416,00599 m. O	7616288,91899 m. S	1902,040 m.

**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 3.3.** *Imagen satelital de la distribución de los puntos de extracción del barrio German Busch*



**Fuente:** *Elaboración propia (Imagen satelital Google Earth)*

### 3.1.4. Barrio San Martín

El barrio San Martín limita al norte con el barrio Aranjuez, al este con el barrio El Molino, al oeste con el barrio Tabladita y al sur con el barrio de Germán Busch. Este barrio se encuentra ubicado a 1,2 km del centro de la ciudad.

El barrio San Martín cuenta con un área de 183019,17 m<sup>2</sup> equivalente a 18,302 ha debido a su pequeña área solo se ubicó dos puntos dentro del barrio. Las coordenadas de estos puntos son:

**Tabla 3.4.** *Tabla de coordenadas de los puntos de muestreo del barrio San Martín*

Coordenadas de los puntos del barrio San Martín			
N° de punto	X	Y	Z
P 20	319406,19699 m. O	7618125,11299 m. S	1908,224 m.
P 21	319277,12599 m. O	7617805,68300 m. S	1921,034 m.

**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 3.4.** *Imagen satelital de la distribución de los puntos de extracción del barrio San Martín*



**Fuente:** *Elaboración propia (Imagen satelital Google Earth)*



### 3.1.5. Barrio Aranjuez

El barrio Aranjuez se encuentra ubicado al sur de la ciudad, dentro de él está ubicada una de las bodegas más reconocidas del país y del mundo, como es la de Vinos Aranjuez. Aquí también se encuentra el único hotel cinco estrellas de la ciudad, “Los Parrales”. Este limita al norte con la comunidad de la Victoria, al este con el barrio Guadalquivir, al sur con los barrios San Antonio y San Martín.

El barrio se destaca por ser de carácter residencial, ya que mayormente están construidas casas y condominios con infraestructuras modernas, cuenta con un área de 2202509 m<sup>2</sup> igual a 220,251 ha, por lo que se distribuyeron 9 puntos, los cuales tienen las siguientes coordenadas:

**Tabla 3.5.** *Tabla de coordenadas de los puntos de muestreo del barrio Aranjuez*

Coordenadas de los puntos del barrio Aranjuez			
N° de punto	X	Y	Z
P 22	318950,47399 m. O	7618547,87000 m. S	1914,214 m.
P 23	318678,86099 m. O	7618735,43300 m. S	1918,018 m.
P 24	318440,25099 m. O	7619112,04499 m. S	1921,976 m.
P 25	318910,92800 m. O	7618202,04200 m. S	1952,136 m.
P 26	318028,98400 m. O	7618582,22400 m. S	1965,850 m.
P 27	317522,13799 m. O	7618930,03000 m. S	1978,997 m.
P 28	316988,83399 m. O	7619782,39300 m. S	1987,339 m.
P 29	317912,99200 m. O	7618922,42600 m. S	1967,067 m.
P 30	318306,54800 m. O	7618705,54800 m. S	1964,981 m.

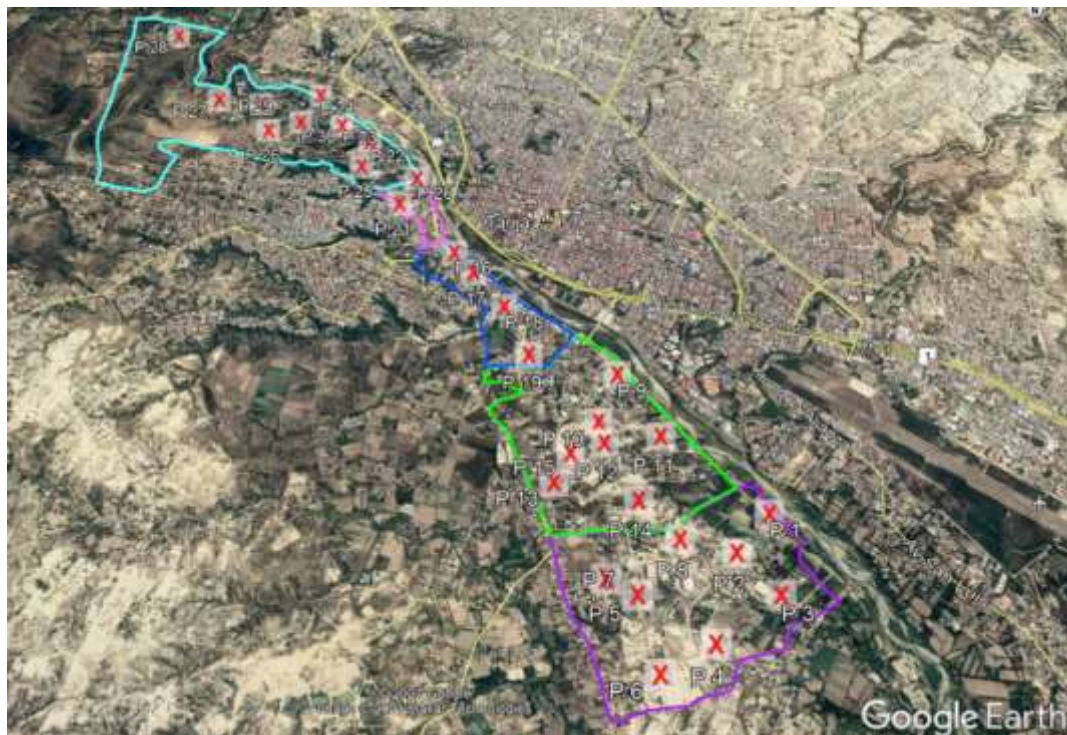
**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 3.5.** Imagen satelital de la distribución de los puntos de extracción del barrio Aranjuez



**Fuente:** Elaboración propia (Imagen satelital Google Earth)

**Figura 3.6.** Imagen de la distribución de los puntos en el distrito 12



**Fuente:** Elaboración propia (Imagen satelital Google Earth)

### 3.2. Extracción de las muestras

La selección de muestra debe realizarse cuidadosamente, estas muestras deben ser representativas, lo necesario para toda la investigación. El tamaño y tipo de muestras depende de los ensayos que se vayan a efectuar y de las limitaciones de los equipos de ensayos que serán utilizados.

Para realizar los ensayos de caracterización física y mecánica de esta investigación, se extraerá muestras inalteradas, ya que estas conservan, en la mayor medida posible, las propiedades in situ del suelo.

#### 3.2.1. Equipo utilizado para la extracción

Para la extracción y recolección de las muestras se utilizaron las siguientes herramientas:

Picota: herramienta que sirvió para realizar la limpieza y excavación del suelo.

Pala: herramienta que se utilizó para recolectar el suelo.

Barreta: herramienta que se utilizó para tallar el suelo en el punto de extracción, para así extraer bloques enteros de suelo inalterado.

Bolsas de plástico y papel film: se envolvió los bloques de suelo con el papel film para evitar que pierda humedad y posteriormente se los guardo en las bolsas para ser transportados.

**Figura 3.7.** *Equipo utilizado para la extracción de muestras*



**Fuente:** *Elaboración propia*

### 3.2.2. Memoria de la extracción de muestras

Las muestras requeridas para los ensayos deben ser inalteradas, por lo que se las extrajo bajo el siguiente criterio:

Se limpio la superficie de donde se tomará la muestra, bajando la excavación hasta donde se precise y se marca el contorno de la cual será la cara superior de la muestra, esta dependerá del volumen necesario a extraer,

Se excava una pequeña zanja alrededor de la marca, del ancho necesario para proceder a realizar el tallado de las caras laterales.

Con las herramientas apropiadas se procede a darle a la muestra una forma aproximadamente cubica y se la extrae.

Se debe envolver el terrón de muestra con papel film y bolsas nylon para evitar que este pierda humedad.

**Figura 3.8.** *Limpieza superficial del punto de extracción*



**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 3.9.** *Extracción de muestras de los taludes*



**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 3.10.** *Extracción de muestras del talud del barrio San Blas*



**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 3.11.** *Muestras envueltas con el papel film*



**Fuente:** *Elaboración propia*

### 3.3. Caracterización física de los suelos

#### 3.3.1. Contenido de humedad (ASTM D 2216)

El ensayo consiste en determinar el contenido de humedad o contenido de agua de los suelos. Las muestras empleadas para realizar este ensayo fueron extraídas en campo y transportadas con mucho cuidado al laboratorio, para que así estas no pierdan su humedad por los cambios de temperatura durante su manejo.

Para los ensayos se tomaron muestras representativas mayores a 100 gramos, como indica la norma; y fueron colocadas en el horno a una temperatura de 100 °C, con una holgura de  $\pm 5$  °C.

**Figura 3.12.** *Esquema de la realización del ensayo de contenido de humedad*



**Fuente:** *Elaboración propia*

**Tabla 3.6.** Resumen de contenido de humedad a distintas profundidades.

		Profundidad: 1 m	Profundidad: 2 m	Profundidad: 3 m
Procedencia de la muestra	Ident.	Contenido de humedad (%)	Contenido de humedad (%)	Contenido de humedad (%)
San Blas	P1	6,87	8,36	9,28
	P2	13,89	16,14	16,73
	P3	13,12	15,27	15,89
	P4	9,40	16,88	11,25
	P5	12,90	16,94	18,78
	P6	17,70	12,12	11,93
	P7	9,66	15,21	16,74
	P8	7,90	16,08	27,59
Miraflores	P9	8,60	8,31	8,03
	P10	11,25	2,26	3,58
	P11	7,64	7,13	6,37
	P12	6,03	6,94	7,25
	P13	9,91	9,04	8,53
	P14	11,58	11,76	11,89
	P15	6,81	4,50	4,71
German Busch	P16	12,39	10,51	10,13
	P17	5,69	5,30	5,01
	P18	10,97	11,02	11,18
	P19	4,15	17,72	18,97
San Martín	P20	4,82	4,94	5,21
	P21	16,60	17,07	17,39
Aranjuez	P22	11,45	11,59	11,97
	P23	8,13	8,49	8,57
	P24	7,28	7,38	7,87
	P25	5,41	5,36	5,27
	P26	15,39	12,33	11,25
	P27	5,46	5,40	5,20
	P28	6,96	7,15	8,11
	P29	3,91	4,15	4,86
	P30	8,73	3,03	3,15

**Fuente:** *Elaboración propia*

*Ver anexos para mayor detalle. –*

### 3.3.2. Análisis granulométrico (ASTM D 422)

#### 3.3.2.1. Análisis granulométrico mediante lavado

Este es un proceso alternativo al tamizado en seco, se lo realiza cuando en una muestra de suelo se evidencia la presencia de suelos finos como limos y arcillas, adheridos a las partículas gruesas. Así también cuando solo se cuenta con suelos finos.

Para realizar este ensayo se tomó muestras representativas de los suelos finos, previamente secas en el horno para que su humedad desaparezca, no menores a 500 g; se colocó la muestra y se la coloco en el tamiz N°200 de lavado, para ser lavada cuidadosamente utilizando agua común, se realiza el lavado hasta que el agua que pasa a través del tamiz mantenga su claridad.

Una vez concluido el lavado, se vierte la muestra que queda en el tamiz en una bandeja y se la lleva al horno de secado.

Al día siguiente, se pesa el sobrante que quedo en el horno y se procede a pasar la muestra por la serie de tamices.

**Figura 3.13.** Esquema de realización del ensayo granulométrico mediante lavado







Muestra después  
del lavado.

**Fuente:** *Elaboración propia*

En la siguiente tabla se muestran los porcentajes de suelo que pasaron en cada tamiz, estos son los predominantes de los suelos finos para esta investigación.

**Tabla 3.7. Resumen granulométrico de los tamices predominantes**

Procedencia de la muestra	Ident.	Profundidad 1 m				Profundidad 2 m				Profundidad 3 m			
		Tamiz N°10	Tamiz N°40	Tamiz N°100	Tamiz N°200	Tamiz N°10	Tamiz N°40	Tamiz N°100	Tamiz N°200	Tamiz N°10	Tamiz N°40	Tamiz N°100	Tamiz N°200
San Blas	P1	100,00	98,24	92,73	88,45	26,78	21,16	19,96	19,35	26,99	21,41	20,10	19,50
	P2	100,00	98,68	94,77	86,75	100,00	99,66	99,21	98,38	100,00	99,66	99,21	98,38
	P3	100,00	99,73	98,79	97,73	100,00	99,93	99,75	98,83	100,00	99,89	99,73	98,30
	P4	100,00	94,02	88,74	81,77	100,00	99,53	99,20	98,55	100,00	99,65	97,20	87,70
	P5	100,00	99,69	98,81	97,94	100,00	99,34	98,49	96,43	100,00	99,36	98,48	96,43
	P6	100,00	99,24	95,39	88,37	100,00	99,87	99,63	99,08	100,00	99,85	99,59	99,02
	P7	100,00	94,37	89,10	83,73	100,00	98,90	95,17	89,42	31,90	26,09	24,66	23,99
	P8	100,00	94,06	88,11	79,17	100,00	99,88	54,50	29,91	100,00	98,45	97,69	96,24
Miraflores	P9	100,00	99,42	97,96	97,66	43,65	30,62	26,43	23,25	45,12	32,35	28,18	25,26
	P10	100,00	99,96	99,68	99,60	100,00	90,35	86,74	81,96	100,00	90,57	86,72	82,65
	P11	100,00	99,96	69,52	69,34	46,78	33,86	28,68	25,65	43,52	30,84	25,41	22,56
	P12	100,00	99,94	95,49	95,31	100,00	99,22	96,04	91,18	100,00	99,19	96,20	91,06
	P13	100,00	98,63	95,05	88,13	100,00	95,58	9,52	84,07	42,07	29,17	23,72	20,51
	P14	100,00	99,71	99,12	98,77	100,00	98,49	95,85	92,71	100,00	98,58	95,73	92,56
	P15	100,00	95,20	57,64	54,97	100,00	82,92	54,05	42,80	100,00	83,36	55,46	42,22
German	P16	100,00	98,68	94,97	86,95	32,87	27,50	26,48	25,77	32,99	28,21	27,07	26,22
Busch	P17	99,27	91,01	77,12	63,80	37,44	31,22	29,64	28,87	35,93	29,73	28,22	27,51

	P18	100,00	94,93	92,72	89,75	100,00	99,05	96,44	92,23	100,00	98,97	96,22	91,78
	P19	100,00	99,63	24,44	10,25	100,00	99,83	99,02	97,51	100,00	99,84	99,02	97,39
San Martín	P20	21,48	8,00	5,32	4,22	21,64	8,15	5,15	4,03	20,50	7,07	4,25	3,14
	P21	100,00	99,43	97,97	97,67	20,01	6,41	3,44	2,23	19,07	5,54	2,49	1,24
Aranjuez	P22	100,00	96,99	90,48	83,19	100,00	97,20	90,27	82,85	100,00	97,50	90,48	82,62
	P23	100,00	99,72	98,58	94,13	28,97	23,95	22,81	22,08	30,15	25,17	23,95	23,13
	P24	100,00	84,31	71,80	63,58	43,19	29,78	25,36	22,35	44,20	31,02	26,64	23,28
	P25	26,17	25,63	25,13	24,71	27,11	26,59	26,09	25,65	27,19	26,50	26,04	25,61
	P26	99,97	97,31	95,33	92,33	100,00	90,57	86,87	82,31	29,51	25,26	23,63	22,83
	P27	44,10	30,67	26,46	23,56	29,94	25,68	24,07	23,39	27,29	23,03	21,37	20,57
	P28	28,97	23,63	22,61	21,94	31,56	26,87	25,82	25,22	30,92	24,89	24,03	23,47
	P29	28,55	17,57	12,53	11,15	26,73	15,40	9,35	7,90	26,70	15,10	9,12	7,57
P30	100,00	93,31	86,79	78,08	20,10	13,50	8,18	7,36	18,88	12,03	7,36	6,44	

**Fuente:** *Elaboración propia*

*Ver anexos para mayor detalle.-*

### 3.3.2.2. Análisis granulométrico método del hidrómetro

El análisis de hidrómetro es un método muy utilizado para obtener la distribución granulométrica de los suelos, es el método más usado para determinar el porcentaje de las partículas que pasan el tamiz N°200.

Para la realización de este ensayo no se usa una suspensión de agua y suelo, ya que esta se precipitaría en muy poco tiempo, para ello se utiliza un agente dispersante o también llamado agente defloculante que neutraliza las cargas de las partículas de suelo, que a menudo son negativas, así estas se precipitan de manera individual.

**Figura 3.14.** Esquema de realización del ensayo de granulometría por hidrómetro





**Fuente:** *Elaboración propia*

**Tabla 3.8. Resumen granulométrico por medio del hidrómetro.**

Procedencia de la muestra	Ident.	Profundidad 1 m.			Profundidad 2 m.			Profundidad 3 m.		
		% que pasa tamiz N°200	% limos	% arcilla	% que pasa tamiz N°200	% limos	% arcilla	% que pasa tamiz N°200	% limos	% arcilla
San Blas	P1	88,45	64,46	23,98	19,35	-	-	19,50	-	-
	P2	86,75	64,84	21,92	98,38	60,62	37,76	98,38	58,92	39,47
	P3	97,73	69,60	28,13	98,33	65,60	32,73	98,30	66,61	31,69
	P4	81,77	61,09	20,67	98,55	73,99	24,56	87,70	69,45	18,25
	P5	97,94	61,04	36,90	96,43	61,72	34,71	96,43	64,81	31,62
	P6	88,37	55,01	33,36	99,08	62,11	36,97	99,02	64,36	34,66
	P7	83,73	65,15	18,58	89,42	69,75	19,67	23,99	-	-
	P8	79,17	63,37	15,80	29,91	-	-	96,24	66,42	29,82
Miraflores	P9	97,66	76,55	21,11	23,25	-	-	25,26	-	-
	P10	99,60	84,33	15,27	81,96	56,27	25,69	82,65	58,03	24,62
	P11	69,34	54,91	14,43	25,65	-	-	22,56	-	-
	P12	95,31	78,85	16,46	91,18	64,89	26,29	91,06	69,56	21,50
	P13	88,13	74,87	13,26	84,07	57,97	26,10	20,51	-	-
	P14	98,77	80,56	18,20	92,71	73,22	19,49	92,56	72,79	19,77
	P15	54,97	45,18	9,79	42,80	-	-	42,22	-	-
Germán Busch	P16	86,95	63,66	23,29	25,77	-	-	26,22	-	-
	P17	64,53	52,43	12,11	28,87	-	-	27,51	-	-

	P18	89,75	69,03	20,72	92,23	66,72	25,51	91,78	68,34	23,45
	P19	10,25	-	-	97,51	68,60	28,91	97,39	73,69	23,69
San Martín	P20	4,22	-	-	4,03	-	-	3,14	-	-
	P21	97,67	78,08	19,59	2,23	-	-	1,24	-	-
Aranjuez	P22	83,19	61,51	21,68	82,85	56,84	26,01	82,62	58,47	24,15
	P23	94,13	73,02	21,11	22,08	-	-	23,13	-	-
	P24	63,58	54,10	9,49	22,35	-	-	23,28	-	-
	P25	24,71	-	-	25,65	-	-	25,61	-	-
	P26	92,33	60,77	31,56	82,31	59,47	22,84	22,83	-	-
	P27	23,56	-	-	23,39	-	-	20,57	-	-
	P28	21,94	-	-	25,22	-	-	23,47	-	-
	P29	11,15	-	-	7,90	-	-	7,57	-	-
	P30	78,08	51,41	26,67	7,36	-	-	6,44	-	-

**Fuente:** *Elaboración propia*

*Ver anexos para mayor detalle. -*

### 3.3.3. Límites de Atterberg (ASTM D 4318)

Los límites de Atterberg o también llamados límites de consistencia son los que permiten establecer el contenido de agua con que se produce el cambio de estado, que son el estado sólido, líquido, semi sólido y plástico. Los suelos al agregarles agua, pasan gradualmente de un estado sólido al estado plástico y finalmente al estado líquido.

Los límites de Atterberg son propiedades índices de los suelos, y son muy utilizados para la identificación y clasificación de los mismos.

#### 3.3.3.1. Límite líquido

Para realizar esta práctica se utiliza muestra pasante del tamiz No. 40, se la mezcla con un agua hasta hidratarlo por completo, con ayuda de una espátula se la coloca en la cuchara de Casagrande, hasta que tenga un espesor aproximadamente de 10 mm y la superficie de la muestra, esté nivelada en el plano horizontal.

Se divide la masa de suelo en la cuchara con ayuda de un ranurador metálico, y se procede a levantar y golpear la cuchara de Casagrande, contabilizando los golpes, hasta que las dos mitades del suelo se unan, aproximadamente una distancia de 13 mm.

Se registra el número de golpes requerido para cerrar la ranura y se saca una tajada de muestra de la parte donde estas hicieron contacto. Se la pesa en una tara y se la lleva el horno. Para los demás puntos se remezcla el suelo restante en el plato y se agrega agua para ponerlo en un estado de mayor fluidez, repitiendo los pasos explicados anteriormente.

**Figura 3.15.** Esquema de realización del ensayo de límite líquido







Fuente: *Elaboración propia*

### 3.3.3.2. Límite plástico

Una vez terminado el ensayo de límite líquido, se seleccionó 20 g de la muestra utilizada, y se redujo su contenido de humedad hasta que alcance una consistencia que permita enrollarlo sin que se pegue a las manos extendiéndolo sobre la placa de vidrio.

De esta muestra se forman rollitos, haciendo rodar la masa de suelo con la palma de la mano y la placa de vidrio, los rollitos deben tener un diámetro aproximado de 3 mm donde se vayan presentando las fisuras o desmoronamiento.

En cada tara se colocan de tres a cuatro rollitos, se los pesa y son colocados al horno hasta que presenten una masa constante.

**Figura 3.16.** *Esquema del ensayo de límite plástico*



Fuente: *Elaboración propia*

**Tabla 3.9. Resumen de límites e índice de plasticidad a distintas profundidades**

Procedencia de la muestra	Ident.	Profundidad: 1 m			Profundidad: 2 m			Profundidad: 3 m		
		LL.	LP.	IP	LL.	LP.	IP	LL.	LP.	IP
San Blas	P1	28,18	20,59	7	24,21	16,36	8	24,41	16,05	8
	P2	47,42	18,71	28	53,61	26,19	28	53,59	26,23	28
	P3	44,84	21,21	24	39,82	24,32	16	39,34	24,26	15
	P4	28,98	18,52	10	50,23	28,46	36	44,93	20,39	25
	P5	46,53	25,81	21	44,73	25,23	20	44,72	24,34	21
	P6	50,07	24,85	25	48,46	28,73	19	47,00	25,87	21
	P7	35,19	17,42	18	31,36	17,55	13	25,12	15,74	9
	P8	29,66	26,54	3	NP	NP	-	41,47	23,13	18
Miraflores	P9	41,33	29,92	11	30,31	19,56	10	29,52	17,37	13
	P10	56,63	49,71	7	36,09	21,69	14	35,93	22,28	14
	P11	23,03	20,00	3	21,77	17,35	5	22,97	16,13	6
	P12	29,45	13,68	15	33,54	21,03	13	33,52	18,67	15
	P13	24,85	21,91	3	28,64	18,43	7	24,41	16,80	7
	P14	39,14	32,27	7	27,33	17,31	10	27,02	16,62	10
	P15	27,40	24,86	2	26,12	19,55	6	26,00	19,72	6
Germán Busch	P16	25,87	19,33	7	25,63	16,27	9	25,80	15,74	10
	P17	22,07	14,74	7	23,31	15,16	8	25,30	15,27	11
	P18	40,36	32,22	8	37,68	21,27	17	37,38	20,38	17
	P19	NP	NP	-	33,75	21,72	12	33,34	20,74	12
San Martín	P20	NP	NP	-	NP	NP	-	NP	NP	-
	P21	32,67	24,06	9	NP	NP	-	NP	NP	-
Aranjuez	P22	32,73	23,73	9	35,95	23,00	13	35,26	21,99	13
	P23	28,69	18,30	11	27,41	14,98	12	26,36	14,43	12
	P24	24,21	13,23	11	25,08	16,30	9	24,71	16,43	9
	P25	32,02	20,40	12	33,62	20,34	14	30,86	19,42	12
	P26	38,95	35,64	3	45,56	20,46	26	23,46	15,34	8
	P27	23,59	19,58	4	24,04	16,45	8	23,40	16,21	7
	P28	24,43	16,79	7	26,33	18,26	8	26,21	18,29	8
	P29	28,16	22,55	5	27,90	20,82	7	27,04	20,24	7
	P30	31,15	24,14	7	NP	NP	-	NP	NP	-

**Fuente:** *Elaboración propia*

*Ver anexos para mayor detalle. –*

**Tabla 3.10. Resumen de clasificación de las muestras**

Procedencia de la muestra	Ident.	Profundidad 1 m		Profundidad 2 m		Profundidad 3 m	
		Clasif. SUCS	Clasif. AASHTO	Clasif. SUCS	Clasif. AASHTO	Clasif. SUCS	Clasif. AASHTO
San Blas	P1	CL-ML	A-4 (8)	GC	A-2-4 (0)	GC	A-2-4 (0)
	P2	CL	A-7-6 (17)	CH	A-7-6 (18)	CH	A-7-6 (18)
	P3	CL	A-7-6 (15)	CL	A-6 (10)	CL	A-6 (10)
	P4	CL	A-4 (8)	CH	A-7-6 (20)	CL	A-7-6 (15)
	P5	CL	A-7-6 (14)	CL	A-7-6 (13)	CL	A-7-6 (13)
	P6	CH	A-7-6 (16)	ML	A-7-6 (13)	CL	A-7-6 (14)
	P7	CL	A-6 (11)	CL	A-6 (9)	GC	A-2-4 (0)
	P8	ML	A-4 (8)	SM	A-2-4 (0)	CL	A-7-6 (11)
Miraflores	P9	ML	A-5 (9)	SC	A-2-4 (0)	SC	A-2-6 (0)
	P10	MH	A-5 (11)	CL	A-6 (10)	CL	A-6 (10)
	P11	ML	A-4 (7)	SM-SC	A-2-4 (0)	SM-SC	A-2-4 (0)
	P12	CL	A-6 (10)	CL	A-6 (9)	CL	A-6 (10)
	P13	ML	A-4 (8)	CL	A-6 (8)	SC	A-2-4 (0)
	P14	ML	A-4 (8)	CL	A-4 (8)	CL	A-4 (8)
	P15	ML	A-4 (4)	SC-SM	A-4 (2)	SC-SM	A-4 (1)
Germán Busch	P16	CL-ML	A-4 (8)	GC	A-2-4 (0)	GC	A-2-4 (0)
	P17	CL-ML	A-4 (6)	GC	A-2-4 (0)	GC	A-2-4 (0)
	P18	ML	A-4 (8)	CL	A-6 (10)	CL	A-6 (11)
	P19	SP-SM	A-3 (0)	CL	A-6 (9)	CL	A-6 (9)
San Martín	P20	GW	A-1 a (0)	GW	A-1 a (0)	GP	A-1 a (0)
	P21	ML	A-4 (8)	GW	A-1 a (0)	GW	A-1 a (0)
Aranjuez	P22	ML	A-4 (8)	CL	A-6 (9)	CL	A-6 (9)
	P23	CL	A-6 (8)	GC	A-2-6 (0)	GC	A-2-6 (0)
	P24	CL	A-6 (6)	SC	A-2-4 (0)	SC	A-2-4 (0)
	P25	GC	A-2-6 (0)	GC	A-2-6 (0)	GC	A-2-6 (0)
	P26	OL	A-4 (8)	CL	A-7-6 (16)	GC	A-2-4 (0)
	P27	SM	A-2-4 (0)	GC	A-2-4 (0)	GC	A-2-4 (0)
	P28	GC	A-2-4 (0)	GC	A-2-4 (0)	GC	A-2-4 (0)
	P29	SC-SM	A-2-4 (0)	SP-SC	A-2-4 (0)	SP-SC	A-2-4 (0)
	P30	OL	A-4 (8)	GP- GM	A-1 a (0)	GP-GM	A-1 a (0)

**Fuente:** *Elaboración propia*

*Ver anexos para mayor detalle. –*

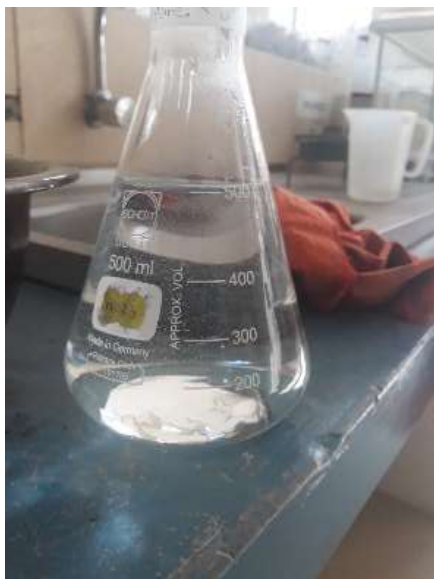
### 3.3.4. Gravedad específica de los sólidos del suelo (ASTM D-854)

El primer paso para calcular la gravedad específica de los sólidos es calibrar el picnómetro, para ello se limpia, seca y pesa un picnómetro vacío. Se lo llena con agua destilada hasta la mitad de su capacidad, es decir 250 ml, introducimos el frasco en el baño maría caliente para que alcance una temperatura de 60 °C.

Cuando alcanza los 60 °C, sacamos el frasco del baño maría caliente y lo llenamos hasta 500 ml, y lo introducimos al baño maría frío. Y en un rango de 30 a 15 °C, realizamos cinco pesadas a distintas temperaturas. Con los datos obtenidos se elabora una curva de calibración del peso del picnómetro con agua en función de la temperatura.

Posteriormente se realiza el ensayo con la muestra de suelo, para lo cual se pesó 80 g de suelo seco en un plato y se lo dejó saturando con agua destilada durante 24 horas, después se llenó el frasco hasta la mitad de su capacidad con la muestra de suelo y agua, y se repitió el mismo procedimiento que la calibración del frasco.

**Figura 3.17.** Esquema de la realización del ensayo de gravedad específica de los sólidos de un suelo (calibración de los frascos volumétricos)



*(gravedad específica de los sólidos)*



**Fuente:** *Elaboración propia*

**Tabla 3.11.** Resumen de la gravedad específica de los sólidos de los suelos a diferentes profundidades

Procedencia de la muestra	Ident.	Profundidad 1 m		Profundidad 2 m		Profundidad 3 m	
		Clasif. SUCS	Gravedad específica	Clasif. SUCS	Gravedad específica	Clasif. SUCS	Gravedad específica
San Blas	P1	CL-ML	2,745	GC	2,654	GC	2,652
	P2	CL	2,694	CH	2,732	CH	2,719
	P3	CL	2,717	CL	2,749	CL	2,747
	P4	CL	2,707	CH	2,715	CL	2,747
	P5	CL	2,715	CL	2,756	CL	2,709
	P6	CH	2,724	ML	2,701	CL	2,719
	P7	CL	2,697	CL	2,736	GC	2,652
	P8	ML	2,664	SM	2,683	CL	2,778
Miraflores	P9	ML	2,652	SC	2,688	SC	2,672
	P10	MH	2,655	CL	2,803	CL	2,704
	P11	ML	2,655	SM-SC	2,672	SM-SC	2,677
	P12	CL	2,733	CL	2,756	CL	2,718
	P13	ML	2,656	CL	2,708	SC	2,669
	P14	ML	2,673	CL	2,772	CL	2,695
	P15	ML	2,644	SC-SM	2,672	SC-SM	2,671
Germán Busch	P16	CL-ML	2,748	GC	2,666	GC	2,663
	P17	CL-ML	2,746	GC	2,659	GC	2,653
	P18	ML	2,665	CL	2,733	CL	2,744
	P19	SP-SM	2,665	CL	2,710	CL	2,722
San Martín	P20	GW	2,655	GW	2,652	GP	2,653
	P21	ML	2,699	GW	2,671	GW	2,655
Aranjuez	P22	ML	2,664	CL	2,745	CL	2,742
	P23	CL	2,773	GC	2,644	GC	2,652
	P24	CL	2,708	SC	2,679	SC	2,671
	P25	GC	2,649	GC	2,646	GC	2,653
	P26	OL	2,333	CL	2,714	GC	2,652
	P27	SM	2,673	GC	2,650	GC	2,651
	P28	GC	2,652	GC	2,652	GC	2,653
	P29	SC-SM	2,669	SP-SC	2,668	SP-SC	2,672
	P30	OL	2,302	GP- GM	2,655	GP-GM	2,651

**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 3.12. Resumen de la caracterización de los suelos a un metro de profundidad.**

Procedencia de la muestra	Ident.	Contenido de humedad natural (%)	Gravedad específica (g/cm <sup>3</sup> )	Granulometría						Plasticidad			Clasificación	
				Tamiz N°10	Tamiz N°40	Tamiz N°100	Tamiz N°200	% Limos	% Arcilla	LL.	LP.	IP.	Clasif. SUCS	Clasif. AASHTO
San Blas	P1	6.87	2.745	100.00	98.24	92.73	88.45	64.46	23.98	28.18	20.59	7	CL-ML	A-4 (8)
	P2	13.89	2.694	100.00	98.68	94.77	86.75	64.84	21.92	47.42	18.71	28	CL	A-7-6 (17)
	P3	13.12	2.717	100.00	99.73	98.79	97.73	69.60	28.13	44.84	21.21	24	CL	A-7-6 (15)
	P4	9.40	2.707	100.00	94.02	88.74	81.77	61.09	20.67	28.98	18.52	10	CL	A-4 (8)
	P5	12.90	2.715	100.00	99.69	98.81	97.94	61.04	36.90	46.53	25.81	21	CL	A-7-6 (14)
	P6	17.70	2.724	100.00	99.24	95.39	88.37	55.01	33.36	50.07	24.85	25	CH	A-7-6 (16)
	P7	9.66	2.697	100.00	94.37	89.10	83.73	65.15	18.58	35.19	17.42	18	CL	A-6 (11)
	P8	7.90	2.664	100.00	94.06	88.11	79.17	63.37	15.80	29.66	26.54	3	ML	A-4 (8)
Miraflores	P9	8.60	2.652	100.00	99.42	97.96	97.66	76.55	21.11	41.33	29.92	11	ML	A-5 (9)
	P10	11.25	2.655	100.00	99.96	99.68	99.60	84.33	15.27	56.63	49.71	7	MH	A-5 (11)
	P11	7.64	2.655	100.00	99.96	69.52	69.34	54.91	14.43	23.03	20.00	3	ML	A-4 (7)
	P12	6.03	2.733	100.00	99.94	95.49	95.31	78.85	16.46	29.45	13.68	15	CL	A-6 (10)
	P13	9.91	2.656	100.00	98.63	95.05	88.13	74.87	13.26	24.85	21.91	3	ML	A-4 (8)
	P14	11.58	2.673	100.00	99.71	99.12	98.77	80.56	18.20	39.14	32.27	7	ML	A-4 (8)
	P15	6.81	2.644	100.00	95.20	57.64	54.97	45.18	9.79	27.40	24.86	2	ML	A-4 (4)
Germán Busch	P16	12.39	2.748	100.00	98.68	94.97	86.95	63.66	23.29	25.87	19.33	7	CL-ML	A-4 (8)
	P17	5.69	2.746	99.27	91.01	77.12	63.80	52.43	12.11	22.07	14.74	7	CL-ML	A-4 (6)
	P18	10.97	2.665	100.00	94.93	92.72	89.75	69.03	20.72	40.36	32.22	8	ML	A-4 (8)
	P19	4.15	2.665	100.00	99.63	24.44	10.25	-	-	NP	NP	-	SP-SM	A-3 (0)
San Martín	P20	4.82	2.655	21.48	8.00	5.32	4.22	-	-	NP	NP	-	GW	A-1 a (0)

	P21	16.60	2.699	100.00	99.43	97.97	97.67	78.08	19.59	32.67	24.06	9	ML	A-4 (8)
Aranjuez	P22	11.45	2.664	100.00	96.99	90.48	83.19	61.51	21.68	32.73	23.73	9	ML	A-4 (8)
	P23	8.13	2.773	100.00	99.72	98.58	94.13	73.02	21.11	28.69	18.30	11	CL	A-6 (8)
	P24	7.28	2.708	100.00	84.31	71.80	63.58	54.10	9.49	24.21	13.23	11	CL	A-6 (6)
	P25	5.41	2.649	26.17	25.63	25.13	24.71	-	-	32.02	20.40	12	GC	A-2-6 (0)
	P26	15.39	2.333	99.97	97.31	95.33	92.33	60.77	31.56	38.95	35.64	3	OL	A-4 (8)
	P27	5.46	2.673	44.10	30.67	26.46	23.56	-	-	23.59	19.58	4	SM	A-2-4 (0)
	P28	6.96	2.652	28.97	23.63	22.61	21.94	-	-	24.43	16.79	7	GC	A-2-4 (0)
	P29	3.91	2.669	28.55	17.57	12.53	11.15	-	-	28.16	22.55	5	SC-SM	A-2-4 (0)
	P30	8.73	2.302	100.00	93.31	86.79	78.08	51.41	26.67	31.15	24.14	7	OL	A-4 (8)

**Fuente:** *Elaboración propia*

*Ver anexos para mayor detalle. –*



**Tabla 3.13.** Resumen de la caracterización de los suelos a dos metros de profundidad.

Procedencia de la muestra	Ident.	Contenido de humedad natural (%)	Gravedad específica (g/cm <sup>3</sup> )	Granulometría						Plasticidad			Clasificación	
				Tamiz N°10	Tamiz N°40	Tamiz N°100	Tamiz N°200	% Limos	% Arcilla	LL.	LP.	IP.	Clasif. SUCS	Clasif. AASHTO
San Blas	P1	8.36	2.654	26.78	21.16	19.96	19.35	-	-	24.21	16.36	8	GC	A-2-4 (0)
	P2	16.14	2.732	100.00	99.66	99.21	98.38	60.62	37.76	53.61	26.19	28	CH	A-7-6 (18)
	P3	15.27	2.749	100.00	99.93	99.75	98.83	65.60	32.73	39.82	24.32	16	CL	A-6 (10)
	P4	16.88	2.715	100.00	99.53	99.20	98.55	73.99	24.56	50.23	28.46	36	CH	A-7-6 (20)
	P5	16.94	2.756	100.00	99.34	98.49	96.43	61.72	34.71	44.73	25.23	20	CL	A-7-6 (13)
	P6	12.12	2.701	100.00	99.87	99.63	99.08	62.11	36.97	48.46	28.73	19	ML	A-7-6 (13)
	P7	15.21	2.736	100.00	98.90	95.17	89.42	69.75	19.67	31.36	17.55	13	CL	A-6 (9)
	P8	16.08	2.683	100.00	99.88	54.50	29.91	-	-	NP	NP	-	SM	A-2-4 (0)
Miraflores	P9	8.31	2.688	43.65	30.62	26.43	23.25	-	-	30.31	19.56	10	SC	A-2-4 (0)
	P10	2.26	2.803	100.00	90.35	86.74	81.96	56.27	25.69	36.09	21.69	14	CL	A-6 (10)
	P11	7.13	2.672	46.78	33.86	28.68	25.65	-	-	21.77	17.35	5	SM-SC	A-2-4 (0)
	P12	6.94	2.756	100.00	99.22	96.04	91.18	64.89	26.29	33.54	21.03	13	CL	A-6 (9)
	P13	9.04	2.708	100.00	95.58	9.52	84.07	57.97	26.10	28.64	18.43	7	CL	A-6 (8)
	P14	11.76	2.772	100.00	98.49	95.85	92.71	73.22	19.49	27.33	17.31	10	CL	A-4 (8)
	P15	4.50	2.672	100.00	82.92	54.05	42.80	-	-	26.12	19.55	6	SC-SM	A-4 (2)
Germán Busch	P16	10.51	2.666	32.87	27.50	26.48	25.77	-	-	25.63	16.27	9	GC	A-2-4 (0)
	P17	5.30	2.659	37.44	31.22	29.64	28.87	-	-	23.31	15.16	8	GC	A-2-4 (0)
	P18	11.02	2.733	100.00	99.05	96.44	92.23	66.72	25.51	37.68	21.27	17	CL	A-6 (10)
	P19	17.72	2.710	100.00	99.83	99.02	97.51	68.60	28.91	33.75	21.72	12	CL	A-6 (9)
San Martín	P20	4.94	2.652	21.64	8.15	5.15	4.03	-	-	NP	NP	-	GW	A-1 a (0)
	P21	17.07	2.671	20.01	6.41	3.44	2.23	-	-	NP	NP	-	GW	A-1 a (0)
Aranjuez	P22	11.59	2.745	100.00	97.20	90.27	82.85	56.84	26.01	35.95	23.00	13	CL	A-6 (9)

	P23	8.49	2.644	28.97	23.95	22.81	22.08	-	-	27.41	14.98	12	GC	A-2-6 (0)
	P24	7.38	2.679	43.19	29.78	25.36	22.35	-	-	25.08	16.30	9	SC	A-2-4 (0)
	P25	5.36	2.646	27.11	26.59	26.09	25.65	-	-	33.62	20.34	14	GC	A-2-6 (0)
	P26	12.33	2.714	100.00	90.57	86.87	82.31	59.47	22.84	45.56	20.46	26	CL	A-7-6 (16)
	P27	5.40	2.650	29.94	25.68	24.07	23.39	-	-	24.04	16.45	8	GC	A-2-4 (0)
	P28	7.15	2.652	31.56	26.87	25.82	25.22	-	-	26.33	18.26	8	GC	A-2-4 (0)
	P29	4.15	2.668	26.73	15.40	9.35	7.90	-	-	27.90	20.82	7	SP-SC	A-2-4 (0)
	P30	3.03	2.655	20.10	13.50	8.18	7.36	-	-	NP	NP	-	GP- GM	A-1 a (0)

**Fuente:** *Elaboración propia*

*Ver anexos para mayor detalle. –*

**Tabla 3.14. Resumen de la caracterización física de los suelos a tres metros de profundidad.**

Procedencia de la muestra	Ident.	Contenido de humedad natural (%)	Gravedad específica (g/cm <sup>3</sup> )	Granulometría						Plasticidad			Clasificación	
				Tamiz N°10	Tamiz N°40	Tamiz N°100	Tamiz N°200	% Limos	% Arcilla	LL.	LP.	IP.	Clasif. SUCS	Clasif. AASHTO
San Blas	P1	9.28	2.652	26.99	21.41	20.10	19.50	-	-	24.41	16.05	8	GC	A-2-4 (0)
	P2	16.73	2.719	100.00	99.66	99.21	98.38	58.92	39.47	53.59	26.23	28	CH	A-7-6 (18)
	P3	15.89	2.747	100.00	99.89	99.73	98.30	66.61	31.69	39.34	24.26	15	CL	A-6 (10)
	P4	11.25	2.747	100.00	99.65	97.20	87.70	69.45	18.25	44.93	20.39	25	CL	A-7-6 (15)
	P5	18.78	2.709	100.00	99.36	98.48	96.43	64.81	31.62	44.72	24.34	21	CL	A-7-6 (13)
	P6	11.93	2.719	100.00	99.85	99.59	99.02	64.36	34.66	47.00	25.87	21	CL	A-7-6 (14)
	P7	16.74	2.652	31.90	26.09	24.66	23.99	-	-	25.12	15.74	9	GC	A-2-4 (0)
	P8	27.59	2.778	100.00	98.45	97.69	96.24	66.42	29.82	41.47	23.13	18	CL	A-7-6 (11)
Miraflores	P9	8.03	2.672	45.12	32.35	28.18	25.26	-	-	29.52	17.37	13	SC	A-2-6 (0)
	P10	3.58	2.704	100.00	90.57	86.72	82.65	58.03	24.62	35.93	22.28	14	CL	A-6 (10)
	P11	6.37	2.677	43.52	30.84	25.41	22.56	-	-	22.97	16.13	6	SM-SC	A-2-4 (0)
	P12	7.25	2.718	100.00	99.19	96.20	91.06	69.56	21.50	33.52	18.67	15	CL	A-6 (10)
	P13	8.53	2.669	42.07	29.17	23.72	20.51	-	-	24.41	16.80	7	SC	A-2-4 (0)
	P14	11.89	2.695	100.00	98.58	95.73	92.56	72.79	19.77	27.02	16.62	10	CL	A-4 (8)
	P15	4.71	2.671	100.00	83.36	55.46	42.22	-	-	26.00	19.72	6	SC-SM	A-4 (1)
Germán Busch	P16	10.13	2.663	32.99	28.21	27.07	26.22	-	-	25.80	15.74	10	GC	A-2-4 (0)
	P17	5.01	2.653	35.93	29.73	28.22	27.51	-	-	25.30	15.27	11	GC	A-2-4 (0)
	P18	11.18	2.744	100.00	98.97	96.22	91.78	68.34	23.45	37.38	20.38	17	CL	A-6 (11)
	P19	18.97	2.722	100.00	99.84	99.02	97.39	73.69	23.69	33.34	20.74	12	CL	A-6 (9)
San Martín	P20	5.21	2.653	20.50	7.07	4.25	3.14	-	-	NP	NP	-	GP	A-1 a (0)
	P21	17.39	2.655	19.07	5.54	2.49	1.24	-	-	NP	NP	-	GW	A-1 a (0)
Aranjuez	P22	11.97	2.742	100.00	97.50	90.48	82.62	58.47	24.15	35.26	21.99	13	CL	A-6 (9)

	P23	8.57	2.652	30.15	25.17	23.95	23.13	-	-	26.36	14.43	12	GC	A-2-6 (0)
	P24	7.87	2.671	44.20	31.02	26.64	23.28	-	-	24.71	16.43	9	SC	A-2-4 (0)
	P25	5.27	2.653	27.19	26.50	26.04	25.61	-	-	30.86	19.42	12	GC	A-2-6 (0)
	P26	11.25	2.652	29.51	25.26	23.63	22.83	-	-	23.46	15.34	8	GC	A-2-4 (0)
	P27	5.20	2.651	27.29	23.03	21.37	20.57	-	-	23.40	16.21	7	GC	A-2-4 (0)
	P28	8.11	2.653	30.92	24.89	24.03	23.47	-	-	26.21	18.29	8	GC	A-2-4 (0)
	P29	4.86	2.672	26.70	15.10	9.12	7.57	-	-	27.04	20.24	7	SP-SC	A-2-4 (0)
	P30	3.15	2.651	18.88	12.03	7.36	6.44	-	-	NP	NP	-	GP-GM	A-1 a (0)

**Fuente:** *Elaboración propia*

*Ver anexos para mayor detalle*

**CAPÍTULO IV**  
**CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS**  
**SUELOS**

## CAPÍTULO IV

### 4. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS SUELOS

La caracterización mecánica de los suelos de esta investigación se realizó con el ensayo triaxial en dos condiciones CU y UU, el equipo triaxial es el Wykeham Farrance modelo 28-WF4100 con cambio de volumen semiautomático y está instalado en el laboratorio de suelos de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

#### 4.1. Preparación de las muestras

Las probetas para las muestras son inalteradas, porque lo que buscamos es ver las características del suelo de sitio.

Después de haber extraído los terrones en campo, se los llevó a laboratorio para proceder a tallarlos. Para tallar las probetas se utilizó cuchillos y lijas que facilitaron su moldeado.

**Figura 4.1.** *Muestras extraídas*



**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 4.2.** *Tallado y lijado de las probetas*



**Fuente:** *Elaboración propia*

El equipo triaxial cuenta con un extractor con cuchilla que facilita el enrasado de las probetas. Para cada punto se realizaron tres probetas que estarán sometidas a diferentes esfuerzos de confinamiento, estas probetas son cilíndricas con un diámetro de 70 mm y una altura de 2 veces el diámetro como indica la norma.

Una vez concluido el tallado se controló la humedad de la probeta con sobras de la muestra, y se pesó las probetas para posteriormente calcular su relación de vacíos, grado de saturación y su peso unitario.

**Figura 4.3.** *Probeta terminada junto al extractor*



**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 4.4.** *Pesado de la probeta*



**Fuente:** *Elaboración propia*

#### **4.2. Armado de la muestra en el equipo**

El armado de la muestra se realiza en la base de la celda triaxial bajo el siguiente criterio:

Se limpia la base de la celda triaxial para evitar que haya restos de muestras que puedan obstruir, sobre esta se coloca la muestra, abajo y sobre ella se colocan las piedras porosas y los discos de papel filtro. Las piedras porosas tienen la función de distribuir el flujo y las presiones que ingresan a la muestra y los discos de papel filtro evitan la obstrucción de las piedras. Siempre se debe de tomar en cuenta la verticalidad de la muestra.

Encima de la piedra porosa superior se coloca la tapa superior que está conectada a la celda, por esta ingresa el agua al interior de la muestra.

Se coloca la membrana de látex que recubre la muestra con ayuda del molde con succionador y para sujetarla en la parte superior e inferior se colocan los o'rings (anillos de goma). El propósito principal de la membrana de látex es el de evitar el ingreso de agua existente afuera de la muestra dentro de esta y viceversa, creando así un sistema interno y otro externo.

Posteriormente, se coloca la muestra en la celda triaxial, se la ajusta y se procedió a llenarla con el agua desaireada que estaba en el tanque de almacenamiento. En el momento



de llenar la celda con agua, se debe prevenir la aparición de burbujas de aire que afecten la presión de cámara.

Una vez que la celda se llenó de agua, se la montó en la prensa triaxial, donde en la parte superior se conecta un transductor que mide la deformación.

Este montaje se realiza para ambas condiciones de trabajo, tanto el ensayo consolidado no drenado como el no consolidado no drenado, lo único que va variando es el cierre y apertura de las distintas válvulas que están conectadas a la base de la celda.

**Figura 4.5.** Esquema del montaje de la muestra en la celda



**Fuente:** *Elaboración propia*

Con la celda colocada en el aparato triaxial, se conectan todos los canales que se utilizarán para aplicar las presiones necesarias para los ensayos, estos son verificados en la computadora con el Dataloger y puestos en cero para dar inicio al ensayo. Las presiones son controladas con las válvulas del panel, dependiendo las condiciones del ensayo.

**Figura 4.6.** Manejo de las presiones y dataloger en el inicio



**Fuente:** *Elaboración propia*

### **4.3. Ensayo triaxial consolidado no drenado CU**

El objetivo de este ensayo es determinar los parámetros de resistencia drenados del suelo. Los parámetros a determinarse en estos ensayos son la cohesión efectiva,  $c'$ , y el ángulo de fricción interna efectivo,  $\phi'$ .

El ensayo consolidado no drenado CU es realizado en tres muestras a distintos esfuerzos y presenta tres etapas:

#### **4.3.1. Etapa de saturación**

La etapa de saturación es realizada por el método de incrementos de contrapresión, para ello solo es necesario fijar dos valores, el incremento de presión de celda,  $\Delta\sigma_3$ , que en la práctica se adopta un valor de 20 kPa; y el diferencial entre la presión de cámara y la contrapresión que es de 10 kPa.

El procedimiento consiste en incrementar la presión de cámara, e incrementar el valor de la contrapresión, se debe esperar que la presión de poros se estabilice y alcance un valor similar a la contrapresión.

Con estos valores se calcula el valor del coeficiente de presión de poros, con la siguiente fórmula:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{u_1 - u_0}{\Delta \sigma_3}$$

Donde:

B = Coeficiente de presión de poros

$\Delta \sigma_3$  = incrementos de presión de celda (valor de 20 kPa)

$\Delta u$  = diferencia de presión de poros

Cuando el coeficiente de presión de poros B tenga un valor de 0,97 o se haya repetido más de dos veces, entonces se considera al suelo como saturado.

**Tabla 4.1.** *Tabla de datos y cálculo del valor del coeficiente B en la etapa de saturación (Especimen 1 Punto 2)*

Datos grabados			Dato calculado
Presión de cámara	Presión de poro	Contra presión	Valor "B"
(kPa)	(kPa)	(kPa)	(-)
0	0	0	-
20	3,45	C	0,17
20	9,89	10	
40	16,9	C	0,35
40	29,5	30	
60	38	C	0,43
60	50,1	50	
80	61,2	C	0,56
80	72	70	
100	86,4	C	0,72
100	90,2	90	
120	107,3	C	0,86
120	110,2	110	
140	129,7	C	0,97
140	131	<b>saturación completa</b>	

**Fuente:** *Elaboración propia*

### 4.3.2. Etapa de consolidación

La etapa de consolidación de la muestra inicia con un incremento de la presión de cámara, con las otras dos válvulas cerradas, como resultado de este incremento, también se incrementa la presión de poros.

Para consolidar la muestra, es decir, disipar el exceso de la presión de poros permitiendo el flujo de agua de la muestra, se sigue los siguientes pasos:

Se abre la válvula de contrapresión, el agua fluye por este conducto, debido al exceso de la presión de poros.

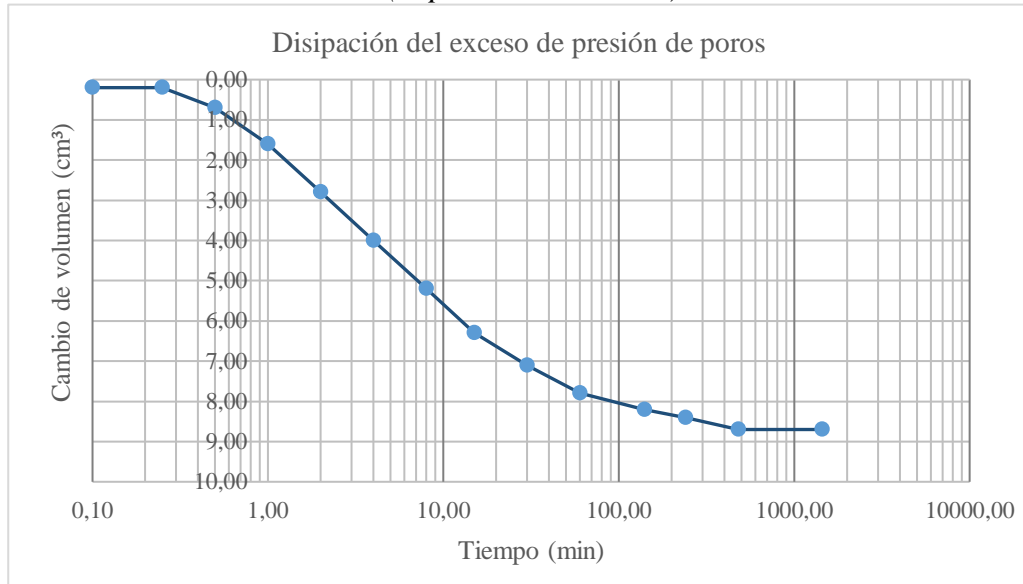
Se registra el volumen de agua expulsado en intervalos de tiempo de 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480 y 1440 minutos. Con estos valores se grafica la variación de disipación de poros en función del tiempo.

**Tabla 4.2.** *Planilla de registro de la etapa de consolidación  
(Especimen 1 Punto 2)*

Número de lectura	Datos grabados			Datos calculados		
	Tiempo transcurrido (min)	Deformación (mm)	Volumen (cm <sup>3</sup> )	Cambio de altura (mm)	Cambio de volumen (cm <sup>3</sup> )	Raíz del tiempo transcurrido -
1	0,00	4,12	0,00	4,12	0,00	0,00
2	0,10	4,12	0,20	4,12	0,20	0,32
3	0,25	4,12	0,20	4,12	0,20	0,50
4	0,50	4,12	0,70	4,12	0,70	0,71
5	1,00	4,11	1,60	4,11	1,60	1,00
6	2,00	4,11	2,80	4,11	2,80	1,41
7	4,00	4,11	4,00	4,11	4,00	2,00
8	8,00	4,10	5,20	4,10	5,20	2,83
9	15,00	4,10	6,30	4,10	6,30	3,87
10	30,00	4,10	7,10	4,10	7,10	5,48
11	60,00	4,10	7,80	4,10	7,80	7,75
12	140,00	4,10	8,20	4,10	8,20	11,83
13	240,00	4,10	8,40	4,10	8,40	15,49
14	480,00	4,10	8,70	4,10	8,70	21,91
15	1440,00	4,10	8,70	4,10	8,70	37,95

**Fuente:** *Elaboración propia*

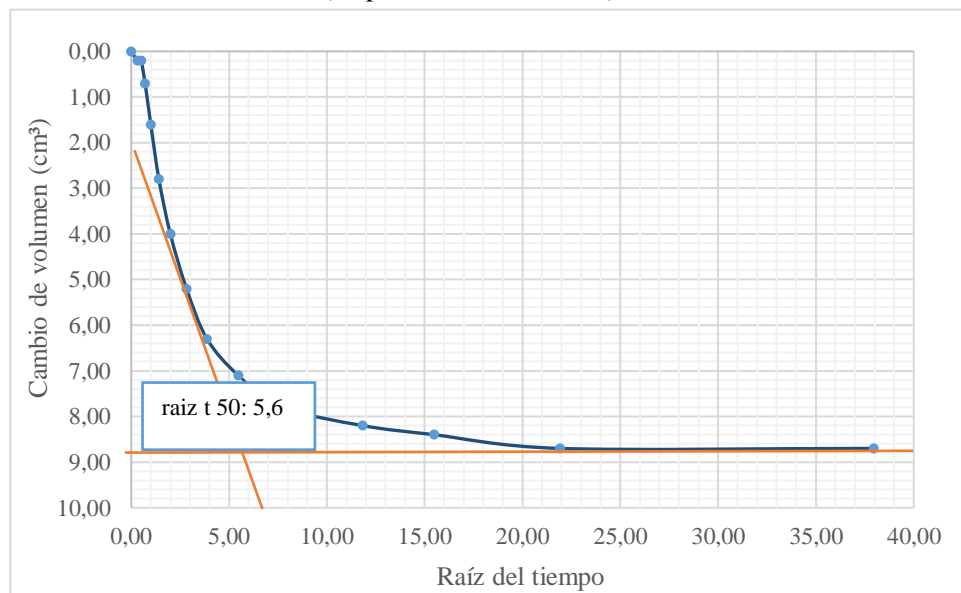
**Figura 4.7.** *Disipación del exceso de presión de poros en función del tiempo*  
(Especimen 1 Punto 2)



**Fuente:** *Elaboración propia*

Aplicando a los datos obtenidos, el método de la raíz del tiempo se obtiene el tiempo al 50 por ciento de la consolidación,  $t_{50}$ , este se muestra en la figura 4.8.

**Figura 4.8.** *Método de la raíz del tiempo para determinar el tiempo de consolidación*  
(Especimen 1 Punto 2)



**Fuente:** *Elaboración propia*

A partir de estos datos de la consolidación, se puede calcular la velocidad de deformación, esta se la calcula para que produzca una presión de poros aproximadamente igual a través de todo el espécimen de falla. Mayormente se asume que la falla ocurre después del 4% de la deformación, por lo que la velocidad es calculada con la siguiente fórmula:

$$\text{Tasa de deformación } \left( \frac{\text{mm}}{\text{min}} \right) = \frac{4\%}{10 * t_{50}}$$

Donde:

t50 = Valor del tiempo obtenido de la curva de consolidación

### 4.3.3. Etapa de compresión

Durante esta etapa la muestra es sometida a una carga axial vertical, el esfuerzo generado sobre la muestra es el “esfuerzo desviador”  $\sigma_d$ . Durante esta etapa no se permite el drenado del agua, es por eso que la válvula de contrapresión se mantiene cerrada.

Las lecturas del esfuerzo y deformación ejercidos sobre la muestra son registradas por el transductor de carga y el transductor auxiliar de deformación directamente en el Geodatalog, estos grafican el diagrama esfuerzo – deformación en la computadora, y guardan los valores en un archivo txt.

**Figura 4.9.** Canales mostrados en el ordenador del triaxial generados por el DATACOMM (Especimen 1 Punto 2)



Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4.3.** Datos registrados por el programa DATACOMM

Reading No.	Time (dd:hh:mm:ss)	Time min	1 mm	2 N	3 kPa	4 kpa	5 cc	6 cc
0	00.00.00.01	0.008	0.752	74.8	237.6	222.3	81.43	28.26
1	00.00.00.15	0.250	0.753	77.2	237.6	222.3	81.43	28.26
2	00.00.00.30	0.502	0.752	77.9	237.6	229.7	81.25	28.25
3	00.00.00.45	0.753	0.752	77.9	237.6	232.0	81.19	28.26
4	00.00.01.00	1.005	0.752	77.5	237.6	233.9	81.12	28.26
5	00.00.01.15	1.251	0.752	78.2	237.6	235.5	81.07	28.26
6	00.00.01.30	1.503	0.752	78.2	237.6	236.9	81.04	28.25
7	00.00.01.45	1.754	0.752	78.2	237.6	238.1	81.01	28.26
8	00.00.02.00	2.001	0.752	77.9	237.6	239.2	80.99	28.25
9	00.00.02.15	2.252	0.752	78.2	237.6	240.1	80.96	28.26
10	00.00.02.30	2.504	0.752	78.2	237.6	240.9	80.93	28.25
11	00.00.02.45	2.750	0.752	77.9	237.6	241.7	80.90	28.26
12	00.00.03.00	3.002	0.752	77.9	237.6	242.3	80.89	28.26
13	00.00.03.15	3.253	0.752	77.9	237.6	243.0	80.86	28.26
14	00.00.03.30	3.505	0.752	77.9	237.6	243.5	80.85	28.26
15	00.00.03.45	3.751	0.752	78.2	237.6	244.0	80.82	28.25
16	00.00.04.00	4.003	0.752	78.2	237.6	244.4	80.80	28.26
17	00.00.04.15	4.254	0.752	78.2	237.6	244.8	80.78	28.26
18	00.00.04.30	4.501	0.752	77.9	237.6	245.1	80.77	28.25
19	00.00.04.45	4.752	0.752	78.2	237.6	245.4	80.76	28.26
20	00.00.05.00	5.004	0.752	77.9	237.6	245.7	80.75	28.26
21	00.00.05.15	5.250	0.752	77.9	237.6	246.0	80.74	28.26

**Fuente:** Elaboración propia

Con los valores registrados se procede a realizar los siguientes cálculos:

- Deformación axial ( $\varepsilon$ ): Esta puede estar expresada como decimal o como porcentaje

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_0} * 100$$

Donde:

$\Delta H$  = Cambio de altura de la muestra durante la carga, determinado por el transductor de deformación.

$H_0$  = Altura inicial de la muestra

- Área de la muestra corregida ( $A$ ): se calcula el área para cada carga axial dada

$$A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon}$$

Donde:

$A_0$  = Área inicial de la sección transversal de la muestra

- Esfuerzo desviador ( $\sigma_d$ ): es la diferencia de los esfuerzos principales,  $\sigma_1 - \sigma_3$

$$\sigma_d = \frac{P}{A}$$

Donde:

P = Carga axial aplicada

A = Área corregida de la sección transversal de la muestra

Los datos registrados y calculados de la etapa de compresión se presentan en la tabla 4.3., con ayuda de estos podemos realizar los círculos de esfuerzos de Mohr y trazar la envolvente de falla.

Una vez terminada la etapa de corte, se reduce la presión de cámara y la contrapresión a cero. Con las válvulas de drenaje cerradas, se retira el espécimen, la membrana de látex, se pesa la muestra y se la lleva al horno para obtener su contenido de humedad final.

**Figura 4.10.** Esquema del retiro del espécimen al concluir el ensayo CU.



**Fuente:** *Elaboración propia*



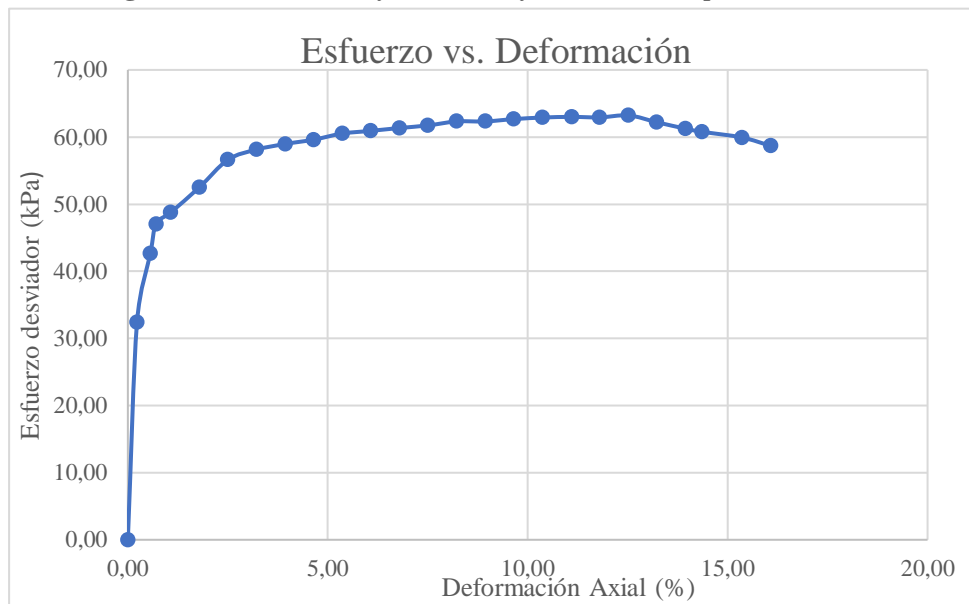
**Tabla 4.4.** Planilla de cálculos de la etapa de compresión de la muestra, ensayo triaxial CU  
(Especimen 1 Punto 2)

Datos registrados				Datos Calculados							
Número de lectura	Deformación	Carga	Presión de poro	PPA inducida	Deformación axial ( $\epsilon$ )	Área corregida	Esfuerzo desviador	$\sigma_1'$	$\sigma_3'$	$p' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$	$q' = (\sigma_1' - \sigma_3')/2$
	(mm)	(N)	(kPa)	(kPa)	(%)	(mm <sup>2</sup> )	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
1	0,00	0,00	139,05	8,05	0,00	2932,11	0,00	96,95	96,95	96,95	0,00
2	0,32	95,20	145,03	14,03	0,23	2938,83	32,39	123,36	90,97	107,17	16,20
3	0,79	125,65	154,60	23,60	0,56	2948,69	42,61	124,01	81,40	102,71	21,31
4	0,99	138,90	155,73	24,73	0,71	2952,96	47,04	127,31	80,27	103,79	23,52
5	1,51	144,60	155,70	24,70	1,08	2963,99	48,79	129,09	80,30	104,69	24,39
6	2,50	156,80	154,59	23,59	1,79	2985,54	52,52	133,93	81,41	107,67	26,26
7	3,50	170,30	153,48	22,48	2,50	3007,43	56,63	139,15	82,52	110,83	28,31
8	4,50	176,10	154,71	23,71	3,22	3029,55	58,13	139,42	81,29	110,35	29,06
9	5,51	180,00	155,03	24,03	3,94	3052,37	58,97	139,94	80,97	110,46	29,49
10	6,50	183,30	154,10	23,10	4,65	3075,00	59,61	141,51	81,90	111,70	29,80
11	7,50	187,50	152,99	21,99	5,36	3098,27	60,52	143,53	83,01	113,27	30,26
12	8,51	190,20	152,11	21,11	6,08	3121,99	60,92	144,81	83,89	114,35	30,46
13	9,51	193,00	151,85	20,85	6,80	3146,01	61,35	145,50	84,15	114,82	30,67

14	10,50	195,70	153,12	22,12	7,51	3170,13	61,73	144,61	82,88	113,75	30,87
15	11,50	199,10	152,60	21,60	8,22	3194,79	62,32	145,72	83,40	114,56	31,16
16	12,51	200,70	152,34	21,34	8,94	3220,05	62,33	145,99	83,66	114,82	31,16
17	13,51	203,40	151,34	20,34	9,66	3245,47	62,67	147,33	84,66	116,00	31,34
18	14,52	205,80	150,43	19,43	10,38	3271,54	62,91	148,48	85,57	117,02	31,45
19	15,53	207,80	149,93	18,93	11,10	3298,24	63,00	149,07	86,07	117,57	31,50
20	16,50	209,20	149,65	18,65	11,80	3324,24	62,93	149,28	86,35	117,82	31,47
21	17,52	211,90	149,30	18,30	12,52	3351,90	63,22	149,92	86,70	118,31	31,61
22	18,51	210,20	149,00	18,00	13,23	3379,15	62,21	149,21	87,00	118,10	31,10
23	19,50	208,70	148,88	17,88	13,94	3407,10	61,25	148,37	87,12	117,75	30,63
24	20,10	208,10	148,54	17,54	14,37	3424,05	60,78	148,24	87,46	117,85	30,39
25	21,50	207,60	148,33	17,33	15,37	3464,42	59,92	147,59	87,67	117,63	29,96
26	22,50	205,00	148,30	17,30	16,09	3494,14	58,67	146,37	87,70	117,03	29,33

**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 4.11.** Curva esfuerzo – deformación (Espécimen 1 Punto 2)



**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 4.5.** Esfuerzos encontrados con el ensayo CU (Espécimen 1 Punto 2)

Espécimen	1	Espécimen	2	Espécimen	3
$\sigma_1$	298,22	$\sigma_1$	572,02	$\sigma_1$	840,99
$\sigma_3$	235	$\sigma_3$	405	$\sigma_3$	610
$\sigma_d$	63,218	$\sigma_d$	167,022	$\sigma_d$	230,991
$\mu_f$	149,300	$\mu_f$	243,210	$\mu_f$	341,000
$\sigma_1'$	148,918	$\sigma_1'$	328,812	$\sigma_1'$	499,991
$\sigma_3'$	85,700	$\sigma_3'$	161,790	$\sigma_3'$	269,000
Datos calculados para graficar el círculo de Mohr con esfuerzos efectivos					
Centro	117,30898	Centro	245,301	Centro	384,495
Radio	31,608978	Radio	83,510793	Radio	115,4954

**Fuente:** Elaboración propia

#### 4.3.4. Círculos de esfuerzos de Mohr

Los círculos de Mohr se grafican con base en esfuerzos efectivos y esfuerzos totales, sobre una gráfica que tiene por ordenadas los esfuerzos de corte y por abscisas los esfuerzos normales, usando una misma escala.

Para el cálculo de los círculos de Mohr se utilizó las siguientes fórmulas:

$$radio = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$$

$$centro = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$$

Para graficar los puntos que formen los círculos, es necesario convertir el ángulo en radianes, como se explicó en el capítulo 2, y en función a cada ángulo se saca un esfuerzo cortante y un esfuerzo efectivo.

- Esfuerzo efectivo:

$$\sigma' = centro - \cos(\theta) * radio$$

$$\sigma' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \cos(\theta) * \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$$

- Esfuerzo cortante:

$$\tau = \sqrt{radio^2 - (esf. efectivo - (centro))^2}$$

$$\tau = \sqrt{\left(\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}\right)^2 - \left(\sigma' - \left(\frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}\right)\right)^2}$$

Donde:

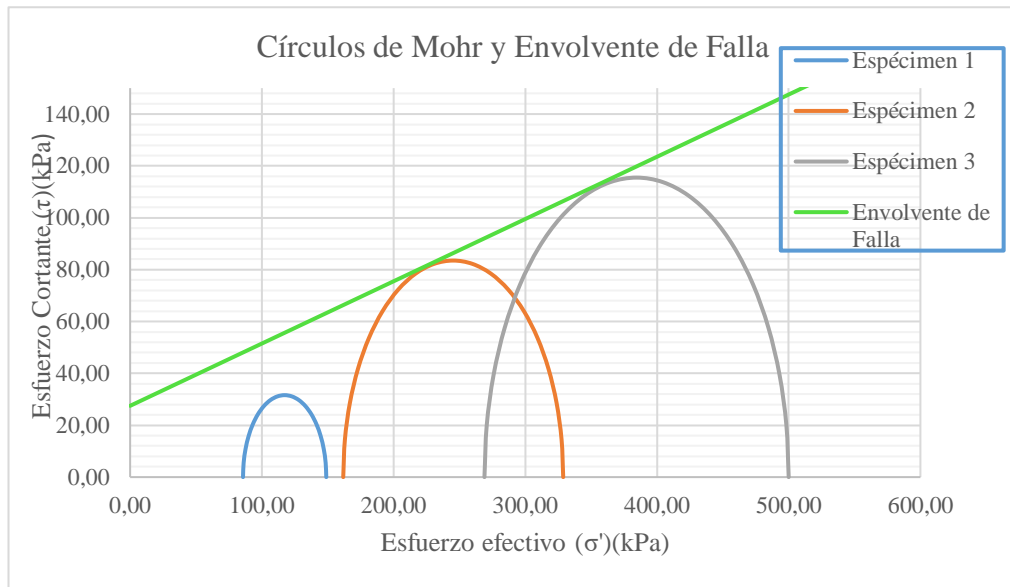
$\theta$  = Ángulo (de 0 a 180°, convertido en radianes)

**Tabla 4.6.** *Valores necesarios para graficar los círculos de Mohr (Punto 2)*

		Espécimen 1		Espécimen 2		Espécimen 3	
Ángulo	Ángulo en radianes	Esfuerzo Efectivo ( $\sigma'$ )	Esfuerzo Cortante ( $\tau$ )	Esfuerzo Efectivo ( $\sigma'$ )	Esfuerzo Cortante ( $\tau$ )	Esfuerzo Efectivo ( $\sigma'$ )	Esfuerzo Cortante ( $\tau$ )
( $^{\circ}$ )	(rad)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
0	0,000	85,70	0,00	161,79	0,00	269,00	0,00
10	0,175	86,18	5,49	163,06	14,50	270,75	20,06
20	0,349	87,61	10,81	166,83	28,56	275,97	39,50
30	0,524	89,93	15,80	172,98	41,76	284,47	57,75
40	0,698	93,10	20,32	181,33	53,68	296,02	74,24
50	0,873	96,99	24,21	191,62	63,97	310,26	88,47
60	1,047	101,50	27,37	203,55	72,32	326,75	100,02
70	1,222	106,50	29,70	216,74	78,47	344,99	108,53
80	1,396	111,82	31,13	230,80	82,24	364,44	113,74
90	1,571	117,31	31,61	245,30	83,51	384,50	115,50
100	1,745	122,80	31,13	259,80	82,24	404,55	113,74
110	1,920	128,12	29,70	273,86	78,47	424,00	108,53
120	2,094	133,11	27,37	287,06	72,32	442,24	100,02
130	2,269	137,63	24,21	298,98	63,97	458,73	88,47
140	2,443	141,52	20,32	309,27	53,68	472,97	74,24
150	2,618	144,68	15,80	317,62	41,76	484,52	57,75
160	2,793	147,01	10,81	323,78	28,56	493,03	39,50
170	2,967	148,44	5,49	327,54	14,50	498,24	20,06
180	3,142	148,92	0,00	328,81	0,00	499,99	0,00

**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 4.12. Círculos de Mohr y envolvente de falla (Punto 2)**



**Fuente:** *Elaboración propia*

**Tabla 4.7. Resultados de los ensayos CU realizados.**

Procedencia de la muestra	Identificación	Clasificación de los estratos	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (kPa)
San Blas	P2	CL/CH/CH	15,00	321
	P5	CL	18,00	211
Miraflores	P11	ML	19,00	210
German Busch	P16	CL-ML	18,50	243
Aranjuez	P26	OL/CL	20,80	278

**Fuente:** *Elaboración propia*

Con estos resultados, se procedió a realizar el cálculo del factor de seguridad de la estabilidad del talud en estudio.

#### **4.4. Ensayo triaxial no consolidado no drenado UU**

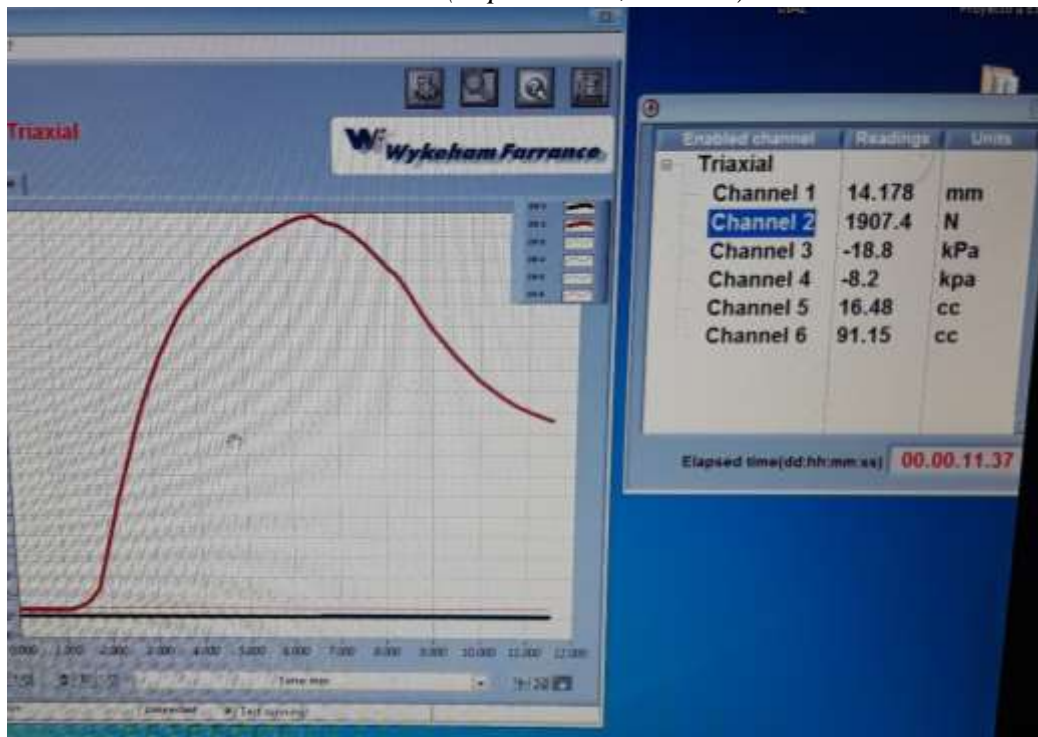
En este método únicamente se determina la resistencia a la compresión en términos de esfuerzos totales. En este tipo de ensayo no se permite el flujo de fluidos desde o hacia la muestra de suelo mientras se está aplicando la carga.

La resistencia no consolidada no drenada obtenida a partir de este ensayo es apropiada para situaciones en las cuales se asume que las cargas se aplican tan rápidamente que no hay suficiente tiempo para disipar la presión de poros ya que no hay una saturación.

Después del armado y colocado de la muestra en la cámara triaxial, se procede a aplicar la carga axial, en este caso se utiliza una tasa de deformación unitaria del 1%/minuto, como las probetas tienen una altura de 140 mm la velocidad de deformación es igual a 1,4 mm/min.

Al igual que en el ensayo CU, se procede con la etapa de compresión de la muestra solo con la válvula de presión de cámara abierta.

**Figura 4.13.** Canales mostrados en el ordenador del triaxial generados por el DATACOMM (Especimen 1, Punto 5)



**Fuente:** Elaboración propia

Cuando el espécimen ya presenta su falla, se concluye el ensayo en el Geodatalog, lentamente se baja la presión de cámara a cero y se cierran todas las válvulas para desmontar la muestra. Al igual que en el CU, se saca el látex de la muestra, se observa la falla y se pesa la muestra para obtener el contenido de humedad final.

**Figura 4.14.** Esquema de remoción del espécimen al finalizar el ensayo UU



**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 4.8.** Datos registrados con el programa DATACOMM

Reading No.	Time (dd:hh:mm:ss)	Time min	1 mm	2 N	3 kPa	4 kpa	5 cc	6 cc
0	00.00.00.00	0.008	0.023	55.7	-18.9	-8.4	16.48	91.14
1	00.00.00.15	0.251	0.023	55.7	-18.9	-8.4	16.48	91.15
2	00.00.00.30	0.504	0.023	55.3	-18.9	-8.4	16.48	91.15
3	00.00.00.45	0.754	0.023	55.3	-18.9	-8.4	16.48	91.14
4	00.00.01.00	1.005	0.023	55.3	-18.9	-8.4	16.48	91.14
5	00.00.01.15	1.250	0.033	87.1	-18.9	-8.4	16.48	91.15
6	00.00.01.30	1.501	0.403	149.9	-18.9	-8.4	16.48	91.15
7	00.00.01.45	1.752	0.733	278.1	-18.9	-8.4	16.48	91.14
8	00.00.02.00	2.003	1.017	745.9	-18.9	-8.4	16.48	91.14
9	00.00.02.15	2.254	1.316	1169.8	-18.9	-8.4	16.48	91.15
10	00.00.02.30	2.501	1.602	1559.6	-18.9	-8.3	16.48	91.15
11	00.00.02.45	2.754	1.939	1936.1	-18.9	-8.3	16.48	91.14
12	00.00.03.00	3.002	2.263	2248.5	-18.9	-8.3	16.48	91.14
13	00.00.03.15	3.250	2.580	2514.6	-18.9	-8.3	16.48	91.15
14	00.00.03.30	3.504	2.916	2744.1	-18.8	-8.3	16.48	91.15
15	00.00.03.45	3.752	3.262	2934.4	-18.8	-8.3	16.48	91.14
16	00.00.04.00	4.000	3.602	3085.4	-18.9	-8.3	16.48	91.14
17	00.00.04.15	4.254	3.957	3217.9	-18.9	-8.3	16.48	91.15
18	00.00.04.30	4.502	4.302	3325.6	-18.8	-8.3	16.48	91.15
19	00.00.04.45	4.755	4.643	3414.3	-18.8	-8.3	16.48	91.14
20	00.00.05.00	5.003	5.005	3483.1	-18.8	-8.3	16.48	91.14
21	00.00.05.15	5.250	5.347	3546.1	-18.8	-8.3	16.48	91.15

**Fuente:** Elaboración propia



Con los datos obtenidos en el programa DATACOMM, se realiza los cálculos como se observa en la tabla 4.9.; estos son los mismos realizados en la etapa de compresión del ensayo triaxial CU, con la diferencia que los esfuerzos encontrados son totales y no así efectivos.

En este ensayo se mantiene constante el esfuerzo 3 ( $\sigma_3$ ), que es ejercido por la presión de cámara.

Las presiones constantes son de 100, 200 y 300 kPa, correspondientes a cada profundidad de las muestras.

**Tabla 4.9.** Planilla de cálculos de la etapa de compresión de la muestra, ensayo triaxial UU  
(Especimen 1 Punto 2)

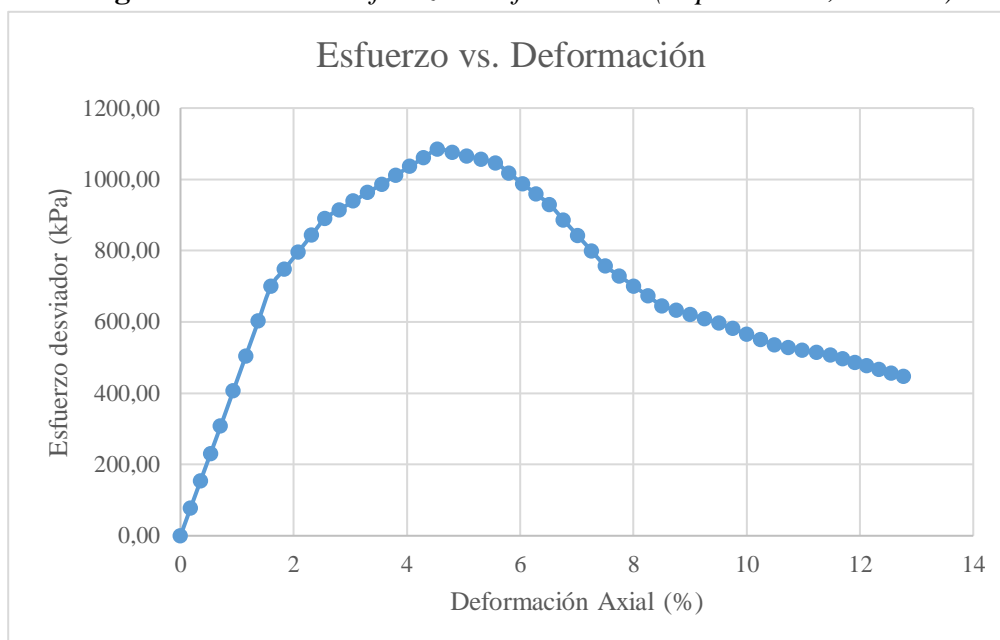
Datos registrados			Datos calculados								
Número de lectura	Deformación	Carga	Deformación corregida	Carga corregida	Deformación axial ( $\epsilon$ )	Deformación axial ( $\epsilon$ )	Área corregida	Esfuerzo desviador s/c	Esfuerzo desviador	$\sigma_1$	$\sigma_3$
	(mm)	(N)	(mm)	(N)	-	(%)	(mm <sup>2</sup> )	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
1	0,023	55,3	0,000	0,00	0	0	3842,96	0,00	0,00	100,00	100
2	0,272	352,9	0,249	297,55	0,0018	0,18	3849,78	77,43	77,29	177,29	100
3	0,520	650,4	0,497	595,10	0,0035	0,35	3856,63	154,85	154,31	254,31	100
4	0,769	948,0	0,746	892,65	0,0053	0,53	3863,51	232,28	231,05	331,05	100
5	1,017	1245,5	0,994	1190,20	0,0071	0,71	3870,41	309,71	307,51	407,51	100
6	1,329	1631,5	1,306	1576,18	0,0093	0,93	3879,09	410,15	406,33	506,33	100
7	1,640	2017,5	1,617	1962,15	0,0115	1,15	3887,82	510,58	504,69	604,69	100
8	1,952	2403,4	1,929	2348,13	0,0138	1,38	3896,58	611,02	602,61	702,61	100
9	2,263	2789,4	2,240	2734,10	0,0160	1,60	3905,38	711,46	700,08	800,08	100
10	2,598	2983,9	2,575	2928,60	0,0184	1,84	3914,89	762,07	748,07	848,07	100
11	2,933	3178,4	2,910	3123,10	0,0208	2,08	3924,44	812,68	795,81	895,81	100
12	3,267	3372,9	3,244	3317,60	0,0232	2,32	3934,03	863,29	843,31	943,31	100
13	3,602	3567,4	3,579	3512,10	0,0255	2,55	3943,68	913,91	890,56	990,56	100
14	3,953	3672,3	3,930	3617,03	0,0280	2,80	3953,83	941,21	914,81	1014,81	100
15	4,304	3777,3	4,281	3721,95	0,0305	3,05	3964,04	968,51	938,93	1038,93	100

16	4,654	3882,2	4,631	3826,88	0,0330	3,30	3974,30	995,82	962,90	1062,90	100
17	5,005	3987,1	4,982	3931,80	0,0356	3,56	3984,62	1023,12	986,74	1086,74	100
18	5,351	4096,2	5,328	4040,90	0,0380	3,80	3994,84	1051,51	1011,53	1111,53	100
19	5,697	4205,3	5,674	4150,00	0,0405	4,05	4005,11	1079,90	1036,18	1136,18	100
20	6,042	4314,4	6,019	4259,10	0,0430	4,30	4015,44	1108,29	1060,68	1160,68	100
21	6,388	4423,5	6,365	4368,20	0,0454	4,54	4025,82	1136,68	1085,05	1185,05	100
22	6,747	4396,0	6,724	4340,68	0,0480	4,80	4036,64	1129,51	1075,32	1175,32	100
23	7,106	4368,5	7,083	4313,15	0,0505	5,05	4047,53	1122,35	1065,63	1165,63	100
24	7,464	4340,9	7,441	4285,63	0,0531	5,31	4058,47	1115,19	1055,97	1155,97	100
25	7,823	4313,4	7,800	4258,10	0,0557	5,57	4069,47	1108,03	1046,35	1146,35	100
26	8,157	4204,2	8,134	4148,85	0,0580	5,80	4079,76	1079,60	1016,93	1116,93	100
27	8,491	4094,9	8,468	4039,60	0,0604	6,04	4090,10	1051,17	987,65	1087,65	100
28	8,824	3985,7	8,801	3930,35	0,0628	6,28	4100,50	1022,74	958,51	1058,51	100
29	9,158	3876,4	9,135	3821,10	0,0652	6,52	4110,95	994,31	929,49	1029,49	100
30	9,503	3707,1	9,480	3651,80	0,0677	6,77	4121,81	950,26	885,97	985,97	100
31	9,849	3537,8	9,826	3482,50	0,0701	7,01	4132,73	906,20	842,66	942,66	100
32	10,194	3368,5	10,171	3313,20	0,0726	7,26	4143,71	862,15	799,57	899,57	100
33	10,539	3199,2	10,516	3143,90	0,0750	7,50	4154,75	818,09	756,70	856,70	100
34	10,890	3090,8	10,867	3035,45	0,0775	7,75	4166,01	789,87	728,62	828,62	100
35	11,240	2982,3	11,217	2927,00	0,0800	8,00	4177,34	761,65	700,69	800,69	100
36	11,591	2873,9	11,568	2818,55	0,0825	8,25	4188,73	733,43	672,89	772,89	100

37	11,941	2765,4	11,918	2710,10	0,0850	8,50	4200,18	705,21	645,23	745,23	100
38	12,293	2721,4	12,270	2666,05	0,0876	8,76	4211,73	693,75	633,01	733,01	100
39	12,645	2677,3	12,622	2622,00	0,0901	9,01	4223,35	682,29	620,83	720,83	100
40	12,996	2633,3	12,973	2577,95	0,0926	9,26	4235,04	670,82	608,72	708,72	100
41	13,348	2589,2	13,325	2533,90	0,0951	9,51	4246,78	659,36	596,66	696,66	100
42	13,691	2530,7	13,668	2475,43	0,0975	9,75	4258,29	644,15	581,32	681,32	100
43	14,034	2472,3	14,011	2416,95	0,1000	10,00	4269,87	628,93	566,05	666,05	100
44	14,376	2413,8	14,353	2358,48	0,1024	10,24	4281,50	613,71	550,85	650,85	100
45	14,719	2355,3	14,696	2300,00	0,1049	10,49	4293,20	598,50	535,73	635,73	100
46	15,067	2330,7	15,044	2275,40	0,1074	10,74	4305,13	592,10	528,53	628,53	100
47	15,414	2306,1	15,391	2250,80	0,1098	10,98	4317,12	585,70	521,37	621,37	100
48	15,762	2281,5	15,739	2226,20	0,1123	11,23	4329,18	579,29	514,23	614,23	100
49	16,109	2256,9	16,086	2201,60	0,1148	11,48	4341,31	572,89	507,13	607,13	100
50	16,410	2217,9	16,387	2162,58	0,1169	11,69	4351,88	562,74	496,93	596,93	100
51	16,712	2178,9	16,689	2123,55	0,1191	11,91	4362,50	552,58	486,77	586,77	100
52	17,013	2139,8	16,990	2084,53	0,1212	12,12	4373,17	542,43	476,66	576,66	100
53	17,314	2100,8	17,291	2045,50	0,1234	12,34	4383,90	532,27	466,59	566,59	100
54	17,615	2061,8	17,592	2006,48	0,1255	12,55	4394,67	522,12	456,57	556,57	100
55	17,917	2022,8	17,894	1967,45	0,1277	12,77	4405,50	511,96	446,59	546,59	100

**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 4.15.** Curva esfuerzo – deformación (Especimen 1, Punto 2)



**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 4.10.** Esfuerzos encontrados con el ensayo UU (Especimen 1, Punto 2)

Especimen	1	Especimen	2	Especimen	3
$\sigma_1$	1185,05	$\sigma_1$	1505,00	$\sigma_1$	1775,09
$\sigma_3$	100	$\sigma_3$	200	$\sigma_3$	300
$\Delta\sigma$	1085,047	$\Delta\sigma$	1304,999	$\Delta\sigma$	1475,095
Datos calculados para graficar el círculo de Mohr					
Centro	642,52352	Centro	852,500	Centro	1037,547
Radio	542,52352	Radio	652,500	Radio	737,547

**Fuente:** Elaboración propia

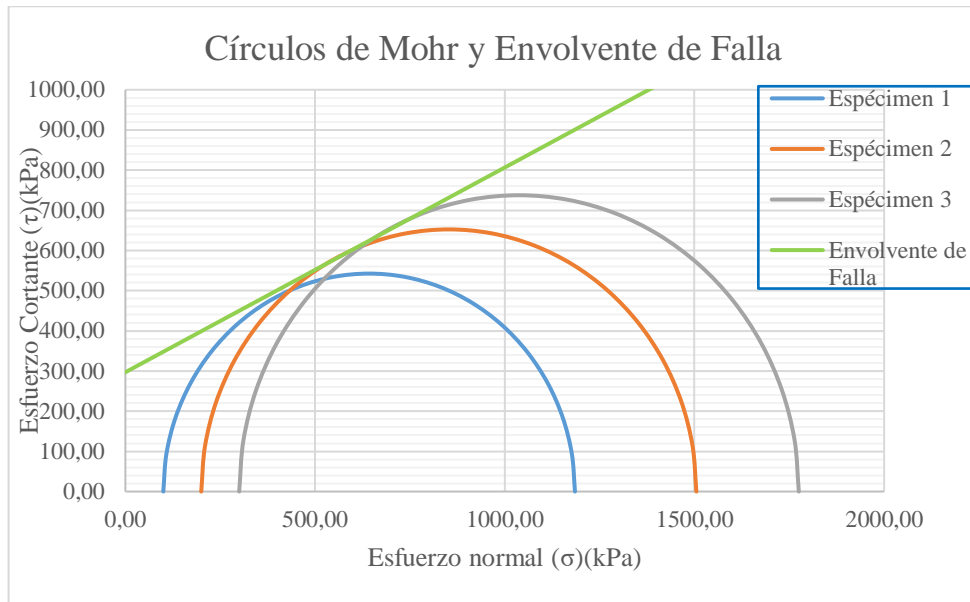
Al igual que en el ensayo CU, se realizan los mismos cálculos para graficar los círculos de Mohr, con la diferencia que el esfuerzo es total y no así efectivo.

**Tabla 4.11.** Valores necesarios para graficar los círculos de Mohr (Punto 2)

Ángulo	Ángulo en radianes	Espécimen 1		Espécimen 2		Espécimen 3	
		Esfuerzo Normal ( $\sigma$ )	Esfuerzo Cortante ( $\tau$ )	Esfuerzo Normal ( $\sigma$ )	Esfuerzo Cortante ( $\tau$ )	Esfuerzo Normal ( $\sigma$ )	Esfuerzo Cortante ( $\tau$ )
(°)	(rad)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
0	0,000	100,00	0,00	200,00	0,00	300,00	0,00
10	0,175	108,24	94,21	209,91	113,31	311,21	128,07
20	0,349	132,72	185,55	239,35	223,17	344,48	252,26
30	0,524	172,68	271,26	287,42	326,25	398,81	368,77
40	0,698	226,93	348,73	352,66	419,42	472,55	474,09
50	0,873	293,80	415,60	433,08	499,84	563,46	564,99
60	1,047	371,26	469,84	526,25	565,08	668,77	638,73
70	1,222	456,97	509,81	629,33	613,15	785,29	693,07
80	1,396	548,32	534,28	739,19	642,59	909,47	726,34
90	1,571	642,52	542,52	852,50	652,50	1037,55	737,55
100	1,745	736,73	534,28	965,80	642,59	1165,62	726,34
110	1,920	828,08	509,81	1075,67	613,15	1289,80	693,07
120	2,094	913,79	469,84	1178,75	565,08	1406,32	638,73
130	2,269	991,25	415,60	1271,92	499,84	1511,63	564,99
140	2,443	1058,12	348,73	1352,34	419,42	1602,54	474,09
150	2,618	1112,36	271,26	1417,58	326,25	1676,28	368,77
160	2,793	1152,33	185,55	1465,65	223,17	1730,62	252,26
170	2,967	1176,80	94,21	1495,09	113,31	1763,89	128,07
180	3,142	1185,05	0,00	1505,00	0,00	1775,09	0,00

**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 4.16.** *Círculos de Mohr y envolvente de falla (Punto 2)*



**Fuente:** *Elaboración propia*

**Tabla 4.12. Resultados obtenidos en el ensayo triaxial UU**

Procedencia de la muestra	Ident.	Clasificación de los estratos	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (kPa)
San Blas	P1	CL-ML	29,00	292
	P2	CL/CH/CH	21,50	376
	P3	CL/CL/CL	24,60	267
	P4	CL/CH/CL	24,20	274
	P5	CL/CL/CL	27,00	305
	P6	CH/ML/CL	22,40	355
	P7	CL/CL	23,90	315
	P8	ML/CL/CL	28,10	288
Miraflores	P9	ML	28,50	250
	P10	MH/CL/CL	27,20	233
	P11	ML	28,60	258
	P12	CL/CL/CL	21,50	260
	P13	ML/CL	24,00	360
	P14	ML/CL/CL	23,00	369
	P15	ML	27,20	292
Germán Busch	P16	CL-ML	26,00	287
	P17	CL-ML	26,50	271
	P18	ML/CL/CL	21,00	278
	P19	CL/CL	24,50	330
San Martín	P20	-	-	-
	P21	ML	27,10	259
Aranjuez	P22	ML/CL/CL	21,40	384
	P23	CL	27,20	292
	P24	CL	26,90	299
	P25	-	-	-
	P26	OL/CL	24,90	303
	P27	-	-	-
	P28	-	-	-
	P29	-	-	-
	P30	OL	24,60	280

**Fuente:** *Elaboración propia*



## **4.5. Análisis de resultados**

### **4.5.1. Análisis de resultados en el ensayo de compresión triaxial**

A continuación, se realizará el análisis de los parámetros mecánicos encontrados mediante el ensayo triaxial, estos fueron realizados en dos condiciones, consolidada no drenada (CU) y no consolidada no drenada (UU), los resultados de los ángulos de fricción y cohesión de las muestras ensayadas difieren de una condición a otra.

#### **4.5.1.1. Análisis de resultados en la condición Consolidada no drenada**

La prueba consolidada no drenada no es tan sencilla como la prueba no consolidada no drenada, especialmente en su manejo y operación, debido a su larga duración en la etapa de saturación; sin embargo, esta prueba es de gran valor debido a las condiciones en las que trabaja la muestra, da una mejor representación por su uso en suelos saturados.

Las condiciones de esfuerzo se mantienen constantes durante el ensayo, por ello es el ensayo más cercano a la realidad. Todos los valores de los esfuerzos son conocidos con gran exactitud durante la prueba, al igual que los cambios de volumen.

Los ángulos de fricción y la cohesión obtenidos con el ensayo triaxial consolidado no drenado son menores respecto a la otra condición, estos resultados se deben a la saturación y consolidación de las muestras.

La prueba consolidada no drenada consiste en que la presión lateral mantenga un valor constante. El cambio de volumen puede prevenirse durante la prueba por cambiar constantemente la presión de confinamiento o también llamada presión de cámara, si el nivel de la cámara empieza a subir indicando que la muestra está empezando a reducir en volumen, este se contrarresta disminuyendo la presión de cámara.

Las condiciones de esfuerzo a pesar de no ser absolutamente constantes a través de toda la muestra, están más cerca de ser constantes que cualquier otro aparato de medición de la resistencia al corte, es por eso que tenemos el ensayo con resultados más cercanos a la realidad.

#### **4.5.1.2. Análisis de resultados en la condición No consolidada no drenada**

La exactitud y el carácter de los resultados de las pruebas no consolidadas no drenadas, son más pobres que aquellas obtenidas con la otra condición, la principal desventaja y la que hace que difieran los resultados del ángulo de fricción y cohesión, es la no disipación de la presión de poros, debido a que no existe una consolidación previa. Este ensayo es

usualmente llevado a cabo sobre especímenes naturales de arcilla, expresando los resultados en términos de esfuerzos totales.

Para los suelos en condiciones naturales, parcialmente saturados, la envolvente de falla de Mohr es curvada a presiones de confinamiento bajas, a medida que los vacíos de aire se comprimen con el confinamiento creciente, la envolvente va haciéndose más plana.

Los ángulos de fricción y la cohesión obtenidos en la condición no consolidada no drenada, son mayores que los obtenidos en la otra condición, esto se debe a que esta condición trabaja en esfuerzos totales, es decir, no se toma en cuenta la presión de poros, por lo que el valor aumenta y no es corregido.

#### **4.5.2. Análisis de los resultados obtenidos en ambas condiciones**

Según Braja M. Das, fundamentos de ingeniería geotécnica 2012, en la tabla 2.1 tenemos nuestros valores de ángulo de fricción dentro del rango de los suelos finos, limos y arcillas, estos van de 20 a 30 grados. Igualmente menciona que los suelos finos presentan una cohesión mayor a cero, de acuerdo a los ensayos realizados se puede verificar que todos los valores obtenidos son mayores a cero.

En la tabla 2.3. según la bibliografía consultada del libro de Interpretación de los ensayos geotécnicos en suelos del ingeniero Ignacio Morilla Abad, se presenta un resumen de valores máximos, medios y mínimos del ángulo de fricción y cohesión en varios tipos de suelos según sus estudios realizados; podemos verificar que nuestros valores están dentro del rango de aceptación para los tipos de suelos finos estudiados.

El autor presenta sus resultados en función de la clasificación SUCS, donde indica que los resultados son para muestras naturales, iguales a las que se utilizó en esta investigación, los valores máximos corresponden a muestras realizadas en condiciones naturales, parcialmente saturadas, con humedades bajas, como se las utilizó para la condición no consolidada no drenada; mientras que los más bajos corresponden a muestras saturadas utilizadas en la condición consolidada no drenada.

#### **4.5.3. Análisis comparativo de resultados**

En los siguientes cuadros podemos observar la diferencia de resultados que existe de un ensayo en comparación con otro.

**Tabla 4.13.** Cuadro comparativo del ángulo de fricción de los distintos tipos de suelos estudiados

$\phi$ (Ángulo de fricción) (°)					
Muestra	Punto 2	Punto 5	Punto 11	Punto 16	Punto 26
Tipo de suelo	CL/CH/CH	CL/CL/CL	ML	CL-ML	OL/CL
$\phi$ CU	15,00	18,00	19,00	18,50	20,8
$\phi$ UU	21,50	27,00	28,60	26,00	24,90
Diferencia (°)	6,50	9,00	9,60	7,50	4,10
Porcentaje (%)	30,23	33,33	33,57	28,85	16,47

**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 4.14.** Cuadro comparativo de la cohesión de los distintos tipos de suelos estudiados

C (Cohesión) (kPa)					
Muestra	Punto 2	Punto 5	Punto 11	Punto 16	Punto 26
Tipo de suelo	CL/CH/CH	CL/CL/CL	ML	CL-ML	OL/CL
Cohesión CU	321	211	210	243	278
Cohesión UU	376	305	258	287	303
Diferencia (kPa)	55	94	48	44	25
Porcentaje (%)	14,63	30,82	18,60	15,33	8,25

**Fuente:** Elaboración propia

Al revisar los resultados obtenidos en el ensayo triaxial en condición Consolidada no drenada y No consolidada no drenada, se puede observar que el valor del ángulo de fricción y la cohesión son menores en la primera condición que los arrojados en la segunda, lo cual obedece a que en la primera condición es posible medir la presión de poros que la muestra experimenta durante la fase de consolidación y saturación, esta presión es tomada en cuenta el momento de efectuar los cálculos para graficar los círculos de Mohr, para posteriormente encontrar los parámetros mecánicos que necesitamos.

La diferencia expresada en porcentaje entre los ángulos de fricción, esta entre 15 y 30 % una de la otra, es decir varia de 4 a 10 grados.

Con respecto a la cohesión, la diferencia expresada en porcentaje, esta entre el 8 y 30 % una de la otra, variando desde 25 a 94 kPa.

Los suelos con clasificación OL y CL-ML presentan menor diferencia, tanto en el ángulo de fricción como la cohesión que poseen, el suelo que presentó mayor diferencia es el suelo con clasificación CL, esto debido a las características que este suelo posee, como ser su plasticidad y el contenido de arcilla que presentan.

#### **4.6. Elaboración del mapa de características geotécnicas del distrito**

Dado el alcance del mapa que se pretende generar, se seleccionará, de los estudios realizados, los parámetros a representar, como se muestra en la tabla 4.15.

Los mapas se detallan en el anexo II.

**Tabla 4.15.** *Parámetros geotécnicos que se representarán en el mapa de caracterización*

Parámetros	Descripción
Clasificación y descripción del suelo	Clasificación del suelo en base a la norma ASTM D2487; Clasificación de suelos para propósitos de ingeniería (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)
Contenido de humedad	Parámetro presentado en los estudios de suelo realizado en base a la norma ASTM D2216
Peso Específico	Parámetro que se presenta en los estudios de suelos, determinado por ensayos de laboratorio en base a la norma ASTM
Límites de consistencia	El límite plástico y límite líquido serán obtenidos directamente por ensayos de laboratorios en base a la norma ASTM D 4318.
Ángulo de fricción	Indica el grado de trabazón de las partículas de suelos, determinando en estudios de suelos por medio de ensayos triaxiales.
Cohesión del suelo	Es la cementación o atracción entre las partículas de un suelo, originada por las fuerzas moleculares y las películas de agua, la cual es determinada en los estudios de suelos por medio de ensayos triaxiales.

**Fuente:** *Elaboración propia.*

Los estudios de suelos proporcionados cuentan con coordenadas geográficas que permitirán ubicar los puntos con información en el área de interés. Los puntos fueron referenciados por medio del GPS RTK del laboratorio de topografía de la UAJMS.

Para la elaboración del mapa se aplicó ArcMap para mapeo, edición, análisis y administración de datos, ya que permite representar información geográfica como una colección de capas y otros elementos en una vista de mapa.

El plano de caracterización a cada metro de profundidad del distrito se detalla en el anexo IV, en cada plano se indica la caracterización realizada en cada punto.

A un metro de profundidad: el distrito se constituye principalmente por suelos finos, el 80 % se trata de suelos finos, entre limos y arcillas; de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), encontramos que la mayoría de estos son arcillas inorgánicas de baja plasticidad (CL), la cohesión de estos varía entre 260 a 376 Kpa., y poseen un ángulo de fricción en un rango de 21,50 a 27,20°.

El barrio Miraflores presenta casi es su totalidad limos inorgánicos de baja plasticidad (ML) con una cohesión entre 233 a 384 kPa. y un ángulo de fricción de 21,00 a 28,60°; el 20 % restante son gravas y arenas situadas principalmente en el barrio de Aranjuez.

A dos metros de profundidad, solo el 47 % lo componen los suelos finos, y el 53% pertenece a los suelos gruesos. El total de los suelos finos, son arcillas inorgánicas de baja plasticidad (CL) con características similares a las encontradas a un metro de profundidad, los suelos gruesos corresponden a gravas arcillosas (GC) y arenas arcillosas (SC).

A tres metros de profundidad los suelos se van haciendo más gruesos, ya el 60 % lo conforman gravas arcillosas (GC) y arenas (SC), distribuidos en Aranjuez, San Martín y Germán Busch, el otro 40 % lo constituyen los suelos finos que en su totalidad se tratan de arcillas inorgánicas de baja plasticidad (CL) distribuidas entre San Blas y Miraflores.

#### **4.7. Análisis de estabilidad de taludes**

##### **4.7.1. Descripción del talud en estudio**

Como ejemplificación para esta investigación se eligió un talud dentro del distrito 12, para analizar su estabilidad con los parámetros encontrados en ambas condiciones. El talud a estudiar se encuentra en el punto 2 en estudio, en el barrio de San Blas.

Se eligió este talud, porque se lo conformó recientemente, para la apertura de una avenida principal en el barrio.

**Figura 4.17.** Talud barrio San Blas (punto 2)



**Fuente:** *Elaboración propia*

#### **4.7.2. Análisis de datos con el Software GEO5**

GEO5 es un conjunto de soluciones de software de gran alcance para resolver problemas geotécnicos por métodos analíticos tradicionales y por el método de elementos finitos (MEF). Este está diseñado para resolver diferentes problemas geotécnicos desde los más básicos (verificación de cimentaciones, muros, estabilidad de taludes), hasta programas altamente especializados (análisis de los túneles, daños debido a la construcción de un túnel, estabilidad de rocas).

El programa permite analizar la estabilidad de un talud, usando variables como el tipo de suelo que compone un talud, sus parámetros mecánicos, y la topografía mediante perfiles longitudinales de los taludes.

Las normativas no recomiendan utilizar un método específico, para encontrar el factor de seguridad mínimo. Por tal motivo se utilizó el método de equilibrio límite - Bishop, que es uno de los más utilizados, el cual fue diseñado especialmente para el análisis de estabilidad de taludes. Este permite modelar taludes homogéneos y estratificados, con superficies geométricas complejas y simples.

De esta manera una vez introducidos todos los cálculos de la caracterización física, y haber obtenido los parámetros mecánicos, el programa entrega las distintas superficies de rotura analizadas, así también la superficie de falla más desfavorable.

A continuación, se explica el procedimiento aplicado para la modelación de los taludes con el programa GEO5.

Una vez que pulsamos el ícono de arranque del programa desde el escritorio nos aparecerá la siguiente figura.

**Figura 4.18. Inicio GEO5**



**Fuente:** *Elaboración propia*

Procedemos a seleccionar el tipo de análisis correspondiente a estabilidad de taludes.

**Figura 4.19. Selección de subprogramas**

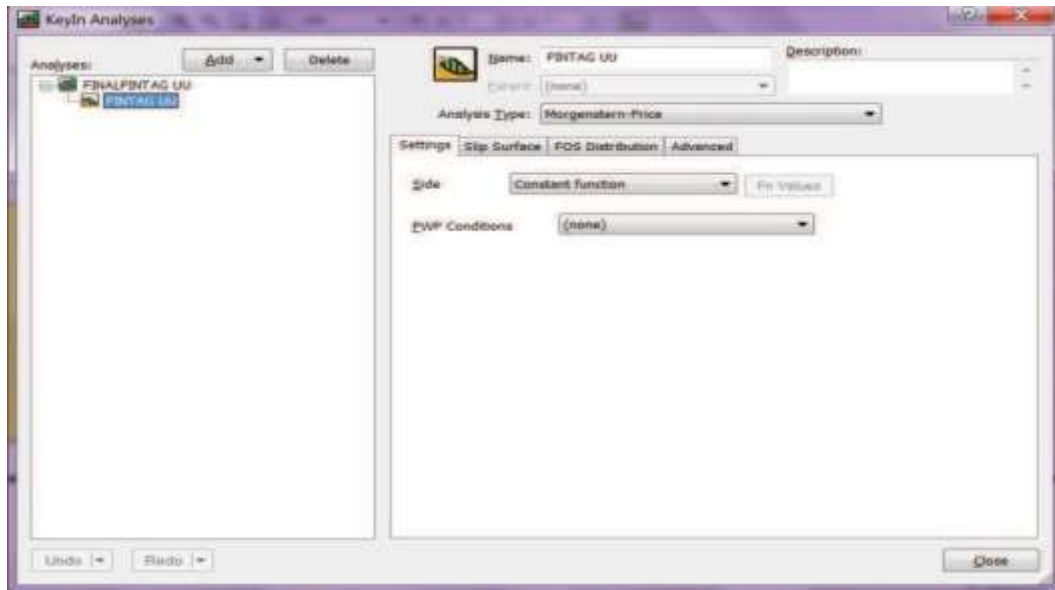


**Fuente:** *Elaboración propia*

Inicialmente se escoge el método de análisis con el que se requiere trabajar, en esta investigación se utilizó el método de equilibrio límite – Bishop, en la sección de configuración (Settings), se pueden configurar todos los parámetros que utiliza el programa para hacer el análisis del talud.

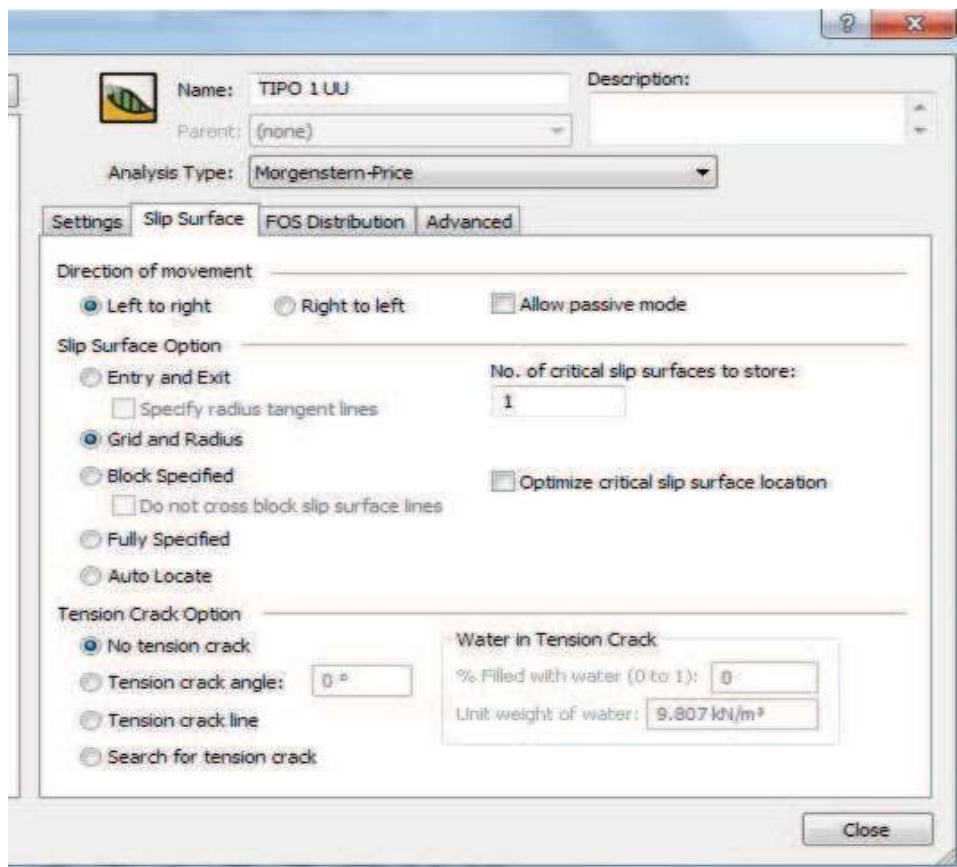


**Figura 4.20.** Ajustes de los parámetros en el GEO5



**Fuente:** Elaboración propia

**Figura 4.21.** Configuración de los parámetros en el GEO5



**Fuente:** Elaboración propia

A partir de aquí podemos empezar introduciendo la geometría, malla, parámetros y todos los datos necesarios para modelar el comportamiento del talud estudiado.

Con vista a determinar los factores de seguridad mínimos, se comprobaron las pendientes dimensionadas de los taludes, para los dos diferentes estados UU y CU.

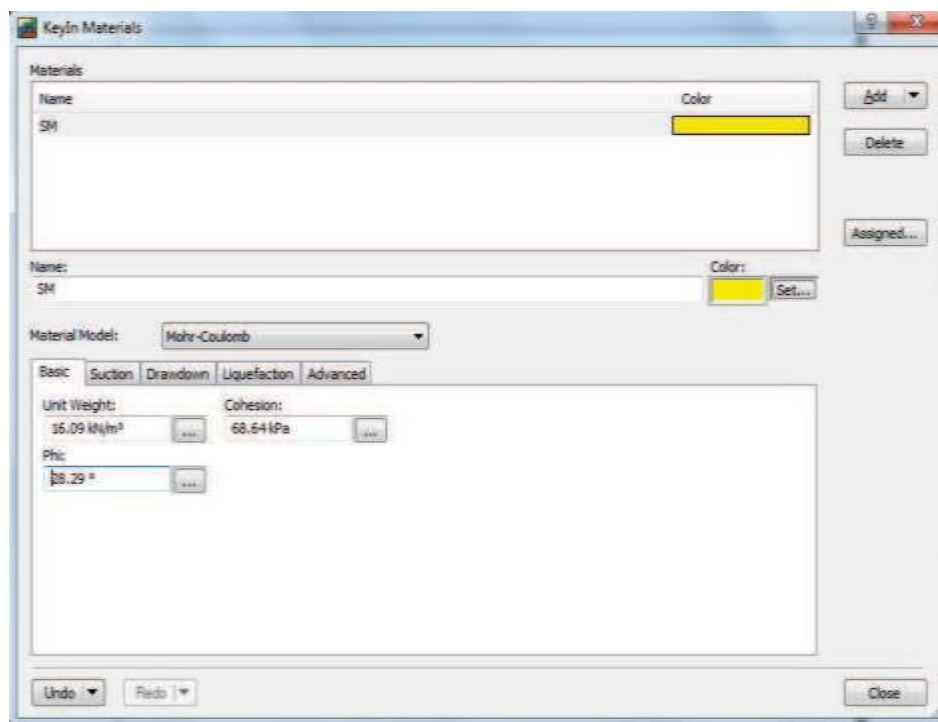
#### 4.7.2.1. Ingreso de datos

Las unidades utilizadas en el programa GEO5 se definen como peso unitario en  $\text{KN/m}^3$  (Kilo Newton/metro cúbico) y la cohesión en  $\text{kPa}$  (Kilopascales) en el sistema internacional SI para lo cual se realizó la correspondiente conversión de unidades.

Para calcular el coeficiente de seguridad del talud se utilizaron las propiedades físicas y mecánicas previamente calculadas.

Definimos los materiales y para esto seleccionamos Materials del menú KeyIn y tenemos el siguiente diálogo, donde marcamos las casillas; en la parte derecha aparece una lista desplegable ADD, desplegarla y pulsar New. En el cuadro de diálogo, material model, seleccionar Mohr-Coulomb y escribir el nombre del material. En la unidad de peso, en la cohesión, y en ángulo de rozamiento interno ingresamos los parámetros calculados. Pulsamos enter.

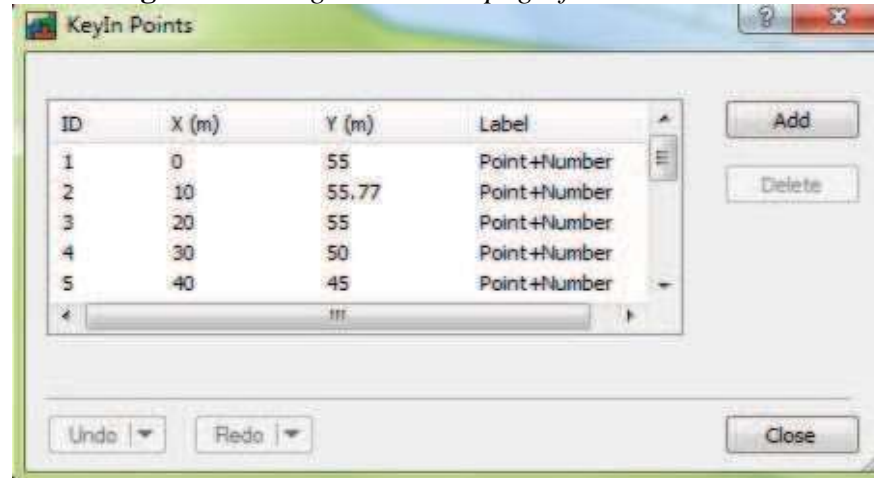
**Figura 4.22.** *Ingreso propiedades del suelo GEO5*



**Fuente:** *Elaboración propia.*

Para definir la geometría en el programa GEO5, fue necesario ingresar los puntos en coordenadas (x,y) seleccionamos Points en el menú despegable KeyIn, procedemos a ingresar los puntos se nos muestra la siguiente figura:

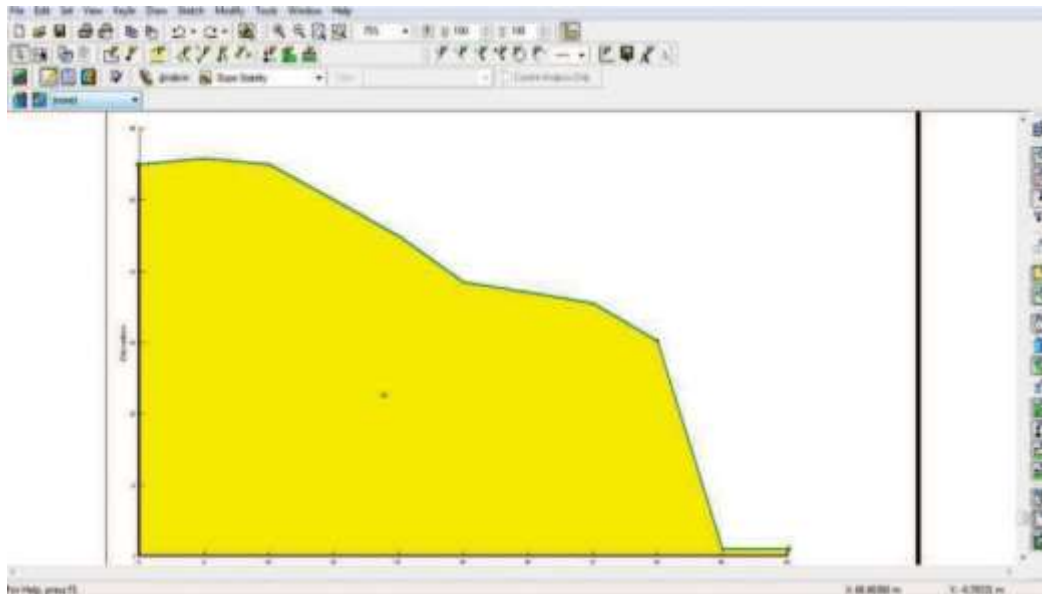
**Figura 4.23.** Ingreso de la topografía en el GEO5



**Fuente:** Elaboración propia

Seleccionamos Materials en el menú despegable Draw y definimos el material para cada sección como se muestra en la siguiente figura:

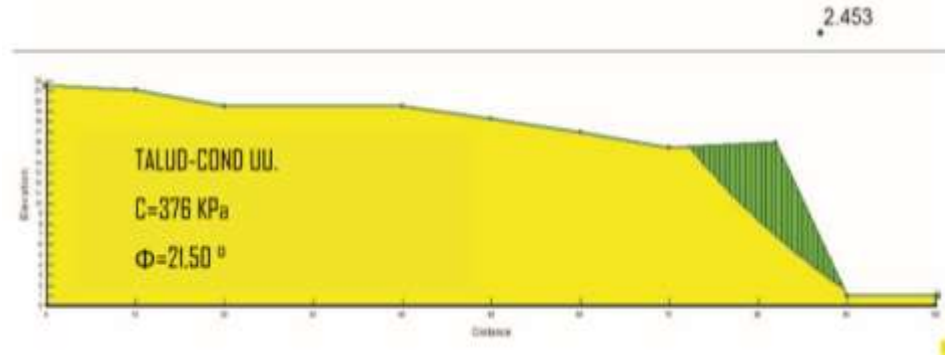
**Figura 4.24.** Propiedades del suelo adoptadas en GEO5



**Fuente:** Elaboración propia

Se verifica y analiza el programa, como se muestra en el gráfico se obtiene los siguientes resultados; los mismos que fueron analizados sobre el talud estudiado, cuyo valor de FS es variable en función de los valores brindados por el ensayo CU y UU.

**Figura 4.25.** Factor de seguridad del talud – ensayo UU



**Fuente:** *Elaboración propia*

**Figura 4.26.** Factor de seguridad del talud – ensayo CU



**Fuente:** *Elaboración propia*

Se obtienen los modelos de falla con el factor de seguridad para los estados de carga definidos por las condiciones físico-mecánicas del suelo, los mismos que fueron analizados en condición de taludes naturales sin adición de geomembranas o mallas.

#### **4.7.2.2. Factores de seguridad obtenidos con el software**

En la tabla 4.14. se muestran los factores de seguridad mínimos que fueron obtenidos en las modelaciones. Se puede observar claramente que, entre la condición de CU y UU, presentan variables, sin embargo, en ambos estados, se cumple con el valor mínimo.

De acuerdo a los resultados obtenidos, se ha podido observar que el talud en estudio, es estable, puesto que cumple con el factor de seguridad por sobre la unidad ( $FS > 1$ ) lo que refleja que el talud no debería sufrir desplazamientos bajo las condiciones de cálculo consideradas. En condiciones consolidadas no drenadas, el valor del factor de seguridad

es menor, esto debido al grado de saturación del suelo, la cohesión y el ángulo de fricción obtenido con ensayos previos.

**Tabla 4.16.** *Resultados de los factores de seguridad*

Factores de seguridad obtenidos en ambas condiciones		
Ensayo	UU	CU
Talud San Blas	2,453	1,860

**Fuente:** *Elaboración propia*

**CAPÍTULO V**  
**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## CAPÍTULO V

### 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. Conclusiones

- Se cumplió con el objetivo de caracterizar el distrito 12 de la ciudad de Tarija, para ello se determinó la cantidad y el lugar de los puntos a muestrear, teniendo en cuenta la topografía y accesibilidad del lugar; realizándose la exploración de 30 puntos por medio de excavaciones hasta los tres metros de profundidad.
- Se realizaron los análisis de suelos necesarios para realizar la caracterización física de las muestras, donde en su mayoría se obtuvieron los siguientes tipos de suelos: arcillas de baja plasticidad (CL), gravas arcillosas (GC), limos inorgánicos de baja plasticidad (ML) y arenas arcillosas (SC). De acuerdo a estas clasificaciones se tiene para las arcillas una cohesión entre 260 – 380 kPa y un ángulo de fricción entre 21 y 28 grados, y los limos con una cohesión que varía de 230 a 384 kPa con un ángulo de fricción entre 21 y 30 grados, conforme a estos resultados se concluye que las arcillas presentan mayor cohesión que los limos, y los limos tienen un ángulo de fricción mayor al de las arcillas.
- La condición saturada es la condición más desfavorable de resistencia de un suelo, esto se confirmó realizando los ensayos UU y CU, los mismos que presentan cohesión y ángulo de fricción relativamente más bajas en estado saturado que en estado natural. La diferencia del ángulo de fricción entre ambas condiciones depende del tipo suelo, siendo esta mayor en los limos, variando entre condiciones 9,60 grados y en las arcillas de 4 a 9 grados. Con respecto a la cohesión, la diferencia entre condiciones varía desde 25 a 95 kPa. Las arcillas orgánicas fueron las que presentaron menor diferencia en ambos parámetros.
- En los suelos saturados, se debe considerar la presión de poros, ya que este disminuye el esfuerzo efectivo que presentan los suelos.
- Hoy en día, la mayoría de las metodologías de cálculo utilizados para analizar la estabilidad de taludes, se encuentran en herramientas computacionales. Por ello en esta investigación se utilizó el software GEO5 2022, el cual se basa en

4 parámetros del suelo (gravedad específica, peso unitario, cohesión y ángulo de fricción).

- En función a la condición del ensayo, el factor de seguridad obtenido en el programa, disminuye, es decir en condiciones consolidadas no drenadas se obtiene un factor de seguridad más bajo. Con los parámetros de la condición UU se obtuvo un F.S. de 2,453 y con el CU un F.S. de 1,860; sin embargo, en ambas condiciones se cumple con el valor mínimo, por lo que el talud se considera estable.

## **5.2. Recomendaciones**

- Se recomienda continuar con las investigaciones del comportamiento mecánico de los suelos en otros distritos de la ciudad de Tarija.
- Para tener resultados que se asemejen más a las condiciones en situ, se recomienda tener mucho cuidado y precaución al momento de extraer las muestras, ya que estas pueden sufrir daños que alteren su comportamiento.
- Las muestras deben ser bien envueltas con el papel film y con otras bolsas encima, para que no pierden humedad, hasta realizar el respectivo tallado.
- El tallado debe realizarse con mucha precaución, para evitar que la muestra se fragmente. Lo más recomendable es hacerlo con un cuchillo delicadamente. No utilizar herramientas como amoladoras, que poseen cierta vibración que desmorona las muestras.
- Para análisis posteriores, se recomienda realizar una caracterización química y mineralógica de los suelos de este distrito, para identificar los elementos químicos y minerales existentes en los distintos tipos de suelos, para analizar qué compuestos están relacionados con la resistencia del suelo.
- Se recomienda utilizar el presente trabajo con la finalidad de brindar a la población los datos necesarios para que se puedan realizar edificaciones, analizar la estabilidad de los taludes presentes en la zona, puesto que los valores obtenidos se pueden utilizar como herramientas para el planeamiento territorial.