

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Desde hace muchos años atrás las estructuras de cimentación superficial apoyadas sobre suelos blandos, sufren grandes deformaciones y asentamientos debido a las cargas que transmiten las estructuras. Los diseños de las estructuras deben cumplir con un criterio de serviciabilidad el cual en términos de la geotecnia corresponden a los valores de asentamiento.

Los valores de asentamientos en los suelos se calculan a través de curvas de consolidación, que es un proceso de reducción de volúmenes provocado por la actuación de cargas externas, sobre una masa y que ocurre generalmente en un tiempo largo, el cual puede durar desde meses hasta años. Es un proceso que al comienzo es más veloz y que se va haciendo cada vez más lento hasta que el suelo llega al equilibrio en el que prácticamente ya no se deforma. Los asentamientos en las construcciones, en el caso de no ser calculadas correctamente pueden producir fracturas del hormigón, inclinación en la estructura que pueden ser considerables y que pueden hacer colapsar la misma.

Por esta razón el presente estudio estableció una información del comportamiento del suelo cuando se ve sometido a una carga externa. Ya que las construcciones en dicha zona están asentadas sobre suelos arcillosos y es de vital importancia que la ciudadanía tenga conocimiento de que, si no hace un respectivo estudio de suelos, su construcción puede sufrir deformaciones.

La ciudadanía en general no consulta a un ingeniero especializado en geotecnia, quien pueda realizar estudios de suelos y evitar en el futuro asentamientos. Es por tal razón que, con esta investigación, se aportó con alguna información básica de cómo se comporta el suelo en dicha zona, cuando esta sufre un incremento considerable de carga y con esta información prevenir a dichas personas que quieran construir cualquier tipo de obra en la zona, deben hacer un estudio de suelos para su respectiva construcción.

1.2 Situación problemática

Los asentamientos en suelos son un gran problema en las construcciones civiles y que tienen que lidiar los ingenieros día a día en cada una de las obras que están construyendo más aún si en dicha zona el suelo es arcilloso. La teoría de la consolidación nos ayudara a prever estos problemas ya que Terzaghi explica que al aplicar una carga estática a un suelo las deformaciones no se presentaran de manera inmediata, sino que tardara un tiempo que puede ser en cuestión de segundos hasta años.

El trabajo de investigación recomienda la importancia de la utilización de la teoría de la consolidación para suelos cohesivos inalterados en la estimación de asentamientos en estratos de alta y baja plasticidad.

Existe la incertidumbre e imprecisión que acarrea la necesidad de una interpretación visual de los resultados del ensayo de consolidación, mediante la metodología de Taylor, resulta de suma importancia señalar como estos métodos gráficos no tienen en consideración toda la información del ensayo de consolidación unidimensional. Como vimos el método de Taylor basa la precisión de su resultado en el segmento inicial de la curva de consolidación, Mientras que la metodología de Casa Grande confía su resultado en la parte final de la curva de consolidación y dos puntos del segmento inicial.

La investigación ha sugerido el uso del método de Taylor ya que es un método donde recorta los tiempos de ensayo desde días a minutos utilizando la raíz cuadrada del tiempo, teniendo en cuenta que se tiene 50 muestras de suelos para realizar el ensayo de consolidación en el distrito 12 de la ciudad de Tarija.

1.2.1 Problema

¿Cómo la determinación de asentamientos de los suelos a través del ensayo de consolidación unidimensional podrá generar mejores diseños en las obras civiles del distrito 12 de la ciudad de Tarija?

1.2.2 Factibilidad del problema

La importancia de determinar los asentamientos en el distrito 12 de la ciudad de Tarija es de gran importancia ya que nos ayudará a tener mejoras en las obras que se quieran construir en la zona. Es factible poder realizar la determinación de los asentamientos de los suelos por que se cuenta con un laboratorio de suelos en la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho donde se desarrolló el ensayo de consolidación.

1.2.3 Delimitación temporal y espacial del problema

Delimitación temporal

El tiempo que se requiere para realizar el ensayo de consolidación es de 29 horas donde se necesitan 24 horas para la saturación de la muestra y 5 horas para el ensayo en sí.

Delimitación espacial

La investigación se realizó en la ciudad de Tarija Tarija-Bolivia para suelos cohesivos.

1.3 Justificación

La investigación se enfocó en estudiar el comportamiento del suelo cuando este sufre un incremento de carga a través del ensayo de consolidación, sabiendo que en la zona no existe un estudio de suelos, con la investigación se pretende prevenir lo que puede ocurrir en el futuro si no se toma en cuenta el comportamiento del suelo a través de estudios del mismo. Por otra parte, permitirá profundizar los conocimientos teóricos sobre el tema de consolidación y el comportamiento del mismo tal que se llegue a concientizar a la población y a las autoridades la importancia de los suelos.

1.3.1 Justificación académica

Esta investigación nos permitirá aplicar los conocimientos adquiridos en metodología de la investigación científica, en términos generales nos permitirá mostrar los conocimientos adquiridos durante nuestra estancia en la carrera.

1.3.2 Justificación social

El tema de investigación de asentamientos de suelos en el distrito 12 de la ciudad de Tarija mediante el ensayo de consolidación, ayudará a la población estudiantil y docente, ya que

se pretende aportar con este tema para que esté disponible en la biblioteca de manera física y virtual, en la facultad y que será de beneficio para toda la población estudiantil.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Determinar el asentamiento de los suelos mediante el ensayo de consolidación unidimensional para la predicción en obras civiles con eficiencia en el diseño del distrito 12 de la ciudad de Tarija.

1.4.2 Objetivos específicos

- Identificar los puntos de muestreo para extraer las muestras.
- Obtener los puntos mediante un levantamiento topográfico en coordenadas UTM.
- Realizar la extracción de muestras inalteradas, a distintas profundidades haciendo uso de herramientas manuales (picos y palas) y en algunos casos con maquinaria (retroexcavadora).
- Caracterizar los suelos del distrito 12 de la ciudad de Tarija.
- Realizar el ensayo de consolidación mediante el método Taylor.
- Determinar los parámetros de consolidación y con estos calcular el asentamiento de suelos en la zona.
- Elaborar una tabla con todos los valores calculados, desde la clasificación hasta los asentamientos de los suelos.

1.5 Hipótesis

Si, al determinar los posibles asentamientos producidos por la interacción suelo-estructura se podrá lograr mejores diseños en cualquier obra civil, en lo que se refiere a optimizar diseños en el distrito 12 de la ciudad de Tarija.

1.6 Definición de variables independientes y dependientes.

1.6.1 Variable independiente

Asentamiento

1.6.2 Variable dependiente

El procedimiento: tiempo de drenaje, saturación y otros.

1.7 Diseño metodológico

1.7.1 Unidades de estudio

La unidad de estudio será el suelo, específicamente el comportamiento del mismo ante posibles deformaciones con la aplicación de cargas. Estas cargas serán tanto cargas vivas como cargas muertas.

1.7.2 Población

La población es los distintos tipos de suelos que existe en el distrito 12 de la Ciudad de Tarija.

fueron 90 muestras que fueron extraídas en todo el distrito 12 de la ciudad de Tarija, para poder evaluarlos a través de los diferentes ensayos. El cual tendrá todo tipo de estudios de suelos desde caracterización hasta la evaluación de los mismos.

1.7.3 Muestra

Nuestra muestra serán los 90 puntos, de los cuales 26 son suelos finos a 1m de profundidad, 14 puntos a 2m de profundidad y 12 puntos a 3m de profundidad, haciendo un total de 50 muestra, de los cuales serán extraídos una porción de suelo inalterado para ser evaluado el asentamiento, mediante el ensayo de consolidación.

1.8 Procesamiento de la información

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

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

1.9 Alcance de la investigación

La investigación tiene el fin de determinar los asentamientos de los suelos en el distrito 12 de la ciudad de Tarija aplicando el ensayo de consolidación. Para tal cálculo necesitaremos diferentes parámetros como son: índice de compresibilidad, índice de recompresión, relación de vacíos y esfuerzo de preconsolidación, todos estos valores son obtenidos realizando el ensayo de consolidación aplicando el método de Taylor.

El método de Taylor cubre procedimientos para la determinación de la magnitud y velocidad de consolidación de un suelo, cuando éste es confinado lateralmente y drenado axialmente; mientras es sometido a la aplicación de incrementos de carga de esfuerzos controlados.

Existen dos procedimientos alternativos los cuales son: Método A y B. El método A es realizado con incrementos de carga constante durante 24 horas o múltiplos de éste y requiere lecturas de tiempo-deformación en un mínimo de dos incrementos de carga. En el método B, los incrementos de carga son aplicados después de alcanzar el 100% de la consolidación primaria o en incrementos de tiempo constante como en el método A.

Este método de ensayo es más comúnmente realizado a muestras inalteradas de suelos de grano fino naturalmente sedimentados en agua; sin embargo, también es aplicable a muestras de suelos compactados y muestras de suelos inalterados formados por otros procesos como la erosión o alteración química, aunque éstas pueden requerir técnicas de evaluación especial.

CAPÍTULO II

ASENTAMIENTOS

CAPÍTULO II

ASENTAMIENTOS

2.1 Antecedentes históricos

Con una mirada retrospectiva hacia los escritos sobre construcciones erigidas por los romanos, chinos, egipcios y mayas, se tiene la clara evidencia de la atención que ya, desde tiempos antiguos, nuestros antepasados ponían en las obras de tierra y sobre la tierra. Así se tenía noticias de como en la dinastía Chou de China (3000 años antes de cristo) se daba instrucciones claras sobre la construcción de caminos y puentes. La gran muralla China, las pirámides de Egipto, las pirámides de Chichen Itzá y otras notables y enormes obras, que hoy contemplamos con admiración, son mudos testigos de los conocimientos que ya se tenían en la antigüedad al respecto (Crespo, 2004).

Asociadas a la construcción de puentes y caminos en los siglos pasados, se encuentran obras construidas sobre suelos compresibles que han tenido hundimientos fuertes bajo las pesadas cargas de catedrales, torres y campanarios. Algunos de los ejemplos de ello son: El domo de Königsberg, en Prusia, cimentado sobre una capa de suelos orgánico en el año 1330, capa que descansa, según Tiedemann, sobre otra de 18 metros de limo arcilloso, cuya consolidación gradual y continua no ha podido terminar, teniendo ya más de 5 metros de asentamiento (Crespo, 2004).

La Torre de Pisa, empezó a ladearse al construirse la tercera galería de las 8 que tiene la estructura. Los trabajos se interrumpieron para ser modificados los planos y luego continuar para ser terminada. En 1910 ya la torre tenía en su parte más alta un desplome de 5m, la torre fue construida sobre una capa de arena de 11m de espesor la cual descansa sobre una capa de arcilla de 8 metros de grueso, que se ha ido consolidando gradualmente debido a las presiones trasmitidas por la estructura (Crespo, 2004).

La aparición de la Mecánica de los suelos como tal en 1925 y las investigaciones posteriores hasta nuestros días ayudaron fuertemente al mejoramiento de los métodos empíricos existentes en el pasado (Crespo, 2004).

2.2 Mecánica de suelos

La mecánica de los suelos esta orientada hacia la construcción y hace énfasis en el comportamiento de materiales débiles y compresibles (Sowers & Sowers, 1972).

Hoy en día es cada vez más concluyente el hecho de que ningún ingeniero que sienta la responsabilidad técnica y moral de su profesión deje de efectuar un estudio de las condiciones del subsuelo cuando diseña estructuras de cierta importancia, ya que ello conlleva dos características que se conjugan: seguridad y economía.

2.3 El suelo y su origen

Suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan (Crespo, 2004).

2.4 Principales tipos de suelos

De acuerdo con el origen de sus elementos los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos inorgánicos y suelos orgánicos. A continuación, se describen los suelos más comunes con los nombres generalmente utilizados por el ingeniero civil para su identificación (Crespo, 2004).

2.4.1 Gravavas

Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que tienen más de 2 milímetros de diámetro, su forma depende de la historia de su formación (Crespo, 2004).

2.4.2 Arenas

Es el nombre que se les da a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, cuyas partículas varían entre 2 mm y 0.05 mm de diámetro (Crespo, 2004).

2.4.3 Limos

Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico o limo orgánico siendo este último caso de características plásticas. El diámetro está comprendido entre 0,05 mm y 0,005mm (Crespo, 2004).

2.4.4 Arcillas

Son las partículas sólidas con diámetro menor de 0,005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. En general las arcillas, son plásticas, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicarse una carga en su superficie se comprime lentamente (Crespo, 2004).

2.5 Suelos cohesivos y suelos no cohesivos

Una característica que hace muy distintivos a diferentes tipos de suelos es la cohesión. Los suelos cohesivos poseen cohesión, es decir, la propiedad de atracción intermolecular, como las arcillas. Los suelos no cohesivos son los formados por partículas de roca sin ninguna cementación como la arena y la grava (Crespo, 2004).

2.6 Propiedades físicas de los suelos

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

2.7 Relación de vacíos

Es la razón del volumen de los poros al volumen de los sólidos (Sowers & Sowers, 1972).

2.8 Peso específico de los sólidos

Es la razón del peso de la masa de suelo al volumen de la masa de suelo (Sowers & Sowers, 1972).

2.9 Clasificación de los suelos

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y sub grupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son

infinitamente variadas sin una descripción detallada. Actualmente dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño y plasticidad de suelos son usados comúnmente por los ingenieros de suelos. Estos son AASHTO y SUCS (Das, 2013).

Para poder clasificar a los suelos necesitamos la colaboración de otros ensayos tales como: Peso específico (Densidad de los sólidos, G_s), Análisis mecánico del suelo (granulometría) y Límites de Atterberg.

2.10 Peso específico o Densidad de los sólidos

Estas dos magnitudes tendrán, para nosotros, la misma definición: densidad es la masa por unidad de volumen, y peso específico el peso por unidad de volumen (Jimenez & De Justo, 1992).

La densidad de los sólidos de suelos se usa en varios cálculos en mecánica de suelos y se puede determinar con precisión en el laboratorio. La gravedad específica de algunos minerales comunes que se encuentran en los suelos. La mayoría de los minerales tienen una densidad de los sólidos que cae dentro de un rango general de 2,6 a 2,9. La densidad de sólidos de arena, que está compuesta principalmente de cuarzo, se puede estimar en alrededor de 2,65 para suelos arcillosos y limosos, pudiendo variar desde 2,6 hasta 2,9 (Das, 2013).

2.11 Análisis mecánico del suelo

Es la determinación del rango de tamaño de partículas presentes en un suelo, expresado como un porcentaje del peso seco total. Se usan generalmente dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo: 1) análisis con cribado, para tamaño de partículas mayores de 0,075mm de diámetro, y 2) Análisis hidrométrico, para tamaño de partículas menores de 0,075mm de diámetro (Das, 2013).

2.11.1 Análisis por cribado

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

Tabla 1. Diámetro de tamices según norma ASTM E11-13

Tamiz	Abertura (mm)
1"	25,000
3/4"	19,000
3/8"	9,500
N° 4	4,750
N° 6	3,350
N° 8	2,360
N° 10	2,000
N° 16	1,180
N° 20	0,850
N° 30	0,600
N° 40	0,425
N° 50	0,300
N° 60	0,250
N° 80	0,180
N° 100	0,150
N° 140	0,106
N° 170	0,088
N° 200	0,075

Fuente: Norma ASTM E11-13

2.11.2 Análisis hidrométrico

El análisis hidrométrico se basa en el principio de la sedimentación de grano de suelos en agua. Cuando un espécimen de suelo se dispersa en agua, las partículas se asientan a diferentes velocidades, dependiendo de sus formas, tamaños y pesos. Por simplicidad se supone que todas las partículas del suelo son esferas y que la velocidad de las partículas se expresa por la ley de Stokes (Das, 2013).

2.12 Límites de Atterberg

Un suelo que posee algo de cohesión, según su naturaleza y la cantidad de agua que tenga, puede presentar propiedades que lo incluyan en el estado sólido, semisólido, plástico y semilíquido o viscoso. Los límites de Atterberg marcan una separación arbitraria, pero suficiente en la práctica, entre estos cuatro estados:

Los límites de Atterberg son, en la actualidad, una de las determinaciones que con más profusión se practica en los laboratorios de mecánica de suelos. Su utilidad deriva de que, gracias a la experiencia acumulada en muchos miles de determinaciones, es suficiente conocer sus valores para poderse dar una idea del tipo de suelo y sus propiedades. Como, por otra parte, se trata de determinaciones sencillas y rápidas, permiten una pronta identificación de los suelos y la selección adecuada de muestras típicas para ser sometidas a ensayos más perfectos y complicados (Jimenez & De Justo, 1992).

2.12.1 Límite líquido (LL)

Es el contenido de agua, en porcentaje requerido para cerrar una distancia de 12,7mm a lo largo del fondo de una ranura a los 25 golpes. Este dado en la prueba D-4318 de la ASTM (Das, 2013).

2.12.2 Límite plástico (PL)

Se define como el contenido de agua, en porcentaje, con el cual el suelo, al ser enrollado en rollitos de 3,2mm de diámetro, se desmorona. El límite plástico es el límite inferior de la etapa plástica del suelo. Se da en la prueba D-4318 de la ASTM (Das, 2013).

2.12.3 Límite de contracción (SL)

La masa de suelo se contrae conforme se pierde gradualmente el agua del suelo. Con una pérdida continua de agua, se alcanza una etapa de equilibrio en la que más pérdida de agua conducirá a que no haya cambio de volumen. El contenido de agua, en porcentaje, bajo el cual el cambio de volumen de la masa del suelo cesa se define como el límite líquido (Das, 2013).

2.13 Sistemas de clasificación de suelos

2.13.1 Sistema de clasificación AASHTO

Este sistema de clasificación de suelos fue desarrollado en 1929 como el sistema de clasificación de administración de carreteras. Ha sido objeto de varias revisiones, con la actual versión propuesta por la comisión de clasificación de materiales para los tipos de carreteras sub rasantes y granulares de la junta de investigación de carreteras en 1945 (Norma ASTM D-3282, método AASHTO M145).

El sistema de clasificación AASHTO utilizado actualmente se muestra en la tabla 2. De acuerdo con este sistema el suelo se clasifica en siete grupos principales: A-1 a A-7. Los suelos que clasifican en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde el 35% o menos de las partículas pasan a través del tamiz N° 200. Los suelos donde más de 35% pasa a través del tamiz N° 200 se clasifican en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. Éstos son principalmente limo y materiales del tipo de arcilla. El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

2.13.2 Tamaño de grano

Grava: Fracción que pasa el tamiz de 75 mm y es retenida en el tamiz N° 10 (2 mm).

Arena: Fracción que pasa el tamiz N° 10 (2 mm) y es retenida en el tamiz N° 200 (0,075 mm).

Limo y arcilla: Fracción que pasa el tamiz N° 200.

Plasticidad: El término limoso se aplica cuando las fracciones finas del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menos. El término arcilloso se aplica cuando las fracciones finas tienen un índice de plasticidad de 11 o más.

Si cantos rodados y boleos (tamaños mayores a 75mm) están presentes, estos se excluyen de la porción de la muestra de suelo que se está clasificando (Das, 2013).

Tabla 2. Clasificación según AASHTO

Clasificación	Materiales granulares (35% o menos pasa por el tamiz N° 200)							Materiales limoso arcilloso (más del 35% pasa el tamiz N° 200)				
Grupo:	A-1		A-3	A-2-4				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6	
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7					
Porcentaje que pasa: N° 10 (2mm) N° 40 (0,425mm) N° 200 (0,075mm)	50 máx 30 máx 15 máx	- 50 máx 25 máx	- 51 mín 10 máx	- - 35 máx				- - 36 mín				
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40												
Límite líquido Índice de plasticidad	- 6 máx	- NP (1)	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx 11 mín	41 mín 11 mín	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx 11 mín	41 mín (2) 11 mín		
Constituyentes principales	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena arcillosa o limosa				Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Características como subgrado	Excelente a bueno							Pobre a malo				

Fuente. ASTM D-3282

2.13.3 Sistema de clasificación SUCS

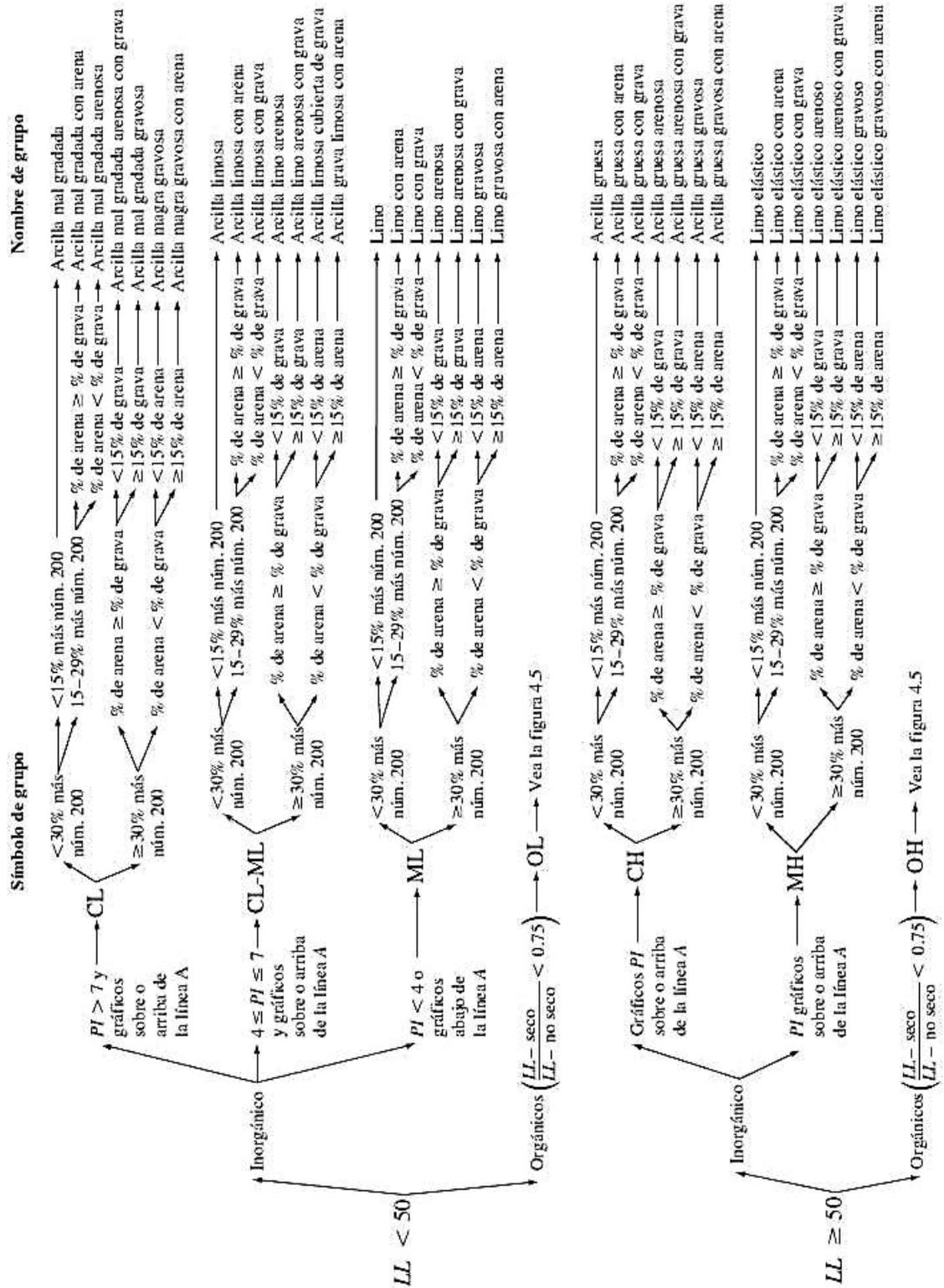
La forma original de este sistema fue propuesta por Casagrande en 1942 para usarse en la construcción de aeropuertos emprendida por el Cuerpo de Ingenieros del ejército durante la segunda guerra mundial. En cooperación con la oficina de restauración de Estados Unidos. Hoy en día, es ampliamente usado por los ingenieros. El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos clasifica en dos amplias categorías (Das, 2013).

Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla número 200. Los símbolos comienzan con un prefijo G para gravas y S para arenas (Das, 2013).

Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla número 200. Los símbolos comienzan con un prefijo M para limo inorgánico, C para arcilla inorgánica y O para limos y arcillas orgánicas (Das, 2013).

Hay otros símbolos que también son usados para la clasificación: W: bien graduado. P: mal graduado. L: baja plasticidad (límite líquido menor que 50) y H: alta plasticidad (límite líquido mayor que 50) (Das, 2013).

Figura 1. Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos finos (según ASTM,1998)

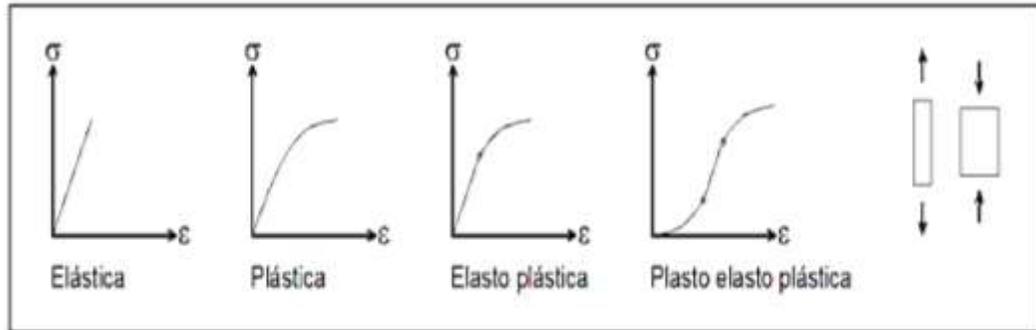


Fuente. Das, 2013

2.14 Deformación de los suelos: (σ = esfuerzo; ϵ = deformación)

Un suelo puede presentar deformaciones permanentes o no por causa de las cargas que soporta. Las deformaciones pueden ser:

Figura 2. Deformaciones en el suelo



Fuente. Duque & Escobar, 2016

Deformación elástica: El suelo puede recobrar su forma y dimensiones originales, cuando cesa la fuerza de deformación.

Deformación plástica: se da corrimiento de la masa del suelo, pero la relación de vacíos permanece más o menos constante. Al retirar las cargas el suelo queda deformado, pero su volumen casi se mantiene.

Deformación compresiva: En este caso se presenta deformación en el suelo sometido a carga, y esta se conserva después de esa acción. Esta deformación puede ser por CONSOLIDACIÓN o por COMPACTACIÓN (Duque & Escobar, 2016).

2.15 Consolidación

Los suelos, al igual que los otros materiales usados en la construcción, sufren deformaciones bajo el efecto de un esfuerzo aplicado sobre ellos. Sin embargo, si se considera que la mayoría de los materiales son elásticos, la relación que existe en los suelos entre esfuerzos y deformaciones es más complicada (Crespo, 2004).

La deformación que sufre un suelo bajo la acción de una carga no se presenta inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo, tal como sucede en los materiales elásticos, ya que, para el acomodamiento de las partículas, que es la parte principal de la deformación, necesita expulsar parte de los fluidos que contiene el suelo, y si el agua

constituye la mayor parte de los fluidos y el suelo es poco permeable, la expulsión de dicha agua requiere mucho tiempo (Crespo, 2004).

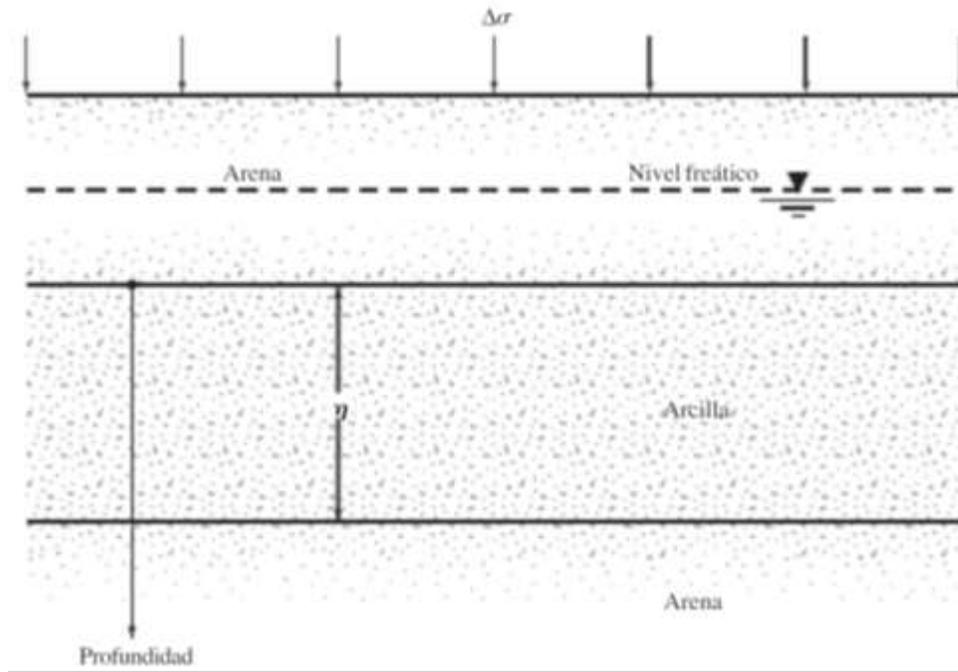
Cuando un proyectista de cimentaciones observa que el terreno sobre el cual va a desplantarse una estructura está formado por una capa de arcilla blanda, generalmente toma todas las precauciones necesarias a fin de evitar que la estructura sufra asentamiento excesivo. Sin embargo, si en la superficie existe un espeso estrato de arena y bajo dicho estrato se encuentra una capa de arcilla blanda, muchos proyectistas creen que el asentamiento de la estructura dependerá exclusivamente de la naturaleza del suelo situado inmediatamente debajo de la misma, y por ello, si la arcilla blanda se encuentra situada a más de 3 m por debajo de la cuota de desplante, su existencia no tiene importancia, sin considerar que la consolidación gradual de la arcilla por el peso de la estructura puede originar asentamientos excesivos y des uniformes (Crespo, 2004).

2.15.1 Consideraciones fundamentales sobre la consolidación

Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro del agua aumenta repentinamente. En suelos arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento en la presión del poro va acompañado por una reducción en el volumen de la masa del suelo, generándose un asentamiento.

El asentamiento por consolidación depende del tiempo. Así como analizaremos la deformación de un estrato de arcilla saturado sometida a un incremento de esfuerzos. Un estrato de arcilla saturado de espesor H está confinado entre dos estratos de arena y sometido a un incremento instantáneo en el esfuerzo total (Das, 2013).

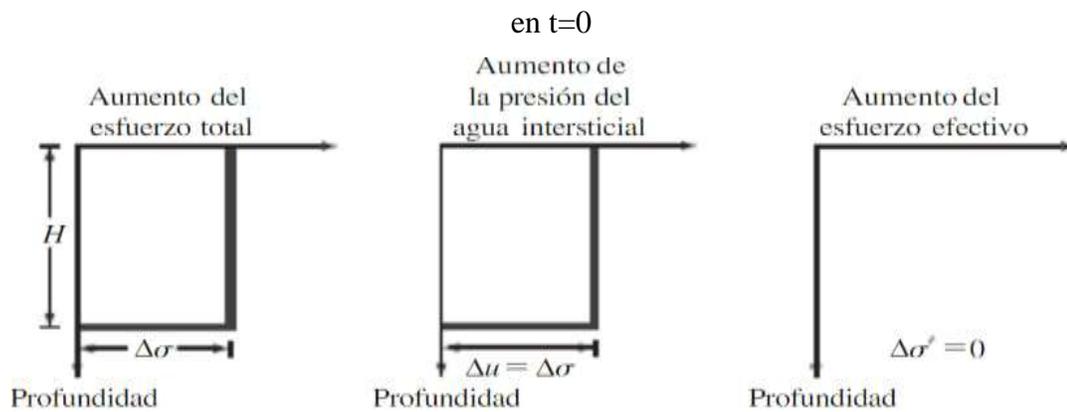
Figura 3. Variación del esfuerzo total, presión de poro de agua y esfuerzo efectivo



Fuente. Das, 2013

Como la arcilla tiene muy baja permeabilidad y el agua es incompresible comparada con el esqueleto del suelo en el $t=0$ el esfuerzo incrementado total $\Delta\sigma$ será tomado por el agua ($\Delta\sigma = \Delta u$) a toda la profundidad como indica la siguiente figura (Das, 2013).

Figura 4. Variación del esfuerzo total, presión de poro de agua y esfuerzo efectivo

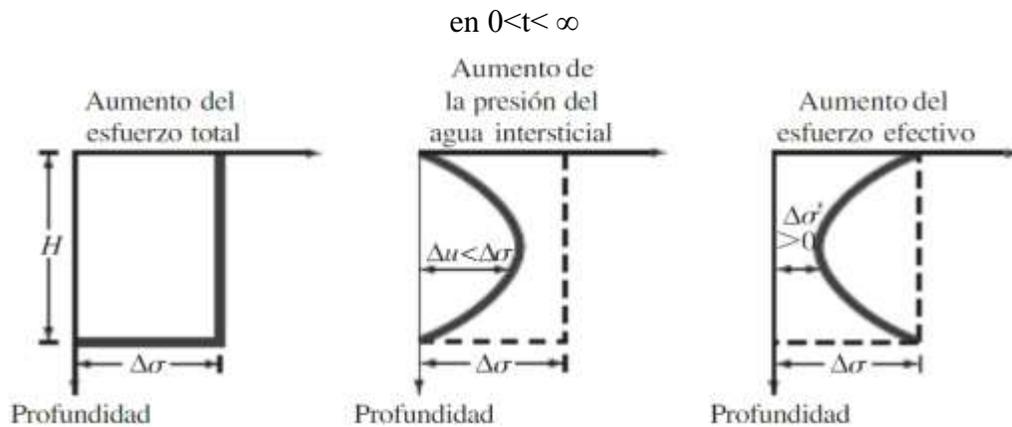


(b) En el tiempo $t = 0$

Fuente. Das, 2013

Después de la aplicación del esfuerzo incrementado $\Delta\sigma$ al estrato de arcilla, el agua en los espacios vacíos empezara a ser expulsada y se drenara en ambas direcciones hacia los estratos de arena. por medio de este proceso, el exceso de presione poro de agua en cualquier profundidad sobre el estrato de arcilla decrecerá gradualmente y el esfuerzo tomado por los sólidos del suelo del suelo se incrementará así entonces el tiempo $0 < t < \infty$ Sin embargo, las magnitudes de $\Delta\sigma$ y Δu a diversas profundidades cambiara como esta en la figura 1 c dependiendo de la distancia mínima de la trayectoria de drenaje a cualquiera de los estratos de arena, superior o inferior (Das, 2013).

Figura 5. Variación del esfuerzo total, presión de poro de agua y esfuerzo efectivo

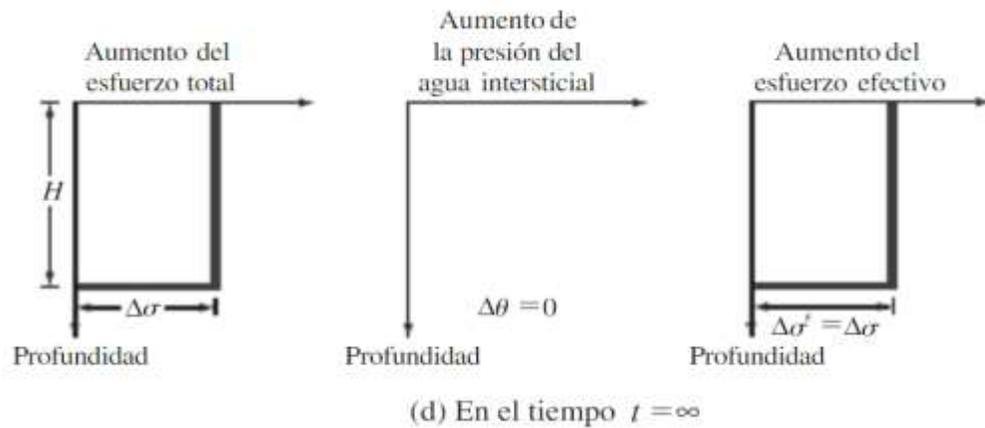


(c) En el tiempo $0 < t < \infty$

Fuente. Das, 2013

Teóricamente en el tiempo $t \leq \infty$ la presión de poro completa en exceso se disipará por drenaje desde todos los puntos del estrato de arcilla dando $\Delta u = 0$ el incremento del esfuerzo total $\Delta\sigma$ se tomará entonces por la estructura del suelo por lo que $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$ (Das, 2013).

Figura 6. Variación del esfuerzo total, presión de poro de agua y esfuerzo efectivo en $t = \infty$

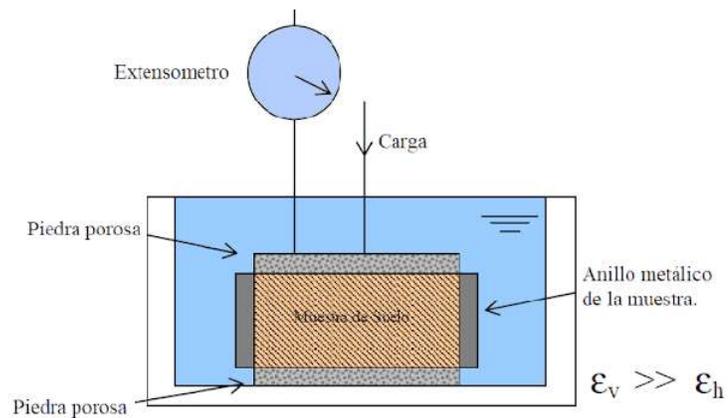


Fuente. Das, 2013

2.15.2 Prueba de consolidación unidimensional en laboratorio

Este método fue sugerido por Terzaghi en 1925 la cual se efectúa con un consolidómetro. El espécimen de suelo se coloca dentro de un anillo metálico con dos piedras porosas una en la parte superior y otra en la parte inferior, la carga se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide por medio de un micrómetro calibrado, el espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba, cada carga se mantiene durante 24 horas y después se duplica la presión sobre el espécimen y se continua la medición (Das, 2013).

Figura 7. Edómetro



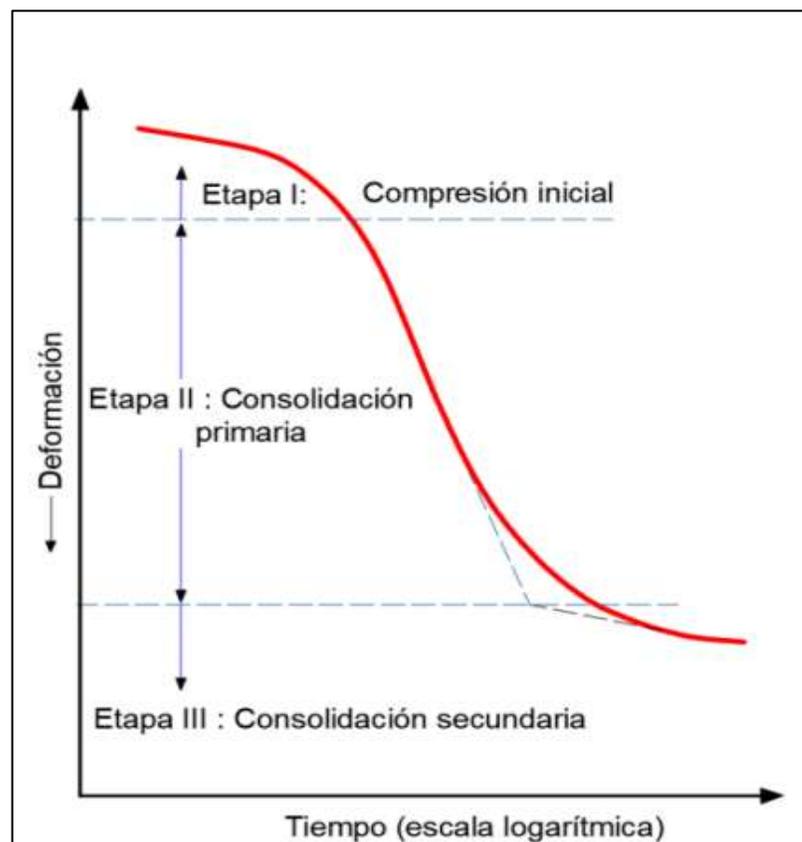
Fuente. Libreriaingeniero, 2017

La forma general de la gráfica de deformación del espécimen versus tiempo para un incremento dado de carga como se muestra en la figura.

- Etapa I Compresión inicial
- Etapa II Consolidación primaria
- Etapa III Consolidación secundaria

(Das, 2013).

Figura 8. Tiempo deformación durante la consolidación para un incremento dado de carga

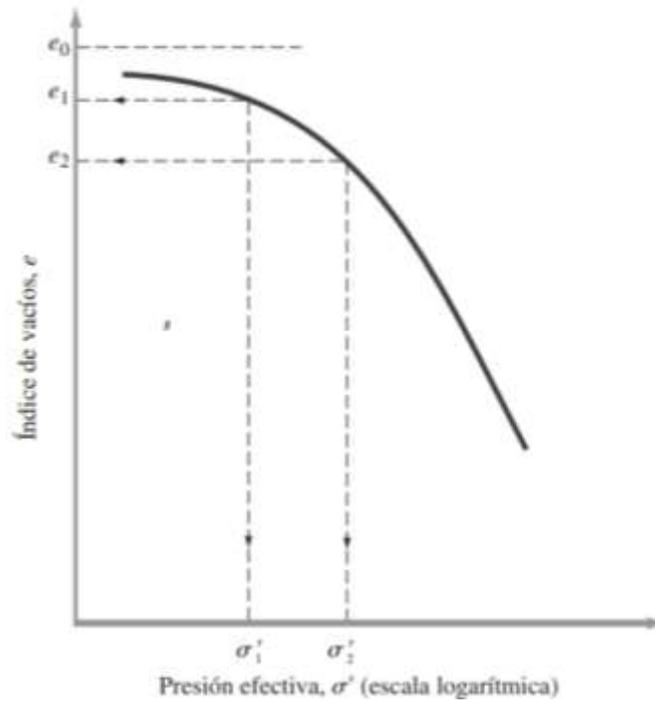


Fuente. Das, 2013

Después de que las gráficas tiempo deformación para varias cargas se obtiene en el laboratorio, es necesario estudiar el cambio de la relación de vacíos en el espécimen con la presión (Das, 2013).

Procediendo de manera similar obtendremos las relaciones de vacíos al final de la consolidación para todos los incrementos de carga.

Figura 9. Relación de vacíos versus presión efectiva

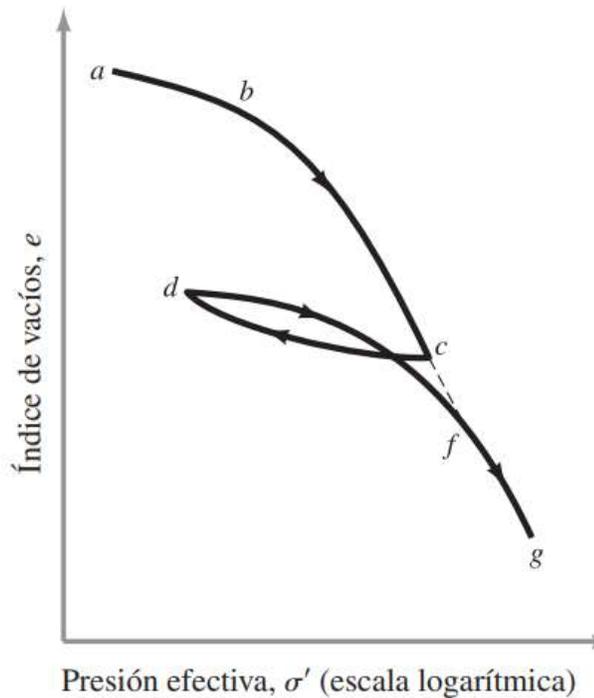


Fuente. Das, 2013

2.16 Arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas

Un suelo en el campo a cierta profundidad ha estado sometido a una cierta presión efectiva máxima en el pasado de su historia geológica. Esta presión efectiva máxima pasada puede ser igual o mayor que la presión de sobrecarga existente en el tiempo de muestreo. La reducción de la presión en el campo es causada por procesos geológicos naturales o procesos humanos. Esta relación es verificada en el laboratorio cargando el espécimen de manera que se exceda la presión de sobrecarga efectiva máxima y luego descargándolo y recargándolo de nuevo (Das, 2013).

Figura 10. Relación de vacíos versus presión efectiva que muestra las ramas de carga, descarga y recarga



Fuente. Das, 2013

Esto nos conduce a dos definiciones básicas de la arcilla con base en la historia de su esfuerzo.

2.16.1 Normalmente consolidada:

La presión de sobrecarga efectiva actual es la presión máxima a la que el suelo ha sido sometido en el pasado (Das, 2013).

2.16.2 Sobreconsolidados:

La presente presión de sobrecarga efectiva es menor que la que el suelo ha experimentado en el pasado. La presión efectiva máxima en el pasado se llama esfuerzo de preconsolidación (Das, 2013).

La presión efectiva pasada no puede determinarse explícitamente debido a que es generalmente una función de los procesos geológicos y, en consecuencia, debe deducirse de los resultados de pruebas de laboratorio (Das, 2013).

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

1. Por observación visual, establecer un punto a en el que la dirección de la gráfica e-log σ' tiene un radio mínimo de curvatura.
2. Dibujar una línea horizontal ab.
3. Dibujar la línea ac tangente en a.
4. Dibujar la línea ad, que es la bisectriz del ángulo bac.
5. Proyectar la parte recta gh de la gráfica e-log σ' y trazar de nuevo para interceptar ad en f. La abscisa del punto f es la presión de preconsolidación, σ'_c .

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

$$\text{OCR} = \sigma'_c / \sigma'$$

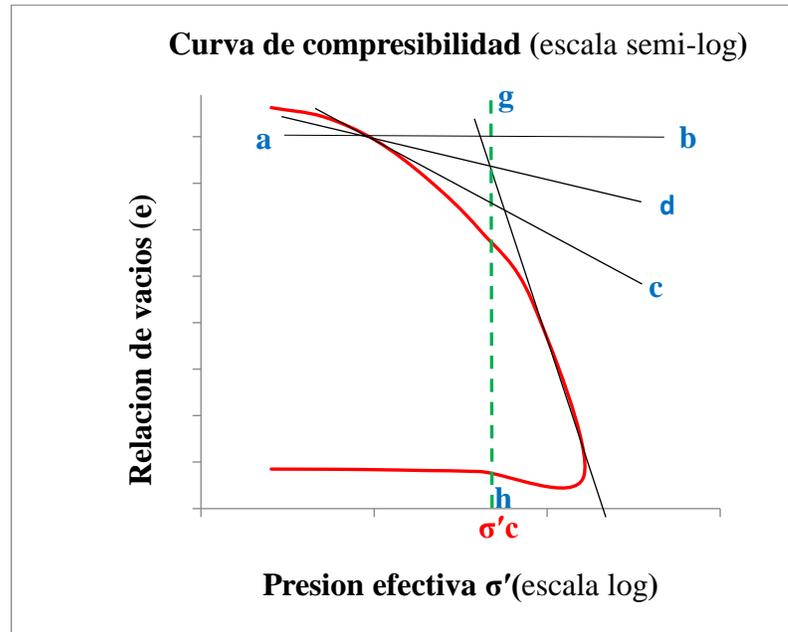
donde:

σ'_c = Presión de preconsolidación de una muestra

σ' = Presión vertical efectiva presente

(Das, 2013).

Figura 11. Curva de compresibilidad

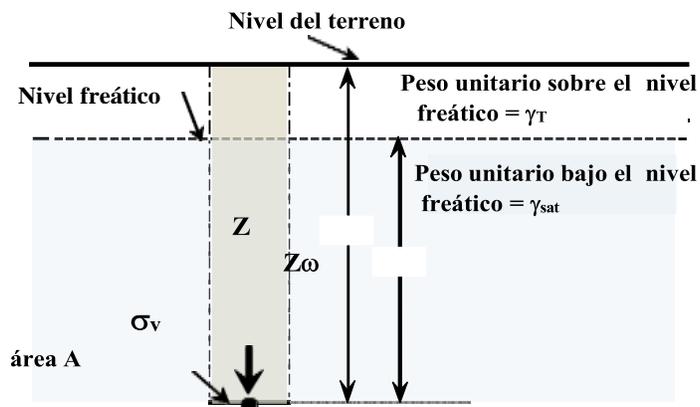


Fuente. Elaboración propia

2.16.3 Principio de esfuerzo efectivo

Perpendicular a un plano cualquiera (oblicuo o no), que pase por el elemento A del terreno, existe un esfuerzo total (σ) y una presión intersticial o de poros (U), a una profundidad (Z). Ahora, el esfuerzo efectivo (σ') se define como el valor de la diferencia entre el esfuerzo total (σ) y la presión de poro (p.p.) (U). $\sigma' = \sigma - U$ (Duque & Escobar, 2016)

Figura 12. Esfuerzo en un punto del suelo

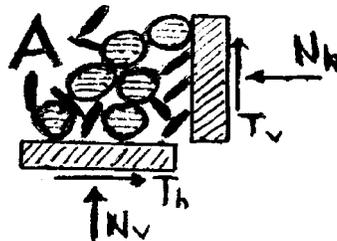


Fuente. Duque & Escobar, 2016

En la masa de suelo saturada se presenta una reacción por los esfuerzos que soporta el esqueleto mineral (σ'), que actúan inter partícula, y los esfuerzos por la presión de poro (U) dentro del fluido intersticial que ocupa los poros. La suma de ambos es igual al esfuerzo total (σ) (Duque & Escobar, 2016).

En las caras del elemento A, de área a^2 , las partículas de suelo ejercen fuerzas en dirección normal y tangencial, N y T, como se muestra en la figura. Los esfuerzos serán, en ambas caras (Duque & Escobar, 2016).

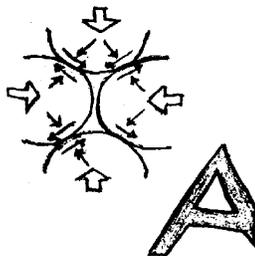
Figura 13. Esfuerzo inter partículas



Fuente. Duque & Escobar, 2016

Si se carga el terreno, toda la masa de suelo será afectada. El agua recibirá las nuevas fuerzas y empezará a fluir, los esfuerzos serán transferidos, poco a poco, del agua al esqueleto mineral, y cuando se presente el drenaje total del suelo, habrá disminuido U y aumentado σ' (Duque & Escobar, 2016).

Figura 14. Esfuerzos normales (N) y de corte (T), inter partícula.



Fuente. Duque & Escobar, 2016

2.17 Asentamientos

Cuando una carga, como es el peso de una estructura, se coloca sobre la superficie de una masa de suelo, el suelo se deforma, produciéndose el asentamiento de la estructura. Esta no es una propiedad exclusiva de los suelos, sino que es compartida por todos los materiales. De la misma manera que la flecha de una viga puede ser un factor de limitación en el proyecto estructural, el asentamiento del suelo producido por las cargas es con frecuencia el factor predominante en el proyecto de las cimentaciones.

El asentamiento del suelo producido por la carga proviene por dos causas: el cambio en la relación de vacíos del suelo o roca y la distorsión o cambio de formas del suelo inmediatamente debajo de la carga (Sowers & Sowers, 1972).

En general, el asentamiento del suelo causado por la carga puede dividirse en dos amplias categorías:

2.17.1 Asentamiento elástico

Que es causado por la deformación elástica del suelo seco y de los suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de humedad. Los cálculos de los asentamientos elásticos se basan generalmente en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad (Das, 2013).

2.17.2 Asentamiento por consolidación

Que es el resultado del cambio de volumen en un suelo cohesivo saturado debido a la expulsión de agua intersticial. El asentamiento de consolidación es dependiente del tiempo (Das, 2013).

2.17.2.1 Asentamiento por consolidación primaria.

A partir de la información brindada por las curvas obtenidas de los ensayos de consolidación, se puede calcular el asentamiento de un estrato; el cálculo del asentamiento dependerá de si se trata de una arcilla normalmente consolidada o preconsolidada (Das, 2013).

2.17.3 Asentamiento por consolidación secundaria

Se denomina consolidación secundaria, al proceso de cambio de volumen dependiente del tiempo que ocurre luego de la consolidación primaria y tiene lugar esencialmente a presión efectiva constante (Das, 2013).

En el presente estudio solo se considera asentamiento por consolidación primaria dejando de lado asentamiento inmediato y por consolidación secundaria.

2.18 Cálculo de asentamiento causado por una consolidación primaria

Con los conocimientos adquiridos en el análisis de los resultados de las pruebas de consolidación, ahora podemos proceder a calcular el asentamiento probable causado por la consolidación primaria en campo, suponiendo una consolidación unidimensional.

Consideremos una capa de arcilla saturada de espesor H y el área de la sección transversal A debajo de una presión de sobrecarga efectiva media existente σ_0 . Debido a un aumento de la presión, $\Delta\sigma$, sea S_c el asentamiento principal. Al final de la consolidación, $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$. Por lo tanto, el cambio en el volumen (figura) está dado por:

$$\Delta V = V_0 - V_1 = HA - (H - S_c)A = S_c A$$

Donde V_0 y V_1 son el volumen inicial y final, respectivamente. Sin embargo, el cambio en el volumen total es igual al cambio en el volumen de vacíos ΔV_v . Por lo tanto:

$$\Delta V = S_c A = V_{v0} - V_{v1} = \Delta V_v$$

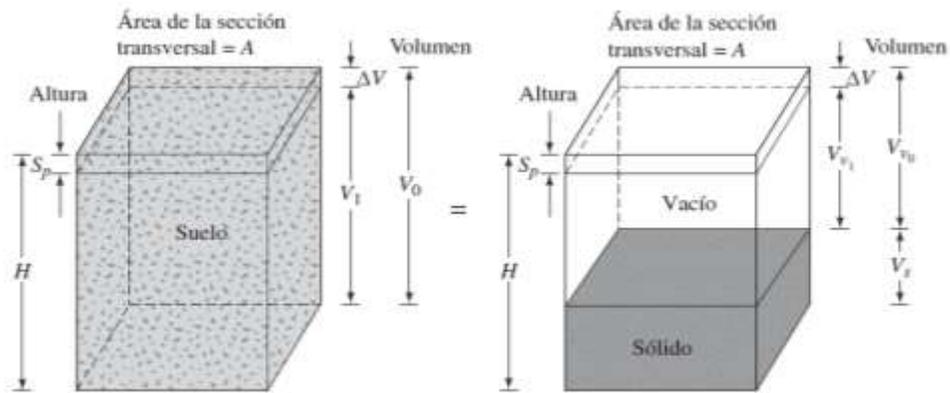
Donde V_{v0} y V_{v1} son los volúmenes vacíos inicial y final, respectivamente. De la definición de índice de vacíos, tenemos:

$$\Delta V_v = \Delta e V_s$$

Donde Δe = variación del índice de vacíos.

$$A = \frac{V_0}{1 + e_0} = \frac{AH}{1 + e_0}$$

Figura 15. Asentamiento causado por una consolidación en una dimensión



Fuente. Das, 2013

Donde el índice de vacíos e_0 = índice de vacíos inicial en volumen V_0 .

$$\Delta V = S_c A = \Delta e V_s \frac{AH}{1 + e_0} \Delta e$$

$$S_c = H \frac{AH}{1 + e_0}$$

Para arcillas normalmente consolidadas que muestren una relación lineal e - $\log \sigma'$.

Donde $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$ al final de la consolidación

$$\Delta e = C_c [\log(\sigma'_{o'} + \Delta \sigma') - \log \sigma'_{o'}]$$

Donde C_c = pendiente de la gráfica e - $\log \sigma'_{o'}$ y se define como el índice de compresión.

Sustituyendo la ecuación 3 en 4 se obtiene.

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{o'} + \Delta \sigma'}{\sigma'_{o'}} \right)$$

En arcillas sobreconsolidadas, para $\sigma'_{o'} + \Delta \sigma' \leq \sigma'_c$, campo e - $\log \sigma'$, la variación será a lo largo de la línea cb , cuya pendiente será aproximadamente igual a la pendiente de la curva de rebote de laboratorio. La pendiente de la curva de rebote, C_s , se conoce como índice de abultamiento, por lo que:

$$\Delta e = Cs[\log(\sigma'_{o} + \Delta\sigma') - \log\sigma'_{o}]$$

De las ecuaciones 3 y 6 tenemos

$$S_c = \frac{CsH}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{o} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{o}}\right)$$

Si $\sigma'_{o} + \Delta\sigma > \sigma'_{c}$, entonces

$$S_c = \frac{CsH}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{o}}{\sigma'_{o}}\right) + \frac{CcH}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{o} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{c}}\right)$$

Donde:

S_c = Asentamiento

H = Altura del extracto

e_0 = Relación de vacíos inicial

σ'_{o} = Presión efectiva de tapada actual

C_r = Índice de recompresión

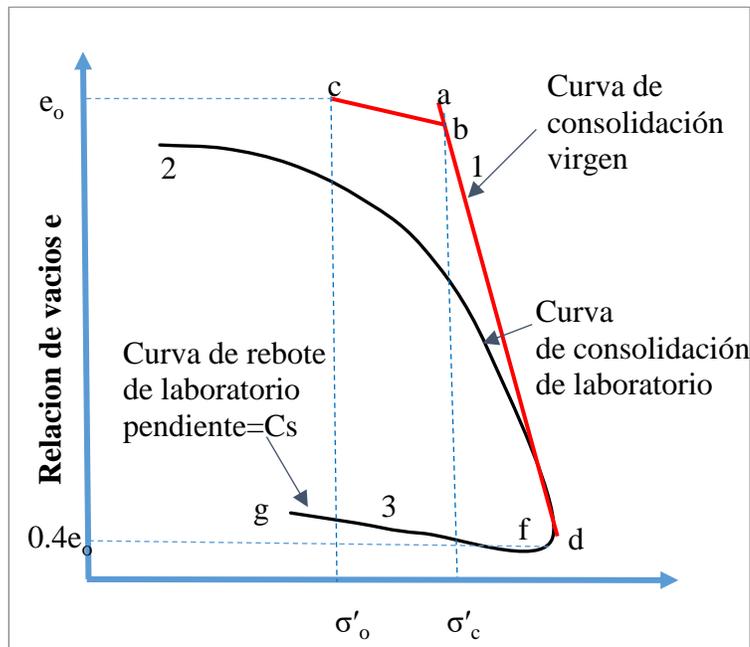
C_c = Índice de compresibilidad

σ'_{c} = Carga de preconsolidación

$\Delta\sigma'$ = Sobrecarga que ocasiona el proceso de consolidación

(Das, 2013).

Figura 16. Características de consolidación de una arcilla sobreconsolidada



Fuente. Elaboración propia

2.19 Índice de compresión

Podemos determinar el índice de compresión para el asentamiento de campo provocado por la consolidación por construcción gráfica después de la obtención de resultados de las pruebas de laboratorio para el índice de vacíos y para la presión. Skempton (1944) sugirió expresiones empíricas para el índice de compresión. Para arcillas inalteradas:

$$C_c = 0,009(LL - 10)$$

Donde LL límite líquido (%). En ausencia de datos de consolidación de laboratorio, la ecuación se utiliza a menudo para un cálculo aproximado de la consolidación primaria en campo (Das, 2013).

2.20 Índice de expansión

El índice de expansión es apreciablemente menor en magnitud que el índice de compresión y es generalmente determinado por medio de pruebas en laboratorio. El índice de expansión fue expresado por Nagaraj y Murty (Das, 2013).

$$C_s = 0,0463 \left(\frac{LL(\%)}{100} \right) G_s$$

Donde:

Cs= Coeficiente de expansión

LL= Límite líquido

Gs= Gravedad específica

2.21 Coeficiente de consolidación

El coeficiente de consolidación C_v , disminuye generalmente a medida que aumenta el límite líquido del suelo. El rango de variación de C_v para un límite líquido de suelo dado es más bien amplio. Para un incremento de carga determinado en una muestra, hay dos métodos gráficos comúnmente utilizados para la determinación de C_v a partir de pruebas de laboratorio de consolidación unidimensionales. Uno de ellos es el método de logaritmo de tiempo propuesto por Casagrande y Fadum (1940), y el otro es el método de la raíz cuadrada del tiempo sugerido por Taylor (1942). A continuación, se describen los procedimientos generales para la obtención de C_v por los dos métodos (Das, 2013).

2.21.1 Método del logaritmo del tiempo

Para una carga gradual dada a partir de la prueba de laboratorio, en la figura 17 se presenta la gráfica de la deformación de la muestra en función del logaritmo de tiempo. Se necesitan las siguientes construcciones para determinar el C_v :

1. Extender en línea recta las porciones de las consolidaciones primaria y secundaria para interceptar en A. La ordenada de A se representa por d_{100} , que es la deformación en el extremo de 100% de consolidación primaria
2. La parte curva inicial de la gráfica de deformación frente a $\log t$ se aproxima a una parábola en la escala natural. Seleccionar los tiempos t_1 y t_2 en la parte curvada de tal manera que $t_2 = 4t_1$. Sea la diferencia de la deformación de la muestra durante el tiempo $(t_2 - t_1)$ igual a x
3. Dibujar una línea horizontal DE de manera que la distancia vertical BD sea igual a x . La deformación correspondiente a la línea DE es d_0 (es decir, la deformación a 0% de

consolidación).

4. La ordenada del punto F en la curva de la consolidación representa la deformación en el 50% de consolidación primaria y su eje de abscisas representa el tiempo correspondiente (t_{50}).
5. Para 50% del grado promedio de consolidación, T_v 0,197

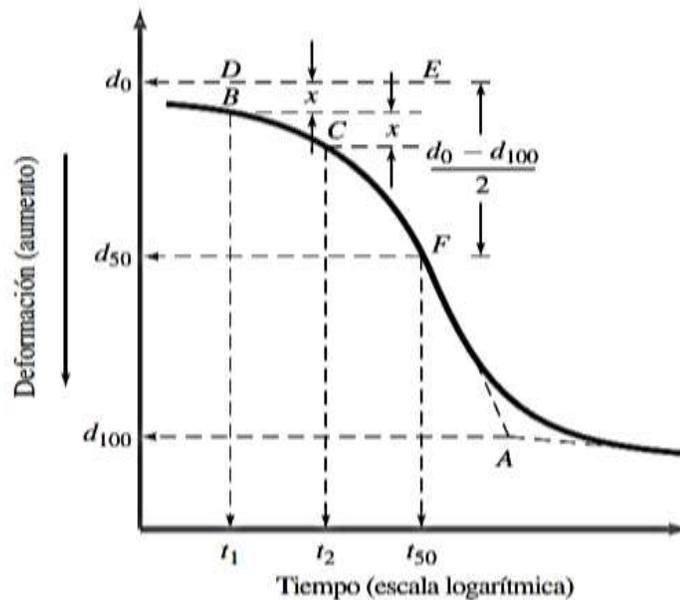
$$T_{50} = \frac{C_v * t_{50}}{H_{dr}^2}$$

o

$$C_v = \frac{0,197 * H_{dr}^2}{t_{50}}$$

Para muestras de drenaje en la parte superior e inferior, H_{dr} es igual a la mitad de la altura promedio de la muestra durante la consolidación. Para las muestras de drenaje en un solo lado, H_{dr} es igual a la altura promedio de la muestra durante la consolidación (Das, 2013).

Figura 17. Método de logaritmo de tiempo para determinar el tiempo de consolidación



Fuente. Das, 2013

2.21.2 Método de raíz cuadrada

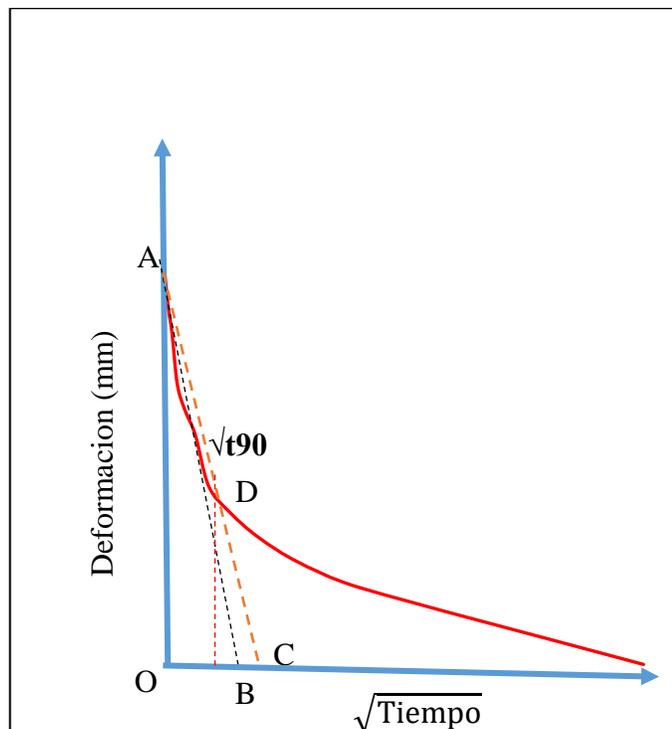
En este método se dibuja una gráfica de deformación en función de la raíz cuadrada del tiempo para los incrementos de carga (figura 11). Otras construcciones gráficas requeridas son las siguientes:

1. Dibujar una línea AB a través de la primera parte de la curva.
2. Dibujar una línea AC de tal manera que $OC = 1,15 OB$. La abscisa del punto D, que es la intersección de CA y la curva de consolidación, da la raíz cuadrada del tiempo para el 90% de consolidación $\sqrt{t_{90}}$.
3. Para el 90% de consolidación, $T_{90} = 0,848$ (tabla 9.3 de Braja Das), por lo tanto

$$T_{90} = 0,848 = \frac{C_v * t_{90}}{Hd^2}$$

(Das, 2013).

Figura 18. Metodo de ajuste de la raíz cuadrada del tiempo



Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III

RELEVAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

CAPÍTULO III

RELEVAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

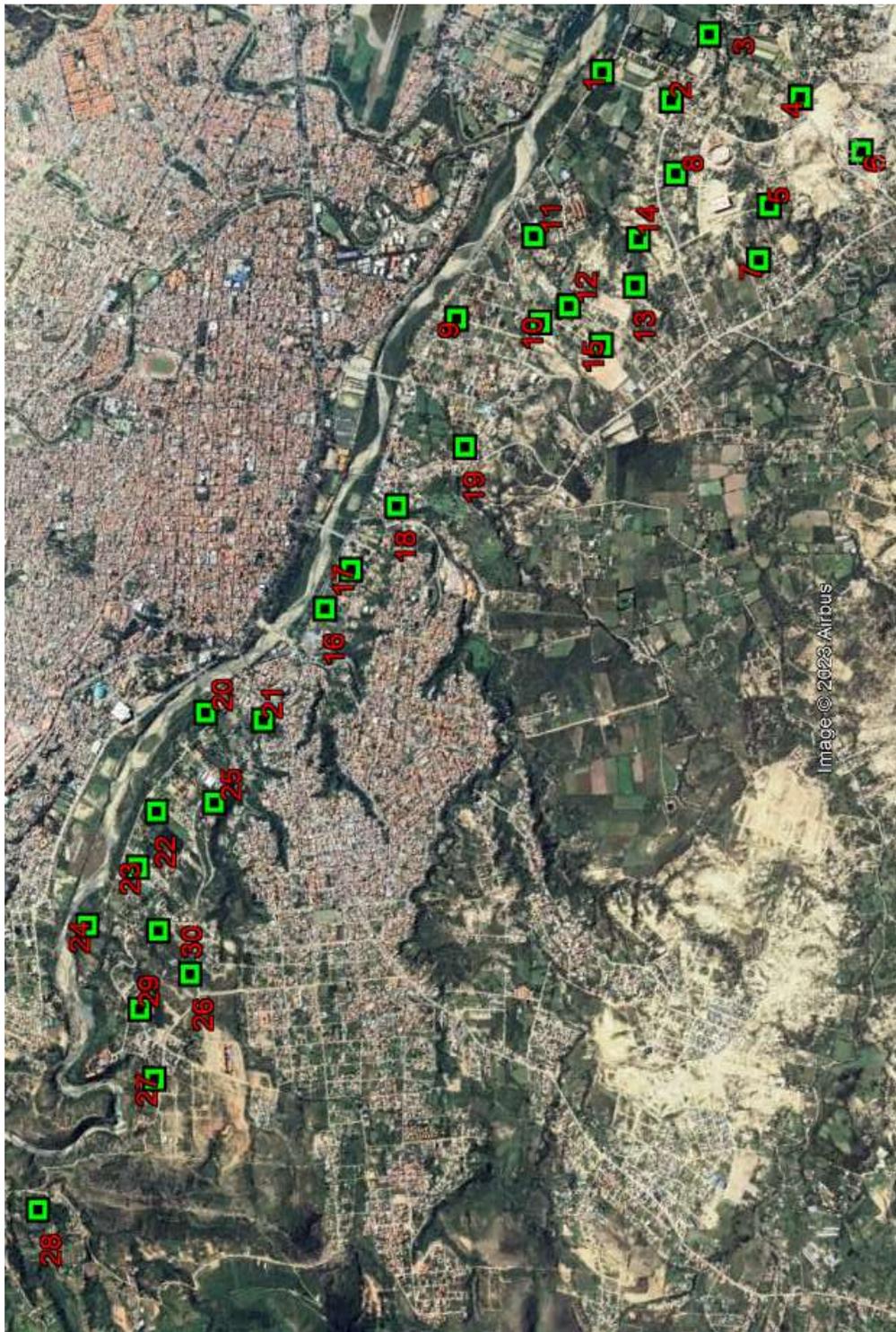
3.1 Ubicación

La ubicación del trabajo de investigación se encuentra en el distrito 12 de la ciudad de Tarija, este distrito comprende los barrios de: San Blas, Miraflores, German Buch, San Martin y Aranjuez.

Se realizó un sondeo y se identificó puntos de manera visual, estos puntos deben tener el suficiente espacio y comodidad para poder extraer las muestras, de tal manera que no perjudique al tráfico vehicular como así a ningún vecino que vive por los distintos barrios del distrito 12 de la ciudad de Tarija.

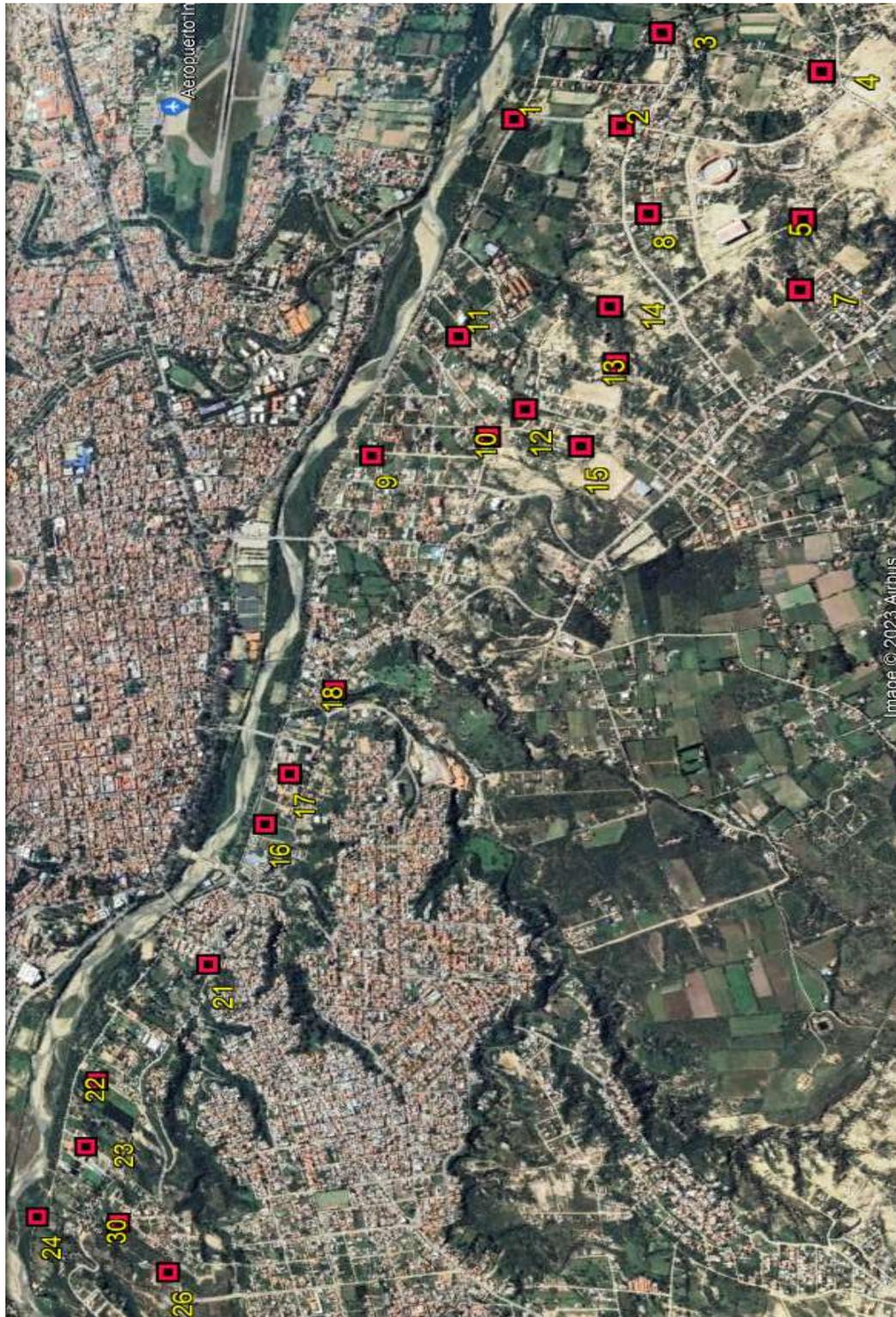
Para el siguiente estudio se extrajeron muestras a: 1m, 2m y 3m. identificando 24 muestras a 1m, 14 muestras a 2m y 12 muestras a 3m identificando así 50 muestras de suelos finos y 40 de suelos gruesos. Los suelos finos son objeto de estudio en esta investigación ya que la consolidación solo trabaja con suelos finos. La ubicación de todos los puntos como así los puntos a ser estudiados se muestran a continuación.

Figura 19. Ubicación de los puntos del distritito 12 de la ciudad de Tarija



Fuente. Google Earth

Figura 20. Ubicación de los puntos objeto de estudio



Fuente: Google Earth

3.1.1 Coordenadas UTM de los puntos objeto de estudio

Tabla 3. Coordenadas UTM de los puntos de estudio

Punto	Este (m)	Norte (m)	Z(m.s.n.m.)
1	322171,957	7615008,44	1873,202
2	321904,182	7614677,52	1896,527
3	322185,108	7614382,69	1879,393
4	321702,586	7613990,17	1894,811
5	321189,019	7614306,43	1903,795
6	321320,601	7613750,89	1905,877
7	320924,558	7614438,47	1939,974
8	321511,599	7614757,87	1890,095
9	321109,861	7616153,53	1885,697
10	320952,624	7615698,8	1903,386
11	321419,518	7615613,0	1880,686
12	320991,275	7615520,52	1895,636
13	320991,275	7615132,41	1941,974
14	321228,532	7615049,64	1896,247
15	320734,278	7615399,04	1918,503
16	319775,995	7617298,21	1901,077
17	319944,559	7617096,34	1900,084
18	320210,522	7616751,27	1902,445
19	320416,006	7616288,92	1902,04
20	319406,197	7618125,11	1908,224
21	319277,126	7617805,68	1921,034
22	318950,474	7618547,87	1914,214
23	318678,861	7618735,43	1918,018
24	318440,251	7619112,05	1921,976
25	318910,928	7618202,04	1952,136
26	318028,984	7618582,22	1965,85
27	317522,138	7618930,03	1978,997
28	316988,834	7619782,39	1987,339
29	317912,992	7618922,43	1967,067
30	318306,548	7618705,59	1964,981

Fuente. Elaboración propia

3.2 Criterios para la obtención de muestras.

Para obtener las muestras se realizó calicatas a profundidades de 1,2 y 3 metros. Las muestras deben ser bloques pequeños suficientes para poder moldear la muestra que será estudiada en laboratorio, la cual debe ser inalterada no perdiendo su compresibilidad ni tampoco la humedad del mismo.

3.2.1 Equipo

Para la extracción de las muestras se utilizó: De forma manual pala y pico

Pala Retroexcavadora: con este equipo se hicieron algunas calicatas en algunos puntos ya que es económicamente muy costosa, por eso se prosiguió con la excavación manual en los demás puntos.

Equipo de almacenamiento: Se utilizó sacos en las cuales se transportó el suelo para la caracterización, como así también bolsas de hule para la muestra del ensayo de consolidación.

3.2.2 Memoria fotográfica de la extracción de muestras

Figura 21. Extracción de muestras



Fuente. Elaboración propia

3.3 Procedimiento experimental

El desarrollo del procedimiento experimental a continuación descrito viene analizando los tipos de suelos utilizados para el presente trabajo de investigación, la misma es la adquisición de datos como ser: contenido de humedad, Peso específico, granulometría, hidrómetro, límites y el ensayo consolidación.

Tabla 4. Ensayos a desarrollar

Ensayos	Norma
Contenido de humedad	ASTM D-2216
Peso específico	ASTM D-854
Análisis Granulométrico	ASTM D-136
Análisis Granulométrico por hidrómetro	ASTM D-522
Límite líquido y plástico	ASTM D-4318
Consolidación	ASTM D-2435

Fuente. Elaboración propia.

3.4 Descripción de los ensayos a realizar

3.4.1 Contenido de humedad (ASTM D-2216)

La medición del contenido de humedad, tanto en el estado natural como bajo ciertas condiciones de prueba, puede proporcionar un método extremadamente útil para clasificar los suelos cohesivos y evaluar sus propiedades de ingeniería en el laboratorio.

La muestra que se tome en campo debe ser transportada de manera hermética para evitar la pérdida de humedad por los cambios de temperatura durante su traslado.

La ecuación para el cálculo del contenido de humedad es el siguiente:

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_{ss}} * 100$$

Donde:

W = Contenido de humedad (%).

W_w = Peso del agua presente en el agua (gr).

W_{ss} = Peso del suelo secado al horno (gr).

Figura 21. Ensayo contenido de humedad



Fuente. Elaboración propia

Tabla 5. Contenido de humedad

Contenido de humedad natural			
Puntos	Profundidad (m)		
	1	2	3
1	6,87	8,36	9,28
2	13,89	16,14	16,73
3	13,12	15,27	15,89
4	9,40	16,88	11,25
5	12,90	16,94	18,78
6	17,70	12,12	11,93
7	9,66	15,21	16,74
8	7,90	16,08	27,59
9	8,60	8,31	8,03
10	11,25	2,25	3,58
11	7,64	7,13	6,37
12	6,03	6,94	7,25
13	9,91	9,04	8,53
14	11,58	11,76	11,89
15	6,81	4,50	4,71
16	12,39	10,51	10,13
17	5,69	5,30	5,01
18	10,97	11,02	11,18
19	4,15	17,72	18,97
20	4,82	4,99	5,21
21	16,60	17,07	17,39
22	11,45	11,59	11,97
23	8,13	8,49	8,57
24	7,28	7,38	7,87
25	5,41	5,36	5,27
26	15,39	12,33	11,25
27	5,46	5,40	5,20
28	6,96	7,15	8,11
29	3,91	4,15	4,86
30	8,73	3,03	3,15

Fuente. Elaboración propia

3.4.2 Peso específico ASTM D-854

Tabla 6. Peso específico relativo del punto 1

Numero de ensayo	1	2	3	4	5
Temperatura ensayada (°C)	30,00	28,00	25,00	23,00	19,00
Peso del suelo seco (Ws)	80,00	80,00	80,00	80,00	80,00
Peso del frasco + agua (Wfw)	661,28	661,24	661,19	661,16	661,09
Peso del frasco + agua + suelo (Wfws)	711,26	711,21	711,00	710,93	710,84
Peso específico	2,665	2,664	2,650	2,646	2,644
Factor de corrección K	0,99744	0,99803	0,99884	0,99933	1,00020
Peso específico corregido	2,672	2,669	2,653	2,648	2,644
Promedio					2,652

Fuente. Elaboración propia

Figura 22. Matraz para el ensayo de peso específico



Fuente. Elaboración propia

Tabla 7. Resumen de los pesos específicos de la zona de estudio

Puntos	Peso específico (gr/cm ³)		
	Profundidad (m)		
	1	2	3
1	2,745	2,654	2,652
2	2,694	2,732	2,721
3	2,717	2,749	2,748
4	2,707	2,715	2,747
5	2,715	2,756	2,709
6	2,725	2,701	2,719
7	2,697	2,736	2,652
8	2,664	2,683	2,778
9	2,652	2,688	2,672
10	2,655	2,803	2,704
11	2,655	2,672	2,677
12	2,733	2,756	2,718
13	2,656	2,708	2,669
14	2,673	2,772	2,695
15	2,644	2,644	2,671
16	2,748	2,666	2,663
17	2,746	2,659	2,652
18	2,665	2,733	2,744
19	2,665	2,710	2,722
20	2,665	2,652	2,653
21	2,699	2,671	2,655
22	2,664	2,745	2,742
23	2,773	2,644	2,652
24	2,708	2,679	2,671
25	2,649	2,646	2,653
26	2,333	2,714	2,652
27	2,673	2,65	2,651
28	2,652	2,652	2,653
29	2,669	2,668	2,672
30	2,303	2,655	2,651

Fuente. Elaboración propia

3.5 Análisis Mecánico

El análisis mecánico es la determinación de la gama de tamaños de partículas presentes en un suelo, expresados como un porcentaje del peso seco total (o masa). Generalmente se utilizan dos métodos para encontrar la distribución de tamaño de partícula de suelo: (1) análisis de tamiz para tamaños de partículas mayores de 0,075 mm de diámetro, y (2) análisis de hidrómetro para tamaños de partículas más pequeñas que 0,075 mm de diámetro. Los principios básicos del análisis de tamiz y el análisis de hidrómetro se describen a continuación.

3.5.1 Análisis de tamiz (ASTM-D 422)

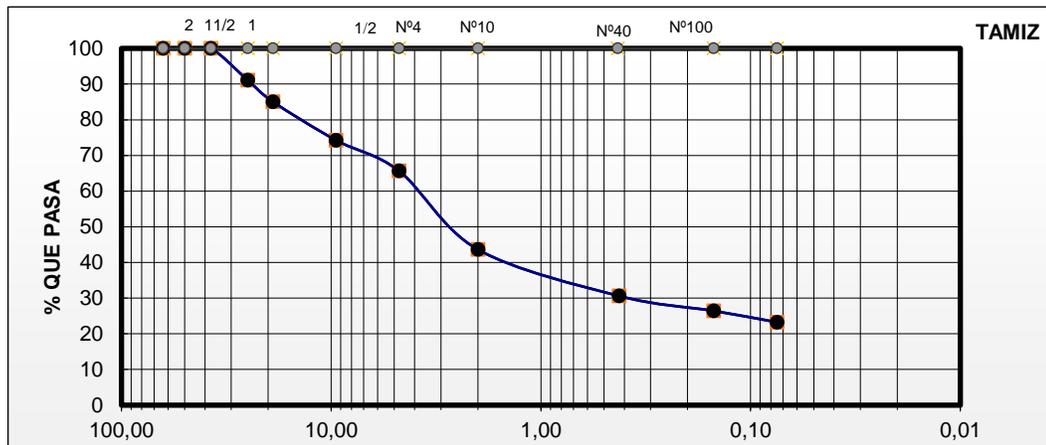
El análisis de tamiz consiste en agitar la muestra de suelo a través de un conjunto de tamices que tienen aberturas más pequeñas progresivamente. Los números estándar de tamiz y los tamaños de las aberturas se dan en la tabla 3.1.

Tabla 8. Curva granulométrica (P9-2m)

Procedencia: Miraflores		Identificación: P9		Profundidad: 2m	
Peso Total (gr.)			5000,0	A.S.T.M.	
Tamices	Tamaño (mm)	Peso Ret. (gr)	Ret. Acum (gr)	% Ret	% Que Pasa del Total
2 1/2"	63,5	0,00	0,00	0,00	100,00
2"	50	0,00	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	37,5	0,00	0,00	0,00	100,00
1"	25	445,90	445,90	8,92	91,08
3/4"	19	300,12	746,02	14,92	85,08
3/8"	9,5	540,15	1286,17	25,72	74,28
Nº4	4,75	430,96	1717,13	34,34	65,66
Nº10	2	1100,58	2817,71	56,35	43,65
Nº40	0,425	651,25	3468,96	69,38	30,62
Nº100	0,15	209,71	3678,67	73,57	26,43
Nº200	0,075	158,67	3837,34	76,75	23,25

Fuente. Elaboración propia

Figura 23. Curva granulométrica (P9-2m)



Fuente. Elaboración propia

3.5.2 Análisis por hidrómetro (ASTM D-422-63)

El análisis de hidrómetro se basa en el principio de la sedimentación de los granos del suelo en agua. Cuando una muestra de suelo se dispersa en agua, las partículas se depositan a diferentes velocidades, en función de su forma, tamaño y peso. Por simplicidad, se supone que todas las partículas de suelo son esferas y que la velocidad de las partículas del suelo puede ser expresada por la ley de Stokes.

Tabla 9. Granulometría por hidrómetro (P10-2m)

Hora de Lectura	Tiempo Transc.	Temp. °C	Lectura Real R'	Lectura Corregida R.	Prof. Efect. L	Constante K Tabla	L/t	Ct	Lectura Corregida Rc.	Diam. Párticula mm	% más fino
	min.										
10:00	0	19	-	-	-	0,01323	0	-0,30	-	0,075	100,00
10:01	1	19	47	48	7,1	0,01323	7,100	-0,30	47,700	0,0353	71,14
10:03	3	19	42,5	43,5	7,4	0,01323	2,467	-0,30	43,200	0,0208	64,43
10:07	7	19	39	40	7,7	0,01323	1,100	-0,30	39,700	0,0139	59,21
10:15	15	19	35,5	36,5	8,1	0,01323	0,540	-0,30	36,200	0,0097	53,99
10:30	30	19	31	32	8,9	0,01323	0,297	-0,30	31,700	0,0072	47,28
11:00	60	19	27,5	28,5	9,4	0,01323	0,157	-0,30	28,200	0,0052	42,06
12:00	120	19	24	25	9,65	0,01323	0,080	-0,30	24,700	0,0038	36,84
12:00	1560	20,5	17,5	18,5	10,3	0,01315	0,007	0,10	18,600	0,0011	27,74
12:00	3000	20,5	16	17	11,1	0,01315	0,004	0,10	17,100	0,0008	25,50
12:00	4440	20	15	16	12	0,01311	0,003	0,00	16,000	0,0007	23,86
12:00	5880	20	13	14	12,8	0,01307	0,002	0,00	14,000	0,0006	20,88
12:00	7320	19	11,5	12,5	13,5	0,01323	0,002	-0,30	12,200	0,0006	18,19
12:00	8760	19	10	11	14	0,01323	0,002	-0,30	10,700	0,0005	15,96
12:00	10200	19	9	10	14,6	0,01323	0,001	-0,30	9,700	0,0005	14,47
12:00	11640	19	8	9	14,9	0,01323	0,001	-0,30	8,700	0,0005	12,98
12:00	13080	19	7	8	15,3	0,01323	0,001	-0,30	7,700	0,0005	11,48
12:00	14520	19	7	8	15,5	0,01323	0,001	-0,30	7,700	0,0004	11,48
12:00	15960	19	7	8	15,5	0,01323	0,001	-0,30	7,700	0,0004	11,48

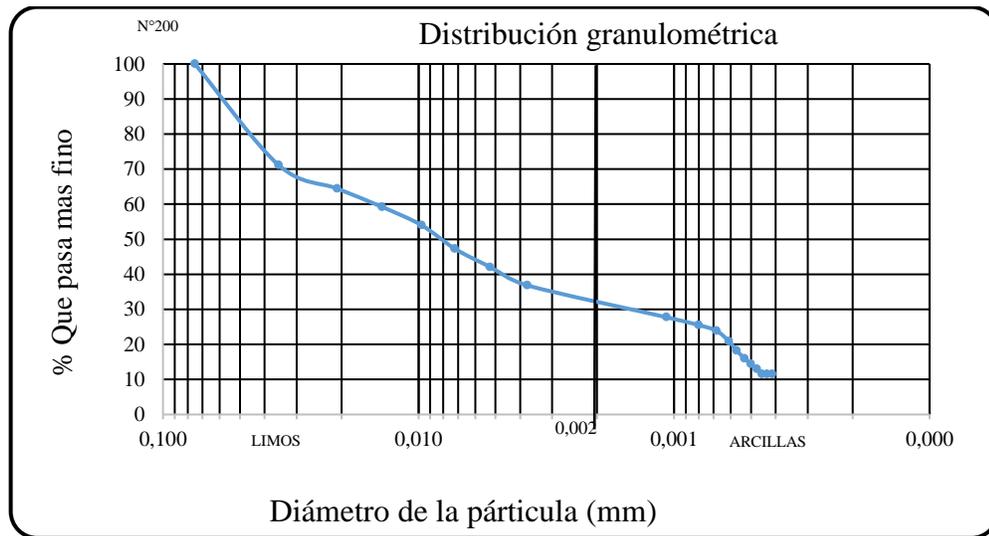
Fuente: Elaboración propia

Tabla 10. Resultados de la muestra (P10-2m)

% Pasa 200 parcial	100,00
% Limo parcial	67,72
% Arcilla parcial	32,28
% Pasa 200 del total	81,96
% Limo del total	55,50
% Arcilla del total	26,46

Fuente. Elaboración propia

Figura 24. Curva granulométrica por hidrómetro (P10-2m)



Fuente. Elaboración propia

3.6 Límites de Atterberg

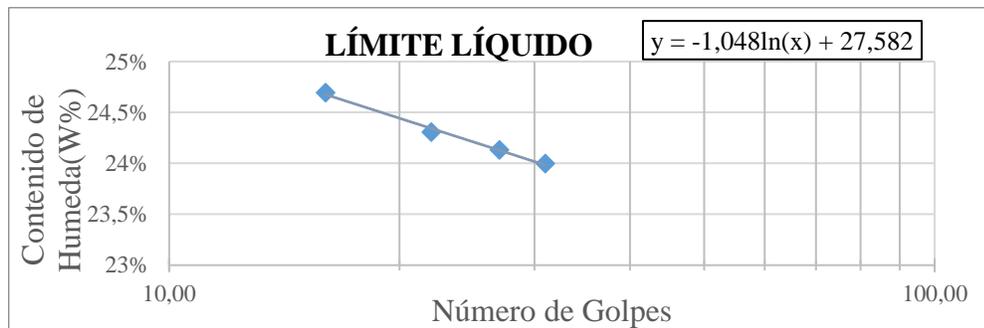
3.6.1 Límite Líquido

El límite líquido se determina mediante la realización de ensayos en los que se lleva una parte de la muestra en una copa de bronce, dividido en dos por una herramienta con el cual se hace una ranura dura, y luego se deja fluir juntos hasta chocar causada por los golpes repetidos ocasionadas en la copa en un dispositivo mecánico estándar.

Tabla 11. Límite líquido (P1-2m)

Capsula N°	1	2	3	4
N° de golpes	16,00	22,00	27,00	31,00
Suelo Húmedo + Cápsula (g)	45,13	42,90	45,62	43,48
Suelo Seco + Cápsula (g)	38,68	37,19	39,15	37,56
Peso del agua (g)	6,45	5,71	6,47	5,92
Peso de la Cápsula (g)	12,56	13,70	12,34	12,89
Peso Suelo seco (g)	26,12	23,49	26,81	24,67
Porcentaje de Humedad (%)	24,69	24,31	24,13	24,00

Fuente. Elaboración propia

Figura 25. Límite líquido

Fuente. Elaboración propia

3.6.2 Límite Plástico

El límite plástico se determina haciendo rodar un cilindro de 3,2 mm de diámetro sobre una superficie plana (vidrio) hasta que su contenido de agua se reduce a un punto en el que el rollito se desmorona y no puede ya ser presionado y laminados de nuevo.

Tabla 12. Límite Plástico(P1-2m)

Cápsula	1	2	3
Peso de suelo húmedo + Cápsula (g)	20,39	21,57	20,32
Peso de suelo seco + Cápsula (g)	20,04	21,11	20,07
Peso de cápsula (g)	17,88	18,31	18,55
Peso de suelo seco (g)	2,16	2,80	1,52
Peso del agua (g)	0,35	0,46	0,25
Contenido de humedad (%)	16,20	16,43	16,45

Fuente. Elaboración propia

Tabla 13. Resumen de limite líquido, limite plástico, índice de plasticidad

Punto	Limite liquido (LL)			Limite Plástico (LP)			Índice de Plasticidad (PI)		
	Profundidad (m)			Profundidad (m)			Profundidad (m)		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	28,2	24,2	24,4	20,6	16,4	16,2	7,6	7,8	8,2
2	47,2	53,5	53,6	18,7	26,1	26,2	28,5	27,4	27,4
3	45,2	39,8	39,3	21,2	24,3	24,2	24,0	15,5	15,1
4	28,9	50,2	44,9	18,5	28,4	20,4	10,4	21,8	24,5
5	46,5	44,7	44,7	25,4	25,2	24,3	21,1	19,5	20,4
6	50,1	48,5	47,0	24,8	28,8	25,9	25,3	19,7	21,1
7	35,2	31,4	25,1	17,3	17,6	15,7	17,9	13,8	9,4
8	29,7	-	41,5	26,5	-	23,2	3,2	-	18,3
9	41,2	30,3	29,5	29,9	19,6	17,4	11,3	10,7	12,1
10	56,7	36,1	35,9	49,7	21,7	22,2	7,0	14,4	13,7
11	23,0	21,8	23	20,0	17,4	16,2	3,0	4,4	6,8
12	29,5	33,5	33,5	1,7	21,0	18,7	27,8	12,5	14,8
13	24,8	28,6	24,4	21,9	18,4	16,8	2,9	10,2	7,6
14	39,2	27,3	27,0	32,5	17,3	16,6	6,7	10	10,4
15	27,4	26,1	26,0	24,9	19,5	19,7	2,5	6,6	6,3
16	25,9	25,7	26,2	19,4	16,3	15,8	6,5	9,4	10,4
17	22,1	23,3	24,9	14,8	15,2	15,2	7,3	8,1	9,7
18	40,4	37,7	37,4	32,3	21,3	21,3	8,1	16,4	16,1
19	-	33,7	33,3	-	21,7	20,7	-	12,0	12,6
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21	32,7	-	-	24,1	-	-	8,6	-	-
22	32,7	36,0	35,3	23,7	23,1	22,0	9,0	12,9	13,3
23	28,7	27,4	26,4	18,3	15,0	14,5	10,4	12,4	11,9
24	24,2	25,1	24,7	13,2	16,3	16,5	11,0	8,8	8,2
25	32,0	33,5	30,9	20,4	20,3	19,5	11,6	13,2	11,4
26	39,0	45,6	23,5	35,7	20,5	15,4	3,3	25,1	8,1
27	23,6	24,0	23,4	19,6	16,4	16,1	4,0	7,6	7,3
28	24,4	26,3	26,2	16,8	18,2	18,3	7,6	8,1	7,9
29	28,2	27,7	27,0	22,6	20,8	20,2	5,6	6,9	6,8
30	31,2	-	-	24,2	-	-	7,0	-	-

Fuente: Elaboración propia

3.7 Caracterización de los suelos del distrito 12 de la ciudad de Tarija

Tabla 14. Caracterización de la zona de estudio a 1m

Barrio	Pto.	Clasificación		% Pasa tamiz N° 200	% Limo	% Arcilla	LL
		SUCS	AASHTO				
San Blas	1	CL-ML	A-4 (8)	88,45	64,48	23,97	28,2
	2	CL	A-7-6 (17)	86,75	64,86	21,89	47,2
	3	CL	A-7-6 (15)	97,73	69,63	28,10	45,2
	4	CL	A-6 (8)	81,77	61,11	20,66	28,9
	5	CL	A-7-6 (14)	97,94	61,07	36,87	46,5
	6	CH	A-7-6 (16)	88,37	55,01	33,36	50,1
	7	CL	A-6 (11)	83,73	65,17	18,56	35,2
	8	ML	A-4 (8)	79,17	63,39	15,78	29,7
Miraflores	9	ML	A-7-5 (9)	97,66	76,64	29,90	41,2
	10	MH	A-5 (11)	99,6	84,48	15,12	56,7
	11	ML	A-4 (7)	69,34	54,93	14,41	23,0
	12	CL	A-6 (10)	95,31	78,85	16,46	29,5
	13	ML	A-4 (8)	88,13	74,88	13,25	24,8
	14	ML	A-4 (8)	98,77	78,76	20,01	39,2
	15	ML	A-4 (4)	54,97	45,19	9,78	27,4
German Busch	16	CL-ML	A-4 (8)	86,95	64,08	22,87	25,9
	17	CL-ML	A-4 (6)	63,8	51,84	11,96	22,1
	18	ML	A-4 (8)	89,76	68,69	21,06	40,4
	19	SP-SM	A-3 (0)	10,25	-	-	-
San Martin	20	GW	A-1-a (0)	4,22	-	-	-
	21	ML	A-4 (8)	97,67	78,10	19,57	32,7
Aranjuez	22	ML	A-4 (8)	83,19	61,51	21,68	32,7
	23	CL	A-6 (8)	94,13	73,02	21,11	28,7
	24	CL	A-6 (6)	63,58	54,10	9,48	24,2
	25	GC	A-2-6 (0)	24,71	-	-	32,0
	26	OL	A-4 (8)	92,33	60,77	31,56	39,0
	27	SM	A-2-4 (0)	23,56	-	-	23,6
	28	GC	A-2-4 (0)	21,94	-	-	24,4
	29	SC-SM	A-2-4 (0)	11,15	-	-	28,2
	30	OL	A-4 (8)	78,08	51,41	26,67	31,2

Fuente: Elaboración propia

Continuación de la tabla 14 de la caracterización de la zona de estudio a 1m

Barrio	Pto,	LP	IP	GS	W (%)
San Blas	1	20,6	7,6	2,745	6,87
	2	18,7	28,5	2,694	13,89
	3	21,2	24,0	2,717	13,12
	4	18,5	10,4	2,707	9,40
	5	25,4	21,1	2,715	12,90
	6	24,8	25,3	2,725	17,70
	7	17,3	17,9	2,697	9,66
	8	26,5	3,2	2,664	7,90
Miraflores	9	29,9	11,3	2,652	8,60
	10	49,7	7,0	2,655	11,25
	11	20,0	3,0	2,655	7,64
	12	1,7	27,8	2,733	6,03
	13	21,9	2,9	2,656	9,91
	14	32,5	6,7	2,673	11,58
	15	24,9	2,5	2,644	6,81
German Busch	16	19,4	6,5	2,748	12,39
	17	14,8	7,3	2,746	5,69
	18	32,3	8,1	2,665	10,97
	19	-	-	2,665	4,15
San Martin	20	-	-	2,665	4,82
	21	24,1	8,6	2,699	16,60
Aranjuez	22	23,7	9,0	2,664	11,45
	23	18,3	10,4	2,773	8,13
	24	13,2	11,0	2,708	7,28
	25	20,4	11,6	2,649	5,41
	26	35,7	3,3	2,333	15,39
	27	19,6	4,0	2,673	5,46
	28	16,8	7,6	2,652	6,96
	29	22,6	5,6	2,669	3,91
	30	24,2	7,0	2,303	8,73

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15. Caracterización de la zona de estudio a 2m

Barrio	Pto.	Clasificación		% Pasa tamiz N° 200	% Limo	% Arcilla	LL
		SUCS	AASHTO				
San Blas	1	GC	A-2-6(0)	19,35	-	-	24,2
	2	CH	A-7-6(18)	98,38	58,77	39,62	53,5
	3	CL	A-6(10)	98,33	65,22	33,11	39,8
	4	CH	A-7-6(20)	98,55	72,86	25,69	50,2
	5	CL	A-7-6(13)	96,43	60,74	35,69	44,7
	6	CL	A-7-6(13)	99,08	62,14	36,94	48,5
	7	CL	A-6(9)	89,42	68,96	20,46	31,4
	8	SM	A-2-4(0)	29,91	-	-	-
Miraflores	9	SC	A-2-4(0)	23,25	-	-	30,3
	10	CL	A-6(10)	81,96	55,50	26,46	36,1
	11	SM-SC	A-2-4(0)	25,65	-	-	21,8
	12	CL	A-6(9)	91,18	63,78	27,40	33,5
	13	CL	A-6(8)	84,07	57,18	26,89	28,6
	14	CL	A-4(8)	92,71	71,63	21,08	27,3
	15	SM	A-4(2)	42,80	38,40	4,40	26,1
German Busch	16	GC	A-2-4(0)	25,77	-	-	25,7
	17	GC	A-2-4(0)	28,87	-	-	23,3
	18	CL	A-6(10)	92,23	66,73	25,50	37,7
	19	CL	A-6(9)	97,51	68,62	28,88	33,7
San Martin	20	GW	A-1-a(0)	4,03	-	-	-
	21	GW	A-1-a(0)	2,23	-	-	-
Aranjuez	22	CL	A-6(9)	82,85	56,84	26,01	36,0
	23	GC	A-2-6(0)	22,08	-	-	27,4
	24	SC	A-2-4(0)	22,35	-	-	25,1
	25	GC	A-2-6(0)	25,65	-	-	33,5
	26	CL	A-7-6(16)	82,31	59,47	22,84	45,6
	27	GC	A-2-4(0)	23,39	-	-	24,0
	28	GC	A-2-4(0)	25,22	-	-	26,3
	29	SP-SC	A-2-4(0)	7,90	-	-	27,7
	30	GP-GM	A-1-a(0)	7,36	-	-	-

Fuente. Elaboración propia

Continuación de la tabla 15 de la caracterización de la zona de estudio a 2m

Barrio	Pto.	LP	IP	Gs	W (%)
San Blas	1	16,4	7,8	2,654	8,36
	2	26,1	27,4	2,732	16,14
	3	24,3	15,5	2,749	15,27
	4	28,4	21,8	2,715	16,88
	5	25,2	19,5	2,756	16,94
	6	28,8	19,7	2,701	12,12
	7	17,6	13,8	2,736	15,21
	8	-	-	2,683	16,08
Miraflores	9	19,6	10,7	2,688	8,31
	10	21,7	14,4	2,803	2,26
	11	17,4	4,4	2,672	7,13
	12	21,0	12,5	2,756	6,94
	13	18,4	10,2	2,708	9,04
	14	17,3	10,0	2,772	11,76
	15	19,5	6,6	2,644	4,50
German Busch	16	16,3	9,4	2,666	10,51
	17	15,2	8,1	2,659	5,30
	18	21,3	16,4	2,733	11,02
	19	21,7	12,0	2,71	17,72
San Martin	20	-	-	2,652	4,94
	21	-	-	2,671	17,07
Aranjuez	22	23,1	12,9	2,745	11,59
	23	15	12,4	2,644	8,49
	24	16,3	8,8	2,679	7,38
	25	20,3	13,2	2,646	5,36
	26	20,5	25,1	2,714	12,33
	27	16,4	7,6	2,65	5,40
	28	18,2	8,1	2,652	7,15
	29	20,8	6,9	2,668	4,15
	30	-	-	2,655	3,03

Fuente. Elaboración propia

Tabla 16. Caracterización de la zona de estudio a 3m

Barrio	Pto.	Clasificación		% Pasa tamiz N° 200	% Limo	% Arcilla	LL
		SUCS	AASHTO				
San Blas	1	GC	A-2-6(0)	19,5	-	-	24,4
	2	CH	A-7-6(18)	98,38	58,96	39,42	53,6
	3	CL	A-6(10)	98,3	66,63	31,67	39,3
	4	CL	A-7-6(15)	87,7	69,46	18,24	44,9
	5	CL	A-7-6(13)	96,43	64,73	31,7	44,7
	6	CL	A-7-6(14)	99,02	64,39	34,63	47,0
	7	GC	A-2-6(0)	23,99	-	-	25,1
	8	CL	A-7-6(11)	96,24	66,43	29,81	41,5
Miraflores	9	SC	A-2-6(0)	25,26	-	-	29,5
	10	CL	A-6(10)	82,65	57,98	24,67	35,9
	11	SC	A-2-4(0)	22,56	-	-	23
	12	CL	A-6(10)	91,06	69,57	21,49	33,5
	13	SC	A-2-4(0)	20,51	-	-	24,4
	14	CL	A-4(8)	92,56	72,81	19,75	27,0
	15	SM-SC	A-4(1)	42,22	-	-	26,0
German Busch	16	GC	A-2-4(0)	26,22	-	-	26,2
	17	GC	A-2-6(0)	27,51	-	-	24,9
	18	CL	A-6(11)	91,78	68,35	23,43	37,4
	19	CL	A-6(9)	97,39	73,71	23,68	33,3
San Martin	20	GW	A-1-a(0)	3,14	-	-	-
	21	GW	A-1-a(0)	1,24	-	-	-
Aranjuez	22	CL	A-6(9)	82,62	58,48	24,14	35,3
	23	GC	A-2-6(0)	23,13	-	-	26,4
	24	SM-SC	A-2-4(0)	23,28	-	-	24,7
	25	GC	A-2-6(0)	25,61	-	-	30,9
	26	GC	A-2-4(0)	22,83	-	-	23,5
	27	GC	A-2-4(0)	20,57	-	-	23,4
	28	GC	A-2-4(0)	23,47	-	-	26,2
	29	SP-SC	A-2-4(0)	7,57	-	-	27,0
	30	GP-GM	A-1-a(0)	6,44	-	-	-

Fuente. Elaboración propia

Continuación de la tabla 16 de la caracterización de la zona de estudio a 3m

Barrio	Pto	LP	IP	Gs	W (%)
San Blas	1	16,2	8,2	2,652	9,28
	2	26,2	27,4	2,721	16,73
	3	24,2	15,1	2,748	15,89
	4	20,4	24,5	2,747	11,25
	5	24,3	20,4	2,709	18,78
	6	25,9	21,1	2,719	11,93
	7	15,7	9,4	2,652	16,74
	8	23,2	18,3	2,778	27,59
Miraflores	9	17,4	12,1	2,672	8,03
	10	22,2	13,7	2,704	3,58
	11	16,2	6,8	2,677	6,37
	12	18,7	14,8	2,718	7,25
	13	16,8	7,6	2,669	8,53
	14	16,6	10,4	2,695	11,89
	15	19,7	6,3	2,671	4,71
German Busch	16	15,8	10,4	2,663	10,13
	17	15,2	9,7	2,652	5,01
	18	21,3	16,1	2,744	11,18
	19	20,7	12,6	2,722	18,97
San Martin	20	-	-	2,653	5,21
	21	-	-	2,655	17,39
Aranjuez	22	22	13,3	2,742	11,97
	23	14,5	11,9	2,652	8,57
	24	16,5	8,2	2,671	7,87
	25	19,5	11,4	2,653	5,27
	26	15,4	8,1	2,652	11,25
	27	16,1	7,3	2,651	5,20
	28	18,3	7,9	2,653	8,11
	29	20,2	6,8	2,672	4,86
	30	-	-	2,651	3,15

Fuente. Elaboración propia

El mapeo de la caracterización se encuentra en anexos.

3.8 Ensayo de prueba de consolidación

BASADA EN ASTM D 2435 - 96

En este método de ensayo un espécimen de suelo de forma circular con dimensiones específicas es colocado en un consolidómetro, donde es restringido lateralmente y cargado axialmente con incrementos de esfuerzo total. Cada incremento de esfuerzo es mantenido hasta que los excesos de presión de agua en los poros sean completamente disipados. Durante el proceso de consolidación, medidas de los cambios en la altura del espécimen son realizados, donde estos valores son utilizados para determinar la relación entre el esfuerzo efectivo y la relación de vacíos o deformación, además de conocer la velocidad en que la consolidación puede ocurrir por la evaluación del coeficiente de consolidación.

3.8.1.1 Material y equipo:

Figura 26. Balanza y Agua destilada



Fuente. Elaboración propia

3.8.1.2 Dispositivos de carga:

Apropiados para la aplicación de cargas verticales o esfuerzos totales al espécimen y capaz de mantener dichas cargas por períodos largos de tiempo con una precisión de $\pm 0,5\%$ (de la carga aplicada) y permitir una aplicación rápida de un incremento de carga dado sin un impacto significativo. Debe de estar dotado de un banco de consolidación el cual es un banco rígido donde es colocado el consolidómetro y de una varilla colgante, que es una barra vertical donde se colocan las pesas utilizadas.

3.8.1.3 Consolidómetro:

Es un dispositivo capaz de sostener el espécimen de suelo dentro de un anillo. El espécimen puede estar fijo en la base o flotante (sostenido por la fricción en el contorno del espécimen) y confinado en cada cara por dos discos porosos. Debemos poseer medios para sumergir el espécimen, transmitir cargas verticales puntuales a los discos porosos y medir los cambios de alturas en el mismo.

Figura 27. Consolidómetro



Fuente. Elaboración propia

3.8.1.4 Anillo de consolidación:

De material anticorrosivo con una superficie interna pulida o engrasado con un material de baja fricción (como grasa de silicón, teflón para suelos no arenosos).

La rigidez del anillo deberá ser tal que, bajo las condiciones de esfuerzos hidrostáticos en el espécimen, el cambio en el diámetro del anillo no excederá el 0,03% del diámetro bajo la aplicación de la carga máxima.

Figura 28. Anillo de consolidación



Fuente. Elaboración propia

3.8.1.5 Discos porosos:

De material anticorrosivo como el carburo de silicón, óxido de aluminio o similares, con una “textura” lo suficientemente fina como para prevenir la intrusión del suelo en los poros. El diámetro del disco a colocar en la parte superior del anillo deberá ser de 0,2 a 0,5 mm (0,01 a 0,02 pulg.) menor que el diámetro interno de éste, si es utilizado un anillo flotante, los dos discos (superior e inferior) deberán ser de igual diámetro. El espesor será lo suficiente para prevenir la ruptura, aunque el disco superior será cargado a través de una placa resistente a la corrosión de suficiente rigidez como para no romper el disco

Indicador de deformación: Capaz de medir los cambios en la altura del espécimen con una legibilidad de 0,0025mm.

Figura 29. Piedra porosa y Extensómetro



Fuente. Elaboración propia

3.8.1.6 Dispositivo para recorte del espécimen:

Se usarán cuchillos para desgastar a lo más próximo a la muestra que es extraída de campo y lijas para darle forma adecuada a la muestra y llegar a la forma deseada.

3.8.1.7 Balanza:

Con una precisión de 0,01 g

Figura 30. Balanza



Fuente. Elaboración propia

3.8.1.8 Horno de Secado:

Que contenga circulación de aire y regulador de temperatura, capaz de mantenerse a una temperatura de 110 ± 5 °C en toda la cámara de secado.

Figura 31. Horno de secado



Fuente. Elaboración propia

3.8.1.9 Juego de pesas

Las pesas para el ensayo son de 0,50-1,00-2,00-4,00-8,00-16,00 y 32,00 kg.

3.8.1.10 Papel filtro:

Whatman N° 54 es el papel filtro que reúne los requisitos de permeabilidad y durabilidad para realizar este ensayo.

3.8.1.11 Misceláneos:

Cronómetro con legibilidad de 1seg, termómetro, desecador, vernier, pipeta, espátulas, cuchillos y sierra de alambre (usados en la preparación del espécimen), recipientes para contenidos de humedad, franelas.

3.9 Procedimiento.

3.9.1 Determinación de la corrección para las medidas de deformación vertical:

1. Coloque el disco poroso inferior en la base del consolidómetro, seguidamente ensamble el consolidómetro colocando sobre éste un disco de acero o cobre en lugar de la muestra.

2. Coloque el disco poroso superior sobre el disco de acero o cobre y posteriormente aplique el mismo proceso de carga y descarga que en un ensayo normal, tomando y registrando las lecturas de deformación correspondientes.

3. Grafique o tabule para cada carga aplicada, las correcciones a ser asignadas a las mediciones de deformación del espécimen de ensayo.

3.9.2 Determinación de la masa y dimensiones del anillo:

4. Determine la masa del anillo de consolidación utilizando una balanza de 0,01 g de precisión.

5. Tome cuatro medidas de la altura del anillo de consolidación cercana a 0,025 mm (0,001 pulg), espaciadas uniformemente sobre la parte superior e inferior de éste y calcule el valor promedio y regístrelo en el correspondiente formato, como la altura inicial del espécimen (H_i).

6. Mida cuatro veces el diámetro del anillo de consolidación, en la parte superior e inferior de éste, empleando un vernier. Calcule el valor promedio de las medidas tomadas y regístrelo en el correspondiente formato como el diámetro inicial del espécimen (d_i).

3.9.3 Preparación de los especímenes de ensayo:

7. Labre el espécimen de la muestra de suelo (inalterada) utilizando una de las siguientes técnicas, según el dispositivo de corte a emplear.

Corte el perímetro completo de la muestra de suelo, reduciendo su diámetro hasta obtener un espécimen con un diámetro aproximadamente igual al diámetro interior del anillo de consolidación.

Inserte cuidadosamente el anillo de consolidación en el espécimen de suelo, con una fuerza mínima, hasta que éste penetre desde el fondo del anillo y sobresalga ligeramente.

3.9.4 Anillo cortante cilíndrico:

Corte el suelo adelgazando su diámetro suavemente con el frente de los bordes cortantes del anillo.

Avance el corte verticalmente una pequeña distancia para formar el diámetro final del espécimen y prosiga hasta que éste penetre en el anillo y sobresalga ligeramente.

8. Corte los bordes del espécimen nivelándolos con los extremos planos del anillo, esto es; reduciendo ligeramente el espécimen desde abajo hacia arriba en la parte superior del anillo y posteriormente un recortado de la parte inferior de éste

9. Determine la masa húmeda inicial del espécimen con el anillo de consolidación y réstele la masa del anillo obtenida en el literal 4 de este apartado. Registre este valor como la masa inicial del espécimen (M_{hi}) y colóquelo en el desecador, previo al ensayo.

10. Tome una muestra del material sobrante del labrado del espécimen y determine dos o tres contenidos de humedad natural (si el material disponible es suficiente).

3.9.5 Colocación del espécimen en el consolidómetro:

11. Ensamble el consolidómetro colocando el disco poroso inferior, un filtro (cuando sea necesario) en la base y sobre éste el anillo conteniendo el espécimen, posteriormente coloque el disco poroso superior sobre él, como se muestra en la figura.

3.9.6 Montaje del consolidómetro en el banco de consolidación:

12. Sitúe el conjunto (consolidómetro + espécimen) en el banco de consolidación, teniendo el cuidado de que el marco de carga este elevado y permita una libre maniobra.

13. Coloque el indicador de deformación en su posición, de manera que el vástago tenga suficiente recorrido.

14. Apoye el marco de carga sobre el consolidómetro (figura 7) y al mismo tiempo verifique que el extremo de la palanca en el que se colocan las pesas quede ligeramente por encima de su posición horizontal, luego aproxime el indicador de deformación hasta que haga contacto con la cabeza del tornillo.

15. Aplique una presión de asentamiento de 5 kPa (100 lbf/pie²), colocando la pesa adecuada en la varilla colgante y ajuste el indicador de deformación a cero o registre la lectura inicial como d_o .

3.9.7 Realización del ensayo:

16. Anote la fecha y hora de inicio de la realización del ensayo.

17. Inunde el espécimen inmediatamente después de la aplicación de la carga de asentamiento, esto solamente si el espécimen a ensayar es una muestra inalterada que fue saturada bajo condiciones de campo u obtenida arriba del nivel freático.

Incremente la carga (si es requerido) mientras ocurre la saturación y el humedecimiento del espécimen para prevenir el hinchamiento. Posteriormente registre la carga requerida.

Observe el indicador de deformación durante la inundación y registre las lecturas tiempo-deformación a los intervalos de tiempo de 0,1-0,25-0,5-1-2-4-8-15 y 30 minutos, y 1-2-4-8 y 24 horas (ó 0,09-0,25-0,49-1-4-9 minutos etc.)

3.10 Cálculo del coeficiente de consolidación (C_v)

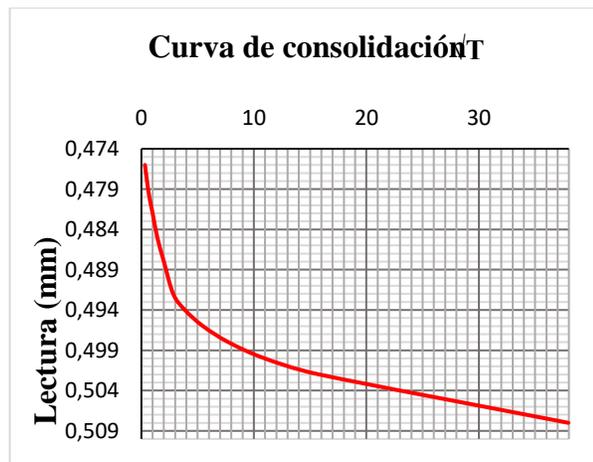
Existen dos métodos gráficos comúnmente usados para determinar C_v a partir de pruebas de consolidación unidimensional de laboratorio. El método del logaritmo del tiempo propuesto por Casagrande y Fadum y el otro es método de la raíz cuadrada del tiempo sugerido por Taylor.

Para realizar el ensayo se usará el método de la raíz cuadrada del tiempo.

3.10.1 Método de la raíz cuadrada del tiempo.

Taylor propuso un método para obtener el tiempo de consolidación, para un porcentaje de consolidación del 90%, a partir de la curva Deformación- \sqrt{t} correspondiente al escalón de carga que represente la situación in situ. Determinado ese tiempo de consolidación, puede luego estimarse el coeficiente de consolidación, utilizando la ecuación de cálculo de coeficiente de consolidación. La ecuación se encuentra en la página 69.

Figura 32. Curva de consolidación raíz de T

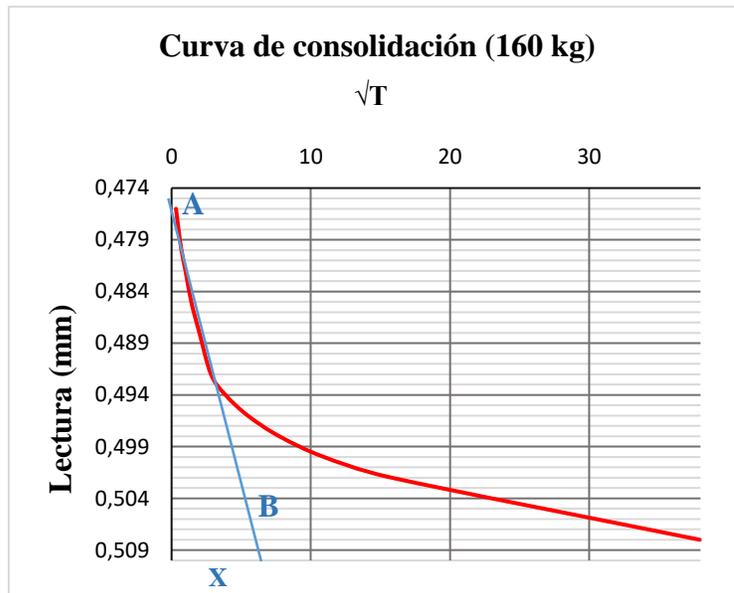


Fuente. Elaboración propia

Para obtener el tiempo correspondiente al 90% de la consolidación, a partir de la gráfica de Deformación vs \sqrt{t} se procede de la siguiente manera:

Dibujar la línea recta que mejor se ajuste a la curva extendiéndose hasta intersectar ambos ejes, despreciando los primeros puntos que corresponden al acomodamiento de la probeta y del sistema de aplicación de la carga. Llamamos A al punto de intersección con el eje de las deformaciones, es decir representa el 0% de la consolidación, y B al punto de intersección con el eje de \sqrt{t} .

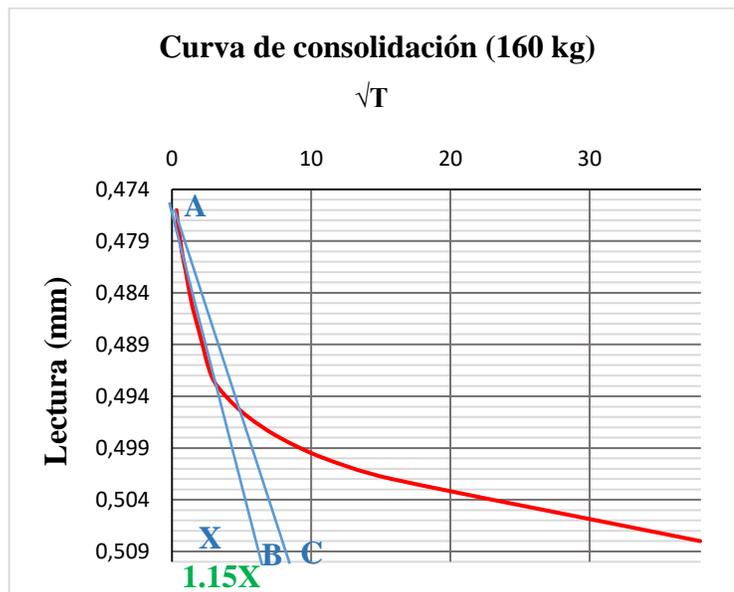
Figura 33. Curva de deformación por el método Taylor



Fuente. Elaboración propia

2.- Denominando x a la distancia sobre el eje de la raíz del tiempo, entre el origen y el punto B, buscamos el punto C, de abscisa igual a 1,15 veces X

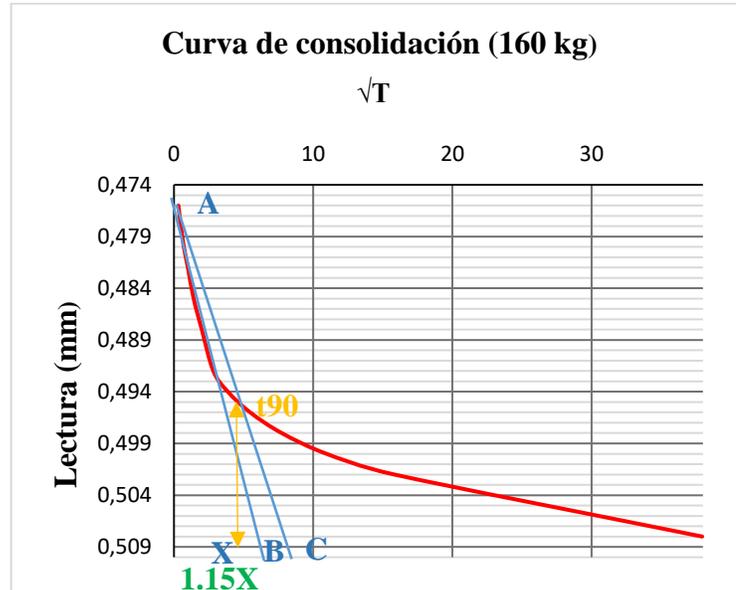
Figura 34. Curva de deformación aplicando el método Taylor



Fuente. Elaboración propia

3.-Trazar la recta AC. El punto donde AC interseca a la curva de consolidación, tiene como abscisa la raíz del tiempo al cual ocurre el 90% de la consolidación (t_{90}).

Figura 35. Curva de deformación aplicando el método Taylor



Fuente. Elaboración propia

4.-Con t_{90} calculado y el factor tiempo T_{90} obtenido de las curvas teóricas, según el drenaje de la muestra en laboratorio para un grado de consolidación del 90%, se obtiene el coeficiente de consolidación C_v cómo:

$$C_v = \frac{T_{90} * H^2}{t_{90}}$$

Donde:

C_v = Coeficiente de consolidación

T_{90} = Factor de tiempo

H = Trayectoria de drenaje promedio durante la consolidación

t_{90} = Tiempo correspondiente al 90% de consolidación

3.10.2 Resumen de los coeficientes de consolidación.

Tabla 17. Coeficientes de consolidación a distintas cargas y a 1m de profundidad.

Punto	Cálculo del coeficiente de consolidación C_v (m^2/min) a 1m					
	10 kg	20 kg	40 kg	80 kg	160 kg	320 kg
1	2,12E-05	9,42E-06	2,12E-05	2,12E-05	9,42E-06	9,42E-06
2	2,12E-05	1,36E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05
3	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05
4	2,12E-05	5,89E-05	2,12E-05	2,35E-05	1,92E-05	2,93E-05
5	5,30E-06	1,75E-05	1,16E-05	1,60E-05	1,36E-05	1,47E-05
6	6,92E-06	2,12E-05	3,77E-05	2,35E-05	2,12E-05	1,36E-05
7	4,19E-06	2,12E-05	2,12E-05	3,77E-05	2,62E-05	1,16E-05
8	9,42E-06	2,36E-06	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	1,36E-05
9	1,36E-05	2,12E-05	1,75E-05	2,12E-05	1,25E-05	9,42E-06
10	1,36E-05	1,25E-05	2,93E-05	3,77E-05	3,77E-05	1,36E-05
11	1,75E-05	3,77E-05	2,12E-05	2,12E-05	3,77E-05	3,77E-05
12	2,62E-05	2,12E-05	2,12E-05	3,77E-05	2,93E-05	9,42E-06
13	6,92E-06	9,42E-06	1,36E-05	1,36E-05	2,62E-05	2,12E-05
14	1,36E-05	2,12E-05	2,12E-05	1,60E-05	2,12E-05	1,16E-05
15	2,62E-05	1,92E-05	1,75E-05	1,92E-05	1,16E-05	2,12E-05
16	1,36E-05	3,77E-05	2,35E-05	1,36E-05	2,12E-05	9,42E-06
17	1,36E-05	9,42E-06	2,62E-05	1,73E-06	2,12E-05	1,36E-05
18	3,77E-05	1,36E-05	1,08E-05	1,92E-05	2,62E-05	9,42E-06
19	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-
21	1,36E-05	6,92E-06	3,77E-05	5,30E-06	2,12E-05	2,12E-05
22	3,77E-05	2,12E-05	1,36E-05	2,12E-05	1,36E-05	1,75E-05
23	2,12E-05	1,36E-05	3,77E-05	3,77E-05	2,12E-05	9,42E-06
24	9,42E-06	9,42E-06	1,36E-05	1,36E-05	1,36E-05	3,77E-05
25	-	-	-	-	-	-
26	2,12E-05	8,48E-05	3,77E-05	4,33E-05	3,77E-05	1,36E-05
27	-	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-	-
30	2,12E-05	8,48E-05	3,77E-05	3,77E-05	2,12E-05	9,42E-06

Fuente. Elaboración propia

Tabla 18. Coeficientes de consolidación a distintas cargas y a 2m de profundidad.

Punto	Cálculo del coeficiente de consolidación C_v (m^2/min) a 2m					
	10 kg	20 kg	40 kg	80 kg	160 kg	320 kg
1	-	-	-	-	-	-
2	1,36E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05
3	5,89E-05	2,12E-05	2,12E-05	3,77E-05	7,01E-05	2,12E-05
4	3,77E-05	3,77E-05	2,35E-05	2,12E-05	2,12E-05	5,30E-06
5	5,89E-05	2,12E-05	2,93E-05	7,01E-05	2,12E-05	2,12E-05
6	3,77E-05	8,48E-05	2,12E-05	8,48E-05	2,12E-05	2,62E-05
7	3,77E-05	2,12E-05	2,62E-05	2,12E-05	4,33E-05	2,12E-05
8	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-
10	3,77E-05	2,62E-05	2,12E-05	2,62E-05	3,77E-05	3,77E-05
11	-	-	-	-	-	-
12	2,62E-05	2,12E-05	1,92E-05	1,36E-05	3,77E-05	3,77E-05
13	4,33E-05	2,12E-05	2,12E-05	4,33E-05	3,77E-05	3,77E-05
14	1,08E-05	3,77E-05	1,08E-05	3,77E-05	3,77E-05	2,62E-05
15	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-
18	3,77E-05	1,36E-05	2,12E-05	8,48E-05	8,48E-05	2,12E-05
19	2,12E-05	2,12E-05	8,48E-05	1,36E-05	1,36E-05	2,12E-05
20	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-
22	1,36E-05	2,12E-05	3,77E-05	2,12E-05	3,77E-05	3,77E-05
23	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-
26	2,12E-05	8,48E-05	2,12E-05	3,77E-05	1,36E-05	2,12E-05
27	-	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-	-

Fuente. Elaboración propia

Tabla 19. Coeficientes de consolidación a distintas cargas y a 3m de profundidad.

Punto	Cálculo del coeficiente de consolidación C_v (m^2/min) a 3m					
	10 kg	20 kg	40 kg	80 kg	160 kg	320 kg
1	-	-	-	-	-	-
2	2,12E-05	2,12E-05	3,77E-05	1,92E-05	2,12E-05	8,48E-05
3	3,77E-05	5,89E-05	2,12E-05	1,36E-05	3,77E-05	2,12E-05
4	2,12E-05	2,12E-05	9,42E-06	9,42E-06	2,12E-05	9,42E-06
5	1,36E-05	2,12E-05	2,12E-05	1,36E-05	2,12E-05	8,48E-05
6	2,12E-05	3,77E-05	1,36E-05	2,12E-05	8,48E-05	1,36E-05
7	-	-	-	-	-	-
8	2,12E-05	8,48E-05	8,48E-05	7,79E-06	3,77E-05	3,77E-05
9	-	-	-	-	-	-
10	2,12E-05	1,16E-05	8,48E-05	5,30E-06	3,77E-05	2,12E-05
11	-	-	-	-	-	-
12	2,62E-05	2,12E-05	8,48E-05	2,12E-05	3,77E-05	2,12E-05
13	-	-	-	-	-	-
14	3,77E-05	8,48E-05	9,42E-06	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05
15	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-
18	3,77E-05	9,42E-06	3,77E-05	2,12E-05	9,42E-06	5,30E-06
19	2,12E-05	3,77E-05	8,48E-05	1,36E-05	2,12E-05	2,12E-05
20	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-
22	3,77E-05	8,48E-05	3,77E-05	3,77E-05	3,77E-05	2,12E-05
23	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-
26	-	-	-	-	-	-
27	-	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-	-

Fuente. Elaboración propia

3.11 Cálculo de relación de vacíos

Después de obtener las gráficas de deformación en función del tiempo para diversas cargas en el laboratorio, es necesario estudiar el índice de vacíos de la muestra con las respectivas presiones. Para el cálculo del índice de vacíos necesitamos calcular la altura de sólidos.

$$H_s = \frac{W_s}{A * G_s * \gamma_w}$$

Donde:

H_s = Altura de sólidos.

W_s = Peso seco de la muestra.

A = Area de la muestra.

G_s = Gravedad específica de sólidos del suelo.

γ_w = Peso unitario de agua.

Con la altura de los sólidos se pasa a calcular la altura de vacíos.

$$H_v = H - H_s$$

Donde:

H = Altura de la muestra

H_v = Altura de vacíos.

Con la altura de vacíos, se pasa a calcular la relación de vacíos a diferentes cargas del respectivo ensayo.

$$e_o = \frac{H_v}{H_s}$$

Donde:

e_o = Índice de vacíos.

El resultado de cada procedimiento anterior se resume en la tabla 20.

Tabla 20. Resultado del índice de vacíos

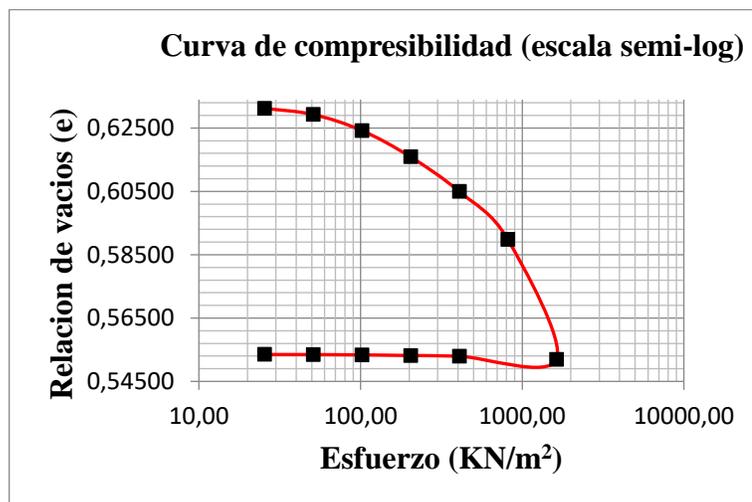
Esfuerzo (KN/m ²)	Final (H) (mm)	$H_s = W_s / (A * G_s * \gamma_w)$	$H_v = H - H_s$ (mm)	$e_o = H_v / H_s$
0,00	20,000	12,261	7,739	0,63124
25,46	20,000	12,261	7,739	0,63124
50,93	19,976	12,261	7,715	0,62928
101,86	19,914	12,261	7,653	0,62422
203,72	19,812	12,261	7,551	0,61591
407,44	19,678	12,261	7,417	0,60498
814,87	19,492	12,261	7,231	0,58981
1629,75	19,028	12,261	6,767	0,55196
407,44	19,040	12,261	6,780	0,55297
203,72	19,043	12,261	6,782	0,55318
101,86	19,045	12,261	6,785	0,55337
50,93	19,046	12,261	6,786	0,55347
25,46	19,047	12,261	6,786	0,55350

Fuente. Elaboración propia

3.12 Elaboración de la curva de compresibilidad

con los datos de la tabla 25 y con las cargas dadas se procede a determinar la curva de compresibilidad.

Figura 36. Curva de compresibilidad



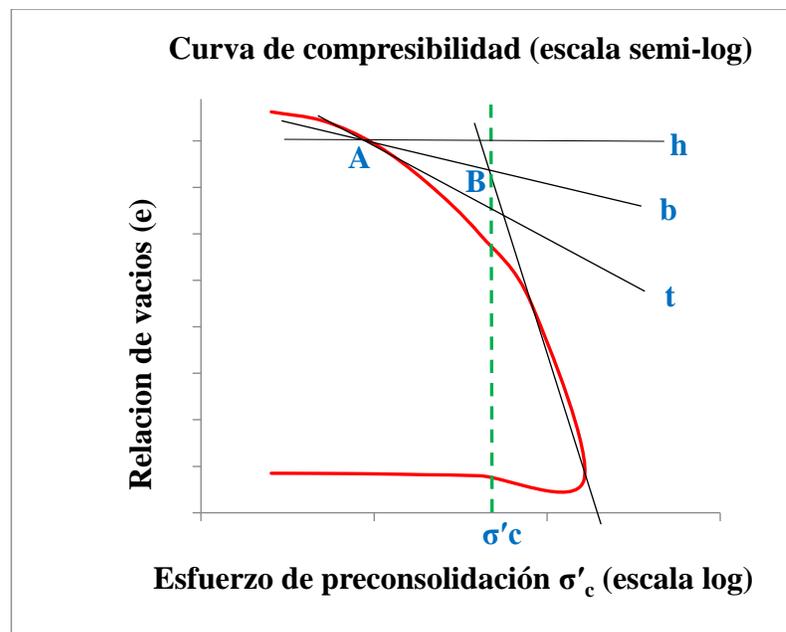
Fuente. Elaboración propia

3.13 Esfuerzo de preconsolidación

Con la curva de compresibilidad se procede a calcular el esfuerzo de preconsolidación. Siguiendo los siguientes pasos.

- 1.- Mediante inspección visual determinar el punto A que corresponde al punto de mayor curvatura.
- 2.- Desde el punto A trazar una recta horizontal h y otra recta tangente a la curva en dicho punto llamada t.
- 3.- Trazar la bisectriz del ángulo formado por las rectas h y t que pasa por el punto A, semirrecta b.
- 4.- Por último, determinar el punto B, con la intersección entre la recta b y la prolongación del tramo recto de la curva de ensayo. La abscisa del punto B corresponde al valor de la carga o presión efectiva de preconsolidación.

Figura 37. Esfuerzo de preconsolidación (σ'_c)



Fuente. Elaboración propia

3.13.1 Determinación del índice de compresibilidad C_c , de recompresión C_r y de expansión C_s .

Índice de compresibilidad

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{\sigma'_{f'}}{\sigma_c} \right)}$$

Índice de recompresión

$$C_r = \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{\sigma'_{o'}}{\sigma_c} \right)}$$

Índice de expansión

$$C_s = \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{\sigma_6}{\sigma_5} \right)}$$

Donde:

Δe = Relación de vacíos.

$\sigma'_{f'}$ = Esfuerzo al finalizar la carga

σ_c = Esfuerzo de preconsolidación

$\sigma'_{o'}$ = Esfuerzo de tapada

σ_5 = Esfuerzo al iniciar la descarga

σ_6 = Esfuerzo al finalizar la descarga

En la tabla 21, 22 y 23 se muestran los diferentes valores de los coeficientes de compresibilidad, de recompresión, de expansión y la relación de vacíos.

Tabla 21. Índices de compresibilidad, recompresión y expansión a 1m de profundidad

Punto	Esfuerzo de preconsolidación	Esfuerzo Inicial	Índice de Compresibilidad	Índice de recompresión	Relación de Vacíos
	σ'_c	σ_o	C_c	C_r	e_o
	KN/m ²	KN/m ²	-	-	-
1	500	19,77	0,103	0,019	0,63
2	450	17,40	0,117	0,019	0,66
3	470	17,26	0,119	0,010	0,63
4	440	17,11	0,114	0,005	0,66
5	600	16,48	0,152	0,023	0,72
6	480	16,99	0,125	0,012	0,70
7	485	17,36	0,122	0,013	0,66
8	460	20,62	0,106	0,021	0,51
9	480	21,15	0,104	0,014	0,41
10	660	15,74	0,363	0,011	0,76
11	670	16,18	0,320	0,019	0,70
12	650	18,02	0,283	0,011	0,66
13	300	16,62	0,093	0,015	0,69
14	400	16,51	0,124	0,013	0,69
15	390	15,52	0,124	0,013	0,74
16	220	18,67	0,081	0,013	0,54
17	200	17,72	0,086	0,010	0,64
18	370	15,79	0,124	0,011	0,72
19	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-
21	295	15,92	0,107	0,015	0,79
22	280	16,10	0,104	0,010	0,68
23	340	17,31	0,092	0,007	0,61
24	340	17,34	0,102	0,007	0,63
25	-	-	-	-	-
26	130	20,19	0,193	0,009	0,58
27	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-
30	140	18,51	0,189	0,014	0,57

Fuente. Elaboración propia

Tabla 22. Índices de compresibilidad, recompresión y expansión a 2m de profundidad.

Punto	Esfuerzo de preconsolidación	Esfuerzo Inicial	Índice de Compresibilidad	Índice de recompresión	Relación de Vacíos
	σ'_c	σ_o	C_c	C_r	e_o
	KN/m ²	KN/m ²	-	-	-
1	-	-	-	-	-
2	600	41,57	0,158	0,013	0,55
3	450	36,06	0,125	0,014	0,62
4	370	35,53	0,112	0,012	0,59
5	500	36,62	0,105	0,022	0,57
6	430	34,06	0,107	0,016	0,73
7	480	35,37	0,129	0,015	0,70
8	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-
10	700	32,59	0,382	0,025	0,79
11	-	-	-	-	-
12	610	35,91	0,265	0,013	0,63
13	370	32,92	0,121	0,014	0,74
14	180	33,96	0,058	0,014	0,73
15	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-
18	280	31,53	0,105	0,018	0,79
19	400	32,30	0,126	0,008	0,75
20	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-
22	280	32,52	0,109	0,014	0,78
23	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-
26	160	34,89	0,091	0,019	0,63
27	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-

Fuente. Elaboración propia

Tabla 23. Índices de compresibilidad, recompresión y expansión a 3m de profundidad.

Punto	Esfuerzo de Preconsolidación	Esfuerzo Inicial	Índice de Compresibilidad	Índice de Recompresión	Relación de Vacíos
	σ'_c	σ_o	C_c	C_r	e_o
	KN/m ²	KN/m ²	-	-	-
1	-	-	-	-	-
2	500	56,25	0,121	0,019	0,56
3	400	53,27	0,100	0,016	0,59
4	370	54,58	0,095	0,021	0,61
5	490	55,87	0,111	0,018	0,55
6	490	51,17	0,129	0,019	0,74
7	-	-	-	-	-
8	440	63,62	0,135	0,017	0,53
9	-	-	-	-	-
10	680	51,46	0,305	0,024	0,66
11	-	-	-	-	-
12	600	55,29	0,222	0,022	0,60
13	-	-	-	-	-
14	440	53,13	0,124	0,018	0,62
15	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-
18	330	48,61	0,116	0,025	0,77
19	300	49,85	0,106	0,022	0,72
20	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-
22	280	49,28	0,117	0,018	0,77
23	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-
26	-	-	-	-	-
27	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-

Fuente. Elaboración propia

3.14 Cálculo de Asentamientos

3.14.1 Valores del asentamiento

Tabla 24. Asentamientos en los suelos a 1m de profundidad

Relación de Vacíos	Esfuerzo de Preconsolidación	Esfuerzo Inicial	Índice de Compresibilidad	Índice de recompresión	Sc
e_o	σ'_c	σ_o	C_c	C_r	
	KN/m ²	KN/m ²	-	-	m
0,63	500	19,77	0,103	0,019	0,33
0,66	450	17,40	0,117	0,019	0,38
0,63	470	17,26	0,119	0,010	0,36
0,66	440	17,11	0,114	0,005	0,37
0,72	600	16,48	0,152	0,023	0,42
0,70	480	16,99	0,125	0,012	0,40
0,66	485	17,36	0,122	0,013	0,37
0,51	460	20,62	0,106	0,021	0,27
0,41	480	21,15	0,104	0,014	0,21
0,76	660	15,74	0,363	0,011	0,45
0,70	670	16,18	0,320	0,019	0,42
0,66	650	18,02	0,283	0,011	0,37
0,69	300	16,62	0,093	0,015	0,40
0,69	400	16,51	0,124	0,013	0,40
0,74	390	15,52	0,124	0,013	0,45
0,54	220	18,67	0,081	0,013	0,29
0,64	200	17,72	0,086	0,010	0,35
0,72	370	15,79	0,124	0,011	0,43
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
0,79	295	15,92	0,107	0,015	0,47
0,68	280	16,10	0,104	0,010	0,40
0,61	340	17,31	0,092	0,007	0,34
0,63	340	17,34	0,102	0,007	0,35
-	-	-	-	-	-
0,58	130	20,19	0,193	0,009	0,30
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
0,57	140	18,51	0,189	0,014	0,31

Fuente. Elaboración propia

Tabla 25. Asentamientos en los suelos a 2m de profundidad

Relación de Vacíos	Esfuerzo de Preconsolidación	Esfuerzo Inicial	Índice de Compresibilidad	Índice de recompresión	Sc
e_0	σ'_c	σ_0	C_c	C_r	
	KN/m ²	KN/m ²			m
-	-	-	-	-	-
0,55	600	41,57	0,158	0,013	0,11
0,62	450	36,06	0,125	0,014	0,14
0,59	370	35,53	0,112	0,012	0,13
0,57	500	36,62	0,105	0,022	0,13
0,73	430	34,06	0,107	0,016	0,17
0,70	480	35,37	0,129	0,015	0,16
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
0,79	700	32,59	0,382	0,025	0,19
-	-	-	-	-	-
0,63	610	35,91	0,265	0,013	0,14
0,74	370	32,92	0,121	0,014	0,17
0,73	180	33,96	0,058	0,014	0,17
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
0,79	280	31,53	0,105	0,018	0,20
0,75	400	32,30	0,126	0,008	0,18
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
0,78	280	32,52	0,109	0,014	0,19
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
0,63	160	34,89	0,091	0,019	0,15
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

Fuente. Elaboración propia

Tabla 26. Asentamientos en los suelos a 3m de profundidad

Relación de Vacíos	Esfuerzo de Preconsolidación	Esfuerzo Inicial	Índice de Compresibilidad	Índice de Recompression	Sc
e_o	σ'_c	σ_o	C_c	C_r	
	KN/m ²	KN/m ²			m
-	-	-	-	-	-
0,56	500	56,25	0,121	0,019	0,05
0,59	400	53,27	0,100	0,016	0,06
0,61	370	54,58	0,095	0,021	0,06
0,55	490	55,87	0,111	0,018	0,05
0,74	490	51,17	0,129	0,019	0,07
-	-	-	-	-	-
0,53	440	63,62	0,135	0,017	0,04
-	-	-	-	-	-
0,66	680	51,46	0,305	0,024	0,07
-	-	-	-	-	-
0,60	600	55,29	0,222	0,022	0,06
-	-	-	-	-	-
0,62	440	53,13	0,124	0,018	0,06
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
0,77	330	48,61	0,116	0,025	0,08
0,72	300	49,85	0,106	0,022	0,07
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
0,77	280	49,28	0,117	0,018	0,08
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

Fuente. Elaboración propia

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Contenido de humedad

Tabla 27. Contenido de humedad

Contenido de humedad natural			
Puntos	Profundidad (m)		
	1	2	3
1	6,87	8,36	9,28
2	13,89	16,14	16,73
3	13,12	15,27	15,89
4	9,40	16,88	11,25
5	12,90	16,94	18,78
6	17,70	12,12	11,93
7	9,66	15,21	16,74
8	7,90	16,08	27,59
9	8,60	8,31	8,03
10	11,25	2,25	3,58
11	7,64	7,13	6,37
12	6,03	6,94	7,25
13	9,91	9,04	8,53
14	11,58	11,76	11,89
15	6,81	4,50	4,71
16	12,39	10,51	10,13
17	5,69	5,30	5,01
18	10,97	11,02	11,18
19	4,15	17,72	18,97
20	4,82	4,99	5,21
21	16,60	17,07	17,39
22	11,45	11,59	11,97
23	8,13	8,49	8,57
24	7,28	7,38	7,87
25	5,41	5,36	5,27
26	15,39	12,33	11,25
27	5,46	5,40	5,20
28	6,96	7,15	8,11
29	3,91	4,15	4,86
30	8,73	3,03	3,15

Fuente: Elaboración propia

En el análisis del contenido de humedad podemos mencionar lo siguiente: La humedad del suelo es variable en el transcurso del tiempo, esto debido a las condiciones climatológicas ya que en tiempos donde no hay precipitación pluvial, la humedad del suelo disminuye, mientras que en época de precipitaciones la humedad del suelo tiende a aumentar.

Las humedades en nuestras muestras son variables en algunos puntos hay más contenido de humedad a 1m de profundidad que en otros, por ejemplo, en el punto 10 la humedad varía notablemente que baja desde 11,25% hasta 3,58%, esto debido a que el suelo alcanza más saturación en la parte superior y que tiene una capa de suelo poco permeable hasta llegar a los 3 metros de profundidad, donde seguramente el nivel freático se encuentra a mucha más profundidad y que la saturación es muy lenta.

Caso contrario pasa con otros puntos, como por ejemplo en el punto 8 se observa una humedad de 7,90% a 1m y sube a 27,59% a los 3 metros, esto debido a que el suelo en la parte inferior se encuentra más saturada, donde se pudo observar un nivel freático alto, ya que a pocos metros se encontraba un poso de agua acumulada desde algún tiempo atrás debido a las precipitaciones pluviales.

En otros puntos la humedad se mantiene casi constante y no varía mucho con respecto a la profundidad.

4.2 Peso específico

Tabla 28. Peso específico

Puntos	Peso específico (gr/cm ³)		
	Profundidad (m)		
	1	2	3
1	2,745	2,654	2,652
2	2,694	2,732	2,721
3	2,717	2,749	2,748
4	2,707	2,715	2,747
5	2,715	2,756	2,709
6	2,725	2,701	2,719
7	2,697	2,736	2,652
8	2,664	2,683	2,778
9	2,652	2,688	2,672
10	2,655	2,803	2,704
11	2,655	2,672	2,677
12	2,733	2,756	2,718
13	2,656	2,708	2,669
14	2,673	2,772	2,695
15	2,644	2,644	2,671
16	2,748	2,666	2,663
17	2,746	2,659	2,652
18	2,665	2,733	2,744
19	2,665	2,710	2,722
20	2,665	2,652	2,653
21	2,699	2,671	2,655
22	2,664	2,745	2,742
23	2,773	2,644	2,652
24	2,708	2,679	2,671
25	2,649	2,646	2,653
26	2,333	2,714	2,652
27	2,673	2,65	2,651
28	2,652	2,652	2,653
29	2,669	2,668	2,672
30	2,303	2,655	2,651

Fuente: Elaboración propia

El peso específico depende mucho de qué tipo de suelo es, podemos mencionar que para suelos más finos el peso específico está alrededor de $2,6-2,8\text{gr/cm}^3$ mientras que para los suelos granulares están alrededor de $2,65\text{gr/cm}^3$ según la tabla 2.4 del libro de Braja M. Das.

En los ensayos realizados se puede observar que los pesos están relativamente dentro del límite de los valores teóricos. Podemos observar que para las arcillas de baja plasticidad es más elevado su valor con respecto a una arena limosa.

En comparación con los suelos orgánicos hay una diferencia considerable ya que están en un valor de $2,303\text{ gr/cm}^3$ como en el caso del punto 30 y de $2,333\text{ gr/cm}^3$ del punto 26.

Para la comparación de valores entre arenas y gravas se puede observar que no hay mucha diferencia como por ejemplo el punto 27 que es una arena tiene un peso específico de $2,673\text{ gr/cm}^3$ con el punto 28 que tiene $2,652\text{ gr/cm}^3$.

4.3 Análisis mecánico

Tabla 29. Análisis mecánico

Barrio	Pto.	Clasificación		% pasa tamiz N° 200	% limo	% arcilla	LL
		SUCS	AASHTO				
San Blas	1	CL-ML	A-4 (8)	88,45	64,48	23,97	28,2
	2	CL	A-7-6 (17)	86,75	64,86	21,89	47,2
	3	CL	A-7-6 (15)	97,73	69,63	28,10	45,2
	4	CL	A-6 (8)	81,77	61,11	20,66	28,9
	5	CL	A-7-6 (14)	97,94	61,07	36,87	46,5
	6	CH	A-7-6 (16)	88,37	55,01	33,36	50,1
	7	CL	A-6 (11)	83,73	65,17	18,56	35,2
	8	ML	A-4 (8)	79,17	63,39	15,78	29,7
Miraflores	9	ML	A-7-5 (9)	97,66	76,64	29,90	41,2
	10	MH	A-5 (11)	99,6	84,48	15,12	56,7
	11	ML	A-4 (7)	69,34	54,93	14,41	23,0
	12	CL	A-6 (10)	95,31	78,85	16,46	29,5
	13	ML	A-4 (8)	88,13	74,88	13,25	24,8
	14	ML	A-4 (8)	98,77	78,76	20,01	39,2
	15	ML	A-4 (4)	54,97	45,19	9,78	27,4
German Busch	16	CL-ML	A-4 (8)	86,95	64,08	22,87	25,9
	17	CL-ML	A-4 (6)	63,8	51,84	11,96	22,1
	18	ML	A-4 (8)	89,76	68,69	21,06	40,4
	19	SP-SM	A-3 (0)	10,25	-	-	-
San Martin	20	GW	A-1-a (0)	4,22	-	-	-
	21	ML	A-4 (8)	97,67	78,10	19,57	32,7
Aranjuez	22	ML	A-4 (8)	83,19	61,51	21,68	32,7
	23	CL	A-6 (8)	94,13	73,02	21,11	28,7
	24	CL	A-6 (6)	63,58	54,10	9,48	24,2
	25	GC	A-2-6 (0)	24,71	-	-	32,0
	26	OL	A-4 (8)	92,33	60,77	31,56	39,0
	27	SM	A-2-4 (0)	23,56	-	-	23,6
	28	GC	A-2-4 (0)	21,94	-	-	24,4
	29	SC-SM	A-2-4 (0)	11,15	-	-	28,2
	30	OL	A-4 (8)	78,08	51,41	26,67	31,2

Fuente: Elaboración propia

Continuación de la tabla del análisis mecánico.

Barrio	Pto.	LP	IP	GS g/cm ³	W (%)
San Blas	1	20,6	7,6	2,745	6,87
	2	18,7	28,5	2,694	13,89
	3	21,2	24,0	2,717	13,12
	4	18,5	10,4	2,707	9,40
	5	25,4	21,1	2,715	12,90
	6	24,8	25,3	2,725	17,70
	7	17,3	17,9	2,697	9,66
	8	26,5	3,2	2,664	7,90
Miraflores	9	29,9	11,3	2,652	8,60
	10	49,7	7,0	2,655	11,25
	11	20,0	3,0	2,655	7,64
	12	1,7	27,8	2,733	6,03
	13	21,9	2,9	2,656	9,91
	14	32,5	6,7	2,673	11,58
	15	24,9	2,5	2,644	6,81
German Busch	16	19,4	6,5	2,748	12,39
	17	14,8	7,3	2,746	5,69
	18	32,3	8,1	2,665	10,97
	19	-	-	2,665	4,15
San Martin	20	-	-	2,665	4,82
	21	24,1	8,6	2,699	16,60
Aranjuez	22	23,7	9,0	2,664	11,45
	23	18,3	10,4	2,773	8,13
	24	13,2	11,0	2,708	7,28
	25	20,4	11,6	2,649	5,41
	26	35,7	3,3	2,333	15,39
	27	19,6	4,0	2,673	5,46
	28	16,8	7,6	2,652	6,96
	29	22,6	5,6	2,669	3,91
	30	24,2	7,0	2,303	8,73

Fuente: Elaboración propia

4.3.1 Análisis por tamizado

En el proceso de tamizado se observó que a 1 m de profundidad 24 puntos pasan la malla N°200, esto quiere decir que en la parte superior del manto de la zona predominan los suelos finos tanto limos como arcillas en los barrios de San Blas, Miraflores y German Buch. En San Martin se comparte suelo fino con suelo grueso y para la zona de Aranjuez dominan los suelos gruesos.

Para el tamizado a los 2 m de profundidad los suelos cambiaron tal que solamente 14 muestras de suelo lograron pasar la malla N°200, tal que en el barrio Miraflores, German Buch y San Martin se observó que la mitad de las muestras cambiaron el tipo de suelo, ya que los 2 metros hay suelos granulares, tanto arenas como gravas, esto se debe a que a esa profundidad ya se encuentra un manto de suelos granulares por la cercanía al lecho del río.

En el tamizado a los 3 metros ya no hay mucha variación con respecto a los 2 metros, tal es el caso que solo reducen en dos muestras, siendo estas un total de 12 muestras que pasan la malla N°200. La zona que predominan las arcillas es la zona de San Blas con arcillas de media a baja plasticidad.

4.3.2 Análisis por hidrómetro

Esto nos indica la separación entre limos y arcillas. Según el análisis en casi todas las muestras a 1 metro de profundidad, se puede observar que la muestra contiene un valor mayor al 50 % de limo. Tal es el caso que el punto 10 teniendo este un valor de 84,48 % de limo. Dije casi porque hay una muestra que no llega al 50% de limo que es la muestra en el punto 15 teniendo un valor de 45,19 % de limo.

Con respecto a las arcillas se puede observar que está a un valor alrededor de 20-30% de contenido de arcilla. A 1m de profundidad.

A los 2m los limos siguen a un valor mayor al 50% y las arcillas también mantiene un valor alrededor del 30%. Y a los 3m su comportamiento es parecido al de los 2m.

4.3.3 Límites de Atterberg

Los límites nos ayudan a definir qué tipo de suelo existe, tanto el límite líquido como el índice de plasticidad. Con estos valores entramos a la carta de plasticidad y podemos clasificar que tipo de arcilla, que tipo de limo y si es un suelo orgánico.

Las muestras a 1m del punto 10 me arrojó un valor de 56% de límite líquido indicándome que el suelo es altamente plástico y que esa muestra es muy susceptible a cambios de humedad y a los agrietamientos, lo contrario pasa por el punto 17 arrojando un valor de 22,1% de límite líquido e indicando que ese suelo no tendrá cambios bruscos en su volumen.

Atterberg nos dio cierto rango para indicarnos la plasticidad en los suelos, con estos valores podemos decir que tenemos 11 muestras de suelos que tienen un valor entre 1-7 de índice de plasticidad, clasificándolos como débilmente plásticos. Luego tenemos 11 muestras de suelos que tienen un valor entre 7-15 de índice de plasticidad, clasificándolos como suelos medianamente plásticos, luego tenemos 6 muestras de suelos que tienen un índice de plasticidad mayor a 15, indicando que son altamente plásticos.

Podemos decir que los puntos 2,3,5,6,7 y 12 a la profundidad de 1m son suelos altamente plásticos.

A 2m hay 3 puntos que son débilmente plásticos, en 17 puntos predominan los suelos medianamente plásticos y los puntos 2,3,4,5,6 y 18 son suelos altamente plásticos.

A 3m tenemos 3 puntos con suelos débilmente plásticos, en 17 puntos dominan los suelos medianamente plásticos y los puntos 2,3,4,5,6,8 y 18 son suelos altamente plásticos.

4.4 Consolidación

4.4.1 Coeficiente de consolidación

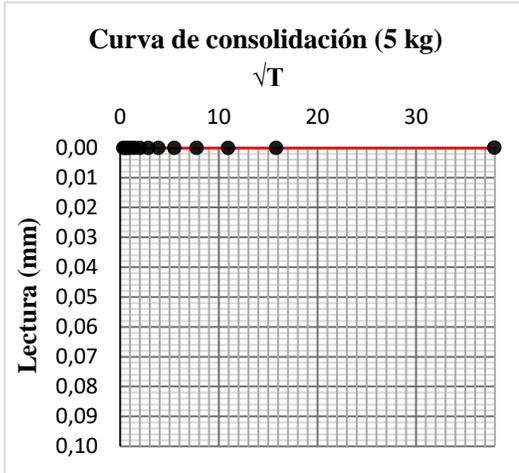
Tabla 30. Coeficientes de consolidación

Punto	Cálculo del coeficiente de consolidación Cv. (m ² /min) a 1m					
	10 kg	20 kg	40 kg	80 kg	160 kg	320 kg
1	2,12E-05	9,42E-06	2,12E-05	2,12E-05	9,42E-06	9,42E-06
2	2,12E-05	1,36E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05
3	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05
4	2,12E-05	5,89E-05	2,12E-05	2,35E-05	1,92E-05	2,93E-05
5	5,30E-06	1,75E-05	1,16E-05	1,60E-05	1,36E-05	1,47E-05
6	6,92E-06	2,12E-05	3,77E-05	2,35E-05	2,12E-05	1,36E-05
7	4,19E-06	2,12E-05	2,12E-05	3,77E-05	2,62E-05	1,16E-05
8	9,42E-06	2,36E-06	2,12E-05	2,12E-05	2,12E-05	1,36E-05
9	1,36E-05	2,12E-05	1,75E-05	2,12E-05	1,25E-05	9,42E-06
10	1,36E-05	1,25E-05	2,93E-05	3,77E-05	3,77E-05	1,36E-05
11	1,75E-05	3,77E-05	2,12E-05	2,12E-05	3,77E-05	3,77E-05
12	2,62E-05	2,12E-05	2,12E-05	3,77E-05	2,93E-05	9,42E-06
13	6,92E-06	9,42E-06	1,36E-05	1,36E-05	2,62E-05	2,12E-05
14	1,36E-05	2,12E-05	2,12E-05	1,60E-05	2,12E-05	1,16E-05
15	2,62E-05	1,92E-05	1,75E-05	1,92E-05	1,16E-05	2,12E-05
16	1,36E-05	3,77E-05	2,35E-05	1,36E-05	2,12E-05	9,42E-06
17	1,36E-05	9,42E-06	2,62E-05	1,73E-06	2,12E-05	1,36E-05
18	3,77E-05	1,36E-05	1,08E-05	1,92E-05	2,62E-05	9,42E-06
19	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-
21	1,36E-05	6,92E-06	3,77E-05	5,30E-06	2,12E-05	2,12E-05
22	3,77E-05	2,12E-05	1,36E-05	2,12E-05	1,36E-05	1,75E-05
23	2,12E-05	1,36E-05	3,77E-05	3,77E-05	2,12E-05	9,42E-06
24	9,42E-06	9,42E-06	1,36E-05	1,36E-05	1,36E-05	3,77E-05
25	-	-	-	-	-	-
26	2,12E-05	8,48E-05	3,77E-05	4,33E-05	3,77E-05	1,36E-05
27	-	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-	-
30	2,12E-05	8,48E-05	3,77E-05	3,77E-05	2,12E-05	9,42E-06

Fuente: Elaboración propia

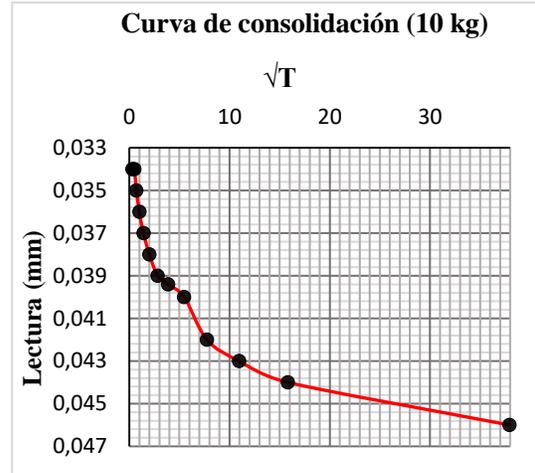
Los coeficientes son valores que se obtienen de las gráficas de las deformaciones vs raíz cuadrada del tiempo aplicando el método de Taylor para distintas cargas, tomaremos un análisis del comportamiento del punto 10.

Figura 38. Curvas de consolidación 5kg



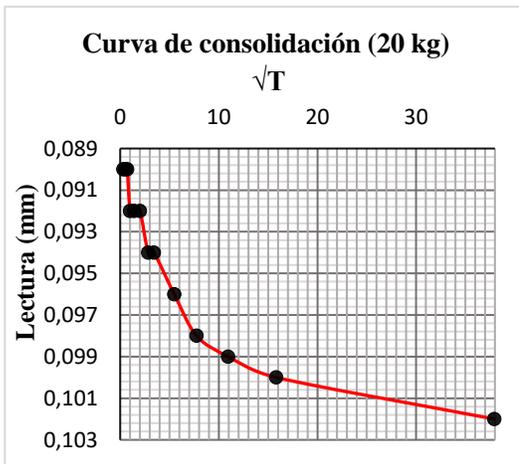
Fuente: Elaboración propia

Figura 39. Curvas de consolidación 10kg



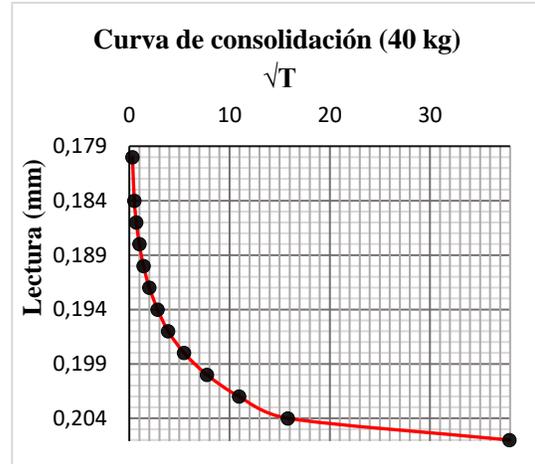
Fuente: Elaboración propia

Figura 40. Curvas de consolidación 20kg



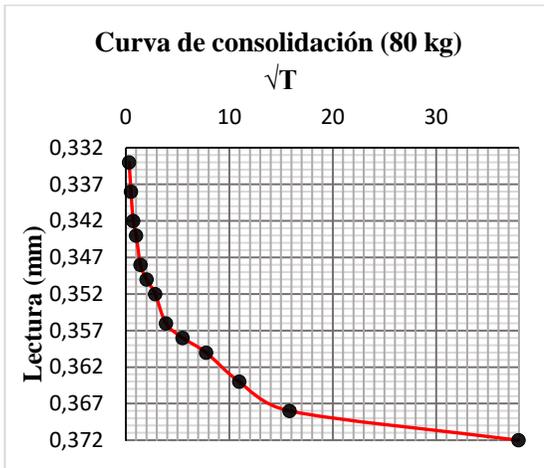
Fuente: Elaboración propia

Figura 41. Curvas de consolidación 40kg



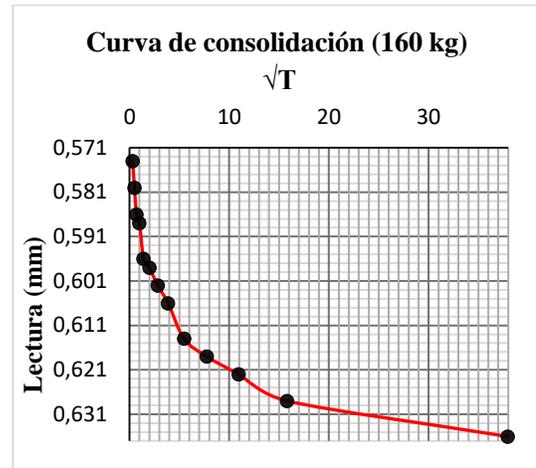
Fuente: Elaboración propia

Figura 42. Curvas de consolidación 80kg



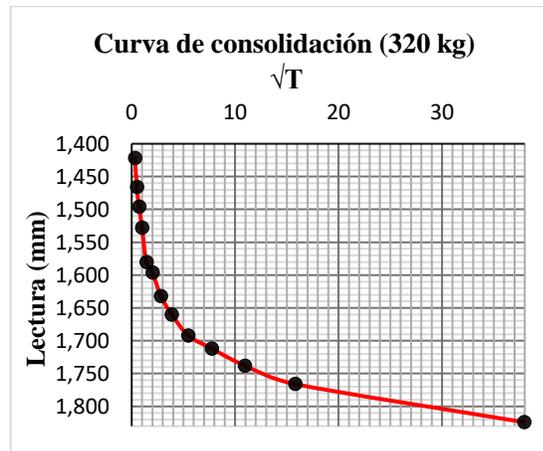
Fuente: Elaboración propia

Figura 43. Curvas de consolidación 160kg



Fuente: Elaboración propia

Figura 44. Curvas de consolidación 320kg



Fuente: Elaboración propia

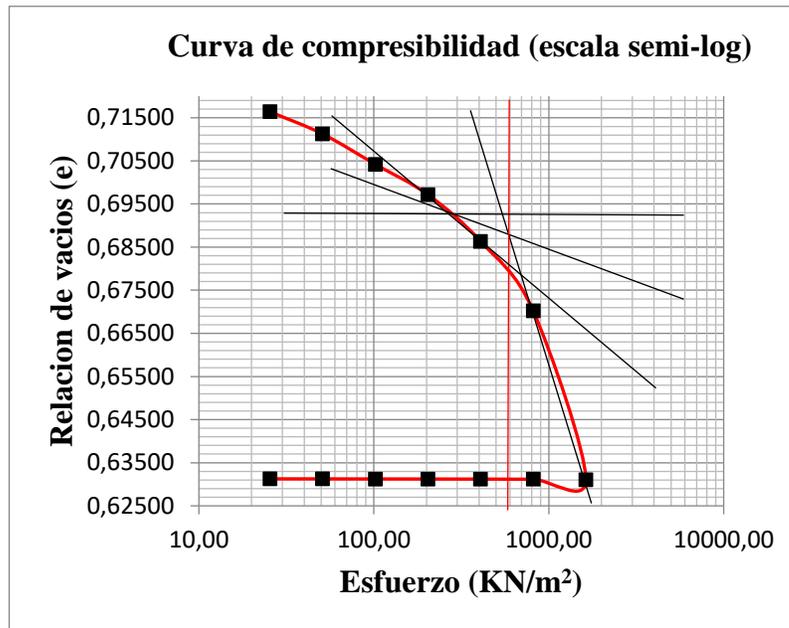
El comportamiento de la gráfica 1 nos indica que no sufrió ninguna deformación. Y que no es suficiente con una carga de 5 kg.

Con la carga de 10kg empiezan las deformaciones y se observa que tiene algunos quiebres, al igual que con la carga de 20kg, con la carga de 40 kg tomo una linealidad y forma más continua al igual que con las demás cargas. Los coeficientes de consolidación para el punto 10 a la profundidad de 1m, tienen un valor de 1,36E-05 hasta 3,77E-05, considerando una velocidad casi constante.

4.4.2 Curva de compresibilidad

Análisis de resultado del punto 5 a la profundidad de 1m.

Figura 45. Curva de compresibilidad



Fuente: Elaboración propia

El esfuerzo de preconsolidación es de 600 KN/m² para el punto 5

Para calcular el esfuerzo de preconsolidación se usa el método de Casagrande, al ser un método gráfico y al tener una escala semilogarítmica podemos equivocarnos al sacar el valor que corresponde, por tal motivo hay que tener cuidado al aplicar el método.

El esfuerzo de preconsolidación nos indica si es un suelo normalmente consolidado o preconsolidado, evaluando el punto nos arrojó que es un suelo preconsolidado, al igual que todos los puntos de estudio.

Se observa en la gráfica que la curva de compresión y de recompresión se asemejan a las curvas teóricas. Mientras tanto que la curva de expansión nos muestra una descarga continua y con valores pequeños tales que no se puede diferenciar un crecimiento como nos presentan en la teoría.

El coeficiente de compresión nos da un valor de $C_c = 0,15$ y podemos decir que es una arcilla de compresibilidad media.

Tabla 31. Coeficiente de compresibilidad

Cálculo de C_c				
e_1	e_2	σ'_1	σ'_2	C_c
0,6972	0,6311	600	1629,75	0,1523

Fuente: Elaboración propia

El coeficiente de recompresión nos da un valor de 0,023 observando que tiene poca pendiente y que se aproxima a los valores teóricos de 1/5-1/10 de C_c .

Tabla 32. Coeficiente de recompresión

Cálculo de C_r				
e_3	e_4	σ'_3	σ'_4	C_r
0,711	0,704	50,93	101,86	0,023

Fuente: Elaboración propia

El coeficiente de expansión nos da un valor muy bajo tal que no se distingue en la pendiente, el cual es de 0.00003. se puede decir que es un suelo que no tiene expansión notoria.

Tabla 33. Coeficiente de expansión

Cálculo de C_s				
e_5	e_6	σ'_5	σ'_6	C_s
0,631	0,631	814,87	25,46	0,00001

Fuente: Elaboración propia

Analizando todos los puntos a 1m de profundidad podemos encontrar que los valores se encuentran dentro del rango que es de 0,05-0,25 y clasificarlas como de compresibilidad media a excepción del punto 10, 11 y 12 podemos indicar que son suelos de alta compresibilidad.

Analizando los puntos a 2 m de profundidad podemos decir que reducen los suelos finos de 24 suelos finos a solo 14 predominando así los suelos gruesos tanto arenas como gravas, para los 14 puntos de suelos finos se puede ver que los valores para el índice de compresibilidad, también se encuentran dentro del rango de 0,05-0,25 y clasificarlas como

de compresibilidad media, al igual que en el punto 1 los puntos 10, 11 y 12 tienen valores mayores a 0,25 por lo tanto podemos indicar que son suelos de alta compresibilidad.

A la profundidad de 3 metros los suelos finos se reducen a tan solo 12, analizando estos se observó que también se encuentran en el rango de 0,05-0,25 para la mayoría de las muestras y clasificándolas como muestras de compresibilidad media, quedando solamente el punto 10 con un valor mayor a 0,25 y clasificándolo como muestra de alta compresibilidad.

Los índices de recompresión se mantienen dentro del rango establecido y no se observa que algún valor se dispare tanto para la profundidad de 1m, 2m y 3m.

Los índices de expansión continúan teniendo valores pequeños para todos los puntos de estudio y clasificándolas como suelos de poca permeabilidad.

Para la relación de vacíos a la profundidad de 1m se observa valores entre 0,6-0,8 indicándonos así que son muestras duras que tienen poca porosidad.

A los 2 m los puntos 2 y 5 tienen valores menores a 0,6 pero tampoco se disparan con mucha diferencia en comparación de los demás.

A la profundidad de 3 m la relación de vacíos baja un poco alcanzando rangos de 0,5-0,7 pero manteniéndose en el rango establecido que es de 0,6 y clasificándolas como muestras duras.

En las siguientes tablas se presentan los valores de todos los índices a la profundidad de 1,2 y 3 metros.

Tabla 34. Valores de índice de compresibilidad, de recompresión, de expansión y relación de vacíos a la profundidad de 1 metro.

Punto	Esfuerzo de preconsolidación	Esfuerzo Inicial	Índice de Compresibilidad	Índice de recompresión	Relación de Vacíos
	σ'_c	σ_0	C_c	C_r	e_0
	KN/m ²	KN/m ²			
1	500	19,77	0,103	0,019	0,63
2	450	17,40	0,117	0,019	0,66
3	470	17,26	0,119	0,010	0,63
4	440	17,11	0,114	0,005	0,66
5	600	16,48	0,152	0,023	0,72
6	480	16,99	0,125	0,012	0,70
7	485	17,36	0,122	0,013	0,66
8	460	20,62	0,106	0,021	0,51
9	480	21,15	0,104	0,014	0,41
10	660	15,74	0,363	0,011	0,76
11	670	16,18	0,320	0,019	0,70
12	650	18,02	0,283	0,011	0,66
13	300	16,62	0,093	0,015	0,69
14	400	16,51	0,124	0,013	0,69
15	390	15,52	0,124	0,013	0,74
16	220	18,67	0,081	0,013	0,54
17	200	17,72	0,086	0,010	0,64
18	370	15,79	0,124	0,011	0,72
19	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-
21	295	15,92	0,107	0,015	0,79
22	280	16,10	0,104	0,010	0,68
23	340	17,31	0,092	0,007	0,61
24	340	17,34	0,102	0,007	0,63
25	-	-	-	-	-
26	130	20,19	0,193	0,009	0,58
27	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-
30	140	18,51	0,189	0,014	0,57

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35. Valores de índice de compresibilidad, de recompresión, de expansión y relación de vacíos a la profundidad de 2 metros.

Punto	Esfuerzo de preconsolidación	Esfuerzo Inicial	Índice de Compresibilidad	Índice de recompresión	Relación de Vacíos
	σ'_c	σ_o	C_c	C_r	e_o
	KN/m ²	KN/m ²			
1	-	-	-	-	-
2	600	41,57	0,158	0,013	0,55
3	450	36,06	0,125	0,014	0,62
4	370	35,53	0,112	0,012	0,59
5	500	36,62	0,105	0,022	0,57
6	430	34,06	0,107	0,016	0,73
7	480	35,37	0,129	0,015	0,70
8	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-
10	700	32,59	0,382	0,025	0,79
11	-	-	-	-	-
12	610	35,91	0,265	0,013	0,63
13	370	32,92	0,121	0,014	0,74
14	180	33,96	0,058	0,014	0,73
15	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-
18	280	31,53	0,105	0,018	0,79
19	400	32,30	0,126	0,008	0,75
20	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-
22	280	32,52	0,109	0,014	0,78
23	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-
26	160	34,89	0,091	0,019	0,63
27	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36. Valores de índice de compresibilidad, de recompresión, de expansión y relación de vacíos a la profundidad de 3 metros.

Punto	Esfuerzo de preconsolidación	Esfuerzo Inicial	Índice de Compresibilidad	Índice de recompresión	Relación de Vacíos
	σ'_c	σ_o	C_c	C_r	e_o
	KN/m ²	KN/m ²			
1	-	-	-	-	-
2	500	56,25	0,121	0,019	0,56
3	400	53,27	0,100	0,016	0,59
4	370	54,58	0,095	0,021	0,61
5	490	55,87	0,111	0,018	0,55
6	490	51,17	0,129	0,019	0,74
7	-	-	-	-	-
8	440	63,62	0,135	0,017	0,53
9	-	-	-	-	-
10	680	51,46	0,305	0,024	0,66
11	-	-	-	-	-
12	600	55,29	0,222	0,022	0,60
13	-	-	-	-	-
14	440	53,13	0,124	0,018	0,62
15	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-
18	330	48,61	0,116	0,025	0,77
19	300	49,85	0,106	0,022	0,72
20	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-
22	280	49,28	0,117	0,018	0,77
23	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-
26	-	-	-	-	-
27	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

4.4.3 Asentamiento

Tabla 37. Asentamiento a 1 m de profundidad

Punto	Esfuerzo de preconsolidación	Esfuerzo Inicial	Índice de compresibilidad	Índice de recompresión	Relación de Vacíos	Incremento de Carga	Altura del Espécimen	Asentamiento
	σ'_c	σ_o	C_c	C_r	e_o	$\Delta\sigma$	H	S
	KN/m ²	KN/m ²				KN/m ²	m	m
1	500	19,77	0,103	0,019	0,63	44,88	1	0,33
2	450	17,40	0,117	0,019	0,66	44,88	1	0,38
3	470	17,26	0,119	0,010	0,63	44,88	1	0,36
4	440	17,11	0,114	0,005	0,66	44,88	1	0,37
5	600	16,48	0,152	0,023	0,72	44,88	1	0,42
6	480	16,99	0,125	0,012	0,70	44,88	1	0,40
7	485	17,36	0,122	0,013	0,66	44,88	1	0,37
8	460	20,62	0,106	0,021	0,51	44,88	1	0,27
9	480	21,15	0,104	0,014	0,41	44,88	1	0,21
10	660	15,74	0,363	0,011	0,76	44,88	1	0,45
11	670	16,18	0,320	0,019	0,70	44,88	1	0,42
12	650	18,02	0,283	0,011	0,66	44,88	1	0,37
13	300	16,62	0,093	0,015	0,69	44,88	1	0,40
14	400	16,51	0,124	0,013	0,69	44,88	1	0,40
15	390	15,52	0,124	0,013	0,74	44,88	1	0,45
16	220	18,67	0,081	0,013	0,54	44,88	1	0,29
17	200	17,72	0,086	0,010	0,64	44,88	1	0,35
18	370	15,79	0,124	0,011	0,72	44,88	1	0,43
19	-	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-	-	-
21	295	15,92	0,107	0,015	0,79	44,88	1	0,47
22	280	16,10	0,104	0,010	0,68	44,88	1	0,40
23	340	17,31	0,092	0,007	0,61	44,88	1	0,34
24	340	17,34	0,102	0,007	0,63	44,88	1	0,35
25	-	-	-	-	-	-	-	-
26	130	20,19	0,193	0,009	0,58	44,88	1	0,30
27	-	-	-	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-	-	-	-
30	140	18,51	0,189	0,014	0,57	44,88	1	0,31

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38. Asentamiento a 2 m de profundidad

Punto	Esfuerzo de preconsolidación	Esfuerzo Inicial	Índices de Compresibilidad	Índice de recompresión	Relación de Vacíos	Incremento de Carga	Altura del Espécimen	Asentamiento
	σ'_c	σ_o	C_c	C_r	e_o	$\Delta\sigma$	H	S
	KN/m ²	KN/m ²				KN/m ²	m	m
1	-	-	-	-	-	-	-	-
2	600	41,57	0,158	0,013	0,55	22,81	2	0,11
3	450	36,06	0,125	0,014	0,62	22,81	2	0,14
4	370	35,53	0,112	0,012	0,59	22,81	2	0,13
5	500	36,62	0,105	0,022	0,57	22,81	2	0,13
6	430	34,06	0,107	0,016	0,73	22,81	2	0,17
7	480	35,37	0,129	0,015	0,70	22,81	2	0,16
8	-	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-	-
10	700	32,59	0,382	0,025	0,79	22,81	2	0,19
11	-	-	-	-	-	-	-	-
12	610	35,91	0,265	0,013	0,63	22,81	2	0,14
13	370	32,92	0,121	0,014	0,74	22,81	2	0,17
14	180	33,96	0,058	0,014	0,73	22,81	2	0,17
15	-	-	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-	-	-
18	280	31,53	0,105	0,018	0,79	22,81	2	0,20
19	400	32,30	0,126	0,008	0,75	22,81	2	0,18
20	-	-	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-	-	-
22	280	32,52	0,109	0,014	0,78	22,81	2	0,19
23	-	-	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-	-	-
26	160	34,89	0,091	0,019	0,63	22,81	2	0,15
27	-	-	-	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39. Asentamiento a 3 m de profundidad

Punto	Esfuerzo de preconsolidación	Esfuerzo Inicial	Índice de Compresibilidad	Índice de recompresión	Relación de Vacíos	Incremento de Carga	Altura del Espécimen	Asentamiento
	σ'_c	σ_0	C_c	C_r	e_0	$\Delta\sigma$	H	S
	KN/m ²	KN/m ²				KN/m ²	m	m
1	-	-	-	-	-	-	-	-
2	500	56,25	0,121	0,019	0,56	12,17	3	0,05
3	400	53,27	0,100	0,016	0,59	12,17	3	0,06
4	370	54,58	0,095	0,021	0,61	12,17	3	0,06
5	490	55,87	0,111	0,018	0,55	12,17	3	0,05
6	490	51,17	0,129	0,019	0,74	12,17	3	0,07
7	-	-	-	-	-	-	-	-
8	440	63,62	0,135	0,017	0,53	12,17	3	0,04
9	-	-	-	-	-	-	-	-
10	680	51,46	0,305	0,024	0,66	12,17	3	0,07
11	-	-	-	-	-	-	-	-
12	600	55,29	0,222	0,022	0,60	12,17	3	0,06
13	-	-	-	-	-	-	-	-
14	440	53,13	0,124	0,018	0,62	12,17	3	0,06
15	-	-	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-	-	-
18	330	48,61	0,116	0,025	0,77	12,17	3	0,08
19	300	49,85	0,106	0,022	0,72	12,17	3	0,07
20	-	-	-	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-	-	-
22	280	49,28	0,117	0,018	0,77	12,17	3	0,08
23	-	-	-	-	-	-	-	-
24	-	-	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-	-	-
26	-	-	-	-	-	-	-	-
27	-	-	-	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Con los datos de esfuerzo de preconsolidación, índices de recompresión, de compresibilidad y la relación de vacíos, así también con la carga de la estructura que nos arroja el cálculo estructural, se calculan los asentamientos que se presentan en las tablas anteriores.

Cuando se sabe que todas las muestras estudiadas nos dan que son muestras preconsolidadas en el cálculo de asentamiento solo se usa el coeficiente de recompresión.

Para 1m de profundidad nos dan valores de asentamientos muy grandes, esto quiere decir que no se puede fundar a esa profundidad ya que tendríamos problemas más serios de colapso de la estructura. Y si se quiere hacer alguna obra como carreteras se debe hacer mejoramiento del suelo.

Para los 2 metros se observa que reducen los asentamientos, pero todavía siguen siendo valores grandes y de consideración. A esa profundidad no podemos hacer la fundación de nuestra estructura con el suelo presente, sino hacer un mejoramiento del suelo para evitar problemas posteriores con el transcurso del tiempo.

A los 3 m de profundidad se observa que los valores son razonables que varían desde 4-8 milímetros. A esa profundidad podemos fundar y con una pequeña mejora nuestra estructura no tendrá problemas a lo largo de su vida útil.