



**UNIVERSIDAD DEL AZUAY**

**FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA**  
**INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA EN**  
**CONSTRUCCIONES**

**Determinación indirecta de la permeabilidad del suelo  
mediante el ensayo edométrico**

**Trabajo de grado previo a la obtención del título de:  
Ingeniera Civil con énfasis en Gerencia de Construcciones**

**Autor:**

**WILMA ELIZABETH SARMIENTO ESPINOZA**

**Director:**

**JUAN PABLO RIQUETTI MORALES**

**CUENCA, ECUADOR**

**2017**

## **DEDICATORIA**

Con infinito amor a quienes me apoyaron y confiaron en mí siempre.

A mí querida madre Carmen, a mí esposo Carlos, a mi hermano Marco,

Y a mis tesoros Sebastián, Christopher y Francisco.

## AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, gracias a Dios por haber puesto en mi vida lo justo y lo necesario para llegar a culminar este objetivo y a mi familia por su amor, entrega y paciencia, de manera especial a mis padres Ángel y Carmen, a mi querido esposo Carlos y a mi confidente de vida, mi hermano Marco.

A todos mis profesores que contribuyeron en mi formación académica, de sobre manera al Ing. Rolando Armas Novoa, por colaborar incondicionalmente en todo el desarrollo de este proyecto, transmitiéndome sus conocimientos, tanto académicos como personales. De la misma manera al Ing. Juan Pablo Riquetti, por haber confiado en mí para el desarrollo de este propósito; al Sr. Ramiro Bautista y a mi amiga la Srta. Maloy Arévalo, quienes me acompañaron y fueron un gran apoyo en el desarrollo práctico de este proyecto.

A todos quienes conociendo mis virtudes y defectos me brindaron su amistad sincera y me ayudaron a ser mejor persona, de manera especial a Carola Peláez, Ismael Tenesaca, Patricia Fernández, Adriana Fajardo, Antonia Ordoñez, Franklin Solís, Catalina Calle, Carmen Cabrera, Yadira Rodríguez, Rosa Martínez y Andrés Conto.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA .....	ii
AGRADECIMIENTOS .....	iii
ÍNDICE DE CONTENIDO .....	iv
ÍNDICE DE TABLAS .....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS .....	vii
RESUMEN .....	ix
ABSTRACT .....	x
INTRODUCCIÓN .....	1
OBJETIVOS .....	3
Objetivo general .....	3
Objetivos específicos .....	3
JUSTIFICACIÓN .....	4
1. CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO .....	5
1.1. PERMEABILIDAD .....	5
Ley de Darcy .....	5
Validez de la ley de Darcy .....	6
Métodos para determinar la permeabilidad .....	7
Permeámetro de carga constante .....	8
Permeámetro de carga variable .....	10
1.2. COMPACTACIÓN .....	12
Ensayo Proctor Estándar .....	12
1.3. CONSOLIDACIÓN .....	18
Procesos en la consolidación .....	18
Curva de consolidación .....	19
Curva de compresibilidad .....	20
Coeficiente de consolidación .....	22
Prueba de laboratorio de consolidación .....	27
Determinación del coeficiente de permeabilidad a partir del ensayo de consolidación .....	28
2. CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA DE LOS ENSAYOS REALIZADOS .....	30
Contenido de agua .....	30

Material más fino que pasa el tamiz de 75 $\mu\text{m}$ (N° 200), mediante lavado.....	31
Análisis granulométrico .....	32
Límites de consistencia.....	33
Determinación del límite líquido .....	33
Determinación del límite plástico .....	35
Clasificación de suelos según Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) .....	36
Compactación con la energía Proctor Estándar (densidad seca máxima y humedad óptima).....	42
Densidad relativa (gravedad específica) .....	44
Consolidación .....	45
3. CAPÍTULO 3. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	47
Ubicación del material .....	47
Descripción geológica.....	48
Tamaño de la muestra .....	48
Ensayos realizados .....	48
Resultados de los ensayos.....	49
Contenido de agua.....	49
Límites de consistencia .....	49
Análisis granulométrico .....	52
Clasificación de suelos mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) .....	54
Ensayo de compactación tipo Proctor Estándar .....	55
Densidad relativa (gravedad específica) .....	58
Consolidación.....	58
4. Análisis de los resultados .....	63
Conclusiones y recomendaciones .....	65
Conclusiones.....	65
Recomendaciones .....	67
Bibliografía.....	68
ANEXOS.....	69

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.1.</b> Variación del factor tiempo con el grado de consolidación. ....	24
<b>Tabla 2.1.</b> Símbolos de grupo para suelos tipo grava. ....	37
<b>Tabla 2.2.</b> Símbolos de grupo para suelos arenosos. ....	37
<b>Tabla 2.3.</b> Símbolos de grupo para suelos limosos y arcillosos .....	38
<b>Tabla 3.1.</b> Contenido de agua de las muestras de suelo estudiado. ....	49
<b>Tabla 3.2.</b> Valores de límite líquido de las muestras en estudio. ....	51
<b>Tabla 3.3.</b> Valores de límite plástico de las muestras en estudio. ....	51
<b>Tabla 3.4.</b> Material pasante del tamiz N° 200 de las muestras en estudio.....	54
<b>Tabla 3.5.</b> Tipo de suelo de las muestras estudiadas, según SUCS .....	54
<b>Tabla 3.6.</b> Densidad seca máxima y humedad óptima de las muestras estudiadas. .	57
<b>Tabla 3.7:</b> Gravedad Específica de muestras en estudio. ....	58
<b>Tabla 3.8.</b> Coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) y permeabilidad ( $k$ ) de la muestra S1, para cada escalón de carga aplicado. ....	60
<b>Tabla 3.9.</b> Coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) y permeabilidad ( $k$ ) de la muestra S2, para cada escalón de carga aplicado. ....	60
<b>Tabla 3.10.</b> Coeficiente de consolidación ( $C_v$ ) y permeabilidad ( $k$ ) de la muestra S3, para cada escalón de carga aplicado .....	60
<b>Tabla 3.11.</b> Valores de la permeabilidad de las muestras en estudio. ....	61
<b>Tabla 3.12.</b> Parámetros de granulometría, plasticidad, densidad específica, densidad seca máxima y humedad óptima de la energía del Proctor Estándar, de las muestras estudiadas. ....	62
<b>Tabla 4.1.</b> Valores de $C_c$ a partir de la curva de compresibilidad y del límite líquido de las muestras en estudio. ....	64

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.1.</b> Esquema del dispositivo experimental de Darcy.....	6
<b>Figura 1.2.</b> Esquema de permeámetro de carga constante .....	8
<b>Figura 1.3.</b> Esquema permeámetro carga variable. ....	10
<b>Figura 1.4.</b> Características del molde y martillo, para la compactación con una energía Proctor Estándar. ....	12
<b>Figura 1.5.</b> Curva de compactación.....	14
<b>Figura 1.6.</b> Curva de compactación y curva de saturación.....	15
<b>Figura 1.7.</b> Variación de la permeabilidad con la humedad y la densidad seca, para una energía de compactación.....	16
<b>Figura 1.8.</b> Variación de la permeabilidad con la humedad de compactación, en muestras compactadas con la energía Proctor Estándar, en la “arcilla Capdevila”...	17
<b>Figura 1.9.</b> Grafica típica de consolidación para un incremento dado de carga.....	19
<b>Figura 1.10.</b> Cambio de altura del espécimen en una prueba de consolidación unidimensional. ....	21
<b>Figura 1.11.</b> Curva típica de compresibilidad .....	22
<b>Figura 1.12.</b> Curva teórica de consolidación .....	25
<b>Figura 1.13.</b> Paso 2, método de Casagrande.....	26
<b>Figura 1.14.</b> Paso 3, método de Casagrande.....	26
<b>Figura 1.15.</b> Paso 4, método de Casagrande.....	27
<b>Figura 1.16.</b> Diagrama esquemático del arreglo para la prueba de consolidación...	28
<b>Figura 2.1.</b> Tamices usado para el cribado. ....	32
<b>Figura 2.2.</b> Definición de los límites de consistencia.....	33
<b>Figura 2.3.</b> Copa de Casagrande con acanalador.....	33
<b>Figura 2.4.</b> Ensayo de límite plástico. ....	35
<b>Figura 2.5.</b> Carta de plasticidad.....	38
<b>Figura 2.6.</b> Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos tipo grava y arenosos (según ASTM, 1998).....	39
<b>Figura 2.7.</b> Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos, inorgánicos y arcillosos (según ASTM, 1998).....	40
<b>Figura 2.8.</b> Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos orgánicos y arcillosos (según ASTM, 1998).....	41
<b>Figura 2.9.</b> Molde, martillo y collarín de extensión, para ensayo de compactación tipo Proctor Estándar. ....	42
<b>Figura 3.1.</b> Ubicación del talud del cual se extrajo el suelo a estudiar.....	47
<b>Figura 3.2.</b> Porción de la muestra original del suelo. ....	47
<b>Figura 3.3.</b> Límite líquido de muestra S1.....	50
<b>Figura 3.4.</b> Límite líquido de muestra S2.....	50
<b>Figura 3.5.</b> Límite líquido de muestra S3.....	51
<b>Figura 3.6.</b> Curva granulométrica de muestra S1 .....	52
<b>Figura 3.7.</b> Curva granulométrica de muestra S2.....	53
<b>Figura 3.8.</b> Curva granulométrica de muestra S3.....	53

<b>Figura 3.9.</b> Curva de compactación, curva de saturación, densidad seca máxima y humedad óptima de la muestra S1.....	55
<b>Figura 3.10.</b> Curva de compactación, curva de saturación, densidad seca máxima y humedad óptima de la muestra S2.....	56
<b>Figura 3.11.</b> Curva de compactación, curva de saturación, densidad seca máxima y humedad óptima de la muestra S3.....	57
<b>Figura 3.12.</b> Curva de compresibilidad muestra S1. ....	58
<b>Figura 3.13.</b> Curva de compresibilidad muestra S2. ....	59
<b>Figura 3.14.</b> Curva de compresibilidad muestra S3 .....	59
<b>Figura 4.1.</b> Variación del índice de vacíos con respecto a la presión aplicada en las muestras ensayadas (escala semilogarítmica) .....	63
<b>Figura 4.2.</b> Variación del coeficiente de permeabilidad con respecto a la presión aplicada a las muestras estudiadas.....	64



**Determinación indirecta de la permeabilidad del suelo mediante el ensayo edométrico**

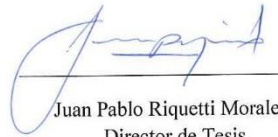
**Resumen**

El trabajo analiza la determinación de la permeabilidad según la teoría de Darcy y las limitaciones que presentan los métodos directos usualmente usados en laboratorio para este fin, cuando se trabaja con suelos finos. Se desarrolla la determinación de la permeabilidad de forma indirecta mediante el ensayo de consolidación, usando un suelo fino de alta plasticidad (CH), previamente analizado y clasificado en laboratorio por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); se realiza además ensayos de compactación tipo Proctor con la energía del Proctor Estándar, previo al ensayo edométrico. Los resultados de consolidación que determinaron el coeficiente de permeabilidad de este tipo de suelo fino, fueron validados con los valores existentes de literatura técnica internacional.

Palabras claves: permeabilidad, suelos finos, consolidación, compactación, edométrico.



José Fernando Vázquez Calero  
Coordinador de Escuela



Juan Pablo Riquetti Morales  
Director de Tesis



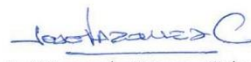
Wilma Elizabeth Sarmiento Espinoza  
Autor

**INDIRECT DETERMINATION OF SOIL PERMEABILITY BY  
OEDOMETER TEST.**

**ABSTRACT**

This paper analyzed the determination of permeability according to Darcy's theory, and the limitations presented by the direct methods, usually used in the laboratory when working with fine soils. The determination of permeability was performed indirectly through the consolidation test, using fine high plasticity clay (CH), previously analyzed and classified in the laboratory by means of the Unified Soil Classification System (USCS). In addition, proctor compaction tests with standard Proctor compaction energy, were carried out prior to the Oedometer test. The consolidation results that determined the permeability coefficient of this type of fine soil, were validated with the existing values of international technical literature.

**Keywords:** permeability, fine soils, consolidation, compaction, oedometer test.



José Fernando Vázquez Calero  
School Coordinator



Juan Pablo Riquetti Morales  
Thesis Director



Wilma Elizabeth Sarmiento Espinoza  
Author



Dpto. Idiomas



Translated by,  
Lic. Lourdes Crespo

## **Determinación indirecta de la permeabilidad del suelo mediante el ensayo edométrico**

### **INTRODUCCIÓN**

El ingeniero civil en su vida práctica afronta diferentes problemas relacionados con el flujo de agua en el suelo. La permeabilidad, factor mecánico, permite analizar el comportamiento del suelo ante la presencia de un flujo de agua; su determinación le posibilita al ingeniero obtener información de gran importancia respecto a tres cuestiones trascendentales: el gasto de filtración, la presión hidrodinámica y el gradiente hidráulico. La primera es importante porque toda el agua que se infiltra a través del suelo representa una pérdida que debe ser cuantificada. El segundo aspecto generalmente es el más importante desde la práctica, ya que éste resuelve el gran problema de la estabilidad de las masas de suelo. La tercera es, al igual que las demás, de gran importancia práctica, pues permite resolver los problemas de sifonamiento mecánico y levantamiento de fondo. Para afrontar los problemas que involucran el flujo de agua a través de los suelos, el ingeniero cuenta con el arma más sencilla y poderosa conocida con el nombre de Método de las Redes de Flujo, para lo cual requiere mantener como hipótesis: el régimen es establecido, el suelo está saturado, el agua y las partículas sólidas son incompresibles en sí mismas, el flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma y además supone válida la ley de Darcy.

Para determinar el coeficiente de permeabilidad de un suelo existen diferentes métodos, unos directos, denominados así porque su objetivo principal es precisamente medir el valor de la permeabilidad, y otros indirectos, ya que proporcionan este valor de forma secundaria, pues su fin inicial es otro. Dentro de los métodos directos se encuentran: el permeámetro de carga constante, el permeámetro de carga variable y pruebas de campo. Los métodos indirectos por su parte obtienen la permeabilidad a partir de cálculos: de la curva granulométrica, de la prueba de consolidación y de la prueba horizontal de capilaridad. (Juárez Badillo, Rico Rodriguez, 2005)

El permeámetro de carga constante, es el método más simple para calcular el coeficiente de permeabilidad; su prueba consiste básicamente en medir la cantidad de

agua (en  $\text{cm}^3$ ) que atraviesa una longitud (L) de suelo confinado en un tubo de área conocida (A), en un determinado tiempo (t). Este permeámetro es usado generalmente en suelos de grano grueso, ya que, para los suelos finos, poco permeables, el tiempo de prueba se hace tan largo que deja de ser práctico. (Juárez Badillo, Rico Rodriguez, 2005). El permeámetro de carga variable por su parte mide la cantidad de agua que atraviesa el suelo, por diferencia de niveles en un tubo alimentador; este tipo de permeámetro es usado generalmente para suelos finos, los cuales son poco permeables.

Aun así, los permeámetros presentan una dificultad al trabajar con suelos poco permeables (arcillosos) puesto que da lugar a tiempos de prueba tan largos que la evaporación y los cambios de temperatura producirían errores de mucha consideración; por este motivo en este tipo de suelos se puede obtener la permeabilidad de forma indirecta a través del ensayo de consolidación en muestras inalteradas o remoldeadas, saturadas. Por ello el presente trabajo trata el estudio del coeficiente de permeabilidad a partir del ensayo de consolidación.

## **OBJETIVOS**

### **Objetivo general**

- Determinar el coeficiente de permeabilidad en muestras inalteradas o compactadas, previa saturación, mediante el ensayo de consolidación.

### **Objetivos específicos**

- Explicar y realizar la metodología del ensayo de consolidación, para determinar la permeabilidad de un suelo inalterado o compactado.
- Determinar los parámetros geotécnicos característicos del suelo, como son: límites de consistencia (Límite Líquido, L.L y Límite Plástico, L.P), densidad seca máxima y humedad óptima, densidad específica ( $G_s$ ).
- Determinar la permeabilidad del suelo a partir del ensayo de consolidación sobre muestras remoldeadas (compactadas) con densidades y humedades cercanas a la densidad seca máxima y humedad óptima de la energía de compactación correspondiente al Proctor Estándar.

## **JUSTIFICACIÓN**

Debido a la dificultad de determinar la permeabilidad de suelos con contenido de finos mayores del 50% por los métodos directos: permeámetro carga constante y carga variable, abundante en el Ecuador, se hace necesario recurrir a métodos indirectos. Entre éstos el más conocido es el ensayo de consolidación, utilizado para el cálculo de los acontecimientos por consolidación primaria en suelos arcillosos, cuando son sometidos a cargas estáticas, como las cimentaciones.

Por la poca divulgación del uso del ensayo de consolidación para la obtención del coeficiente de permeabilidad y poseer en el laboratorio de suelos de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la UDA, un equipo de consolidación de reciente adquisición, se propone desarrollar ensayos de consolidación sobre muestras de suelos finos, a fin de obtener los coeficientes de permeabilidad por este método indirecto y así poder evaluar su factibilidad, confiabilidad y complejidad en comparación con los métodos directos anteriormente señalados.

## CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO

### 1.1. PERMEABILIDAD

El movimiento del agua en el suelo depende de los flujos del agua, y éste a su vez depende de un balance energético llamado gradiente hidráulico. La permeabilidad se define como la capacidad de un material de permitir que un fluido pase a través de él, sin alterar su estructura interna. El parámetro que determina esta propiedad es el coeficiente de permeabilidad  $k$  y para calcularlo existen diferentes metodologías, que pueden realizarse in-situ o en laboratorio. Los ensayos en laboratorio miden la permeabilidad de forma directa usando un equipo llamado permeámetro, el cual consiste en una celda para colocar la muestra de suelo y un sistema de inyección de agua.

La permeabilidad de un suelo se ve afectada por diversos factores inherentes tanto al suelo como a características del agua circulante. Los principales factores son: relación de vacíos del suelo, temperatura del agua, estructura y estratificación del suelo, existencia de agujeros, fisuras, etc., en el suelo. (Juárez Badillo y Rico Rodriguez). Particularmente para suelos de grano fino, como los arcillosos, la estructura juega un papel importante en la permeabilidad. Además, su valor es afectado por la concentración iónica y el espesor de las capas de agua adheridas a las partículas de arcilla. (Das, Braja M.)

#### Ley de Darcy

El flujo de agua a través de medios porosos, está gobernado por una ley descubierta experimentalmente por Henri Darcy, en 1856. Darcy estudió las propiedades de un flujo de agua a través de filtros de material arenoso, variando la longitud de la muestra y la presión del agua. De sus experimentos y para velocidades lo suficientemente pequeñas, concluyó que el gasto o caudal está definido por la siguiente expresión: (Juárez Badillo y Rico Rodriguez) (Das, Braja M.):

$$Q = \frac{dV}{dt} = k * A * i \text{ (cm}^3\text{/seg)} \quad (1)$$

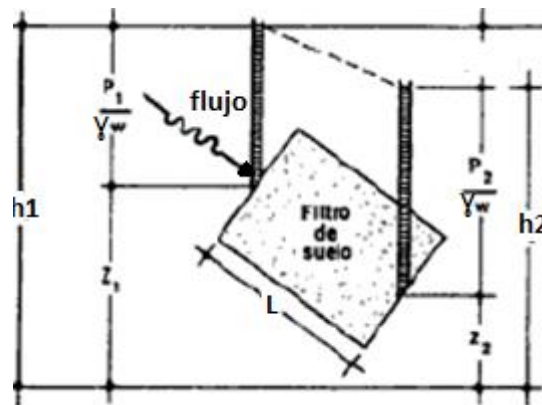
Donde:

$A$ = área total de la sección transversal

$I$ = gradiente hidráulico del flujo, medido por  $i = (h_1 - h_2) / L$

$V$ = volumen

En la Figura 1.1  $P_1$ ;  $P_2$  son presiones en el líquido, en  $FL^{-2}$ .



**Figura 1.1.** Esquema del dispositivo experimental de Darcy.

**Fuente:** (Juárez Badillo y Rico Rodriguez)

Considerando la ecuación de continuidad del gasto se tiene que,

$$Q = A * v \quad (2)$$

Por lo tanto,

$$v = k * i \quad (3)$$

Dónde:

$v$ = velocidad de descarga. Cantidad de agua que fluye por unidad de tiempo, a través de una sección transversal total unitaria de suelo, perpendicular a la dirección del flujo.

$k$ = coeficiente de permeabilidad

### **Validez de la ley de Darcy**

La ley de Darcy establece una relación lineal entre la velocidad y el gradiente hidráulico del tipo ( $v = k * i$ ) y es válida en un régimen de flujo laminar y medio isótropo y homogéneo.

Debido a que la ley de Darcy es válida sólo en un régimen laminar y no turbulento, de acuerdo al tamaño de los granos y el gradiente hidráulico, las investigaciones realizadas a partir de la publicación de la ley de Darcy indican que esa ley solo es aplicable a suelos de partículas no muy gruesas (Juárez Badillo y Rico Rodriguez),



debido a que las partículas gruesas generan velocidades mayores y se transforma en un flujo turbulento, quedando de esta manera fuera del rango de estudio de la ley de Darcy.

### **Métodos para determinar la permeabilidad**

Existen varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos: unos “directos”, llamados así porque la prueba de laboratorio que se realiza tiene como objetivo fundamental medir el coeficiente de permeabilidad; otros “indirectos”, los cuales proporcionan en forma secundaria esta información, puesto que técnicamente las pruebas de laboratorio que se realizan persiguen otro fin. (Juárez Badillo y Rico Rodríguez). Los métodos utilizados en laboratorio y campo son los siguientes:

Métodos directos:

- a) Permeámetro de carga constante.
- b) Permeámetro de carga variable.
- c) Prueba directa de los suelos in situ.

Métodos indirectos:

- a) Cálculo a partir de la curva granulométrica
- b) Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
- c) Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

Al determinar el valor de la permeabilidad aplicando los métodos directos se debe considerar que la medición de la pérdida de carga  $h$  se debe realizar cuando se obtiene un régimen establecido de flujo (no cambia en el tiempo). Además, debe haber una proporcionalidad directa de la velocidad de flujo con los gradientes hidráulicos, ya que por encima de ciertos valores críticos (0.8 y 1.1) se inicia el flujo turbulento. La norma ASTM recomienda valores de gradiente hidráulico de 0.2 y 0.3, para muestras sueltas, y de 0.3 a 0.5, para muestras densas, la norma británica (BS) recomienda valores de gradiente hidráulico inicial de alrededor de 0.2 y sugiere ir aumentando levemente para suelos finos y densos.

### Permeámetro de carga constante

Este ensayo ofrece el método más simple para determinar el coeficiente de permeabilidad de un suelo. Un arreglo típico de la prueba consiste en que el suministro de agua se ajusta de tal manera que la diferencia de carga entre la entrada y la salida permanece constante durante el período de prueba. Una muestra de suelo de área transversal  $A$  y longitud  $L$ , confinada en un tubo, se somete a una carga hidráulica  $h$ . El agua fluye a través de la muestra, después que se ha establecido una tasa constante de flujo, la cantidad de agua se mide (en  $\text{cm}^3$ ), durante un tiempo  $t$ . (DAS, 1997) (Juárez Badillo, Rico Rodriguez, 2005)

El volumen total de agua  $V$ , recolectada de acuerdo a la figura 1.2:

$$V = A * v * t = A (k * i) t \quad (4)$$

Donde:

$A$ = área transversal de la muestra de suelo

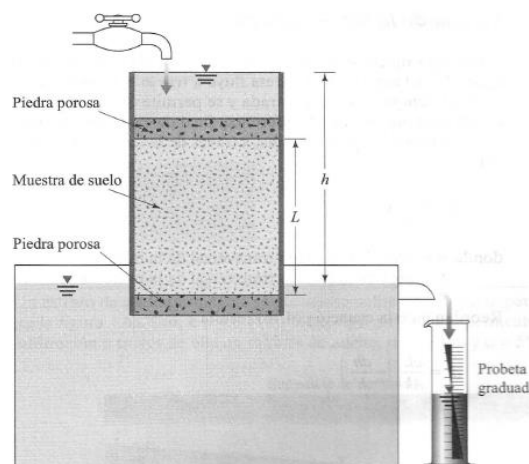
$t$ = tiempo de recolección del agua

El gradiente hidráulico medio es:

$$i = \frac{h}{L} \quad (5)$$

Donde:

$L$ = longitud de la muestra



**Figura 1.2.** Esquema de permeámetro de carga constante

**Fuente:** (Das, Braja M.)

Sustituyendo la Ecuación (5) en la Ecuación (4) se tiene:

$$V = A \left( k \frac{h}{L} \right) t \quad (6)$$

o

$$k = \frac{VL}{A h t} \quad (7)$$

El inconveniente que presenta este permeámetro es que el tiempo de prueba realizada en suelos poco permeables se hace tan largo que deja de ser práctico, usando gradientes hidráulicos razonables. (Juárez Badillo y Rico Rodriguez). Es por ello que esta prueba se aplica solamente a suelos granulares.

### **Prueba de permeámetro de carga constante**

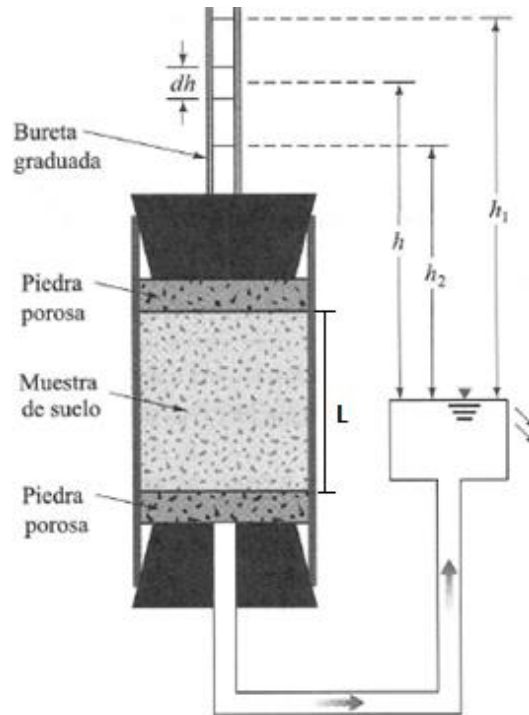
En la Figura 1.2 se muestra un arreglo típico de la prueba de permeabilidad con carga constante. En él el suministro de agua se ajusta, haciendo que la diferencia de carga entre la entrada y salida permanezca constante durante la prueba. Después el agua es recolectada en un recipiente graduado durante un cierto tiempo, para determinar la tasa de flujo que pasa por el suelo (4).

Ejecución de la prueba:

- 1) Inicialmente se requiere una masa representativa de un suelo granular, que contenga menos del 10% de material pasante del tamiz N°200. Calcular previamente el contenido de humedad de la misma.
- 2) Determinar el peso, área y volumen de la cápsula donde va a caber la muestra.
- 3) Compactar la muestra necesaria dentro de la cápsula; colocar una piedra porosa y papel filtro arriba y debajo de ésta.
- 4) Saturar la muestra el tiempo necesario.
- 5) Determinar los caudales para unas 3 o 4 alturas diferentes. Mantener un tiempo de 8 minutos entre una medición y otra.
- 6) Realizar la corrección por temperatura, si es necesario, ya que el ensayo debe hacerse a temperatura de 20°C.

### Permeámetro de carga variable

En esta prueba se mide la cantidad de agua que atraviesa una muestra de suelo, por diferencia de niveles en el tubo alimentador. La diferencia inicial de carga  $h_1$ , en el tiempo  $t=0$  es registrada y se permite el flujo del agua de manera que la altura final de carga en el tiempo  $t=t_2$  sea  $h_2$ . (Juárez Badillo y Rico Rodriguez) (Das, Braja M.)



**Figura 1.3.** Esquema permeámetro carga variable.

**Fuente:** (Das, Braja M.)

La tasa de flujo  $q$  del agua, a través de la muestra en cualquier tiempo  $t$  se expresa por:

$$q = k \frac{h}{L} A = -a \frac{dh}{dt} \quad (8)$$

Donde:

$a$  = área del tubo vertical de carga

$A$  = área de la sección transversal de la muestra de suelo

Reordenando la ecuación (8) se tiene

$$dt = \frac{aL}{Ak} \left( -\frac{dh}{h} \right) \quad (9)$$

Integrando el lado izquierdo (Ecuación 9) con límites de tiempo entre 0 y t y el lado derecho con límites de diferencia de carga entre  $h_1$  y  $h_2$ , se tiene

$$t = \frac{aL}{Ak} \text{Ln} \left( \frac{h_1}{h_2} \right), \text{Ln} = \text{logaritmo neperiano o natural.}$$

O

$$k = 2.303 \frac{aL}{At} \text{Log} \left( \frac{h_1}{h_2} \right), \text{log} = \text{logaritmo de base 10.} \quad (10)$$

### **Prueba del permeámetro de carga variable**

La Figura 1.3 muestra un esquema típico para realizar la prueba del permeámetro de carga variable, en el cual la medición de agua se realiza mediante la variación de alturas en el tubo alimentador.

Ejecución de la prueba:

- 1) Inicialmente determinar el peso, área y volumen de la cápsula para la muestra, así como también el área del tubo de carga y la masa de suelo necesaria (a partir de una densidad seca esperada).
- 2) Saturar la muestra.
- 3) Permitir que el agua fluya a través de la muestra, midiendo el descenso del agua en el tubo alimentador y el tiempo requerido para tal descenso. Hacer las lecturas por lo menos unas 4 veces.
- 4) Calcular el valor de la permeabilidad aplicando la ecuación (10).

## 1.2. COMPACTACIÓN

Debido a la imposibilidad y lo costoso de obtener muestras de suelo inalteradas, se trabajó con muestras alteradas compactadas.

La compactación de suelos consiste en reducir el índice de poros,  $e$ , utilizando medios mecánicos, a fin de incrementar la densidad seca,  $\rho_d$ . Cabe recalcar que para suelos con contenido de finos (materiales pasantes del Tamiz N° 200) siempre queda aire atrapado en los poros, por lo que no se logra la saturación y, menos aún, la expulsión de agua de los poros.

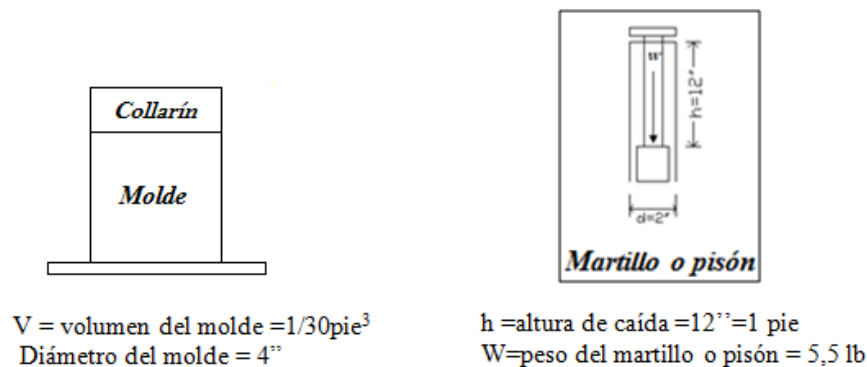
### Ensayo Proctor Estándar

La prueba conocida como Proctor Estándar sirve para determinar las relaciones entre el contenido de agua (humedad) y la densidad seca de un suelo, con una misma energía de compactación.

El ensayo consiste básicamente en colocar una muestra de suelo, en 3 capas, aproximadamente iguales, dentro de un cilindro metálico de diámetro de 4'' y volumen de  $1/30 \text{ pie}^3$ . Cada capa se compacta con 25 golpes utilizando un martillo de 5.5lb, dejándolo caer libremente desde una altura de 12''.

### Características de molde y martillo

- Molde: cilindro metálico de diámetro de 4'', con un volumen de  $1/30 \text{ pie}^3$ .
- Martillo o pisón: peso 5.5lb, se desliza dentro de un tubo, altura de caída de 12''.



**Figura 1.4.** Características del molde y martillo, para la compactación con una energía Proctor Estándar.

**Fuente:** (Armas Novoa. R)

### Energía de compactación

La energía de compactación se determina con la siguiente expresión:

$$E_c = \frac{W * h * n * N}{V} \quad (11)$$

Donde:

W= peso del martillo

h= altura de caída del martillo

n= número de capas a compactar

N= número de golpes por capa

V= volumen del molde

Conociendo todos estos datos podremos calcular la energía Proctor estándar con la que se trabajó para la compactación del suelo ensayado. Así tenemos:

$$E_c = \frac{5.5 \text{ lb} * 1 \text{ pie} * 3 * 25}{1/30 \text{ pie}^3} = 12375 \frac{\text{lb} - \text{pie}}{\text{pie}^3}$$

### Densidad seca de un suelo

Si se aplica la energía de compactación Proctor a muestras de un mismo suelo con diferentes humedades,  $\omega$ , se obtiene diferentes valores de la densidad húmeda,  $\rho_f$  en el material compactado en el molde.

Conocidos los valores de  $\omega$  y  $\rho_f$  de cada muestra, compactada con la misma energía de compactación, podemos calcular la densidad seca,  $\rho_d$ , mediante la relación:

$$\rho_d = \frac{\rho_f}{1 + \omega} \quad (12)$$

$$\text{Donde: } \omega = \frac{m_w}{m_s}; \quad \rho_f = \frac{m}{V}; \quad \rho_d = \frac{m_s}{V}$$

$m_w$  = masa de agua en los poros.

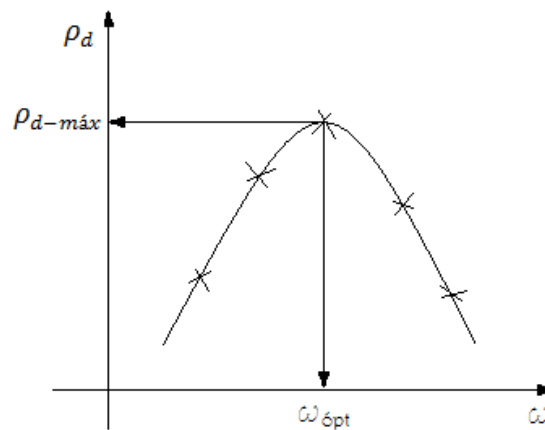
$m_s$  = masa de sólidos.

$m$  = masa del suelo (sólidos + agua)

$V$  = volumen del molde Proctor =  $1/30\text{pie}^3$

### Curva de compactación

La Curva de compactación es la gráfica de los valores  $\rho_d$  vs  $\omega$ , como se observa en la Figura 1.5.



**Figura 1.5.** Curva de compactación

**Fuente:** (Armas Novoa. R)

En la Figura 1.5 se observa que a medida que la humedad aumenta se obtienen densidades secas mayores, debido a que el agua en los poros del suelo lubrica las partículas, provocando un mejor reacomodo de éstas, hasta un valor máximo, a partir del cual el aumento de humedad impide, con el espacio ocupado por el agua, que las partículas se unan. En esas condiciones el agua de los poros absorbe la energía de compactación aplicada y, por tanto, la densidad seca disminuye. (Armas Novoa. R)



### Curva de saturación

La humedad del suelo no varía con la compactación, por lo que, si se compacta un suelo y se logra eliminar todo el aire de los poros, se lograría la saturación;  $s=100\%$ . Esta condición viene dada por la expresión:

$$\rho_d = \frac{\rho_w}{\omega + \frac{1}{G_s}} \quad (13)$$

Y ésta se denomina curva de saturación.

Donde:

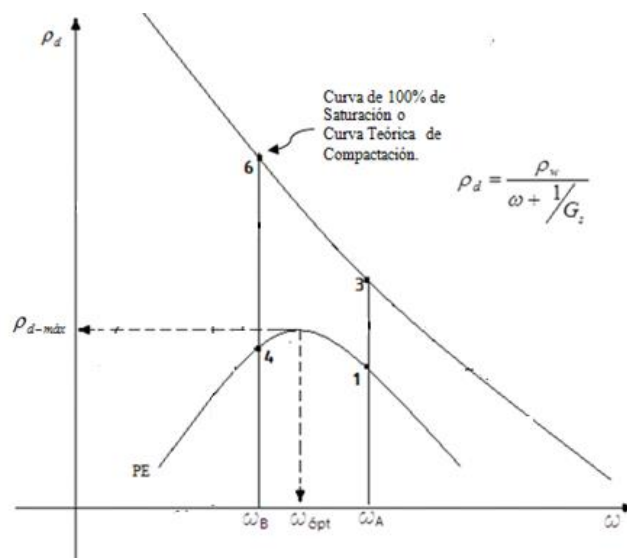
$\rho_w$  = densidad del agua =  $1000\text{kg/m}^3$

$\omega$  = humedad, expresada en tanto por uno.

$G_s$  = densidad específica.

Se denomina curva de saturación, ya que “no es posible, por ningún medio mecánico de compactación, expulsar todo el aire de los poros de suelo”, por lo que tampoco se logra la saturación del mismo. Se denomina también “curva teórica de compactación” o “curva de cero por ciento de vacíos de aire”. (Armas Novoa. R)

La Figura 1.6 muestra la curva de compactación y la curva de saturación.



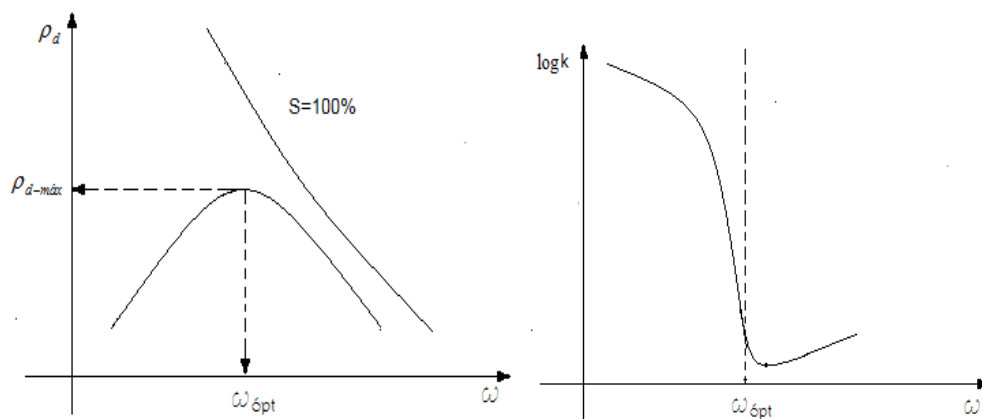
**Figura 1.6.** Curva de compactación y curva de saturación.

**Fuente:** Rolando Armas Novoa.

Cabe mencionar que la curva de saturación de suelos con contenido de fino es inalcanzable e irrebalsable, por mucho que se aumente la energía de compactación. (Armas Novoa. R).

Como se puede ver en la Figura 1.6 si la humedad del suelo es  $\omega$  A y se incrementa la energía a la equivalente al ensayo o prueba Proctor Estándar, se alcanza la densidad seca representada por el punto 1. Si se le sigue aumentando la energía existe un incremento en la densidad, sin embargo por mucho que se incremente la energía de compactación, no es posible llegar al punto 2 que pertenece a la curva de saturación o curva teórica de compactación, inalcanzable e irrebalsable, según ya se mencionó.

**Variación de la permeabilidad con la humedad y la densidad seca, para una energía de compactación.**



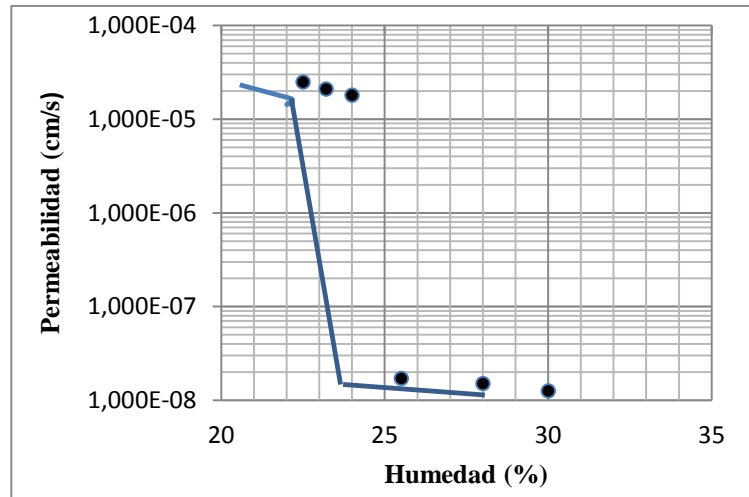
**Figura 1.7.** Variación de la permeabilidad con la humedad y la densidad seca, para una energía de compactación.

**Fuente:** (Armas Novoa. R)

Como se observa en la Figura 1.7, las permeabilidades más bajas, para una misma energía de compactación, se alcanzan con humedades ligeramente superiores a la óptima de dicha energía (2 o 3%).

En cualquier suelo arcilloso, compactando con la energía del Proctor Estándar, se alcanzan permeabilidades del orden de 100 cm/seg más bajas, cuando se compactan con humedades ligeramente superiores a la óptima, que cuando se compacta con humedades ligeramente inferiores. (Armas Novoa. R)

Como ejemplo se presenta la Figura 1.8. en la cual se muestra la variación de la permeabilidad con la humedad de compactación, en muestras compactadas con la energía Proctor Estándar, en la “arcilla Capdevila”, que se utilizó en la construcción de la presa de tierra homogénea “La Coronela”, Municipio de Bauta, provincia Artemisa, Cuba ( $w_{\text{opt.}} = 25,5 \%$ ).



**Figura 1.8.** Variación de la permeabilidad con la humedad de compactación, en muestras compactadas con la energía Proctor Estándar, en la “arcilla Capdevila”.

**Fuente:** (Armas Novoa. R)

### 1.3. CONSOLIDACIÓN

Cuando se somete un suelo “cohesivo” saturado a un incremento de carga, ocurre un traspaso de esta carga del agua a la estructura de suelo en el tiempo. Inicialmente, de acuerdo a la teoría, ese incremento de carga exterior lo toma integralmente el agua debido a que, por una parte, es incompresible, y por otra, el suelo del que estamos hablando presenta una baja permeabilidad.

Este incremento de carga tomado por el agua produce excesos en la presión neutra por sobre las presiones hidrostáticas. Al cabo de un tiempo  $t$ , parte de este exceso de presión neutra es disipado, transfiriéndose esa parte de la carga a la estructura de suelo, resultando en un incremento de las tensiones efectivas. El resultado de este incremento gradual de tensiones verticales efectivas produce asentamientos en el terreno. (Das, Braja M.)

Cuando el suelo es permeable, como es el caso de un suelo granular, o cuando la carga se aplica a un suelo fino seco (o con bajo grado de saturación), el proceso de deformación con reducción en el índice de vacíos tiene lugar en un período tan corto, que es posible considerar el proceso como instantáneo. En estos casos existe una deformación vertical prácticamente inmediata, pero no se reconoce como consolidación. (Juárez Badillo y Rico Rodriguez)

#### **Procesos en la consolidación**

El proceso de consolidación se estudia en dos niveles:

#### **Consolidación primaria**

Permite estimar los asentamientos que se van a producir una vez que la carga es totalmente transferida a la estructura de suelo. Esta etapa que corresponde al fin de la consolidación primaria, se obtiene de este ensayo y es representada por la curva de consolidación. Es necesario decir que existe una consolidación secundaria y corresponde a las deformaciones acumuladas después de que se completa la consolidación primaria y ocurre, no para incrementos de la tensión efectiva, sino para una tensión efectiva constante. (Juárez Badillo y Rico Rodriguez)

### Consolidación secundaria

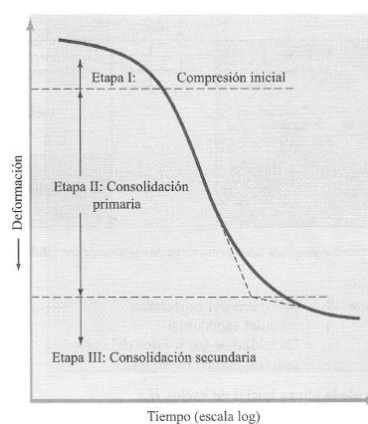
Este proceso corresponde a la transferencia gradual de los excesos de presión neutra a la estructura de suelo en el tiempo, lo que nos permite calcular, a partir del ensayo de laboratorio, la variación de los asentamientos en el tiempo, así como las presiones neutras y tensiones efectivas en cada punto de la masa de suelo, igualmente en el tiempo. (Juárez Badillo y Rico Rodriguez)

Una arcilla puede encontrarse, en terreno, normalmente consolidada (arcilla NC) o pre consolidada (arcilla PC). Se dice que una arcilla es normalmente consolidada cuando nunca fue sometida, en su pasado geológico a cargas mayores que las existentes ahora en el terreno. Por otro lado, si la arcilla estuvo en el pasado cargada por estratos de suelo que fueron posteriormente erosionados, o por cargas de hielo en una época glacial, se la denomina pre consolidada. También existe la preconsolidación por secamiento o por descenso de la capa freática con posterior recuperación. (Das, Braja M.)

### Curva de consolidación

Con las mediciones de la deformación en cada escalón de carga, para diversos tiempos, se traza la curva de consolidación, la cual se presenta en una escala semilogarítmica, teniendo como abscisas el log de  $t$  y como ordenadas la deformación vertical de la muestra. Al finalizar el ensayo se tienen, tantas curvas de consolidación, como escalones de carga aplicados. (Das, Braja M.)

Una figura típica de consolidación es la Figura 1.9, en la cual se aprecia tres etapas diferentes:



**Figura 1.9.** Grafica típica de consolidación para un incremento dado de carga.  
**Fuente:** (Das, Braja M.)

Etapa I: compresión inicial, causada principalmente por la precarga.

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

Etapa III: consolidación secundaria, ocurre después de la disipación del exceso de presión de poro del agua, cuando alguna deformación del espécimen tiene lugar debido al reajuste plástico de la estructura del suelo. (Das, Braja M.)

### **Curva de compresibilidad**

Para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de relación de vacíos y otro de presión correspondiente, actuante sobre el espécimen. Al finalizar el ensayo de consolidación (una vez aplicados todos los incrementos de carga), se tienen valores que permiten construir una curva de compresibilidad, la cual tiene como abscisas el valor de las presiones, en escala natural o logarítmica y como ordenadas los correspondientes valores de la relación de vacíos ( $e$ ), en escala aritmética. (Das, Braja M.)

Procedimiento para trazar la curva de compresibilidad:

- 1) Calcular la altura de sólidos  $H_s$  en el espécimen de suelo, Figura 1.10

$$H_s = \frac{m_s}{G_s * A * \rho_w} \quad (14)$$

Donde:

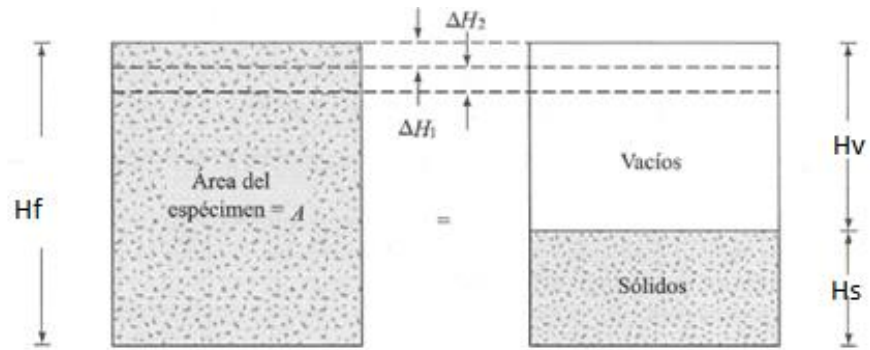
$H_s$  = altura de sólidos, en cm

$m_s$  = masa de los sólidos, en g

$\rho_w$  = densidad del agua, en  $\text{g/cm}^3$

$G_s$  = densidad específica del suelo

$A$  = área de la muestra, en  $\text{cm}^2$ .



**Figura 1.10.** Cambio de altura del espécimen en una prueba de consolidación unidimensional.  
**Fuente:** (Das, Braja M.)

- 2) Calcular la altura de vacíos  $H_v$ :

$$H_v = H_f - H_s \quad (15)$$

Donde:

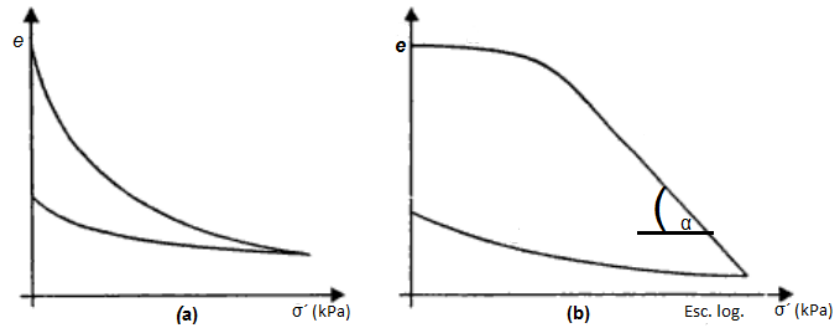
$H_f$  = altura final de la muestra, en cm.

La altura final de la muestra en cada escalón de carga será,  $H_f = H_o - \text{deformación acumulada del espécimen}$ , hasta el escalón en estudio. Donde  $H_o$  es la altura inicial del espécimen.

- 3) Calcular la relación de vacíos

$$e = \frac{H_v}{H_s} \quad (16)$$

La Figura 1.11 muestra la forma típica de las curvas de compresibilidad, en escala semilogarítmica y en escala aritmética, en ellas se define el índice de compresión y el coeficiente de compresibilidad.



**Figura 1.11.** Curva típica de compresibilidad

- a) Representación aritmética.
- b) Representación semilogarítmica

**Fuente:** (Juárez Badillo y Rico Rodríguez)

Índice de compresión ( $C_c$ ): se define como la pendiente de la curva de compresibilidad, en escala semilogarítmica,

$$C_c = \tan(\alpha)$$

Coficiente de compresibilidad ( $a_v$ ): se define como la pendiente de la curva de compresibilidad, en escala aritmética.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$$

### Coficiente de consolidación

Para el cálculo del coeficiente de consolidación, existen dos métodos gráficos comúnmente usados. Uno de ellos es el método propuesto por Casagrande y Fadum (1940), y el otro es el método de Taylor (1942). La siguiente expresión, corresponde al método propuesto por Casagrande:

$$C_v = \frac{T_v * H_{dr}^2}{t_{50}} \quad (17)$$

Donde:

$H_{dr}$  = máxima longitud que tiene que recorrer una partícula de agua para poder drenar.



Para especímenes drenados por arriba y abajo, Hdr es igual a la mitad de la altura promedio del espécimen durante la consolidación para un escalón de carga. Para especímenes drenados por un lado, Hdr es igual a la altura promedio del espécimen durante la consolidación para un escalón de carga. (Das, Braja M.)

$T_v$  = factor tiempo, valor obtenido de la Tabla 1.1, cuyo valor para un grado de consolidación del 50% es 0.197.

$t_{50}$  = tiempo para el cual corresponde el 50% de la consolidación primaria, y su valor se obtiene de la curva de consolidación.

De acuerdo a las hipótesis y consideraciones en que se basa la teoría de consolidación se llega a tener la ecuación **(18)**, que relaciona el coeficiente de consolidación con el coeficiente de permeabilidad, y es la siguiente:

$$C_v = \frac{k}{mv \cdot \gamma_w} \quad (18)$$

Donde:

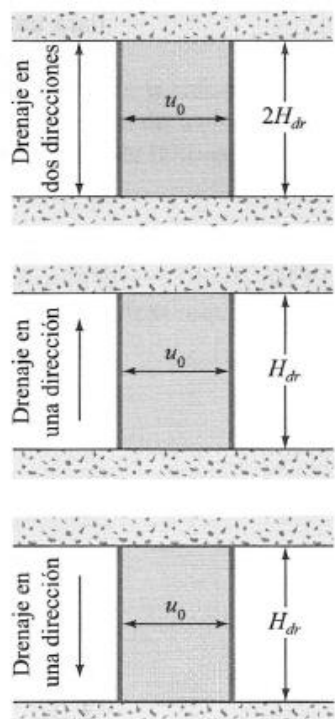
$k$ =coeficiente de permeabilidad.

$mv$ = coeficiente de compresibilidad del volumen, dado por:  $\frac{a_v}{1+e_{prom}}$

$\gamma_w$  =peso específico del agua, 9.81 kN/m<sup>3</sup>.

**Tabla 1.1.** Variación del factor tiempo con el grado de consolidación.

$U(\%)$	$T_v$	$U(\%)$	$T_v$	$U(\%)$	$T_v$
0	0	34	0.0907	68	0.377
1	0.00008	35	0.0962	69	0.390
2	0.0003	36	0.102	70	0.403
3	0.00071	37	0.107	71	0.417
4	0.00126	38	0.113	72	0.431
5	0.00196	39	0.119	73	0.446
6	0.00283	40	0.126	74	0.461
7	0.00385	41	0.132	75	0.477
8	0.00502	42	0.138	76	0.493
9	0.00636	43	0.145	77	0.511
10	0.00785	44	0.152	78	0.529
11	0.0095	45	0.159	79	0.547
12	0.0113	46	0.166	80	0.567
13	0.0133	47	0.173	81	0.588
14	0.0154	48	0.181	82	0.610
15	0.0177	49	0.188	83	0.633
16	0.0201	50	0.197	84	0.658
17	0.0227	51	0.204	85	0.684
18	0.0254	52	0.212	86	0.712
19	0.0283	53	0.221	87	0.742
20	0.0314	54	0.230	88	0.774
21	0.0346	55	0.239	89	0.809
22	0.0380	56	0.248	90	0.848
23	0.0415	57	0.257	91	0.891
24	0.0452	58	0.267	92	0.938
25	0.0491	59	0.276	93	0.993
26	0.0531	60	0.286	94	1.055
27	0.0572	61	0.297	95	1.129
28	0.0615	62	0.307	96	1.219
29	0.0660	63	0.318	97	1.336
30	0.0707	64	0.329	98	1.500
31	0.0754	65	0.340	99	1.781
32	0.0803	66	0.352	100	$\infty$
33	0.0855	67	0.364		



Tipos diferentes de drenaje con  $u_0$  constante

\* $u_0$  constante con la profundidad.

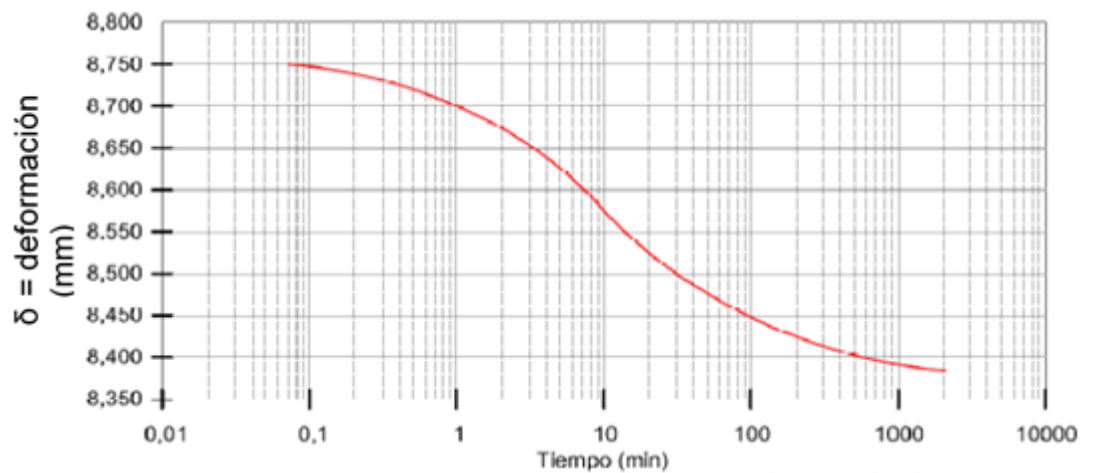
Fuente: (Das, Braja M.)

### Cálculo del coeficiente de consolidación mediante el método de Casagrande

Casagrande propuso un método gráfico partiendo de los datos obtenidos en el ensayo de consolidación, que consiste básicamente en determinar sobre la curva de consolidación, cuando se desarrolla el 50% de la consolidación primaria. (Juárez Badillo y Rico Rodriguez)

El desarrollo del método se realiza como sigue:

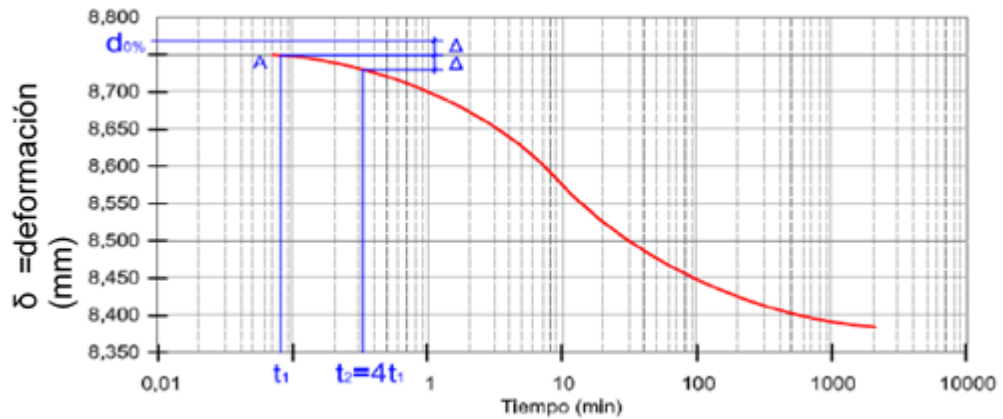
- 1) Trazar para cada escalón de carga la curva de consolidación (deformación versus logaritmo del tiempo)



**Figura 1.12.** Curva teórica de consolidación

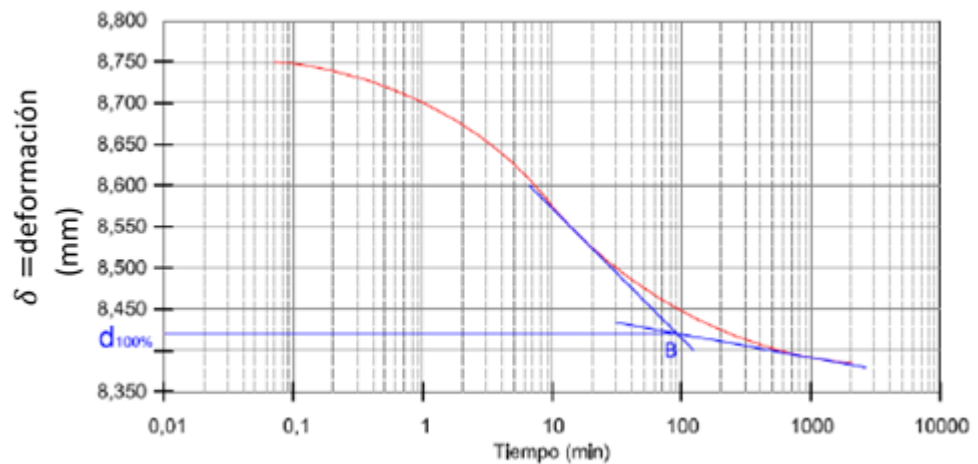
**Fuente:** propia

- 2) Determinar la deformación teórica correspondiente al 0% de la consolidación ( $\delta_{0\%}$ ). Para ello se elige un punto A en la parte inicial de la curva de consolidación de abscisa  $t_1$  y encontrar el punto correspondiente de la curva para un tiempo  $t_2 = 4t_1$ . Entre estos dos puntos se determina la diferencia de ordenadas  $\Delta$ ; como la curva es esencialmente parabólica se demuestra que para una relación entre abscisas de 4 corresponde una relación de ordenada de 2, por lo que la ordenada al origen de dicha parábola se ubica a una distancia  $\Delta$  por encima del punto A. La intersección de dicha recta con el eje de las ordenadas representa la deformación correspondiente al 0% de la consolidación ( $\delta_{0\%}$ ). (Figura 1.13) (Juárez Badillo y Rico Rodriguez)



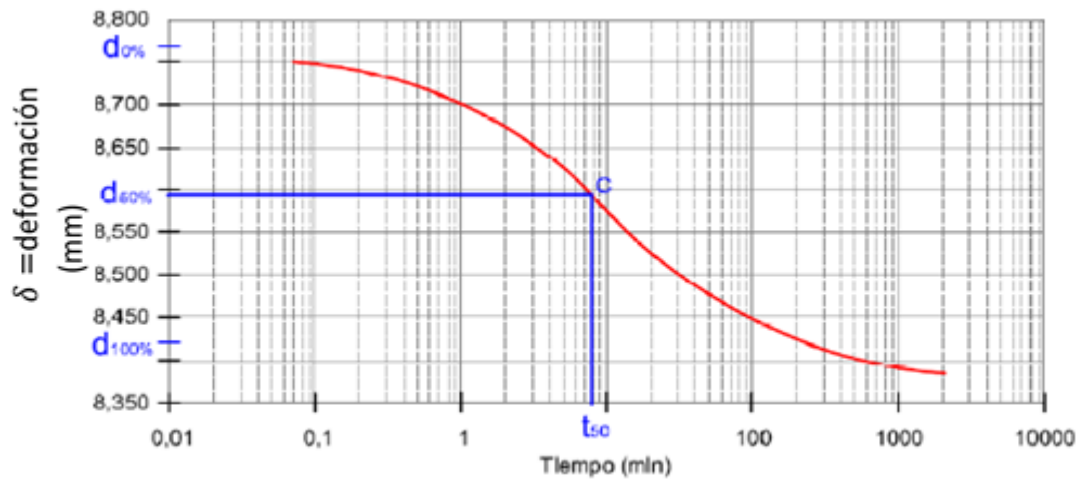
**Figura 1.13.** Paso 2, método de Casagrande  
**Fuente:** propia

- 3) Determinar la deformación correspondiente al 100% de la consolidación primaria ( $\delta_{100\%}$ ). Para ello se prolonga la recta tangente a la parábola en el punto de inflexión y la recta tangente a los últimos puntos de la curva de consolidación. Ambas rectas se intersectan en un punto B cuya ordenada representa la deformación correspondiente al 100% de la consolidación primaria ( $\delta_{100\%}$ ). (Figura 1.14) (Juárez Badillo y Rico Rodriguez)



**Figura 1.14.** Paso 3, método de Casagrande  
**Fuente:** propia

- 4) Determinado la ( $\delta_{0\%}$ ) y el ( $\delta_{100\%}$ ) se determina la mitad de la distancia entre ordenadas, que es la deformación correspondiente al 50% de la consolidación ( $\delta_{50\%}$ ). Teniendo este valor como ordenada se obtiene el punto C perteneciente a la curva, cuya abscisa representa el tiempo en que se produce el 50% de la consolidación primaria ( $t_{50}$ ). (Figura 1.15) (Juárez Badillo y Rico Rodriguez)

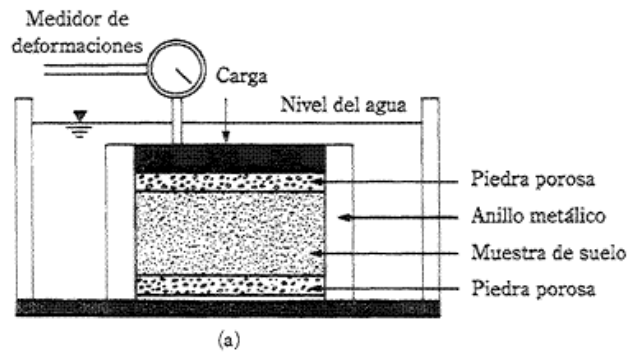


**Figura 1.15.** Paso 4, método de Casagrande  
**Fuente:** propia

Contando con todos estos valores la determinación del coeficiente de consolidación se resume en aplicar la ecuación (17).

### **Prueba de laboratorio de consolidación**

El objetivo de la prueba de consolidación unidimensional es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que éste se produce, en un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial. Los especímenes se colocan dentro de un anillo, confinado lateralmente, con una piedra porosa en la parte superior y otra en la parte inferior (Figura 1.16) (Das, Braja M.). La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide a través de un micrómetro calibrado. Las lecturas del asentamiento para el espécimen se toman por 24 horas, en los períodos de tiempo establecidos por la norma ASTM D 2435, la misma recomienda que los aumentos de carga deben ser tales que dupliquen al anterior. En todo momento durante la prueba, el espécimen se mantiene bajo agua. Este procedimiento continúa hasta que se alcanza el límite deseado de esfuerzo. (Juárez Badillo y Rico Rodríguez)



**Figura 1.16.** Diagrama esquemático del arreglo para la prueba de consolidación

Fuente: (Das, Braja M)

### Determinación del coeficiente de permeabilidad a partir del ensayo de consolidación

Para cada escalón de carga se obtiene una curva de consolidación en la cual podemos determinar, como ya se explicó, el tiempo para el cual se obtiene el 50% de la consolidación primaria,  $t_{50}$ , según el método de Casagrande. (Juárez Badillo y Rico Rodríguez) El factor tiempo para el 50% de consolidación viene dado por la siguiente expresión:

$$T_v = \frac{k(1+e)t_{50}}{a_v \gamma_w (H_{dr})^2} \quad (19)$$

Correlacionando las expresiones (17) y (19) se tiene:

$$\frac{k(1+e)t_{50}}{a_v \gamma_w (H_{dr})^2} = \frac{C_v t_{50}}{(H_{dr})^2}$$

Trabajando en esta expresión y despejando  $k$  se tiene:

$$k = \frac{C_v a_v \gamma_w}{(1+e)}$$

Ya anteriormente se definió el índice de compresibilidad del volumen como:

$$\frac{a_v}{1+e_{prom}} = m_v$$

El valor de la permeabilidad viene dado por la siguiente expresión:

$$k = C_v * m_v * \gamma_w \left( \frac{\text{cm}}{\text{seg}} \right) \quad (20)$$

Donde:

$C_v$ = coeficiente de consolidación, en  $\text{cm}^2/\text{min}$ .

$m_v$ = coeficiente de compresibilidad del volumen.

$\gamma_w$ = peso específico del agua,  $9.81 \text{ kN/m}^3$ .

## CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

### Contenido de agua

Este método de ensayo sirve para determinar el contenido de agua de los suelos mediante el secado al horno, según la norma ASTM D-2216 e INEN 690.

### Procedimiento:

Inicialmente se requiere una muestra representativa suficiente, según lo establecido en la norma INEN 688. Se determina y registra la masa de 3 recipientes cuidadosamente secos y limpios. En estos recipientes se colocará una porción,  $\frac{3}{4}$  del recipiente, del suelo húmedo, registrando su masa en conjunto. Posteriormente el conjunto suelo húmedo y recipiente se coloca en un horno de secado, a una temperatura de 105 °C, aproximadamente, durante 24 horas o hasta obtener una masa constante. Después de sacar del horno se determina y registra la masa del conjunto recipiente y suelo seco.

El valor del contenido de agua será un promedio de por lo menos 2 humedades, de la muestra analizada.

### Cálculos

El contenido de agua del suelo se calcula como un porcentaje de su masa seca, utilizando la siguiente expresión:

$$w = \frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} * 100 \quad (21)$$

Donde:

w= contenido de agua, en %.

m<sub>1</sub>= masa del recipiente, en g.

m<sub>2</sub>= masa del conjunto recipiente y suelo húmedo, en g.

m<sub>3</sub>= masa del conjunto recipiente y suelo seco, en g.



**Material más fino que pasa el tamiz de 75 µm (N° 200), mediante lavado**

Este procedimiento se realiza cuando el grano predominante del suelo es fino, y se requiere determinar el porcentaje de material pasante del tamiz N° 200, como establece la norma INEN 697: 2010.

**Procedimiento**

Inicialmente se requiere una masa de suelo representativa, de acuerdo con la norma NTE INEN 695. La muestra se deja macerar durante 24 horas, registrando previamente su masa original. Una vez la muestra sea macerada se procede al lavado de ésta en el tamiz N° 200. El suelo retenido en este tamiz debe ser secado al horno durante 24 horas, posteriormente se determinará y registrará su masa seca.

**Cálculos**

Para calcular el material más fino que pasa el tamiz de 75 µm (N° 200) mediante lavado, se usa la siguiente expresión:

$$A = \frac{B-C}{B} * 100 \quad (22)$$

Donde:

A= porcentaje del material más fino que pasa el tamiz de 75 µm (N° 200) mediante lavado, en relación a la masa seca.

B= masa seca original de la muestra, en g.

C= masa seca de la muestra luego del lavado, en g.

## Análisis granulométrico

Este método de ensayo se utiliza para determinar la graduación de materiales mediante el cribado, según lo establece la norma INEN 696.



**Figura 2.1.** Tamices usado para el cribado.  
**Fuente:** propia

## Procedimiento

Inicialmente se requiere una masa representativa seca del suelo, previo lavado según la norma INEN 697, (no menor a 300g) y una serie de tamices normados según la norma INEN 154 y ASTM C 136, ordenados en forma decreciente según el tamaño de su abertura. El material seco, previo lavado, se coloca en el tamiz superior y se agita manualmente o por medio de aparatos mecánicos durante un período suficiente. Finalmente se determina y registra la masa retenida en cada tamiz, lo cual servirá para elaborar la curva granulométrica.

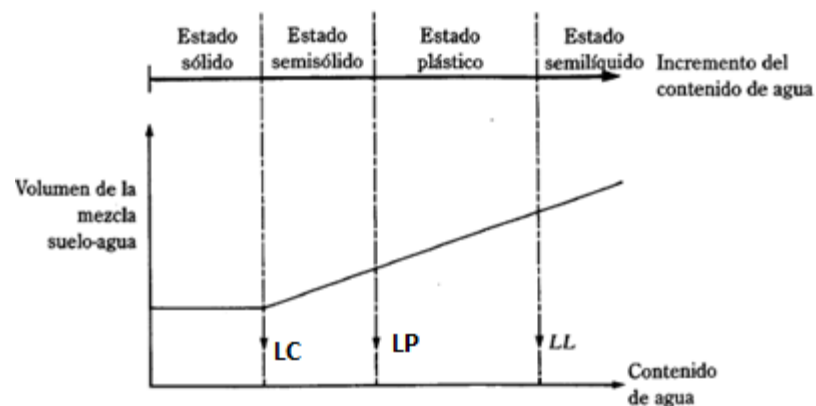
## Cálculos

Para obtener la curva granulométrica se requiere los porcentajes pasantes, los porcentajes retenidos totales o parciales de la muestra seca retenida en cada tamiz, con relación a la masa seca original (masa antes del lavado). Los valores pasantes de cada tamiz, serán graficados como ordenadas, mientras que como abscisas irá el tamaño en mm del tamiz, tal como lo establece la norma ASTM D-422.

### Límites de consistencia

Un suelo arcilloso al ser mezclado excesivamente con agua, puede fluir como un semilíquido. Si el suelo es secado gradualmente, tendrá un comportamiento plástico, semisólido o sólido, en función de su contenido de agua.

El contenido de agua en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado semilíquido a un estado plástico se denomina como límite líquido (LL), Igualmente los contenidos de agua, en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado plástico a un estado semisólido y de un semisólido a un sólido se definen como límite plástico (LP) y el límite de contracción (LC) respectivamente (Figura 2.2)



**Figura 2.2.** Definición de los límites de consistencia

**Fuente:** (Das, Braja M)

### Determinación del límite líquido

Su valor se determina por medio de la copa Casagrande, según la norma ASTM D-4318 y se define como el contenido de agua con el cual se cierra una ranura de 1/2 pulgadas (12.7mm) mediante 25 golpes.



**Figura 2.3.** Copa de Casagrande con acanalador

**Fuente:** Propia.

**Procedimiento**

Inicialmente se mezcla una porción de suelo pasante del tamiz N° 40, con una cantidad de agua hasta lograr una pasta de suelo. Se coloca una porción de la pasta en la copa de Casagrande, sobre la parte que descansa en la base, extendiéndola cuidadosamente con una espátula. Luego de haber logrado dejar la porción pastosa con un espesor de 10 mm se realiza un canal en la muestra ayudándose del acanalador, manteniéndolo perpendicular a la superficie de la copa. Luego se gira el manubrio a una velocidad de 2 revoluciones por segundo, contando los golpes necesarios para que las dos mitades de muestra pastosa se pongan en contacto en una longitud aproximadamente de 12.7 mm. Una vez se junten los bordes del canal, se toma una porción de suelo para determinar su contenido de agua; este procedimiento se repite agregando o quitando agua según el caso, con el fin de obtener diferentes humedades en diferente número de golpes (15, 20, 30, 40, 50).

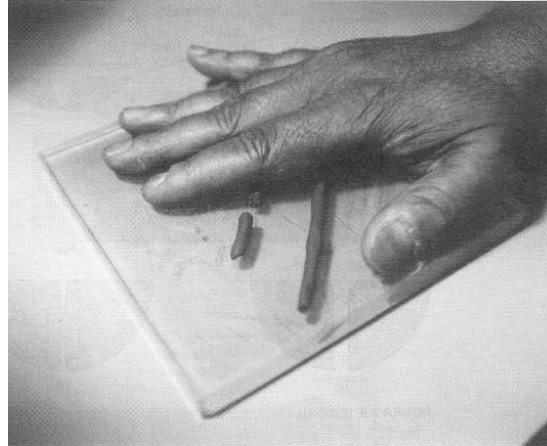
**Cálculos**

Los datos obtenidos deben registrarse en un papel semilogarítmico, representado los contenidos de agua, en la escala aritmética, como abscisas y el número de golpes en escala logarítmica, como ordenadas; determinando así un punto para cada ensayo.

El valor del límite líquido de la muestra de suelo ensayada se determina por interpolación de la curva de flujo y está dado por el contenido de agua correspondiente a la intersección de la curva de flujo con los 25 golpes, el cual debe ser redondeado al número entero más cercano como lo establece la norma INEN 52.

## Determinación del límite plástico

Se define como el contenido de agua con el cual el suelo se agrieta al formarse un rollito de 1/8 in (3.18mm) de diámetro, según la norma ASTM D-4318.



**Figura 2.4.** Ensayo de límite plástico.

**Fuente:** (Das, Braja M.)

## Procedimiento

Para iniciar el ensayo se toma una masa de aproximadamente 100 g del material pasante del tamiz N° 40, se le añade agua destilada y se la mezcla completamente en un recipiente, ayudándose de una espátula, hasta obtener una pasta de suelo homogénea y plástica (similar a una plastilina). De esta pasta de suelo se toma porciones pequeñas para moldearla con los dedos, formando una bola, luego se le amasa y se frota en una placa de vidrio presionándola leve mente para formar rollos de 3mm de diámetro en alrededor de 5 a 15 movimientos completos (hacia adelante y hacia atrás). Una vez que se alcance a formar los rollos de 3mm sin fisuras o signos de desmenuzamiento, frotarlo hasta que se corte tanto longitudinalmente como transversalmente; finalmente se toma las porciones desmenuzadas de los rollos y se determina el contenido de agua.

## Cálculos

El valor del límite plástico será el promedio de los contenidos de agua de por lo menos dos muestras y será expresado con el número entero más cercano, tal como lo establece la norma INEN 52.

### **Clasificación de suelos según Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)**

El proceso de clasificación se realizó de acuerdo a la norma ASTM D-2487, siguiendo el siguiente proceso:

- 1) Determinar el porcentaje de suelo que pasa el tamiz N° 200 (F), de acuerdo con la norma INEN 697. Si  $F < 50\%$ , se trata de un suelo de grano grueso (grava o arena), por ello se debe ir al paso 2. Si  $F > 50\%$ , se trata de un suelo fino, por lo tanto ir al paso 3.
- 2) Para un suelo de grano grueso,  $(100-F)$  es la fracción gruesa en porcentaje. Determinar el porcentaje de suelo que pasa el tamiz N° 4 y retenido en el tamiz N° 200, F1. Si  $F1 < (100-F)/2$ , entonces el suelo tiene más grava que arena, por lo que es un suelo tipo grava, para determinar el símbolo de grupo se debe ir a la Tabla 2.1 y a la figura 2.5, luego para obtener el nombre del grupo propio de suelo, ir a la figura 2.6. Si  $F1 \geq (100-F)/2$ , entonces se trata de un suelo arenoso, para obtener el nombre de grupo de suelo, se debe ir a la tabla 2.2 y figura 2.5.
- 3) Para un suelo de grano fino, ir a la tabla 2.3 y figura 2.5 para obtener el símbolo de grupo. Si se trata de un suelo inorgánico, ir a la figura 2.7 para obtener el nombre del grupo. Si se trata de un suelo orgánico, ir a la figura 2.8 para obtener el número del grupo.

La figura 2.5 es la carta de plasticidad desarrollada por Casagrande (1948).

**Tabla 2.1.** Símbolos de grupo para suelos tipo grava.

Símbolo de grupo	Criterios
GW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual que 4; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
GP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para GW
GM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12) o el índice de plasticidad menor que 4
GC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12); índice de plasticidad mayor que 7
GC-GM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura 2.12
GW-GM	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GM
GW-GC	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GC
GP-GM	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GM
GP-GC	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GC

**Fuente:** (Das, Braja M.)

**Tabla 2.2.** Símbolos de grupo para suelos arenosos.

Símbolo de grupo	Criterios
SW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual a 6; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
SP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para SW
SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12); o índice de plasticidad menor que 4
SC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican arriba de la línea A (figura 2.12); índice de plasticidad mayor que 7
SC-SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura 2.12
SW-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SM
SW-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SC
SP-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SM
SP-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SC

**Fuente:** (Das, Braja M.)

Tabla 2.3. Símbolos de grupo para suelos limosos y arcillosos

Símbolo de grupo	Criterios
CL	Inorgánico; $LL < 50$ ; $PI > 7$ ; se grafica sobre o arriba de la línea A (véase zona CL en la figura 2.12)
ML	Inorgánico; $LL < 50$ ; $PI < 4$ ; o se grafica debajo de la línea A (véase la zona ML en la figura 2.12)
OL	Orgánico; $(LL - \text{seco en horno}) / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$ ; $LL < 50$ (véase zona OL en la figura 2.12)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$ ; $PI$ se grafica sobre o arriba de la línea A (véase la zona CH en la figura 2.12)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$ ; $PI$ se grafica debajo de la línea A (véase la zona MH en la figura 2.12)
OH	Orgánico; $(LL - \text{seco en horno}) / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$ ; $LL \geq 50$ (véase zona OH en la figura 2.12)
CL-ML	Inorgánico; se grafica en la zona sombreada en la figura 2.12
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos

Fuente: (Das, Braja M.)

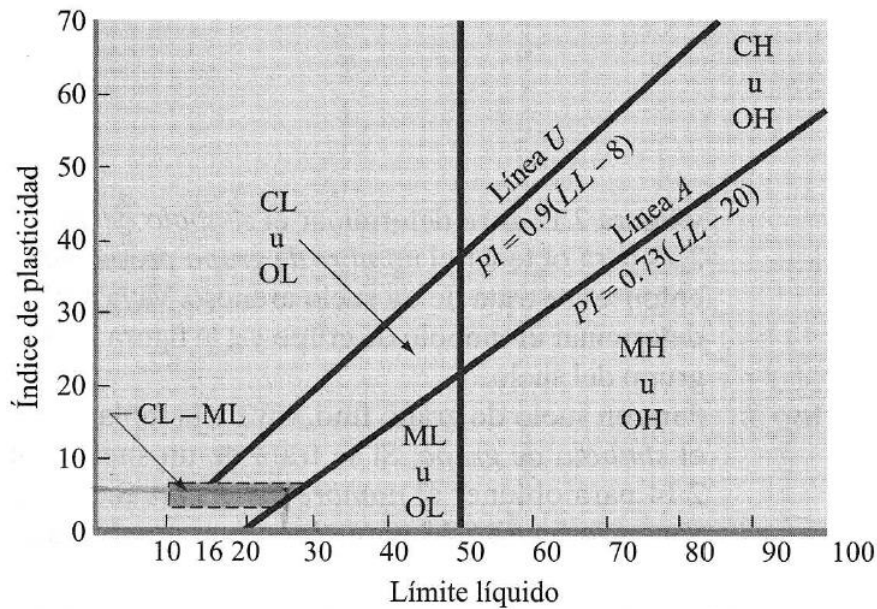
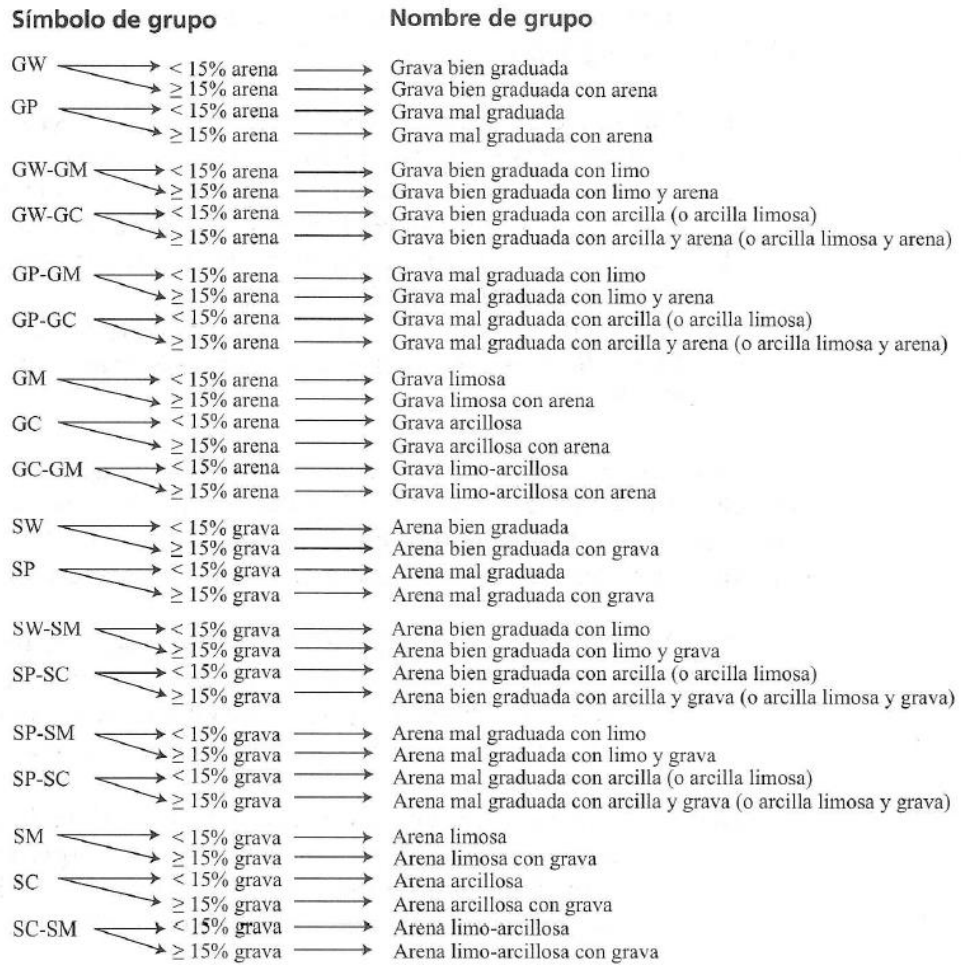


Figura 2.5. Carta de plasticidad.

Fuente: (Das, Braja M.)





**Figura 2.6.** Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos tipo grava y arenosos (según ASTM, 1998)

**Fuente:** (Das, Braja M.)



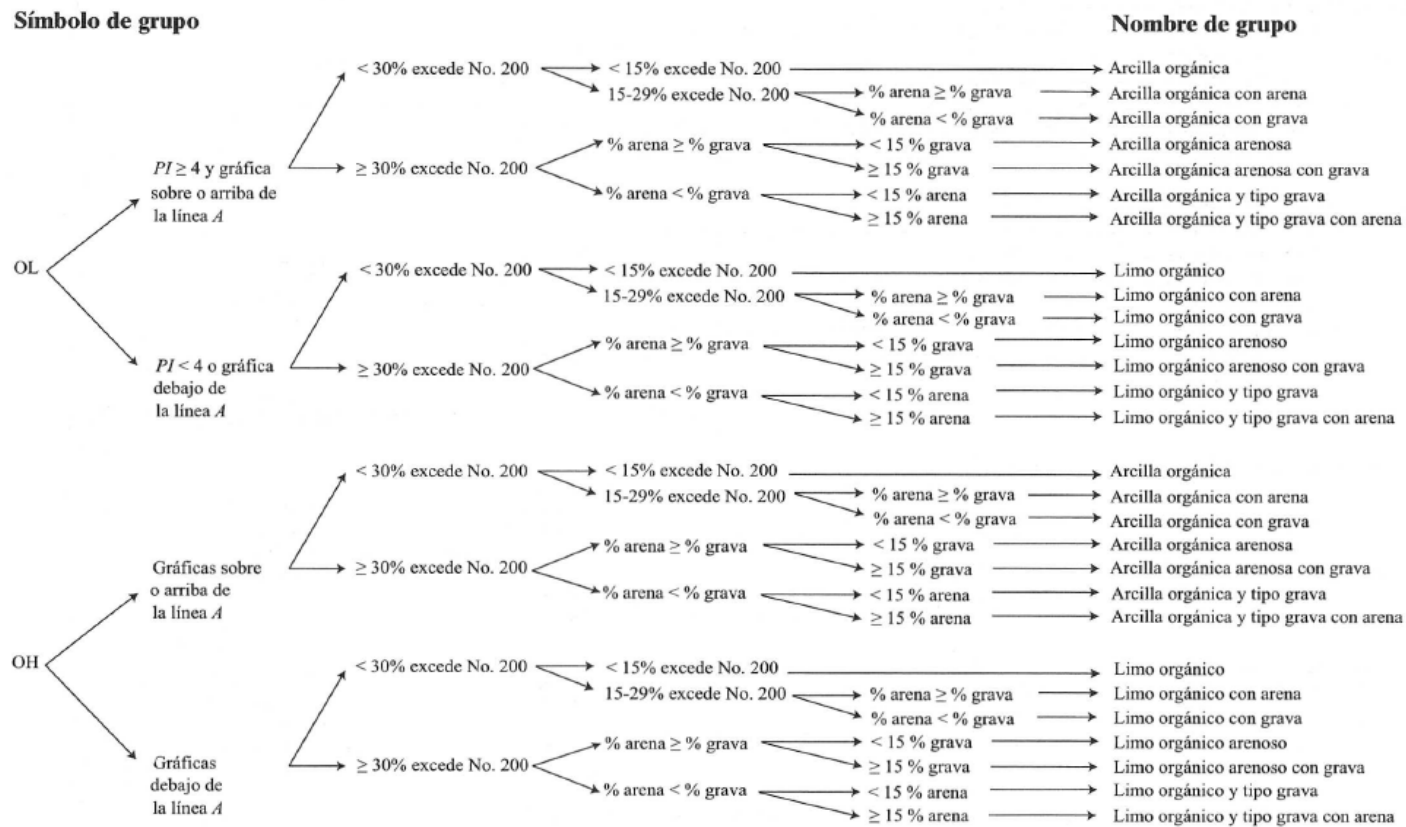


Figura 2.8. Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos orgánicos y arcillosos (según ASTM, 1998)

Fuente: propia.

## Compactación con la energía Proctor Estándar (densidad seca máxima y humedad óptima)

El método de ensayo se emplea para determinar la relación entre la humedad y la masa unitaria de los suelos compactados en un molde de tamaño dado, con un martillo de 5.5 lb que cae desde una altura de 12", según la norma ASTM D-698-00.



**Figura 2.9.** Molde, martillo y collarín de extensión, para ensayo de compactación tipo Proctor Estándar.

Fuente: <https://www.google.com.ec>

### Procedimiento

Inicialmente se requiere una masa representativa, aproximadamente de 4 kg, de suelo pasante del tamiz N°4. Se mezcla dicha muestra con agua suficiente para humedecerla, aproximadamente con el 4 por ciento del peso total de la muestra. El suelo humedecido se compacta en el molde en tres capas aproximadamente iguales. Se compacta cada capa con 25 golpes uniformemente distribuidos con el martillo de 5.5 lb y con una caída libre de 12". Este proceso se realiza sobre un soporte uniforme, rígido y estable. Luego de la compactación, se remueve el collarín de extensión, se recorta cuidadosamente el suelo compactado que sobresalga en la parte superior del molde, usando una regla metálica. Seguidamente se pesa el molde con el suelo húmedo y se determina la masa unitaria húmeda (Masa suelo húmeda/ Volumen del molde) en  $\text{kg/m}^3$ . Finalmente se saca la muestra compactada del molde para mediante un corte vertical central tomar una muestra representativa de la cual se obtendrá el contenido de agua según la norma ASTM D- 2216. Se rompe completamente la porción restante de la muestra hasta cuando se considere a ojo que pase por el tamiz N° 4 y se reúne con la porción restante de la muestra que se está ensayando. Se agrega agua en cantidad suficiente para ir aumentando la humedad del suelo y el

procedimiento se repite hasta lograr que la masa unitaria húmeda del suelo compactado disminuya o no haya cambio.

### Cálculos

$$\rho_d = \frac{(\rho_f)}{1 + \omega_{prom}} \quad (23)$$

Donde:

$\omega$  = humedad de la muestra en %.

$\rho_d$  = densidad seca de la muestra.

$\rho_f$  = masa unitaria húmeda de la muestra =  $\frac{\text{Masa húmeda del suelo}}{\text{Volumen del molde}} \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$

Estos cálculos se efectúan para cada incremento de agua, con el fin de determinar la humedad y la correspondiente densidad seca de las muestras de suelo compactadas en  $\text{kg/m}^3$ . Luego se obtiene un gráfico, dibujando las densidades secas como ordenadas y los contenidos de agua como abscisas, conocido como curva de compactación, de la cual se obtiene la humedad óptima y la densidad seca máxima.

Humedad óptima: es el contenido de agua que corresponde al máximo de la curva de compactación.

Densidad seca máxima: es la densidad seca máxima en la curva de compactación.

### Densidad relativa (gravedad específica)

La determinación de la gravedad específica se realizó de acuerdo a la norma ASTM D 854-92

### Procedimiento

- 1) Determinar la masa de suelo seco,  $M_s \approx 50\text{g}$ , definiendo a dicha masa como  $M_1$ .
- 2) Determinar la masa de un matraz (250ml), lleno de agua desaireada hasta la marca de enrase, a una temperatura de  $20^\circ\text{C}$ , denominándola como  $M_2$ .
- 3) Colocar la masa de suelo seco ( $M_1$ ) en el matraz y llenarlo de agua hasta la marca de enrase. Sacar el aire mediante baño maría. Determinar la masa del matraz + suelo seco + agua, denominándola como  $M_3$ .
- 4) Según el principio de Arquímedes: “un cuerpo sumergido dentro de una masa de agua, desplaza un volumen de agua igual al del cuerpo sumergido. La masa desplazada por el suelo seco sumergido (sólido), denominado  $M_4$ , se determina con la siguiente relación:  $M_4 = M_1 + M_2 - M_3$ , Por lo tanto

**Nota:** El ensayo debe hacerse a una misma temperatura ( $20^\circ\text{C}$ ) y sacar todo el aire que se introduce en el proceso.

### Cálculos

El volumen de agua desplazada será igual al volumen de sólidos,  $V_s = \frac{M_4}{\rho_\omega}$ , de lo cual se obtiene que  $M_4 = V_s * \rho_\omega$

De la definición de Gravedad Especifica se tiene:  $G_s = \frac{M_s}{V_s * \rho_\omega}$ , valor adimensional.

## **Consolidación**

El procedimiento del ensayo se realizó de acuerdo a la norma ASTM D-2435.

## **Procedimiento**

- 1) Moldear cuidadosamente una muestra de suelo húmedo dentro del anillo de consolidación, la cual tendrá la densidad seca deseada, retirando los excesos de suelo por la cara superior e inferior del anillo, hasta lograr una superficie continua a nivel.
- 2) Usando una balanza, pesar el conjunto muestra y anillo.
- 3) Del material sobrante del moldeo de la muestra, tomar muestras representativas para determinar el contenido de agua.
- 4) Colocar cuidadosamente papel filtro y piedras porosas saturadas en las caras superior e inferior de la muestra de suelo; verificar que las piedras porosas no tengan contacto con el anillo.
- 5) Con gran cuidado, a fin de evitar movimientos del anillo y de las piedras porosas en la cazuela, colocar ésta sobre la plataforma del banco de consolidación y centrar cuidadosamente la piedra porosa superior bajo el marco de carga.
- 6) Verificar la horizontalidad del equipo y ajustar el deformímetro a 0.
- 7) Saturar la muestra.
- 8) A fin de determinar la carga de expansión, contrarrestar con pesos pequeños la expansión de la muestra (por la saturación), manteniendo el deformímetro en 0.
- 9) Aplicar el primer incremento de carga y simultáneamente registrar las lecturas de deformación en los tiempos de 0.25, 0.50, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120 minutos posteriormente 4, 8, 16 y 24 horas.
- 10) Continuar incrementando la carga (cada 24 horas), de tal forma que la carga aplicada sea el doble de la anterior y registrar sus deformaciones en los tiempos fijados en el paso anterior.
- 11) El incremento de carga finaliza cuando la muestra presente una deformación lo suficientemente pequeña, para considerarla despreciable.
- 12) Iniciar el proceso de descarga, a las 24 horas del último incremento de carga. Se podrá descargar en dos o tres decrementos de carga hasta que la presión sea 0.
- 13) Finalizada la descarga dejar que la muestra se expanda durante 24 horas o hasta que no se registre expansión.

- 14) Al terminar la prueba, quitar el micrómetro y desarmar el consolidómetro. Cuidadosamente secar el agua del anillo de consolidación y de la superficie de la muestra.
- 15) Usando una balanza, pesar el conjunto anillo y muestra húmeda.
- 16) Dejar el conjunto anillo y muestra en el horno, durante 24 horas, para obtener su peso seco.
- 17) Calcular y determinar los parámetros necesarios, según las explicaciones realizadas en el Capítulo 1, en la sección 1.3.



### CAPÍTULO 3. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

#### Ubicación del material

El suelo a estudiar, fue extraído del talud ubicado en la vía Cuenca-Biblián sector Turi bajo.



**Figura 3.1.** Ubicación del talud del cual se extrajo el suelo a estudiar.

**Fuente:** <https://www.google.com.ec>



**Figura 3.2.** Porción de la muestra original del suelo.

**Fuente:** propia

### **Descripción geológica**

El talud del cual se extrajo el suelo para el estudio, tienen las siguientes coordenadas: 2°55'12.68S, 79°0'12.95W.

Data de la edad Terciario, mioceno, y pertenece al grupo Ayancay. Forma parte de la formación Magan la cual avanza desde el Norte en las cercanías de Igapirca y desaparece al igual que la formación Azogues en la discordancia con la Turi y vuelve a reaparecer en la Hoja de Girón (54) al Sur. Litológicamente consiste de argilitas, lutitas y areniscas de grano fino, estratificadas en capas de 1m de potencia. Las arcillas y lutitas tienen una coloración clara, las argilitas son grises, bastante compactas. El contacto de esta formación con la Formación Azogues es gradacional debido a su semejanza litológica. Son comunes los fósiles, gasterópodos y bivalvos pero de poco valor para la determinación de edad.

### **Tamaño de la muestra**

La masa total de suelo extraída fue de 15 kg, aproximadamente. Posteriormente fue dividida en tres muestras representativas, como lo establece la norma INEN 688, y que para el estudio se definieron como: S1, S2 y S3.

### **Ensayos realizados**

Los ensayos de laboratorio fueron realizados en las instalaciones del Laboratorio de Ingeniería Civil y Gerencia en Construcciones, de la Universidad del Azuay y fueron los siguientes: Contenido de agua, Límites de Consistencia (Límite Líquido y Límite Plástico), Análisis Granulométrico, Compactación Tipo Proctor Estándar, Densidad Específica y Consolidación.

## Resultados de los ensayos

### Contenido de agua

Este ensayo se realizó usando el método de secado al horno, tal como lo establecen las normas: ASTM D-2216 e INEN- 690.

La **Tabla 3.1** muestra el valor del contenido de agua de cada muestra de suelo estudiada. Los cálculos a detalle se encuentran en el **Anexo 1**.

**Tabla 3.1.** Contenido de agua de las muestras de suelo estudiado.

<b>Muestra</b>	<b>Humedad (<math>\omega</math> %)</b>
S1	37.46
S2	38.32
S3	36.21

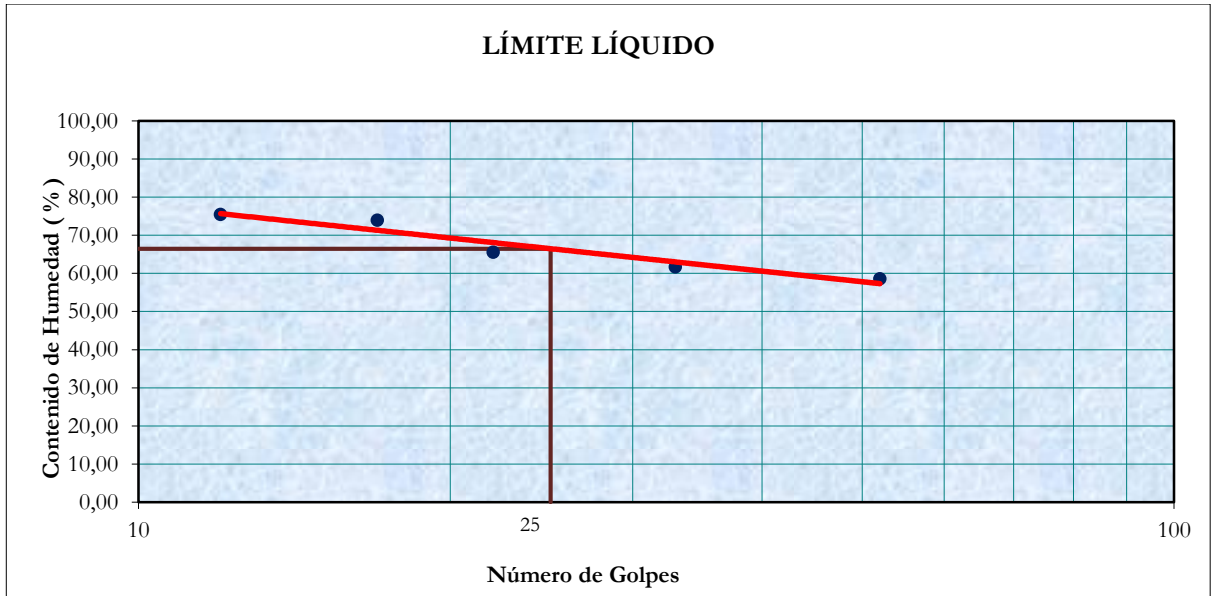
**Fuente:** propia

### Límites de consistencia

Límite Líquido: Para determinar el límite líquido, se procedió como lo establecen las normas ASTM D-4318 e INEN 691.

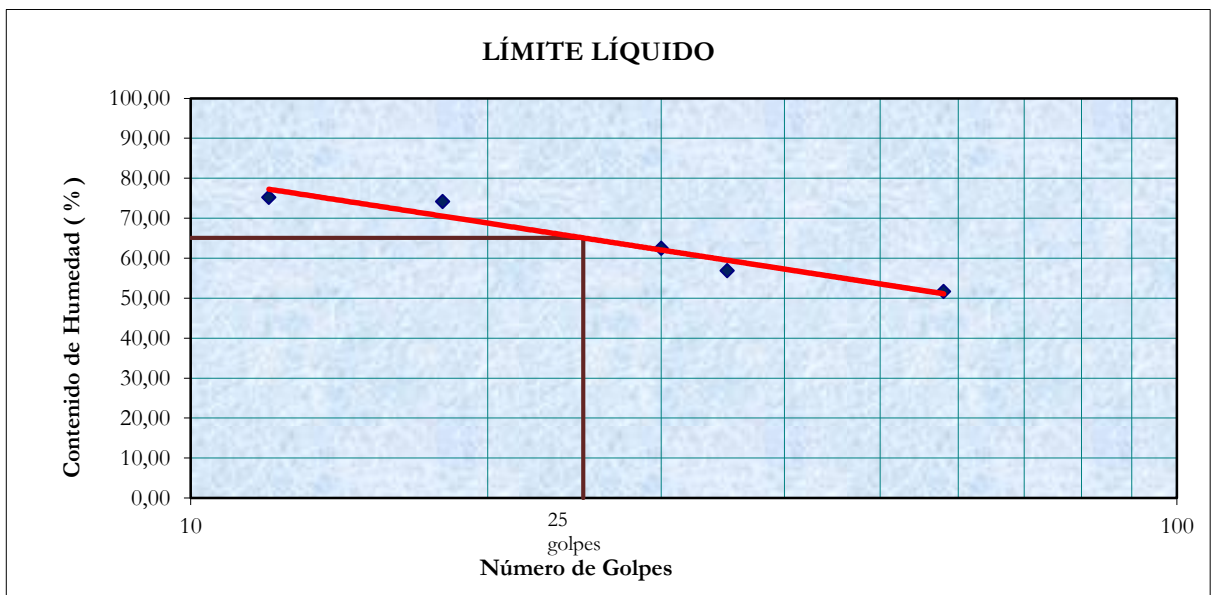
Las figuras 3.3, 3.4 y 3.5 muestran los valores de humedad versus el número de golpes, de las muestras S1, S2 y S3 respectivamente; a partir de los cuales se determinó el valor del Límite Líquido, mediante una interpolación lineal.

La Tabla 3.2 muestra el valor del Límite Líquido de las muestras en estudio. Los cálculos de forma detallada se encuentran en el Anexo 2.



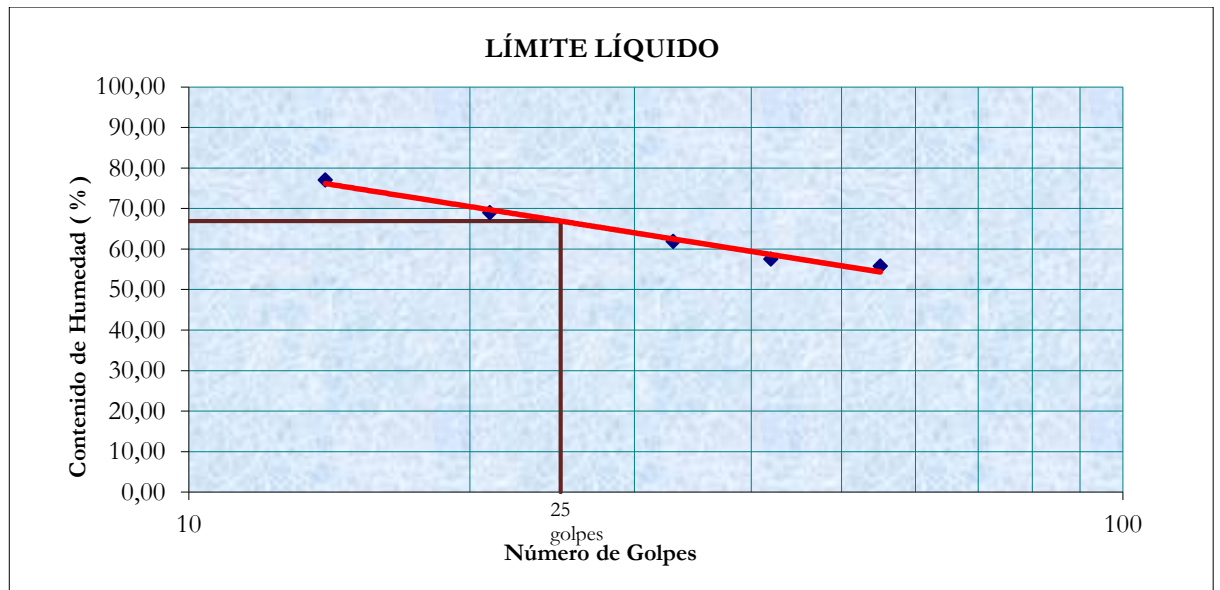
**Figura 3.3.** Límite líquido de muestra S1.

Fuente: propia



**Figura 3.4.** Límite líquido de muestra S2.

Fuente: propia



**Figura 3.5.** Límite líquido de muestra S3.

**Fuente:** propia

**Tabla 3.2.** Valores de límite líquido de las muestras en estudio.

Muestra	Límite líquido
S1	66.50
S2	65.08
S3	66.91

**Fuente:** propia

Promediando los valores de la Tabla 3.2 se tiene un valor de Límite Líquido para el suelo de 66%.

**Límite Plástico:** Para determinar el valor del Límite Plástico, se procedió como lo establecen las normas ASTM D-4319 e INEN 692.

El resumen de los valores se muestra en la Tabla 3.3. Los cálculos a detalle ver en el Anexo 2.

**Tabla 3.3.** Valores de límite plástico de las muestras en estudio.

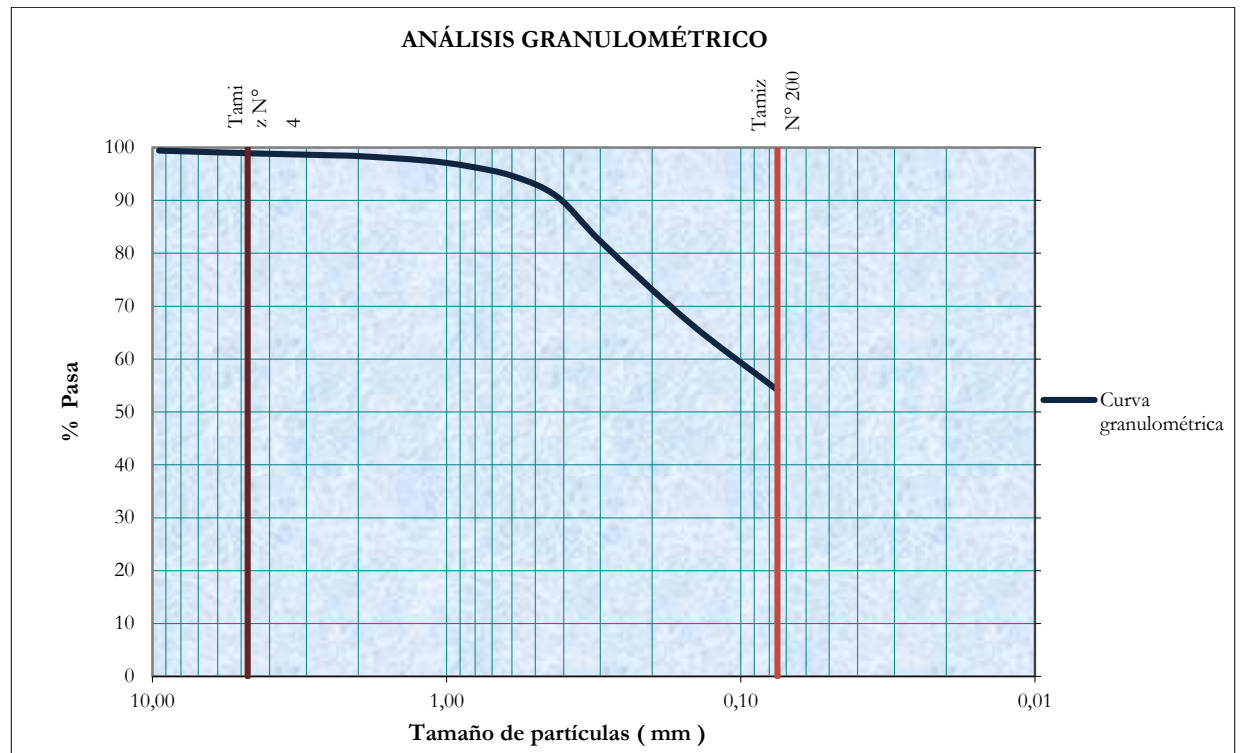
Muestra	Límite plástico
S1	32.35
S2	31.70
S3	31.58

**Fuente:** propia

Promediando los valores de la Tabla 3.3 se tiene un valor de 32 % como límite plástico del suelo.

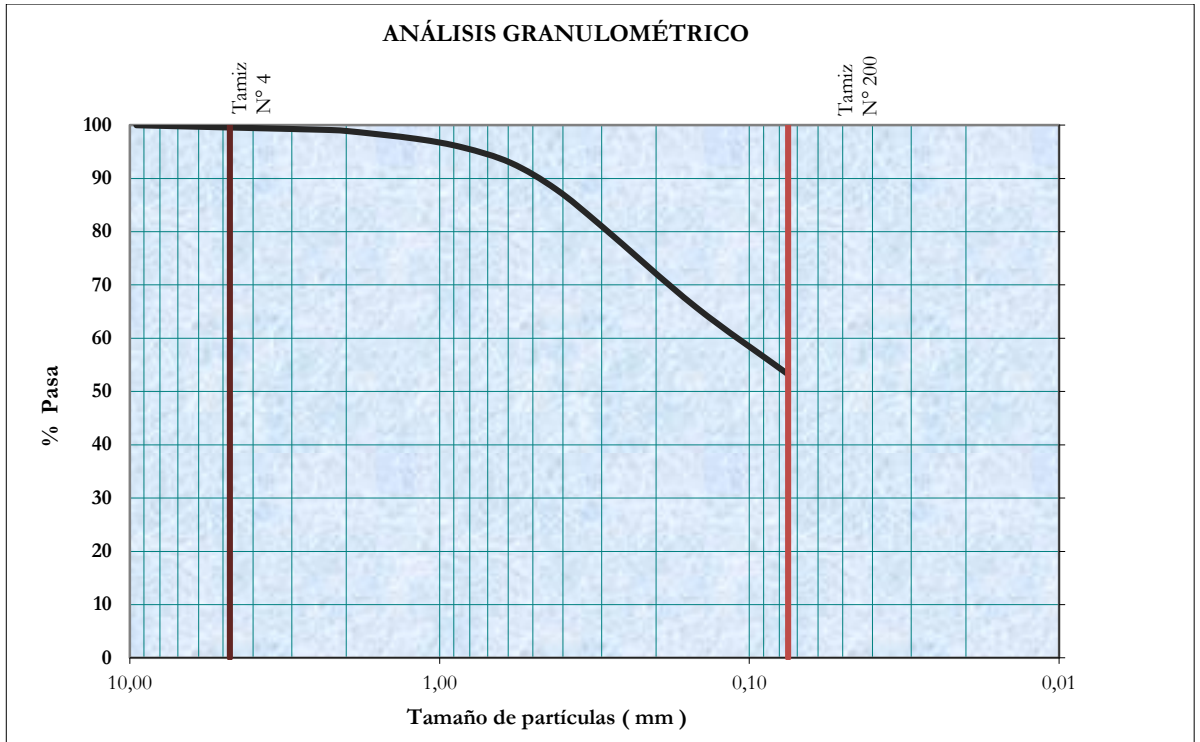
### Análisis granulométrico

Este ensayo fue realizado como lo establece la norma ASTM D-422 e INEN 697. Obteniendo las curvas granulométricas, para las muestras S1, S2 y S3 que se muestran en las Figuras 3.6, 3.7, 3.8 respectivamente. La Tabla 3.4 muestra el porcentaje del material pasante del Tamiz N° 200 de cada muestra ensayada. Los cálculos detallados del ensayo se presentan en el Anexo 3.



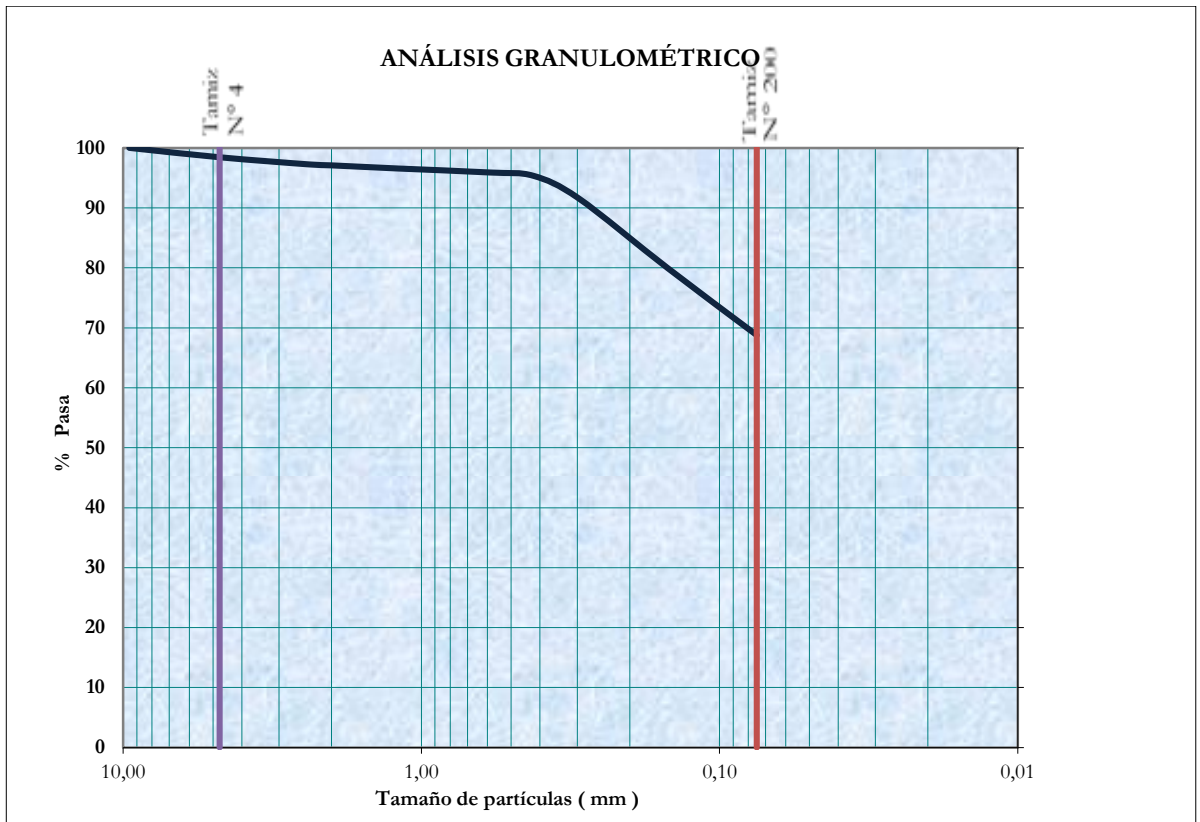
**Figura 3.6.** Curva granulométrica de muestra S1

**Fuente:** propia



**Figura 3.7.** Curva granulométrica de muestra S2.

**Fuente:** propia



**Figura 3.8.** Curva granulométrica de muestra S3.

**Fuente:** propia

**Tabla 3.4.** Material pasante del tamiz N° 200 de las muestras en estudio.

<b>Muestra</b>	<b>Masa original (g)</b>	<b>Masa post lavado (g)</b>	<b>material pasante tamiz N° 200</b>
S1	1166.61	558.52	52.12
S2	1070.00	518.56	51.54
S3	668.13	218.16	67.35

Fuente: propia

### **Clasificación de suelos mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)**

Este ensayo fue realizado como lo establece la norma ASTM D-2487. La Tabla 3.5 muestra el tipo de suelo al que pertenecen las muestras ensayadas. Los cálculos a detalle que originaron dicha tabla se encuentran en el Anexo 4.

**Tabla 3.5.** Tipo de suelo de las muestras estudiadas, según SUCS

<b>Muestra</b>	<b>Simbología</b>	<b>Descripción</b>
S1	CH	Son arcillas de alta plasticidad, con límite líquido mayor a 50 %, y se caracterizan por ser muy compresibles.
S2	CH	Son arcillas de alta plasticidad, con límite líquido mayor a 50 %, y se caracterizan por ser muy compresibles.
S3	CH	Son arcillas de alta plasticidad, con límite líquido mayor a 50 %, y se caracterizan por ser muy compresibles.

Fuente: propia

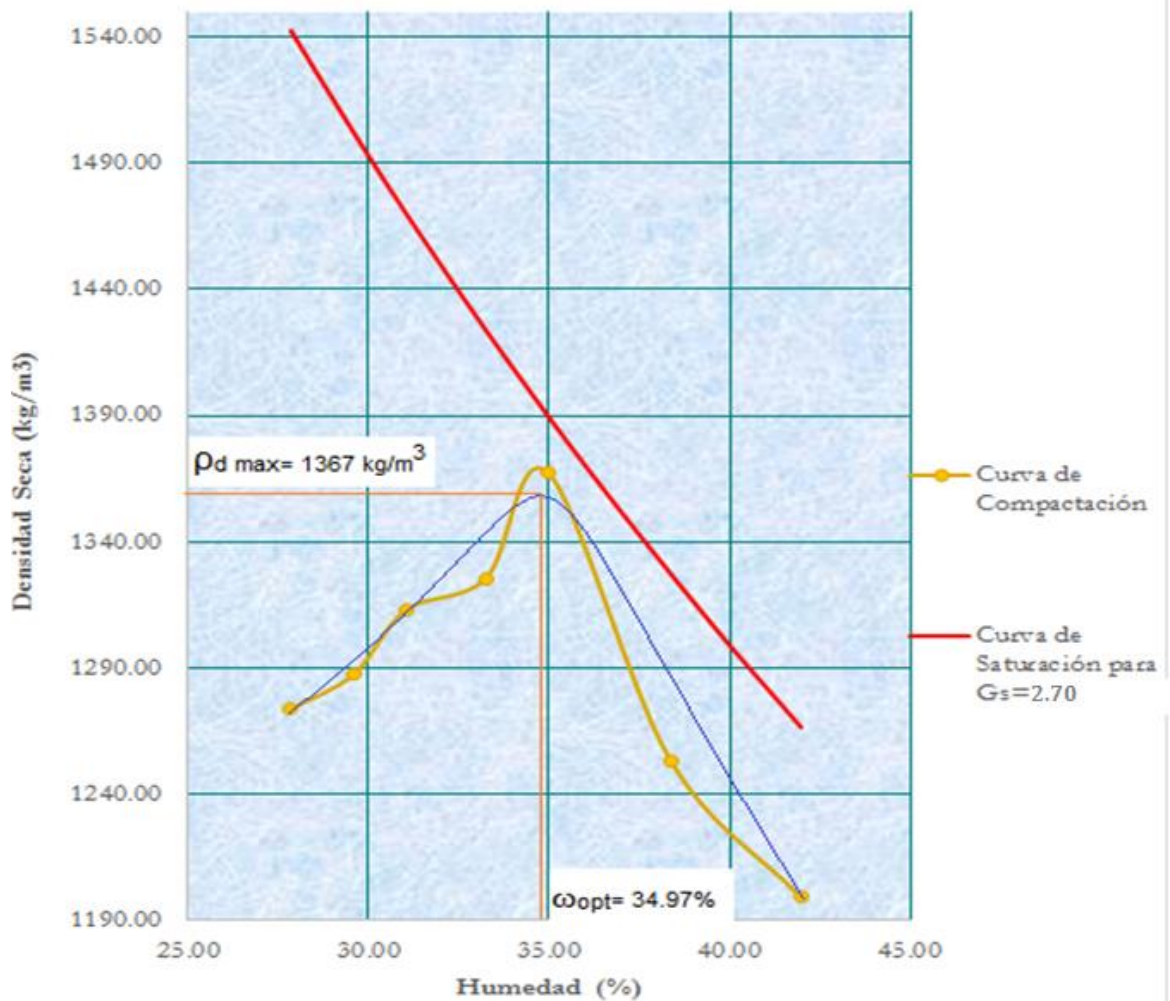
Los datos de la tabla anterior permiten definir al suelo estudiado como un suelo fino (CH), específicamente una arcilla de alta plasticidad.



### Ensayo de compactación tipo Proctor Estándar

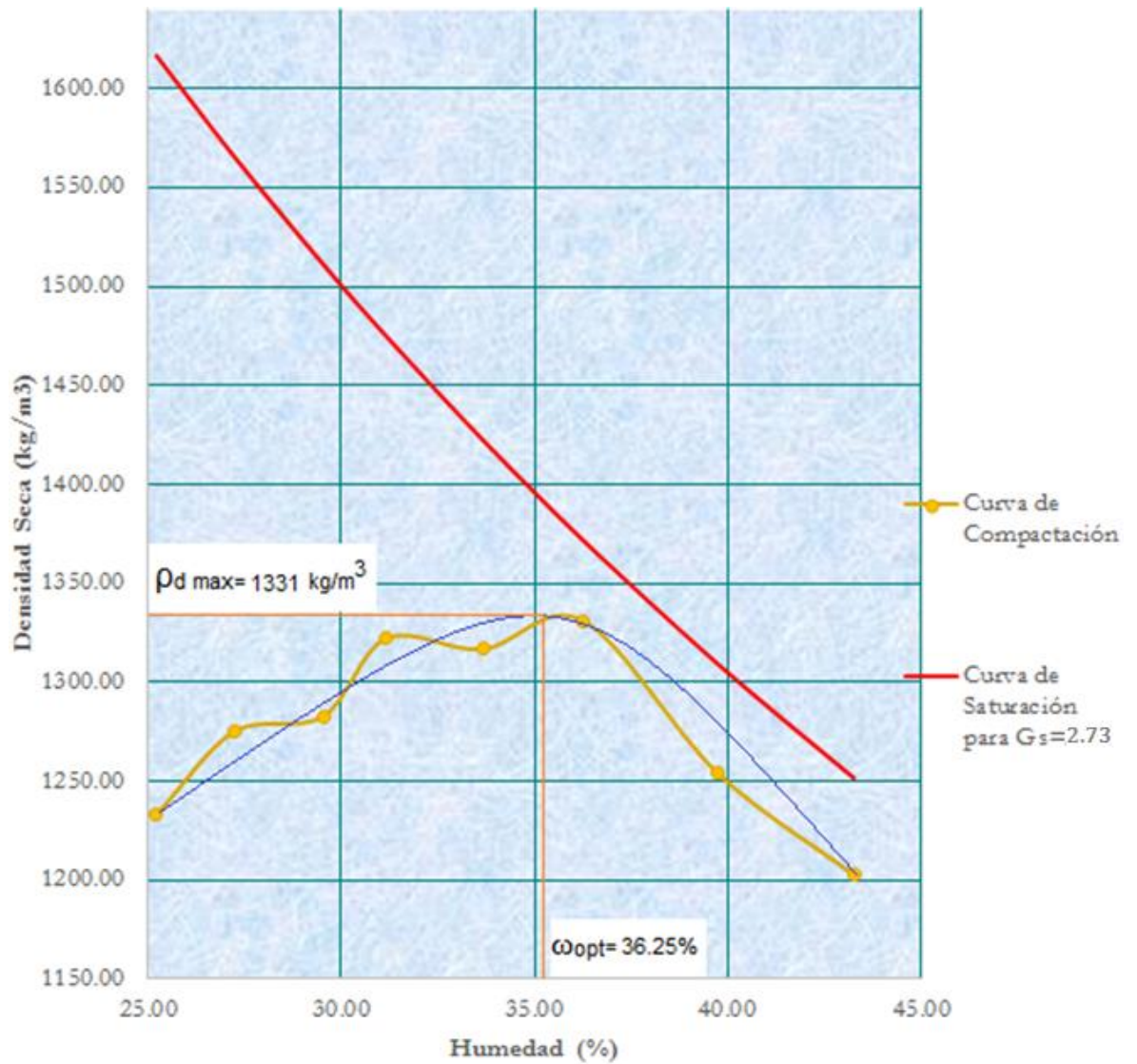
El ensayo se desarrolló de acuerdo al procedimiento que establece la norma ASTM D-4718.

Las Figuras 3.9, 3.10, 3.11 muestran la curva de compactación, curva de saturación y la determinación gráfica de la densidad seca máxima y humedad óptima, para cada muestra. Los valores de la densidad seca máxima ( $\rho_{d \text{ máx.}}$ ) se resumen en la Tabla 3.6. Los formatos y cálculos que originaron dichas curvas, se muestran en el Anexo 5.



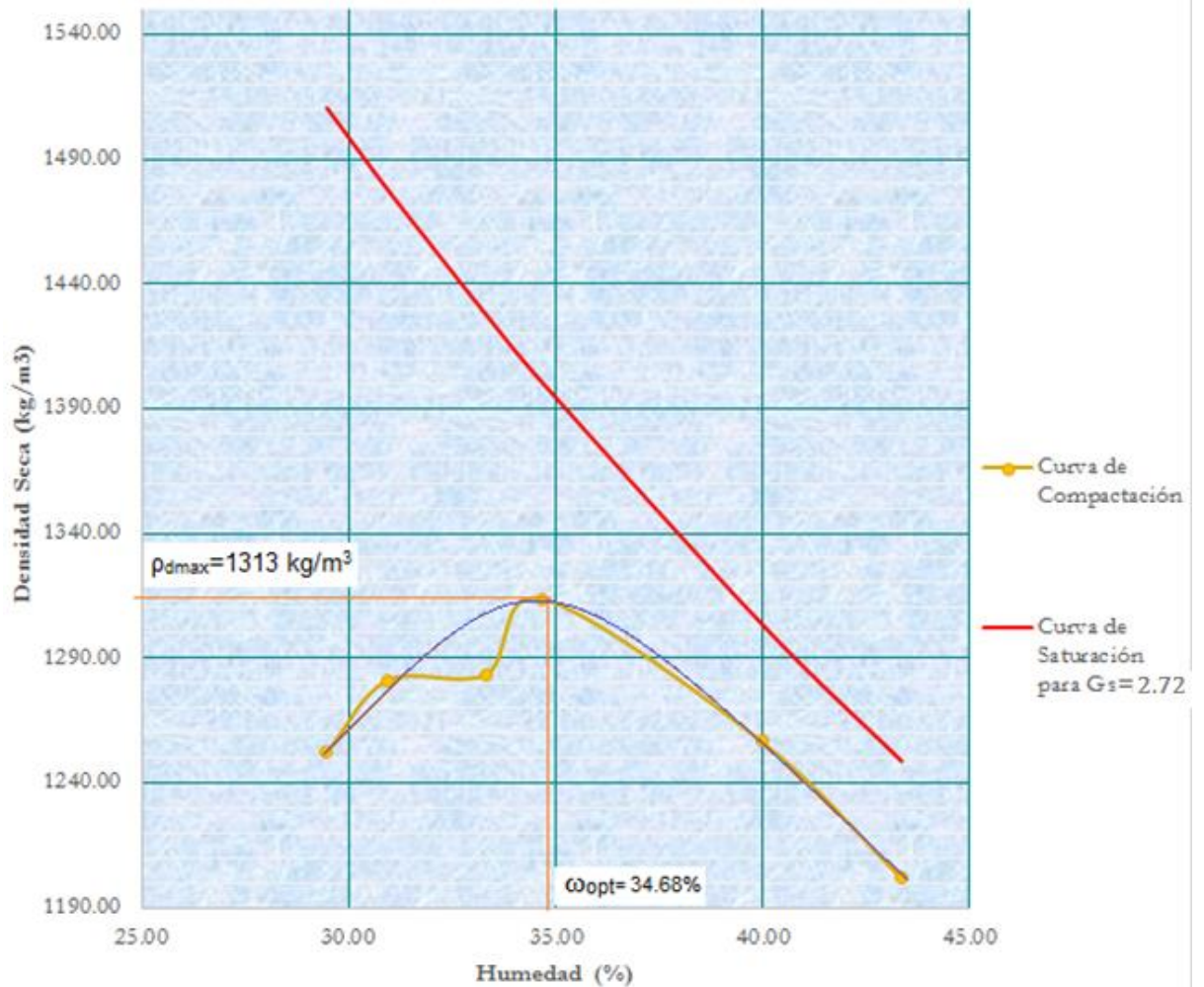
**Figura 3.9.** Curva de compactación, curva de saturación, densidad seca máxima y humedad óptima de la muestra S1.

**Fuente:** propia



**Figura 3.10.** Curva de compactación, curva de saturación, densidad seca máxima y humedad óptima de la muestra S2.

**Fuente:** propia



**Figura 3.11.** Curva de compactación, curva de saturación, densidad seca máxima y humedad óptima de la muestra S3.

**Fuente:** propia

**Tabla 3.6.** Densidad seca máxima y humedad óptima de las muestras estudiadas.

Muestra	Densidad seca máxima (kg/m³)	Humedad óptima (%)
S1	1367.35	34.97
S2	1331.16	36.25
S3	1313.72	34.68

**Fuente:** propia

Promediando el valor de la densidad seca máxima de las muestras S1 y S3 tenemos una densidad seca máxima de 1337 kg/m³ y la humedad óptima de 35%, para el suelo en estudio.

### Densidad relativa (gravedad específica)

El ensayo de laboratorio para determinar la gravedad específica ( $G_s$ ) se realizó de acuerdo a la norma ASTM D 854-92. Dando los resultados que se presentan en la Tabla 3.7. Los cálculos a detalle se encuentran en el Anexo 1.

**Tabla 3.7:** Gravedad Específica de muestras en estudio.

Muestra	Gravedad específica ( $G_s$ )
S1	2.704
S2	2.729
S3	2.722

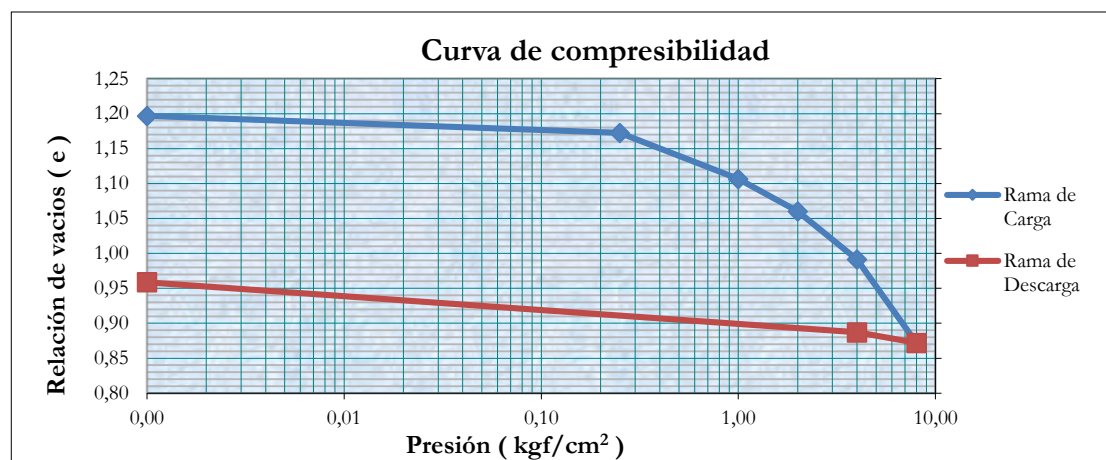
**Fuente:** propia

Promediando el valor la gravedad específica de las muestras, se tiene un valor de 2.72 como gravedad específica del suelo en estudio.

### Consolidación

El ensayo fue realizado cumpliendo con lo establecido en la norma ASTM D-2435. Los resultados que se presentan son: curvas de consolidación y curvas de compresibilidad.

Las Figuras 3.12, 3.13, 3.14 muestran la curva de compresibilidad de las muestras S1, S2, S3 respectivamente. Los modelos de ensayo y los cálculos que dieron origen a estas graficas se muestran en el Anexo 6.



**Figura 3.12.** Curva de compresibilidad muestra S1.

Fuente: propia

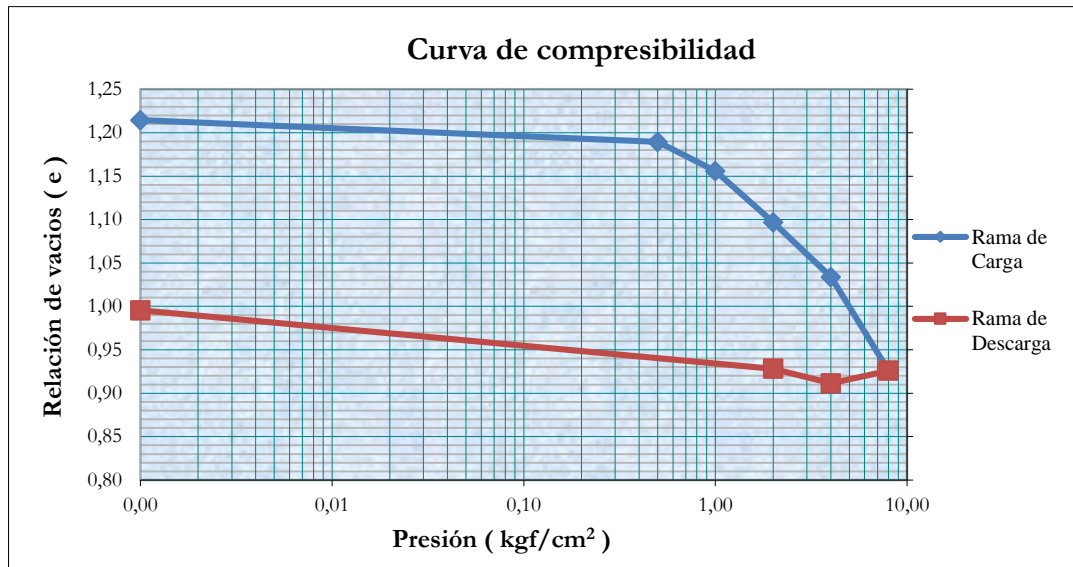


Figura 3.13. Curva de compresibilidad muestra S2.

Fuente: propia

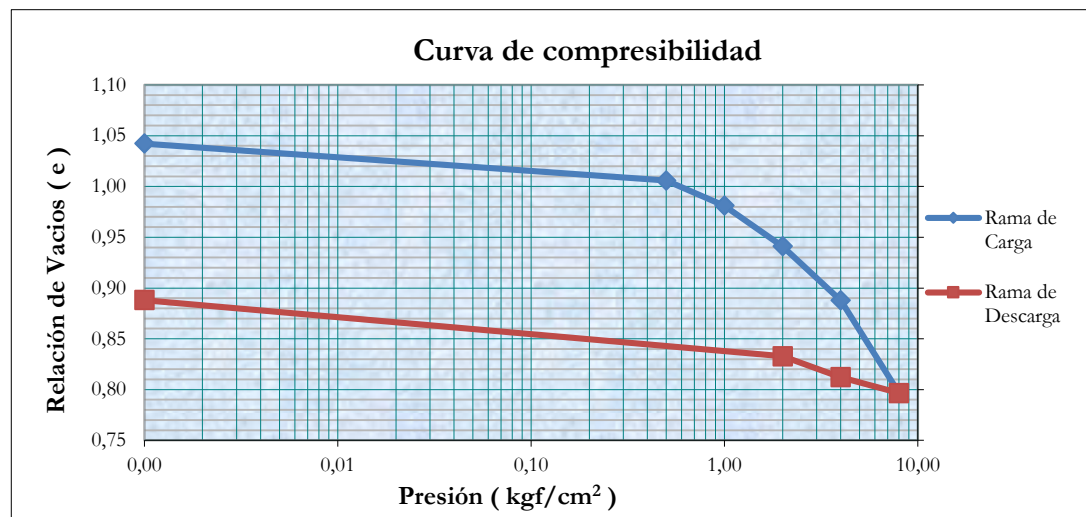


Figura 3.14. Curva de compresibilidad muestra S3

Fuente: propia

El cálculo del coeficiente de consolidación,  $C_v$ , para un grado de consolidación del 50%, aplicando el método de Casagrande, en cada escalón de carga de las 3 muestras ensayadas se obtuvieron de los modelos de ensayo y de las curvas de consolidación correspondientes, que se observan en el Anexo 6. Un resumen de dichos cálculos se muestra en las Tablas 3.8, 3.9 y 3.10.

Tanto el coeficiente de consolidación,  $C_v$  y la permeabilidad,  $k$ , se determinaron de los escalones de carga que muestran curvas de consolidación correctamente definidas por el método de Casagrande.

En la Tabla 3.11 se muestran los valores de la permeabilidad considerando en cada muestra a partir del promedio de las permeabilidades obtenidas para los escalones de carga 1-2, 2-4 y 4-8 kgf/cm<sup>2</sup>.

**Tabla 3.8.** Coeficiente de consolidación (Cv) y permeabilidad (k) de la muestra S1, para cada escalón de carga aplicado.

Presión ( kgf/cm <sup>2</sup> )	t <sub>50</sub> ( Minutos )	Cv (cm <sup>2</sup> /min)	k= (Cv*mv*yw) (m/seg)
0.00	-----	0.000	----
0.25	-----	0.000	----
1.00	32	0.005	2.75E-11
2.00	11	0.015	2.81E-11
4.00	8	0.020	2.87E-11
8.00	12	0.013	1.64E-11

Fuente: propia

**Tabla 3.9.** Coeficiente de consolidación (Cv) y permeabilidad (k) de la muestra S2, para cada escalón de carga aplicado.

Presión ( kgf/cm <sup>2</sup> )	t <sub>50</sub> ( Minutos )	Cv (cm <sup>2</sup> /min)	k= (Cv*mv*yw) (m/seg)
0.00	-----	0.000	----
0.50	-----	0.000	----
1.00	30	0.006	2.93E-11
2.00	15	0.011	2.04E-11
4.00	10	0.016	2.28E-11
8.00	15	0.010	1.30E-11

Fuente: propia

**Tabla 3.10.** Coeficiente de consolidación (Cv) y permeabilidad (k) de la muestra S3, para cada escalón de carga aplicado

Presión ( kgf/cm <sup>2</sup> )	t <sub>50</sub> ( Minutos )	Cv (cm <sup>2</sup> /min)	k= (Cv*mv*yw) (m/seg)
0.00	-----	0.000	----
0.50	-----	0.000	----
1.00	50	0.003	1.91E-11
2.00	15	0.011	2.22E-11
4.00	12	0.014	2.06E-11
8.00	10	0.016	2.12E-11

Fuente: propia

Los valores de la permeabilidad y el índice de compresión de las muestras S1, S2 y S3, se resumen en la Tabla 3.11, promediándolos se tiene un valor de  $2.22E-11$  m/s como la permeabilidad del suelo analizado. Los cálculos a detalle se encuentran en el Anexo 7.

**Tabla 3.11.** Valores de la permeabilidad de las muestras en estudio.

Muestra	k (m/seg)	Cc
S1	2.44E-11	0.396
S2	2.14E-11	0.359
S3	2.08E-11	0.303

**Fuente:** propia

Un resumen de los ensayos realizados, a cada una de las muestras, y los valores obtenidos de los parámetros analizados se muestra en la Tabla 3.12.

**Tabla 3.12.** Parámetros de granulometría, plasticidad, densidad específica, densidad seca máxima y humedad óptima de la energía del Proctor Estándar, de las muestras estudiadas.

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO											
MUESTRA	Contenido de Humedad $\omega$ (%)	Peso Específico (gr / cm <sup>3</sup> )	Límites de Consistencia		Índice de Plasticidad IP (%)	Granulometría		Clasificación SUCS		Compactación	
			Líquido LL (%)	Plástico LP (%)		% que Pasa		Simbología	Nombre común	Densidad seca máxima (kg/m <sup>3</sup> )	Humedad óptima (%)
						N° 4	N° 200				
S 1	37.46	2.70	66.50%	32.35%	34.15%	98.94	54.14	CH	Arcillas de alta plasticidad	1367.35	34.97
S 2	38.32	2.73	65.08%	31.70%	33.38%	99.57	53.22	CH	Arcillas de alta plasticidad	1331.16	36.25
S 3	36.21	2.72	66.91%	31.58%	35.33%	98.43	68.79	CH	Arcillas de alta plasticidad	1313.72	34.68

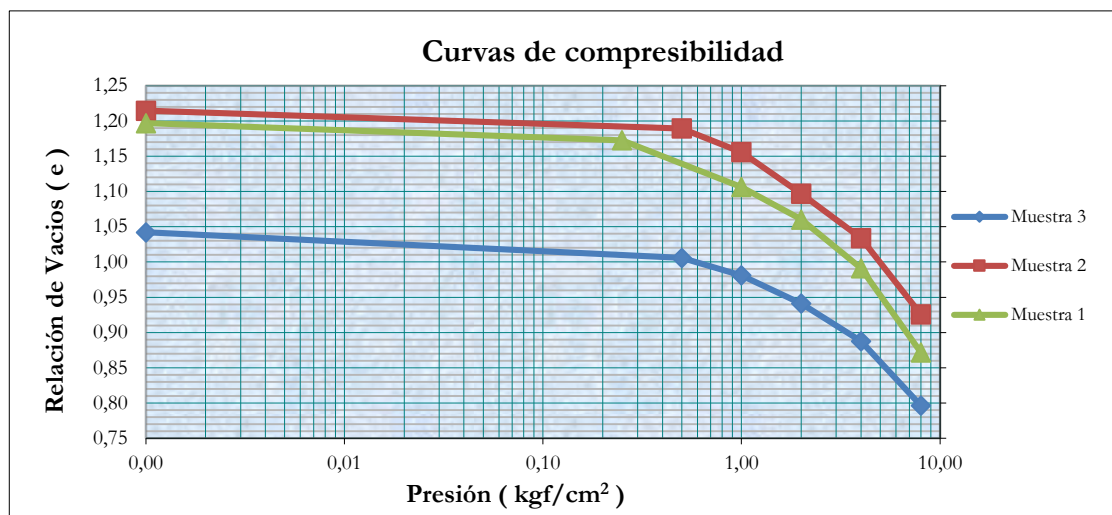
Fuente: propia



### Análisis de los resultados

Los valores obtenidos a partir del ensayo de consolidación, se analizan de acuerdo a la teoría expuesta en el Capítulo 1 en el apartado 1.3.

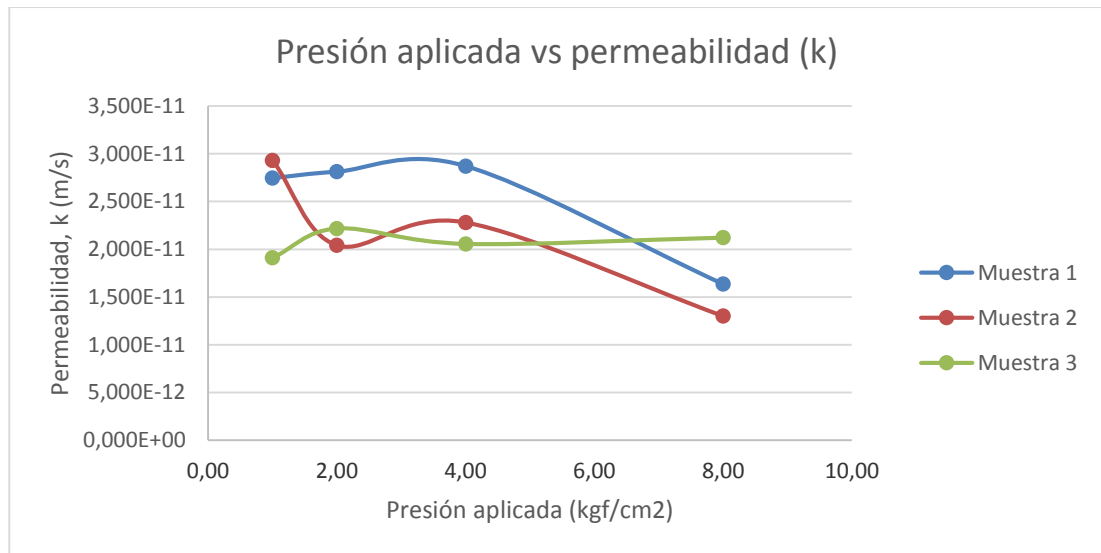
La Figura 4.1 muestra la variación del índice de poros de las muestras en estudio con respecto a las cargas que se aplicaron a cada una de las muestras, durante el ensayo. La variación que se aprecia tiende a ser una relación lineal, es decir que a mayor presión menor índice de poros, y esto sucede precisamente, porque al aplicar una carga al suelo existe una variación en su volumen, ya que con la presión que se aplica se logra reducir el aire atrapado en los poros o expulsar el agua contenida en éstos. La variación es similar en las 3 muestras estudiadas.



**Figura 4.1.** Variación del índice de vacíos con respecto a la presión aplicada en las muestras ensayadas (escala semilogarítmica)

**Fuente:** propia

Sin embargo en la Figura 4.2 se muestra la variación del coeficiente de permeabilidad con respecto a la presión aplicada a cada una de las muestras, el cual no varía significativamente a pesar del incremento de presión sobre la muestra. Generalmente para suelos granulares, esta variación tiende a ser lineal, debido a que al reducir los vacíos en la muestra, esta incrementa su densidad, y el valor de la permeabilidad disminuye significativamente, no así en los suelos finos. Este comportamiento se puede apreciar en las 3 muestras.



**Figura 4.2.** Variación del coeficiente de permeabilidad con respecto a la presión aplicada a las muestras estudiadas.

**Fuente:** propia

De las curvas de compresibilidad en escala semilogarítmica, se define el índice de compresión, el cual, se relaciona también con el límite líquido del suelo, para arcillas remoldeadas su valor viene dado por la siguiente expresión:  $C_c = 0,007(LL - 10)$ . (Das, Braja M.)

Los valores obtenidos para el índice de compresión, determinado por los dos métodos, se muestra en la Tabla 4.1

**Tabla 4.1.** Valores de  $C_c$  a partir de la curva de compresibilidad y del límite líquido de las muestras en estudio.

Muestra	$C_c$ ( curva de compresibilidad)	$C_c$ ( límite líquido)
S1	0.396	0.395
S2	0.359	0.386
S3	0.303	0.398

**Fuente:** propia

Como se puede observar los valores de  $C_c$  no tienen una variación numérica significativa al ser determinados de una manera u otra, por lo cual puede ser determinado con gran confiabilidad, ya sea a partir de la curva de compresibilidad o por la expresión  $C_c = 0,007(LL - 10)$ .

## Conclusiones y recomendaciones

### Conclusiones

De acuerdo al objetivo general planteado se realizó el ensayo de consolidación sobre una muestra de suelo compactado con la energía del Proctor Estándar, a fin de determinar el coeficiente de permeabilidad.

La muestra estudiada, según se expone en el Capítulo 3, resultó, de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), como una arcilla de alta plasticidad (CH), conocida también como de alta compresibilidad, según Arthur Casagrande. Los parámetros de granulometría, plasticidad, densidad específica, densidad seca máxima y humedad óptima de la energía del Proctor Estándar, se muestran en la Tabla 5.1

Para hacer los ensayos de consolidación se compactaron 3 muestras con la misma energía de compactación, resultando valores promedio de:  $\rho_{d \max} = 1337 \text{ kg/m}^3$   
 $\omega_{\text{opt}} = 35\%$ .

Los resultados de los ensayos de consolidación de las 3 muestras previamente saturadas, arrojaron los valores del coeficiente de permeabilidad, para los escalones de carga de 1 a 2  $\text{kgf/cm}^2$ ; de 2 a 4  $\text{kgf/cm}^2$  y de 4 a 8  $\text{kgf/cm}^2$  que se muestran en la Tabla 5.1 resultando como valor promedio del coeficiente de permeabilidad  $2.78 \times 10^{-11} \text{ m/seg}$ , propio de un suelo fino. Este valor es similar a los valores dados en la literatura internacional, que se muestra en la Tabla 5.2, del documento, obtenida del libro de Braja M. Das, Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica, página 84, para una arcilla.

**Tabla 0.1.** Valores del coeficiente de permeabilidad de las muestras estudiadas.

<b>Presión</b>	<b>Muestra 1</b>	<b>Muestra 2</b>	<b>Muestra 3</b>
<b>( kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>k (m/seg)</b>	<b>k (m/seg)</b>	<b>k (m/seg)</b>
1.00	3.514E-11	2.93E-11	1.91E-11
2.00	3.436E-11	2.04E-11	2.22E-11
4.00	2.870E-11	4.56E-11	2.06E-11
8.00	1.091E-11	1.30E-11	2.12E-11

**Fuente:** propia

**Tabla 0.2.** Valores típicos de permeabilidad para suelos saturados

<b>Tipo de suelo</b>	<b>k (cm/s)</b>
Grava limpia	100 – 1
Arena gruesa	1.0 – 0.01
Arena fina	0.01 – 0.001
Arcilla limosa	0.001 – 0.00001
Arcilla	0.000001

**Fuente:** (Das, Braja M.)

Por todo ello se concluye que se alcanzaron los objetivos trazados a este trabajo, y demostrando que se justifica determinar en el Laboratorio el coeficiente de permeabilidad mediante el método indirecto del ensayo de consolidación.

Debemos destacar que debido al tipo de suelo estudiado (arcilla plástica, CH), resultó imposible, por su baja permeabilidad, la realización del ensayo de permeabilidad con carga variable que se construyó en el laboratorio de suelos. No fue posible la obtención de un gasto de filtración a través de la muestra durante 3 días que estuvo montado dicho ensayo.

## **Recomendaciones**

Estudiar la obtención de la permeabilidad mediante el ensayo de consolidación con otros tipos de suelo, no tan impermeables.

Utilizar la cámara del ensayo de compresión triaxial en este tipo de suelos tan impermeables, ya que mediante este equipo podemos incrementar el gradiente hidráulico y con ello reducir el tiempo de ensayo, ya que puede obtenerse volúmenes de agua en menor tiempo por incrementarse la velocidad de flujo y alcanzarse la saturación del suelo con mayor seguridad y confiabilidad.

## Bibliografía

- ASTM 2487. «Standard Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes.» (*Unified Soil Classification System*. 2006.
- ASTM D-2216-05. «Teste Method for laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock.» 2005.
- Armas Novoa. R. «Notas de compactacion.» Novoa, Rolando Armas. *Presas de Tierra*. Cuenca, 2017.
- ASTM International. «ASTM Standard D2434.» head), Standar Test Method of Permeability of Granular Soils (constant. 2000.
- Bowles, J. *Manual de laboratorio de suelos en Ingenieria Civil*. Bogota: Latinoamericana, 1980.
- Carrier, W. «Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.» Carrier, W. *Goodbye Hazen, Hello Koeny-Carman*). 2003.
- Chapuis, R. Aubertin, M. «Predicting th Coefficient of Permeability of Soils using the Kozeny-Carman Equation.» 2003.
- Das, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. Mexico: Thomson, 1999.
- Das, Braja M. *Fundamentos de Ingenieria Geotecnica*. Mexico : Thomson , 1997.
- Juárez Badillo y Rico Rodriguez. *Mecanica de suelos*. Mexico: Limusa, 2005.
- Lee, Keenan, Feter Mc Cray. «Hydrology Latoratory Manual.» Nj: Upper SaddleRiver, 2003. 151.
- Terzaghi K, Peck R y Mersi G. «Soil Mechanics in Engineering Practice .» John Wiley y sons, inc. , 1996.
- Terzaghi, K. «Principle of soils mechanics: Determination of permeability of Clay.» 1925.

## ANEXOS

Los anexos del trabajo se presentan en formato digital.

**Anexo 1.** Humedad del suelo (contenido de agua) y densidad relativa (gravedad específica)

**Anexo 2.** Límites de consistencia

**Anexo 3:** Análisis granulométrico

**Anexo 4:** Clasificación de Suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

**Anexo 5:** Compactación tipo Proctor Estándar

**Anexo 6:** Consolidación.





