

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

El estudio del fenómeno de consolidación en suelos finos, ha sido por décadas un tema de gran interés por parte de investigadores de renombre mundial, Terzaghi (1925), fue el primero en introducir el término de consolidación, definiéndolo como: el proceso de disminución de volumen, que tiene lugar en un lapso, debido al aumento de las cargas sobre el suelo.

Por otro lado, otros científicos definieron este fenómeno como:

- Crawford en 1964 lo definió como el proceso de reducción de volumen debido a la expulsión de agua de los poros del suelo.
- Leonards y Altschaeffl (1964) lo concibieron como el cambio de volumen dependiente del tiempo (t), mismo que ocurre durante la disipación del exceso de la presión de poro (Δu).

La deformación de la mayoría de los suelos, aún bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales; además esa deformación no se produce, usualmente, en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo. Así, cuando un estrato de arcilla soporta un edificio, pueden ser necesarios muchos años para que la deformación del suelo se complete.

Cabe ahora un comentario adicional; ha sido, gracias sobre todo a la influencia del Dr. Karl Terzaghi, por lo que la Mecánica de Suelos se ha desarrollado hasta la fecha sobre bases relativamente empíricas; al mismo tiempo se debe al mismo ilustre investigador la fundamentación teórica del avance actual de esta especialidad. Hasta hoy, en ella, quizá en mayor grado que en ninguna otra parte de la Ingeniería, el laboratorio y su metodología influyen no solo en la información técnica del proyectista, sino en su filosofía íntima, de un modo preponderante.

Por otro lado, Guamán, I. (2016) realizó un estudio en Ecuador y concluye que en la región de la Costa y Oriente de dicho país existe una gran cantidad de suelo arcilloso, y la mejor solución es determinar el hundimiento, para la estabilización de suelos es con cal, con la finalidad de mejorar su capacidad de soporte y disminuir su permeabilidad y plasticidad. En estudios del mismo país, Sánchez, M. (2014) describe que en algunas provincias de la región Costa del Ecuador se cuenta con la presencia de suelos expansivos los cuales generan constante inestabilidad en las obras civiles; por lo tanto, recomienda la estabilización de suelos expansivos con cal y cemento.

Alvarado, L. & Palomino, S. (2015) realizó sus ensayos en Lima-Perú, tienen como objetivo en su investigación cimentar estructuras en un suelo arcilloso, caracterizado como un suelo blando, Para lo cual enfoca en el principal problema del suelo que es enfrentar y evitar que se produzcan asentamientos de gran magnitud, Luego de un análisis por consolidación primaria concluye que los asentamientos experimentales calculados son relativamente bajos y oscilan entre 1,13 cm –3,70 cm.

Pinzón, E. (2007) menciona que por medio de las pruebas de consolidación pueden calcularse de forma indirecta las características de permeabilidad del suelo, siendo este tipo de práctica la más adecuada para obtener el coeficiente de permeabilidad de suelos finos.

Velásquez, D. (2007) pretende con su investigación establecer la importancia que tienen los asentamientos consolidación en los suelos saturados, y de la forma de cómo se pueden afrontar al momento de construir una cimentación. Concluye que el análisis adecuado del perfil estratigráfico del suelo permite que el cálculo del asentamiento por consolidación se simplifique, sobre todo por la facilidad que existe de encontrar la gravedad específica de cada tipo de suelo en el laboratorio. Además, concluye que el cálculo del asentamiento por consolidación es únicamente aplicable a suelos arcillosos saturados, ya que los suelos arenosos y con presencia significativa de grava, presentan asentamientos inmediatos. El ensayo de consolidación debe realizarse en un lugar con temperatura ambiente, para que la humedad de la arcilla durante el ensayo no disminuya.

Cortes Cusi Brian, (2017), los asentamientos experimentales mediante la disminución de altura pueden representar para una fase primaria un porcentaje promedio del orden de 46,57%, lo que el porcentaje de un asentamiento por consolidación secundaria es del orden de 53,4%, el asentamiento secundario es mayor en cuanto a magnitud y ocurren a una tasa de consolidación mayor en las muestras analizadas en avenida Buenos Aires, La Paz – Bolivia.

En el manual de ensayos de suelos y materiales de la ABC, Vol. 4, Pérez D. (2007) El presente Volumen se refiere a los requisitos que deben cumplir los materiales por incorporar como parte de los diferentes elementos que integran los caminos, a los sistemas para diseñar mezclas de materiales para que cumplan con esos requisitos, a los procedimientos a que se debe ajustar la extracción de muestras representativas, a los métodos que se deben seguir para ensayarlas en el laboratorio y a los métodos para determinar in situ las propiedades y características de los materiales y de las obras ejecutadas. El contenido de este manual es una recopilación de normas ya establecidas y desarrolladas por organismos especializados. En el título de cada método se incluyó el nombre de las normas base.

1.2. Situación problemática

Uno de los aspectos menos visibles y no por ello menos importante en la base de las construcciones, es el comportamiento del subsuelo, el cual siempre ha estado dando problemas a lo largo de los inicios de la construcción. La Geotecnia se ha encargado de solucionar dichos problemas mejorando las propiedades mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los materiales provenientes del medio geológico.

Para la presente investigación principalmente en uno de los problemas fundamentales cuando el suelo de fundación es sometido a cargas externas; dichas cargas provocarán que en el suelo de fundación se produzcan asentamientos que pueden ser suficientemente grandes los cuales causarán daños en las estructuras y a su vez dificultarán sus funciones para las que fueron diseñadas y construidas.

En tal sentido, se estudió asentamientos con el fin de proporcionar una idea del comportamiento que tendrá el suelo fino de fundación al momento de que las cargas

provenientes de las estructuras sean aplicadas; por tal motivo, el propósito de la presente investigación es, que al momento de diseñar cualquier obra estructural con fines de cimentación superficial dentro del área de estudio, proporcionemos una estadística que brinde un apoyo satisfactorio y contribuya con estos datos para el diseño de futuras construcciones que sean proyectadas en el barrio Churumata, el cual se encuentra en el municipio de San Lorenzo – Provincia Méndez.

1.3. Problema

Por lo cual la problemática o interrogante será saber:

¿Cómo determinar la magnitud del asentamiento por consolidación y por esfuerzo pre-consolidación del suelo fino del barrio Churumata en el municipio de San Lorenzo, ante la aplicación de una carga?

1.4. Relevancia y factibilidad del problema

En la presente de investigación se brindara datos sobre las magnitudes del asentamiento, el grado de consolidación del suelo, las características físicas del suelo fino dentro de la zona en estudio, para que sean de conocimiento académico y un aporte social, con la finalidad de prevenir este tipo de problema sobre los asentamientos de suelos, que afecta bastante ala construcciones de las familias que habitan dentro de este barrio y también sirva como referencia para las zonas que tengan características similares.

La investigación se basó en la recolección de 4 muestras de suelo fino y 4 muestras de suelo en terrones por cada calicata de las 8 excavada hasta una profundidad de 3,5 metros; asimismo, los ensayos de las muestras extraídas se realizaron en el laboratorio de suelos que tiene la universidad, para tener características propias del suelo del suelo fino; cabe precisar que se cuenta con información variada sobre métodos, teorías y estudios realizados que confirman la vialidad para poder llevar adelante esta investigación.

1.5. Delimitación temporal y espacial del problema

La delimitación temporal de esta investigación, que hace referencia al periodo de tiempo que la presente investigación sea útil, dando un punto de vista particular este fenómeno

estudiado sobre los asentamientos en suelos finos tendría un tiempo de validez hasta que se desarrolle un nuevo estudio sobre los asentamientos en suelos finos de la zona en estudio, mediante métodos y técnicas más actualizadas. Nuestra exploración se la realizó en 2 etapas: la primera exploración se la llevó a cabo en mayo del 2022 estación de otoño y la segunda exploración en noviembre del 2022 estación de primavera, durante esta estación aún no se dieron lluvias de gran intensidad debido a la sequía que se atravesó en esa gestión.

En la delimitación espacial data en la ubicación del área o zona de estudio donde se desarrolló la presente investigación, la cual es el barrio Churumata, perteneciente al municipio de San Lorenzo, provincia Méndez del departamento de Tarija.

Delimitación del barrio Churumata



Fuente: Google Earth pro

1.5.1. Descripción de la zona

El área de estudio, es el barrio Churumata un barrio nuevo que tiene una superficie aproximada de 12,9 hectáreas; el cual actualmente ya cuenta con los servicios básicos como ser luz, agua y gas, también toda la zona está repartida en lotes de terrenos y calles ya definidas, algunas de sus calles ya fueron tratadas y mejoradas con materiales granulares para su capa de rodadura, mediante un recorrido de toda la zona se puede estimar que un 85 % del suelo de toda la zona, son suelos arcillosos.

La zona se encuentra en pleno desarrollo y crecimiento poblacional, ya que se puede notar que hay varias construcciones nuevas, también un importante movimiento y nivelación de tierras.

1.6. Justificación

Por la importancia que representa el saber sobre el comportamiento de este fenómeno de los asentamientos en el subsuelo, y notando que en nuestra región no se cuenta con un banco de información de datos sobre esta problemática que representan los asentamientos en suelos finos (arcillosos), en diferentes lugares del municipio de San Lorenzo – provincia Méndez, también existe una escasa información en el municipio de Cercado – provincia Cercado siendo este el que cuenta con la mayor parte de la población del departamento de Tarija, y como también así en los demás municipios, carecen de estos datos determinados en los mismos, para que se puedan tomar como referencia para los demás municipios, los cuales son de vital importancia, en especial de las zonas las cuales están pasando de ser zonas rurales a zonas urbanas o también en algunas zonas rurales que ya tienen características urbanas y que aún no están reconocidas como áreas urbanas.

Debido al tiempo que implica el desarrollo de un ensayo de consolidación para obtener el índice de compresibilidad, algunos autores han relacionado este parámetro con propiedades índice, tales como el Límite líquido LL, la relación de vacíos in situ e_o y el contenido natural de agua W, las cuales son fáciles de obtener, estas relaciones se presentan tomando en cuenta la región donde se ubica el sitio en estudio así como el tipo de suelo fino, y son de gran utilidad práctica, especialmente durante la etapa de planeación de las obras, debido a que permiten realizar análisis de asentamiento aproximados de las estructuras en suelos arcillosos y cohesivos, cuando no se cuentan con resultados de ensayos de consolidación, y por tanto, sirven de base para la toma de decisiones acerca del tipo de cimentación más adecuada.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo general

- Determinar el asentamiento por consolidación del suelo fino, mediante ensayos de caracterización y ensayos edométricos de las muestras extraídas del barrio Churumata, municipio de San Lorenzo – Provincia Méndez, para contribuir con estos datos en el diseño de futuras construcciones **superficiales** en la zona.

1.7.2. Objetivos específicos

- Extraer 4 muestras de suelo suelto y 4 muestras de suelo en terrón, cada muestra a diferentes profundidades de cada uno de los 8 puntos, ubicados dentro del barrio Churumata.
- Realizar ensayos in situ y de laboratorio para obtener la caracterización del suelo extraído como muestra.
- Determinar los esfuerzos de pre-consolidación, para los ciclos de carga y descarga de los suelos finos.
- Establecer los tiempos y pesos a los cuales será cargada cada una de las muestras, aplicando el método de Taylor de, la raíz cuadrada del tiempo.
- Realizar un análisis de los resultados obtenidos.

1.8. Hipótesis

Mediante los ensayos de consolidación, a través de la aplicación de cargas sobre cada una de las muestras del suelo fino extraídas a diferentes profundidades en 8 puntos, dentro de la zona en estudio, se obtendrán las magnitudes del asentamiento del suelo de esta zona con la finalidad que los datos que se obtendrán sirvan como referencia para el diseño de obras de carácter superficial para las personas que tengan acceso a esta investigación que habitan la zona como así también para el municipio de San Lorenzo, según los resultados de los asentamientos les permita tomar decisiones a profesionales, personas que trabajan dentro del área de la construcción, al momento de iniciar una obra estructural como ser una vivienda unifamiliar o multifamiliar, conociendo las características del subsuelo se pueda escoger la mejor alternativa de mejoramiento del subsuelo cuando se quiera colocar una capa de rodadura en sus calles, también cuando se quiera realizar otro tipo de obra y de

esta manera colaborar con esta investigación para prevenir futuras fallas de asentamiento de suelo en obras que se realicen en esta zona.

1.9. Identificación de las variables

1.9.1. Variables independientes

- Propiedades del suelo

1.9.2. Variables dependientes

- Esfuerzo de pre-consolidación
- Magnitud de los asentamientos

1.10. Métodos y técnicas empleadas

1.10.1. Métodos

El desarrollo de la investigación es empírica, porque se desarrollaron procedimientos prácticos que se basan en la observación, la medición con el uso de instrumentos calibrados y la experimentación de la realidad para obtener conocimiento de algo.

La investigación es tipo explicativa; ya que para la obtención de los datos se utilizaron métodos y teoremas ya estudiados.

La presente investigación es cuantitativa; por que se utilizan magnitudes numéricas (en sistema internacional de unidades), ya que se obtendrán datos de laboratorio que luego serán procesados mediante teoría ya establecidas para poder calcular nuestros valores requeridos.

Para la investigación se realizó primero una inspección visual de campo del área donde se desarrolló la investigación, mediante ensayos de laboratorio se obtuvo las magnitudes de los asentamientos de los suelos, la exploración y extracción de muestras a utilizar, el cual se recomienda que sea suelo arcilloso, los cuales visualmente hay en toda el área de estudio, de acuerdo a la ubicación de los puntos de exploración escogidos, cabe recalcar que se evitó invadir propiedades privadas y lugares críticos donde las calicatas excavadas presenten de alguna manera un riesgo para construcciones cercanas, riesgo a la transitabilidad de las personas y animales de la zona.

1.10.2. Técnicas

Instrumentos bibliográficos: En primer lugar, se procedió a recopilar la información bibliográfica existente en los libros como ser la teoría de Terzaghi, Casa Grande, Taylor, Braja Das, Juarez y Badillo, Manual de materiales sueltos y suelos Vol. 4, Pérez, trabajos de investigación especializados de varios autores en relación a la obtención de los asentamientos causados en suelos finos, analizándolos en su estado más crítico el cual es saturando este suelo.

Luego se buscó una zona crítica para realizar el estudio, que cuente en su totalidad o parte de la zona con suelos finos, donde se pueda aplicar y desarrollar las teorías y métodos planteados para la investigación.

Para realizar la investigación de campo cada una de las muestras extraídas y mencionadas anteriormente, se realizaron los ensayos de:

Ensayos que se realizaran	
Ensayos Estándar	Norma Usada
1. Contenido de Humedad Natural	ASTM D2216
2. Limite Líquido	ASTM D4318
3. Limite Plástico	ASTM D4318
4. Gravedad Específica de los Solidos	ASTM D854
5. Densidad In situ (Método De Cono De Arena)	ASTM D1556
6. Consolidación Unidimensional	ASTM D2435-9

Fuente: Elaboración propia

Los ensayos mencionados a excepción del ensayo de consolidación, buscan caracterizar de manera completa el suelo en estudio, con el fin de establecer las propiedades y el comportamiento teórico de éste durante el ensayo de consolidación mencionado anteriormente. Para ello fue necesario determinar los esfuerzos efectivos bajo los cuales se encuentra sometido el suelo en su condición natural, recopilando información suficiente que permitiera identificar los distintos tipos de suelo que se encuentran hasta los 3,5 metros de exploración.

1.11. Procesamiento de la información

Para la interpretación de nuestros resultados podemos decir la presente investigación según el tipo de estudio es: casi experimental, porque se ha tomado muestras de suelo de la zona en estudio donde se hizo ensayos de laboratorio con los cuales se obtienen valores que nos determinen el asentamiento de dicha zona.

El diseño de la investigación según el número de mediciones es transversal porque se analiza la carga que ha recibido un suelo en un determinado tiempo, y dicho suelo podrá soportar las cargas que se le aplicaran para la construcción de edificaciones.

El diseño de investigación según la cronología de mediciones es prospectivos; ya que se harán ensayos de laboratorio de las muestras obtenidas del suelo de la zona en estudio siguiendo la siguiente secuencia:

- Reconocimiento visual de campo
- Excavaciones a cielo abierto (Calicatas)
- Extracción de las muestras de suelo fino a diferentes profundidades
- Ensayos del suelo en laboratorio
- Procesamientos de datos

1.11.1. Muestreo inalterado.- Se han tomado muestras inalteradas por cada calicata excavada tanto en suelo suelto y en terrón para los ensayos de consolidación a 4 diferentes profundidades de 1 m; 1,5 m; 2,5 m; y 3,5 metros, cada muestra es acondicionada y cerrada en bolsas plásticas y los terrones cubiertos por nylon fill, para el traslado al laboratorio.

1.11.2. Registro de excavaciones.- Paralelamente se realizó el registro de las calicatas, anotándose las principales características del suelo fino encontrado, tales como buzamiento, humedad, plasticidad, peso volumétrico, etc.

Para el transporte de las muestras extraídas, se han utilizado bolsas plásticas y recipientes cerrados herméticamente, a los cuales para su identificación, se les colocó etiquetas con los siguientes datos:

- Nombre del proyecto
- Ubicación geo referencial de calicata

- Fecha de excavación
- Número de calicata
- Profundidad de la muestra
- Responsable

1.12. Alcance de la investigación

En esta investigación se determinara la magnitud del asentamiento del suelo fino, que en su gran mayoría es arcilla, motivo por el cual se escogió el barrio de Churumata, que pertenece al municipio de San Lorenzo, provincia Méndez, a través de ensayos de caracterización del suelo, ensayo de consolidación del suelo fino ante la aplicación de una carga, los cuales seguirán las normas ASTM.

En la investigación se hará la configuración 8 puntos con radios a distancias equidistantes, en cada punto se realizara 1 calicata con una máquina retroexcavadora y se tomara 4 muestras en suelos suelto a profundidades de: 1 metro, 1,5 metros, 2,5 metros y de 3,5 metros, a esas mismas profundidades también se tomara 4 muestras en terrón para realizar los ensayos de consolidación. Con la finalidad que los datos sirvan para el diseño de obras de carácter superficial y den una referencia para las personas que habitan este lugar, así también para el municipio de San Lorenzo, según los resultados de los asentamientos les permita tomar decisiones a profesionales, personas que trabajan dentro del área de la construcción, al momento de iniciar una obra estructural como ser una vivienda unifamiliar o multifamiliar, conociendo las características del subsuelo.

CAPÍTULO II

GENERALIDADES DE SUELOS FINOS SOBRE LOS ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION

2.1. Generalidades de los suelos finos

A macro escala y durante el transcurso del curso se han clasificado los suelos en 2 grandes grupos: en suelos finos y suelos gruesos, pero se hace necesario clasificarlos de una manera más precisa para que transmitan una mejor descripción de su comportamiento desde el punto de vista de la ingeniería civil.

Al realizar una clasificación más precisa del suelo y enmarcados en un sistema de referencia conocido y especificado por la técnica, la intercomunicación entre las personas que trabajan en la ingeniería civil se hace más sencillo y se transmite mayor información de una manera rápida. (Lucio Gerardo Cruz V., Mec. De suelos I geo tecnología, 2015)

2.2. Granulometría

2.2.1. Tamaño de las partículas, según los diferentes sistemas de clasificación:

➤ NORMA S.U.C.S.

Clasificación S.U.C.S.

	Tamaño mínimo (mm)	Tamaño máximo (mm)
Bloques	300	-
Bolos	75	300
Grava	4,76	75
Arena	0,075	4,76
Limo	0,002	0,075
Arcilla	-	0,002

Fuente: Mecánica de suelos I. Lucio Gerardo Cruz Velasco

➤ **NORMA INV (Basado en S.U.C.S.)**

Clasificación INV

	Tamaño mínimo (mm)	Tamaño máximo (mm)
Fragmentos	300	-
Guijarros	75	300
Grava	4,76	75
Arena	0,075	4,76
Limo	0,002	0,075
Arcilla	-	0,002

Fuente: Mecánica de suelos I. Lucio Gerardo Cruz Velasco

➤ **NORMA AASHTO**

Clasificación AASHTO

	Tamaño mínimo (mm)	Tamaño máximo (mm)
Bloques	75	-
Grava	2	75
Arena	0,075	2
Limo	0,005	0,075
Arcilla	0,001	0,005

Fuente: Mecánica de suelos I. Lucio Gerardo Cruz Velasco

➤ **NORMA ASTM**

Clasificación ASTM

	Tamaño mínimo (mm)	Tamaño máximo (mm)
Grava	4,76	75
Arena Gruesa	2	4,76
Arena Media	0,42	2
Arena Fina	0,075	0,42
Limo	0,005	0,075
Arcilla	0,001	0,005
Coloides	-	0,001

Fuente: Mecánica de suelos I. Lucio Gerardo Cruz Velasco

Dentro de los sistemas más utilizados se encuentran:

- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (**SUCS**)
- Sistema **AASHTO** (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Las normas ASTM International se usan en investigaciones y proyectos de desarrollo, sistemas de calidad, comprobación y aceptación de productos y transacciones comerciales por todo el mundo.

Clasificación SUCS e índice de grupo

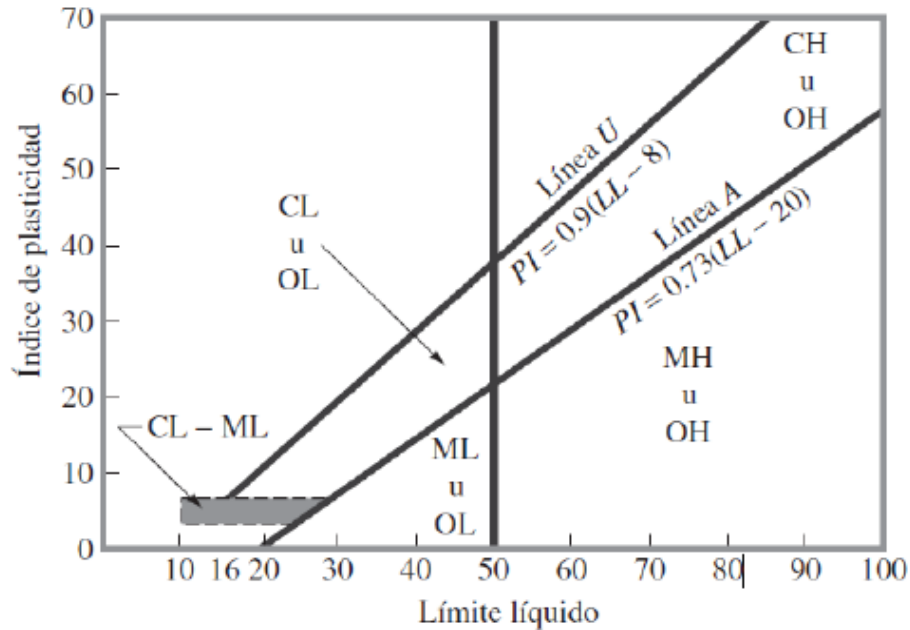
Grupo	Pasa N° 200	Clasificación SUCS	Se evalúa
I	< 5%	GW	Cu, Cc
		GP	
		SW	
		SP	
II	5% - 12%	GW - GM	Cu, Cc, IP, LL
		GW - GC	
		GP - GM	
		GP - GC	
		SW - SM	
		SW - SC	
		SP - SM	
		SP - SC	
III	12% - 50%	GM	IP, LL
		GC	
		SM	
		SC	
IV	> 50%	ML (OL)	IP, LL
		MH (OH)	
		CL	
		CH	
		CL - ML	

Fuente: Mecánica de suelos I. Lucio Gerardo Cruz Velasco

La forma original de este sistema fue propuesto por Casagrande en 1948 para su uso en los trabajos de construcción del aeródromo realizado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la segunda guerra mundial. En colaboración con el U.S. Bureau of

Reclamation, este sistema fue revisado en 1952. En la actualidad, es ampliamente utilizado por los ingenieros (Norma ASTM D-2487).

Carta de plasticidad SUCS



Fuente: Braja M. Das, (2007), Fundamentos de ingeniería geotécnica

Los símbolos de los grupos de los suelos de grava de grano grueso son (GW), (GP), (GM), (GC), (GC-GM), (GW-GM), (GW-GC), (GP-GM) y (GP-GC). Del mismo modo, los símbolos de los grupos de suelos de grano fino son (CL), (ML), (OL), (CH), (MH), (OH), (CL-ML) y (Pt).

En el sistema AASHTO, sistema de clasificación es ampliamente usado en lo que es la ingeniería de vías, y busca principalmente juzgar la aceptabilidad de un suelo para hacer usado como material de sub-base y base en un pavimento, basándose en la medición numérica de la calidad del suelo, determinado el índice de grupo (IG).

Clasificación de Suelos

Clasificación General	Materiales granulares (35% o menos que pasa por tamiz N° 200)							Materiales limoso arcilloso (más del 35% pasa por el tamiz N° 200)			
Grupo de clasificación	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Porcentaje que pasa 2,00 mm (N° 10) 0,425 mm (N° 40) 0,075 mm (N° 200)	50max 30max 15max	50max 25max	51max 10max	35max	35max	35max	35max	36min	36mi	36min	36min
Paso de fracción 0,425 mm (N° 40) Limite liquido Índice de plasticidad	6 máx,		N,P,	40max 10max	41min 10max	40max 11min	41min 11min	40max 10max	41min 10max	40max 11min	41min 11min
Tipos habituales de materiales constituyentes significativos	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena arcillosa o limosa				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Clasificación general como sub grado	Excelente a bueno							Pobre a malo			

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials
(AASHTO)

El índice de grupo (IG) se calculará así:

$$IG = (P_{200} - 35)[0,2 + 0,005(LL - 40)] + 0,01(P_{200} - 15)(IP - 10) \quad (1)$$

Donde:

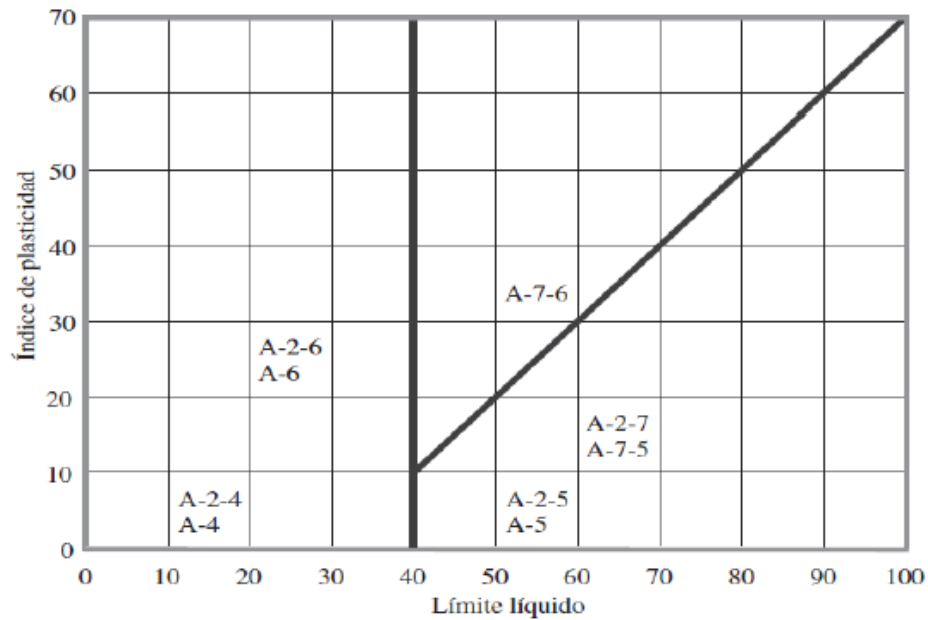
P_{200} = Es el porcentaje de suelo que pasa el tamiz No, 200

LL= Es el límite líquido

IP= Es el índice de plasticidad

El valor del índice de grupo, deberá ser redondeado al valor del entero más cercano o, en el caso de ser negativo se igualará a cero (IG=0), Finalmente lo que se reporta es la clasificación del grupo según la tabla anterior y el IG entre paréntesis. (Lucio Gerardo Cruz V., Mec. De suelos I geo tecnología, 2015)

Carta de plasticidad AASHTO



Fuente: Braja M. Das, (2007), Fundamentos de ingeniería geotécnica

2.3. Definiciones

2.3.1. Fragmentos

Partículas de roca que no pasan una malla con abertura cuadrada de 300 mm (12").

2.3.2. Guijarros

Partículas de roca que pasan una malla con abertura cuadrada de 300 mm (12") y quedan retenidas en un tamiz de 75 mm (3").

2.3.3. Grava

Partículas de roca que pasan un tamiz de 75 mm (3") y quedan retenidas sobre un tamiz de 4,75 mm (No 4) con las siguientes subdivisiones:

- **Gruesa.-** Pasa tamiz de 75 mm (3") y queda retenida sobre tamiz de 19 mm (3/4").
- **Fina.-** Pasan tamiz de 19 mm (3/4") y queda retenida sobre tamiz de 4,75 mm (No.4).

2.3.4. Arena

Partículas de roca que pasan un tamiz de 4,75 mm (No.4) y quedan retenidas sobre un tamiz de 75 mm (No.200) con las subdivisiones siguientes:

- **Gruesa.-** Pasa tamiz de 4,75 mm (No 4) y queda retenida sobre tamiz de 2,00 mm (No.10).
- **Media.-** Pasa tamiz 2,00 mm (No 10) y queda retenida sobre tamiz de 425 μ m (No 40).
- **Fina.-** Pasa tamiz de 425 μ m (No 40) y queda retenido sobre tamiz de 75 μ m (No. 200).

2.3.5. Arcilla

Suelo que pasa tamiz de 75 μ m (No. 200); el cual puede mostrar la plasticidad (consistencia como de masilla) dentro de un cierto intervalo de humedad, pero que muestra considerable resistencia cuando se seca al aire. Para su clasificación, una arcilla es un suelo de grano fino, o la porción fina de un suelo con un índice de plasticidad igual o mayor que 4, para el cual la coordenada que representa el índice plástico contra el límite líquido en la carta de plasticidad cae por encima de la línea "A".

2.3.6. Limo

Suelo que pasa tamiz de 75 μ m (No. 200), ligeramente plástico o no plástico y que exhibe poca o ninguna resistencia cuando se seca al aire. Para clasificación, un limo es un suelo de grano fino, o la porción fina de un suelo con índice plástico menor que 4, para el cual la coordenada que representa el índice plástico contra el límite líquido cae por debajo de la línea "A", en la carta de plasticidad.

2.3.7. Arcilla orgánica

Una arcilla con suficiente contenido orgánico como para influir en las propiedades del suelo. Por clasificación, una arcilla orgánica es un suelo que sería clasificado como arcilla, excepto que el valor de su límite líquido después de secada en el horno es menor que el 75 % de dicho valor antes de secarlo.

2.3.8. Limo orgánico

Un limo con suficiente contenido orgánico como para influir en las propiedades del suelo, Por clasificación, un limo orgánico es un suelo que sería clasificado como limo, excepto que su valor de límite líquido después de secarse en el horno es menor que el 75 % de dicho valor antes de secarlo.

2.3.9. Turba

Un suelo primordialmente de textura vegetal en estados variables de descomposición, usualmente con olor orgánico, color entre carmelita oscuro y negro, consistencia esponjosa, y contextura que varía desde fibrosa hasta amorfa.

2.4. Identificación del suelo fino

Son aquellos suelos en los que el tamaño predominante (más del 50%) es igual o inferior a 0,075 mm (pasan por el tamiz 200 ASTM). Los suelos de grano fino o suelos finos están formados principalmente por limos y minerales de arcilla, como caolinitas, illitas, esméctitas y materia orgánica, entre otros.

Antes se debe analizar algunos aspectos de resistencia seca, dilatancia y tenacidad o dureza. (Lucio Gerardo Cruz V., Mec. De suelos I geo tecnología, 2015)

2.5. Resistencia seca:

Se escoge de la muestra material suficiente para moldear una esfera de alrededor de 25 mm (1") de diámetro, moldeándola hasta que tenga la consistencia de una masilla, agregando agua si fuere necesario, (3 especímenes). Permítase que los especímenes de ensayo se sequen al aire, al sol o por medios artificiales, siempre que la temperatura no exceda de 60 °C (140 °F). Si la muestra contiene terrones naturales secos de alrededor de 12,5 mm (½") de diámetro, pueden usarse éstos en lugar de las esferas moldeadas, Se ensaya la resistencia de las bolitas o los terrones apretándolos entre los dedos. Si se usan terrones naturales secos, se deben desechar los resultados de los que contengan partículas de arena gruesa. (Lucio Gerardo Cruz V., Mec. De suelos I geo tecnología, 2015)

Criterios de resistencia seca

Descripción	Criterios
Nula	La muestra seca se desmorona a la simple manipulación.
Baja	La muestra seca se desmorona hasta pulverizarse con ligera presión de los dedos.
Mediana	La muestra seca se rompe en fragmentos o se desmorona con presión considerable de los dedos.
Alta	No podrá romperse la muestra seca con la presión de los dedos pero se romperá en fragmentos al aprisionarla con el pulgar sobre una superficie dura
Muy alta	No podrá romperse la muestra seca al aprisionarla con el pulgar sobre una superficie dura.

Fuente: Mecánica de suelos I. Lucio Gerardo Cruz Velasco

2.6. Dilatancia:

Se escoge suficiente material para moldear una esfera de aproximadamente 12,5 mm ($\frac{1}{2}$ "), de diámetro, se moldea y agrega agua, si fuere necesario, hasta que el suelo adquiera consistencia blanda pero no pegajosa, Con una navaja o una pequeña espátula se aplana la esfera de suelo así formada en la palma de una de las manos; se agita horizontalmente golpeándola contra la otra mano varias veces. Nótese la reacción cuando aparezca el agua en la superficie del suelo, el cual mostrará una consistencia gelatinosa y de aspecto brillante. Se exprime la muestra cerrando la mano o apretándola entre los dedos y se anota la reacción como nula, lenta, o rápida. (Lucio Gerardo Cruz V., Mec. De suelos I geo tecnología, 2015)

Criterios de Dilatancia

Descripción	Criterios
Nula	No hay cambio visible en la muestra.
Lenta	El agua aparece lentamente en la superficie del espécimen durante su sacudimiento y no desaparece o desaparece lentamente al apretarlo.
Rápida	El agua aparece rápidamente sobre la superficie de la muestra mientras se la sacude y desaparece rápidamente al apretarla.

Fuente: Mecánica de suelos I. Lucio Gerardo Cruz Velasco

2.7. Tenacidad:

Después del examen de dilatancia la muestra se conformará en una pastilla alargada y se enrollará con la mano sobre una superficie lisa o entre las palmas de las manos hasta formar rollos de cerca de 3 mm (1/8") de diámetro, (Si la muestra está muy húmeda para hacer fácilmente los rollos, se extiende en una capa delgada para que pierda agua por evaporación). Se desharán luego los rollitos formados y se volverán a enrollar repetidamente hasta que se desmoronen a un diámetro de 3 mm (1/8"). Cuando el rollo se desmorona a este diámetro, el suelo está cerca del límite plástico. Se anotará la presión requerida para formar los rollitos cerca del límite plástico así como su resistencia. Después de que el rollito se desmorone, deberán juntarse los terroncitos que quedan y amasarlos hasta que se desmoronen y se anotará entonces la tenacidad del material durante el amasado. (Lucio Gerardo Cruz V., Mec. De suelos I geo tecnología, 2015)

Criterios de Tenacidad	
Descripción	Criterios
Baja	Solo se necesita ligera presión para formar rollitos cerca del límite plástico. Los rollitos y los terrones son débiles y blandos.
Mediana	Se necesita presión mediana para formar "rollitos" cerca del límite plástico. Los rollitos y los terrones tienen mediana tenacidad.
Alta	Se requiere considerable presión para formar "rollitos" cerca del límite plástico. Los rollitos y los terrones tienen muy alta tenacidad.

Fuente: Mecánica de suelos I. Lucio Gerardo Cruz Velasco

2.8. Plasticidad:

Con base en las observaciones hechas durante el ensayo de tenacidad, la plasticidad del material se debe describir.

Criterios de Plasticidad

Descripción	Criterios
No plástico	No pueden formarse rollos de 3 mm con ningún contenido de humedad.
Baja	Difícilmente pueden formarse rollitos y terrones cuando está más seco que el límite plástico.
Media	Es fácil de formar el rollito y pronto alcanza el límite plástico. No puede volverse a enrollar la misma muestra después que alcanza el límite plástico. Los terrones se desmoronan cuando se secan por debajo del límite plástico.
Alta	Toma considerablemente tiempo en formar rollos y re moldearlos para alcanzar el límite plástico, pero puede volverse a enrollar varias veces la misma muestra después de alcanzar el límite plástico. Pueden formarse terrones sin que se desmoronen cuando están más secos

Fuente: Mecánica de suelos I. Lucio Gerardo Cruz Velasco

Se deberá decidir si el suelo es inorgánico u orgánico de grano fino.

2.9. Identificación de los suelos inorgánicos de grano fino:

- Arcilla magra CL
- Arcilla grasa, CH
- Limo, ML
- Limo elástico, MH

Las propiedades de un MH son similares a las de una arcilla magra (CL); sin embargo, el limo se secará rápidamente en la mano y dará sensación de mucha suavidad cuando está seco. Algunos suelos que se clasificarían como MH son difícilmente distinguibles de la arcilla magra y pueden requerirse, entonces, ensayos de laboratorio para su identificación adecuada. (Lucio Gerardo Cruz V., Mec. De suelos I geo tecnología, 2015)

Propiedades del suelo para su identificación

Símbolo del suelo	Resistencia seca	Dilatancia	Tenacidad
ML	Nula a baja	Lenta a rápida	Baja o no pueden formarse rollitos
CL	Media a alta	Nula a lenta	media
MH	Baja a media	Nula a lenta	Baja a media
CH	Alta a muy alta	nula	Alta

Fuente: Mecánica de suelos I. Lucio Gerardo Cruz Velasco

2.10. Identificación de suelos orgánicos de grano fino:

Se identificará el suelo como orgánico OL/OH, cuando contiene suficientes partículas orgánicas como para que influyan sobre las propiedades del mismo. Los suelos orgánicos generalmente tienen color de carmelita oscuro a negro y pueden tener olor orgánico. A menudo los suelos orgánicos cambian de color, por ejemplo de negro a carmelita cuando se exponen al aire. Algunos suelos orgánicos aclaran notablemente su color cuando se secan al aire. Los suelos orgánicos no tendrán tenacidad ni plasticidad alta y los rollitos para el ensayo de tenacidad serán esponjosos.

En algunos casos, con práctica y experiencia, puede ser posible identificar más ampliamente suelos orgánicos como limos o como arcillas orgánicas, OL, u OH, y pueden correlacionarse la dilatancia, la resistencia seca y la tenacidad con los ensayos de laboratorio, para identificarlos en algunos depósitos de materiales de origen geológico conocido.

Si se estima que el suelo tiene 15 a 25% de arena o grava, o ambas, la palabra “con arena” o “con grava” (la que sea más predominante) debe ser adicionada al nombre del grupo. Por ejemplo: “arcilla pobre con arena, CL” o “limo con grava, ML”, Si el porcentaje de arena es igual al porcentaje de grava, use “con arena”.

Si se estima que el suelo tiene 30% o más de arena o grava, o ambas, la palabra “arenosa” o “gravosa” debe ser adicionada al nombre del grupo, Adicionar la palabra “arenoso” si tiene más arena que grava; adicionar la palabra “gravoso” si tiene más grava que arena. Por ejemplo: “arcilla pobre arenosa, CL”, “arcilla grasa gravosa, CH” o “limo arenoso,

ML”. Si el porcentaje de arena es igual al porcentaje de grava, use “arenoso” (Lucio Gerardo Cruz V., Mec. De suelos I geo tecnología, 2015)

2.11. Suelos de fundación

Se denomina suelo de fundación a la capa de suelo donde se apoya toda una estructura, distribuyéndose de manera más o menos uniforme, la cual transmitirá los esfuerzos hacia esta capa de suelo.

Los suelos granulares son favorables para una buena fundación de estructuras los cuales están conformados arenas medias y gruesas las cuales se mantienen estables ante los cambios de la temperatura y humedad, los suelos finos presentan una inestabilidad la cual va acompañada del fenómeno del asentamiento ante el cambio de humedad, la cual de ser estudiada y analizada antes apoyar una estructura.

El estudio de investigación del subsuelo o suelo de fundación se lo realiza con el propósito de determinar las condiciones más adecuadas para el suelo de fundación para edificaciones, es de carácter eminentemente profesional y la variedad de problemas y soluciones es tal, que es imposible el establecimiento de normas rígidas que cubran todas las alternativas posibles (Seditur N°18. 2005)

Llámesse suelos de fundación a aquel terreno o aquella capa que tendrá el soporte de la estructura del pavimento. Este suelo debiera ser preparado y a su vez compactado, para que el pavimento no pueda sufrir alteraciones en su estructura. Este suelo de fundación puede ser, si el caso lo amerita, el terreno natural. Caso contrario viene a ser la última capa de relleno. Sobre esta plataforma preparada y compactada se asienta la estructura del pavimento. Este suelo de fundación es aquel encargado de recibir y a su vez terminar de disipar aquellas cargas que son transmitidas del pavimento (Burgos T. 2015. p1).

2.12. Teoría de la consolidación

El proceso de consolidación que se produce en suelos y consiste en la reducción del volumen total del suelo por la colocación de una carga o el drenaje del terreno.

En suelos saturados → incremento de presión de poros

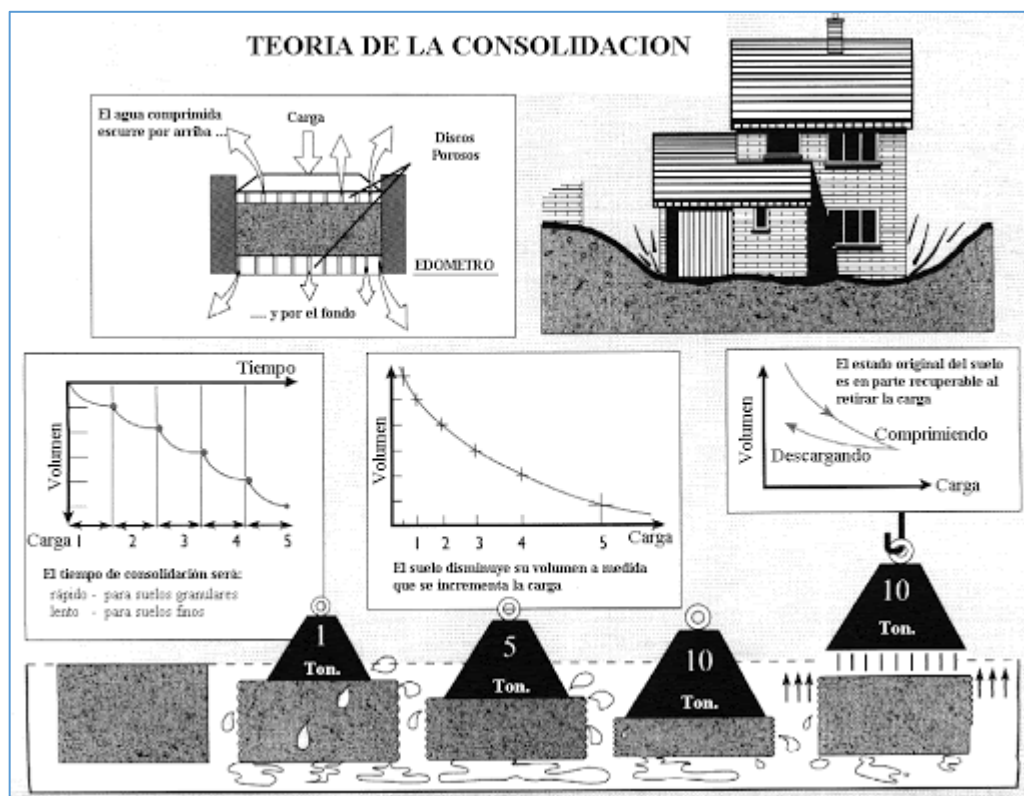
El exceso de presión intersticial se disipa a una velocidad controlada por la permeabilidad del suelo (K). El esfuerzo efectivo va incrementándose a medida que fluye el agua.

Consecuencias de la Consolidación: Incremento de esfuerzo efectivo, Reducción de volumen de huecos, Reducción del volumen total, Asentamientos del terreno, Asentamientos de la estructura

2.12.1. Consolidación de suelos:

Se denomina consolidación de un suelo a un proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocado por la actuación de solicitaciones (cargas) sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo. Producen asientos, es decir, hundimientos verticales, en las construcciones que pueden llegar a romper si se producen con gran amplitud. (Juárez Badillo, Eulalio; 1975).

Esquema de la consolidación



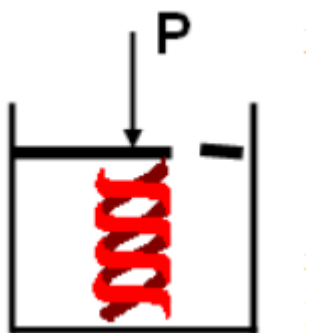
Fuente: estudios geotécnicos, info/index.php/deformacion-y-asientos-de-los-suelos

2.13. Analogía mecánica de Terzaghi

Para comprender mejor el proceso de consolidación, Terzaghi propuso un modelo mecánico. Éste consiste en un cilindro de sección A con un pistón sin fricción el cual posee una pequeña perforación. Dicho pistón se encuentra unido a un resorte y el cilindro en su interior está lleno de un fluido incompresible, tal como se muestra en la Figura 3.

El proceso comienza con la aplicación de una carga de valor P sobre el pistón. En este primer instante el orificio se encuentra cerrado y el resorte no tiene posibilidad de deformarse, en consecuencia no ejerce fuerza alguna. Es así que la fuerza P es soportada en su totalidad por el fluido. En una segunda instancia se abre el orificio y se genera un gradiente de presiones P/A (A : área del pistón) entre el interior y el exterior del cilindro lo que ocasiona el flujo del líquido hacia el exterior, y a medida que el fluido sale, el resorte comienza a deformarse y por lo tanto comenzará a tomar una porción de la carga P . La velocidad a la cual se transfiere la carga desde el fluido al resorte depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido. Finalmente, la posición de equilibrio se da cuando la presión en el fluido iguala la presión exterior el resorte ha tomado la totalidad de la fuerza P .

Esquema del pistón

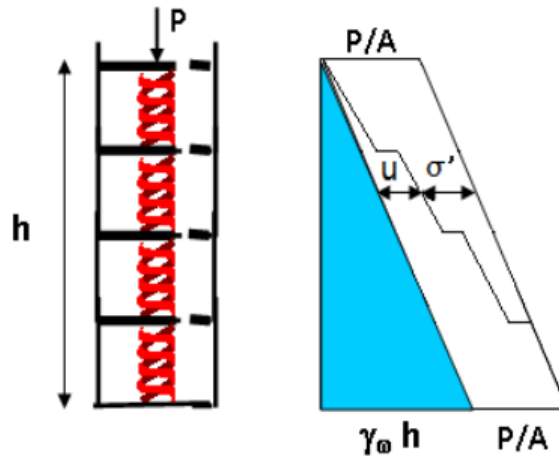


Fuente: Consolidación unidimensional de los suelos

En analogía con el caso del suelo, la estructura de partículas sólidas es representada por el resorte; el agua intersticial por el fluido incompresible; y por último, las redes de capilares continuos (vacíos) son representadas por el orificio.

Para entender mejor como varían las presiones dentro de un estrato de suelo saturado ante la aplicación de una carga durante el proceso de consolidación, se analiza una batería de cilindros comunicados, de acuerdo al esquema de la Figura 6.

Esquema de batería de pistones y Diagrama de presiones



Fuente: Consolidación unidimensional de los suelos

Análogamente a la situación de un cilindro individual, en un instante inicial ninguno de los resortes ha sido deformado por lo que la carga aplicada P , es soportada por el fluido con una sobrepresión neutra $\Delta u = P/A$. Luego de transcurrido un tiempo, se abre el orificio y comienza el flujo del líquido hacia el exterior. Como éste sólo puede hacerlo por la parte superior del modelo, el resorte del cilindro superior comenzará a deformarse y la sobrepresión del líquido comenzará a transferirse desde el fluido hacia el resorte.

Al reducirse la presión del fluido en el primer cilindro se genera un gradiente de presiones entre este cilindro y el contiguo a éste, por lo cual se inicia nuevamente el proceso de transferencias de presiones.

En los cilindros inferiores las condiciones no han variado significativamente por lo que en ellos la carga aplicada aún es soportada por el fluido. A medida que pasa el tiempo y se completan los procesos de transferencia de presiones en todos los cilindros la carga será soportada por el conjunto de resortes y el flujo hacia el exterior se detendrá. Considerando que los cilindros tienen un volumen diferencial, se tiene un modelo de cómo se comporta un estrato de suelo, de altura h en condiciones en las que el flujo de agua se realice por la parte superior (esto ocurre, por ejemplo, cuando por debajo del mismo yace un estrato

impermeable). Queda como ejercicio para el alumno trazar las gráficas esquemáticas de presiones totales, neutras y efectivas para distintos tiempos ($t=0$, $t \neq 0$, $t=\infty$) cuando se aplica una carga externa a un estrato de suelo compuesto por suelos finos arcillosos saturados. (Terzaghi y Peck, Art. 14 y Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Tomo I, 2007)

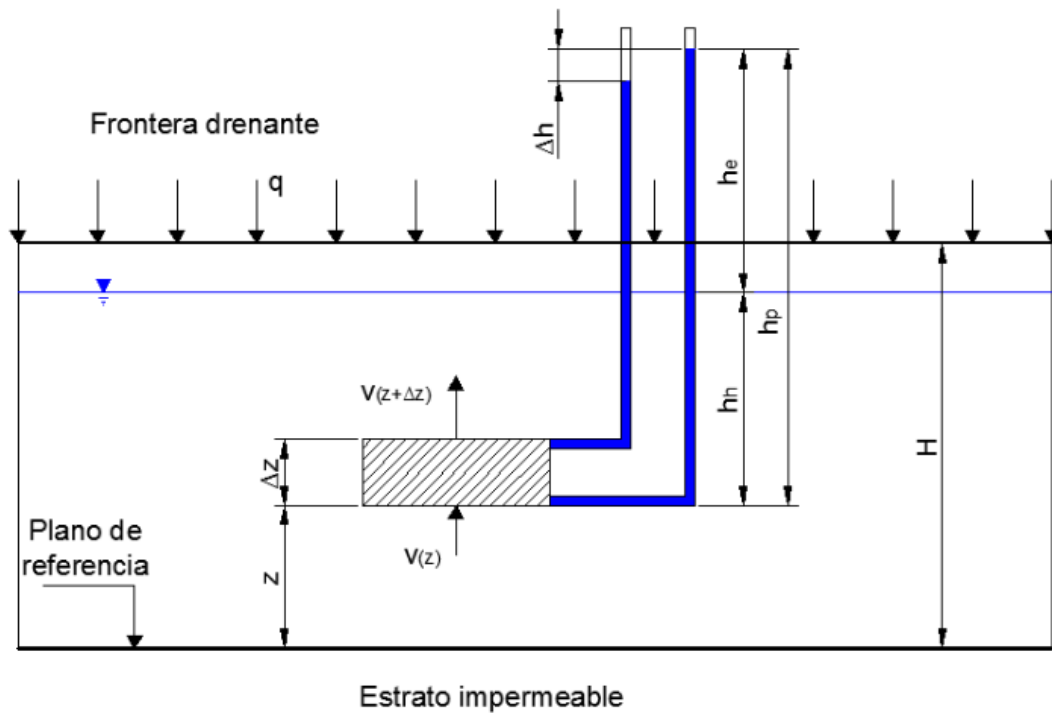
2.14. Teoría de Terzaghi para la consolidación vertical

Considérese un depósito de suelo homogéneo, saturado, de longitud lateral infinita y sometida a una carga uniforme (q) aplicada en toda al área superficial. El suelo reposa sobre una base impermeable (ésta puede ser roca sana u otro suelo cuya permeabilidad sea muy baja en comparación al suelo a analizar, por ejemplo: $K_{\text{suelo}} > K_{\text{estrato impermeable}}$) y puede drenar libremente por su cara superior, como se indica en la Figura 5 donde:

- h_p = es la altura piezométrica
- Z = es la posición respecto a un plano de referencia
- H_h = es la carga hidráulica
- h_e = es el exceso de presión neutra debido a la carga q
- H = es el espesor del estrato

La disipación del exceso de presión intersticial en cualquier punto sólo se producirá mediante el flujo del agua intersticial en sentido vertical ascendente hacia la superficie, ya que el gradiente hidráulico únicamente se presenta en dirección vertical. Como resultado se producirán deformaciones en la dirección vertical.

Esquema del depósito de suelo



Fuente: Consolidación unidimensional de los suelos

La consolidación es un problema de flujo de agua no establecido de un medio poroso, esto se refiere a que si se analiza el flujo de agua en la totalidad del estrato, ésta solo sale de él, ya que no ingresa ningún caudal. Esta situación no debe confundirse con la de un elemento de altura diferencial dentro del estrato, en el cual sí hay un flujo establecido de agua.

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_o} H \quad (2)$$

Donde:

ΔH = Diferencial del estrato

Δe = Diferencial de vacíos

e_o = Relación de vacíos inicial

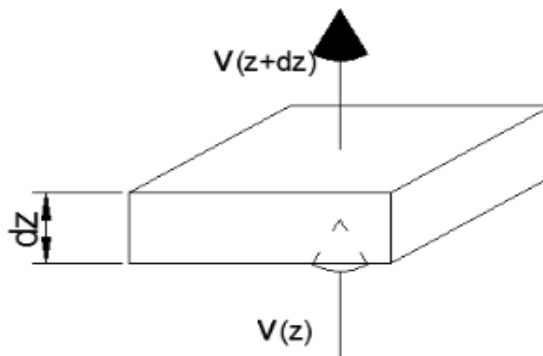
H = Altura de un estrato

Se establecen las siguientes hipótesis:

- El suelo es homogéneo.
- El suelo está saturado y permanecerá así durante todo el proceso de consolidación.
En el caso de suelos no saturados, los resultados de esta teoría son poco confiables.
- Las partículas del suelo y el agua son incompresibles.
- La compresión es unidimensional en sentido vertical y no se producen movimientos de partículas en el sentido horizontal. Esto es cierto en laboratorio, pero aproximado in situ.
- El drenaje de agua se produce sólo en sentido vertical.
- Es válida la ley de Darcy y todas sus hipótesis.
- El coeficiente de permeabilidad k es constante. Esto es prácticamente cierto in situ, aunque en laboratorio puede producirse errores.

Considerando el flujo en el elemento diferencial ubicado a Z del plano de referencia

Elemento diferencial de suelo



Fuente: Consolidación unidimensional de los suelos

Si se aplica el **teorema de Taylor**, se tiene:

$$V_{(z+dz)} = V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz + \frac{1}{2!} \frac{\partial^2 V_z}{\partial z^2} dz^2 \dots \quad (3)$$

Donde:

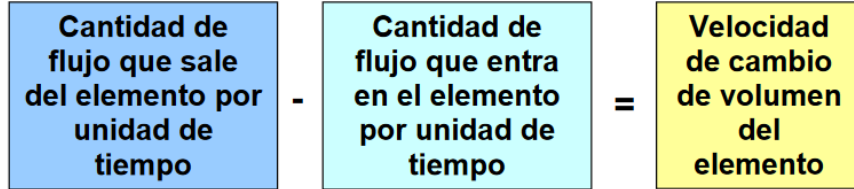
V_z = Es la velocidad vertical del flujo que entra en el elemento

$V(z+dz)$ = Es la velocidad vertical del flujo que sale del elemento

Puesto que dz se toma muy pequeño, puede suponerse que los términos de segundo orden y de orden superior son insignificantes y entonces resulta que:

$$V_{(z+dz)} = V_{z+} + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz \quad (4)$$

A partir del principio de continuidad se establece que:



Entonces a partir de que el caudal es velocidad por área y reemplazando resulta:

$$\left[V_{z+} + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz \right] A - V_z A = - \frac{\partial V}{\partial t} \quad (5)$$

Dónde:

A =Área plana del elemento perpendicular al plano de estudio y

V =Volumen. Por tanto, si $V = A \times dz$, de la ecuación (5) resulta:

$$V \frac{\partial V_z}{\partial z} = - \frac{\partial V}{\partial t} \quad (6)$$

Si se supone que las partículas de suelo y el agua intersticial son incompresibles, entonces la velocidad de cambio de volumen del elemento $\partial V / \partial t$ es igual a la velocidad de cambio de volumen de vacíos $\partial V_v / \partial t$.

$$V \frac{\partial V_z}{\partial z} = - \frac{\partial V_v}{\partial t} \quad (7)$$

Entonces si $e = V_v / V_s$ y $V_v = e V_s$ (recordar que V_s es constante en el tiempo ya que las partículas de sólido son incompresibles y que $V = V_s + V_v$), se plantea el problema como una variación de la relación de vacíos e en el tiempo, $\partial e / \partial t$, reemplazando en la ecuación (7) queda:

$$V \frac{\partial V_z}{\partial z} = - V_s \frac{\partial e}{\partial t} \quad (8)$$

$$\frac{\partial V_z}{\partial z} = -\frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (9)$$

A partir de la ecuación de Darcy ($v = k^* i$; $i = h/z$) se obtiene para el flujo vertical del agua intersticial a través del elemento.

$$V_z = -k_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (10)$$

Donde:

V_z = Velocidad de infiltración vertical

K_z = Coeficiente de permeabilidad

Siendo:

$$h = Z + h_h + h_e \quad (11)$$

Donde:

h = Carga total

Z = Altura vertical

h_h = Altura nivel freático

h_e = Altura del agua en exceso

Reemplazando (10) en (9), se obtiene:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (12)$$

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (13)$$

Suponiendo que, ni el nivel freático ni la posición del elemento varían durante el proceso de consolidación ($z + h_h = \text{cte}$), y lo único que varía es la altura del agua correspondiente al exceso de presión neutra h_e , de la ecuación (11) se obtiene.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 h_e}{\partial z^2} \quad (14)$$

Y $\therefore$ el exceso de presión intersticial u en el elemento es:

$$u_e = \rho w g h_e \quad (15)$$

Donde:

ρ = Densidad del elemento

w = Masa del elemento

g = Gravedad

h_e = Altura del agua en exceso

Se obtiene, reemplazando en la ecuación (12)

$$\frac{\partial^2 h}{\partial Z^2} = \frac{1}{\rho w g} \frac{\partial^2 u_e}{\partial Z^2} \quad (16)$$

Reemplazando en la ecuación (2.12) y reordenando.

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{k_z(1+e)}{\rho w g} \frac{\partial^2 u_e}{\partial Z^2} \quad (17)$$

Se obtiene una ecuación con dos incógnitas u_e y e . Para plantear el problema completamente se necesita una ecuación adicional que relacione el exceso de presión intersticial y la relación de vacíos. Ésta se obtiene al considerar el comportamiento del suelo bajo esfuerzo vertical –deformación, Terzaghi tomó este comportamiento como lineal para un incremento de carga en particular $\partial \sigma'_v$ (Figura 5). Puesto que el cambio de deformación es proporcional al cambio de relación de vacíos, esto también implica la existencia de una relación lineal $e - \sigma'_v$, (Figura 5). La pendiente de la recta $e - \sigma'_v$, se designa con a_v y se denomina coeficiente de compresibilidad y se define como:

$$a_v = - \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \quad (18)$$

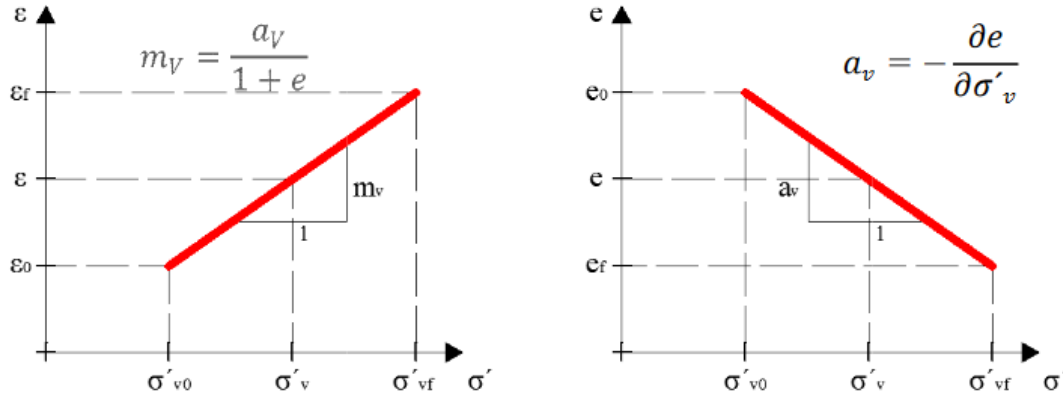
Donde:

a_v = Coeficiente de compresibilidad

σ'_v =Presión vertical efectiva en el elemento.

Se tiene entonces

Relaciones ε vs. σ'_v y e vs. σ'_v



Fuente: coeficiente de consolidación unidimensional. Mauro Poliotti y Pablo Sierra

La presión total resulta:

$$\sigma_V = \sigma'_V + u \quad (19)$$

La presión neutra puede subdividirse en una presión hidrostática y un exceso de presión neutra, producida por un incremento en la carga aplicada al suelo como:

$$u = u_h + u_e \quad (20)$$

Así, la presión total resulta, reemplazando en (18)

$$\sigma_V = \sigma'_V + u_h + u_e \quad (21)$$

Derivando la ecuación (21) con respecto del tiempo, como la presión total se mantiene constante en el tiempo, obtenemos:

$$\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + \frac{\partial u_e}{\partial t} = 0 \quad (22)$$

Y llegamos así a:

$$\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = -\frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (23)$$

Esta expresión demuestra lo ya visto en la analogía de Terzaghi, a medida que disminuye la presión neutra en exceso se da un incremento en la presión efectiva, o sea se transfiere la presión desde el agua intersticial hacia las partículas de suelo.

Además.

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial \sigma_v} \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} \quad (24)$$

Reemplazando las ecuaciones (16) y (21) en la ecuación (24), se obtiene:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = a_v \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (25)$$

Si se sustituye en la ecuación (16)

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = \frac{k_z(1+e)}{\rho_w g a_v} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (26)$$

O bien se puede expresar la ecuación de comportamiento de la consolidación unidimensional (para un z y un t determinado), como:

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = C_V \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (27)$$

Dónde:

C_V = Coeficiente de consolidación vertical.

m_v = Coeficiente de compresibilidad volumétrica y pendiente de la recta.

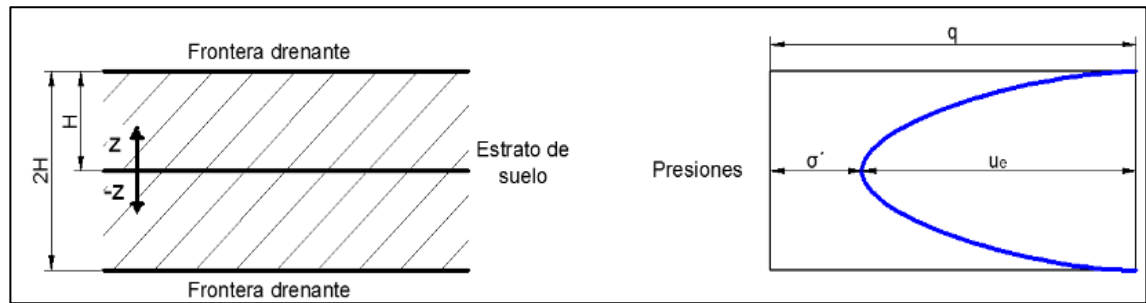
$$C_V = \frac{k_z(1+e)}{\rho_w g a_v} \quad (28)$$

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \quad (29)$$

2.14.1. Solución de la ecuación de comportamiento de la consolidación

Como toda ecuación diferencial para obtener una solución se deben considerar las condiciones de borde, por ejemplo, las planteadas en la Figura 9.

Condiciones de borde – Curva isócrona para $t = t_i$



Fuente: Consolidación unidimensional de suelos, 2011

- Condición inicial $t = 0 \rightarrow \mu_e = \mu_{oe}$ para $0 \leq Z \leq H$
- Condición de frontera $\partial \mu_e / \partial z = 0$ en $Z = 0$, $\mu_e = 0$ en $Z = H$
- Condición final $t = \infty \rightarrow \mu_e = 0$ para $0 \leq Z \leq H$

La solución de la ecuación está dada por:

$$\frac{u_e}{u_{oe}} = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \sin \left[M \left(1 - \frac{Z}{H} \right) \right] \exp (-M^2 T_V) \quad (30)$$

Donde ($m=1, 2, 3, \dots, n$)

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1) \quad (31)$$

H = Longitud máxima de recorrido del agua.

$T = T_V$ = Factor adimensional denominado factor de tiempo vertical e igual

C_v = Coeficiente de consolidación

t = Tiempo según el grado de consolidación

$$T_V = \frac{C_v t}{H^2} \quad (32)$$

Consolidación unidimensional, Sierra, P. & Poliotti, M. (2011)

2.15. **Desarrollos subsecuentes**

A partir de la teoría original de Terzaghi (1925). Se han generado contribuciones importantes basadas en el uso de modelos geológicos de arcillas naturales (Taylor, 1942; Tan. 1957; Gibson y Lo. 1961; Lo 1961; Barden 1965; Crawford, 1965; Bjerrum, 1967; Barden 1968; Barden 1969; Berry y Wilkinson 1969; Berry y Poskitt 1972; Leroueil y otros, 1985), con las cuales se ha reforzado el entendimiento del proceso de consolidación.

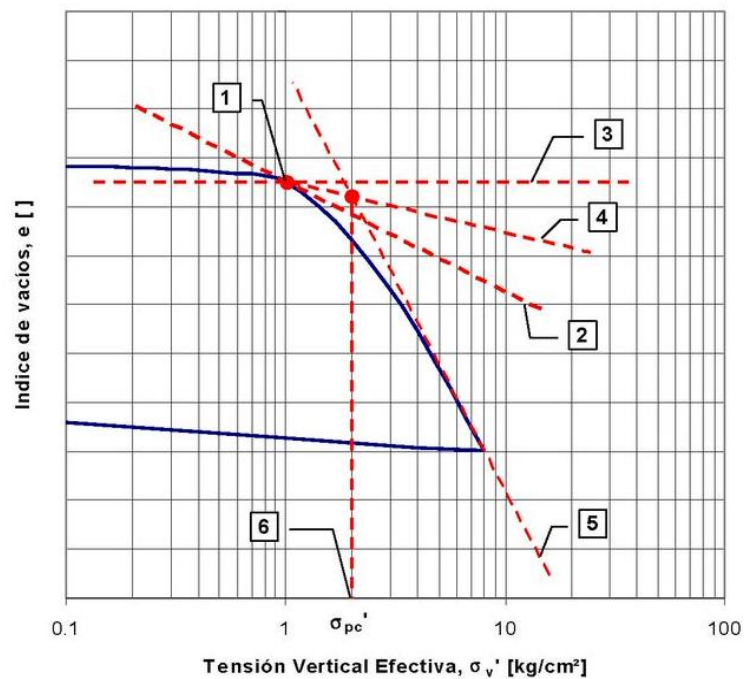
Sin embargo, tratan algunos conceptos que no fueron determinados satisfactoriamente, tales como la velocidad de consolidación, la disipación del exceso de la presión de poro (Δu), la magnitud del incremento de esfuerzo ($\Delta \sigma$), la velocidad de aplicación de la carga, el tiempo de aplicación de la carga (t), la longitud de la trayectoria de drenaje (H), y la influencia de la velocidad de deformación (C_v) entre otros, aunque estas contribuciones se retroalimentan con el entendimiento del proceso de consolidación usado en la práctica.

Casagrande (1932), a partir de un estudio realizado en arcillas observó un desarrollo frecuente de cierta estructuración del suelo durante su diagénesis. El mismo autor, en 1936, sugirió un método gráfico empírico basado en la curva $e/\text{Log} \sigma'$ para determinar el esfuerzo de pre consolidación (Fig. 11), Primero se localiza el punto P-1, que corresponde a la curvatura máxima, para después trazar una recta 2 tangente a la curva, luego se traza una línea horizontal 3, que es paralela al eje del esfuerzo.

El punto de intersección P-1, se traza una recta bisectriz 4 (del ángulo entre las rectas 2 y 3) y luego se traza una recta 5 al final del tramo recto de la curva de compresibilidad, la proyección de la porción recta que intercepta a la recta bisectriz de la curva proporciona un valor aproximado del esfuerzo de Pre consolidación (σ_{pc}').

Curva de pre-consolidación

Ensayo de Consolidación



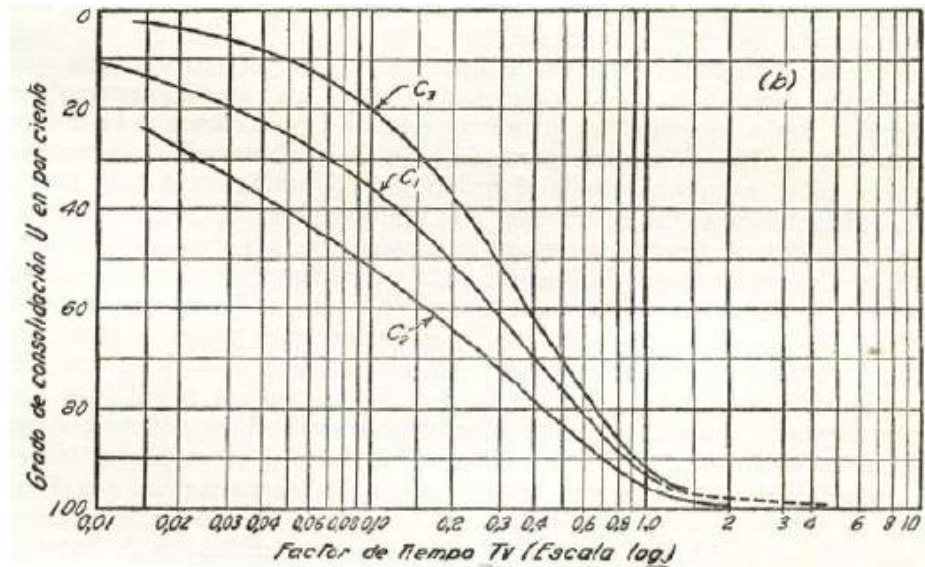
Fuente: “Fundamentos de la Mecánica Suelos” Roy Whitlow (1994)

En 1940, Taylor y Merchant desarrollaron uno de estos modelos, pero en 1942 Taylor lo mejoró y definió el proceso de consolidación como una única relación entre el esfuerzo efectivo vertical, la relación de vacíos y la razón de cambio de vacíos con el tiempo, dando como resultado el **método de la raíz cuadrada del tiempo**, el cual es útil para el cálculo del coeficiente de consolidación en cada incremento.

Los valores del tiempo en minutos son sugeridos y pueden ser modificados por el proyectista, según los intervalos de tiempo que se requiera.

Usando esta metodología de la raíz cuadrada de Taylor, se podrá obtener el coeficiente de consolidación y con este dato obtener el tiempo que se consolida una muestra de suelo al 90 %, ya que el proceso de consolidación está en función al tiempo.

Curva teórica de consolidación

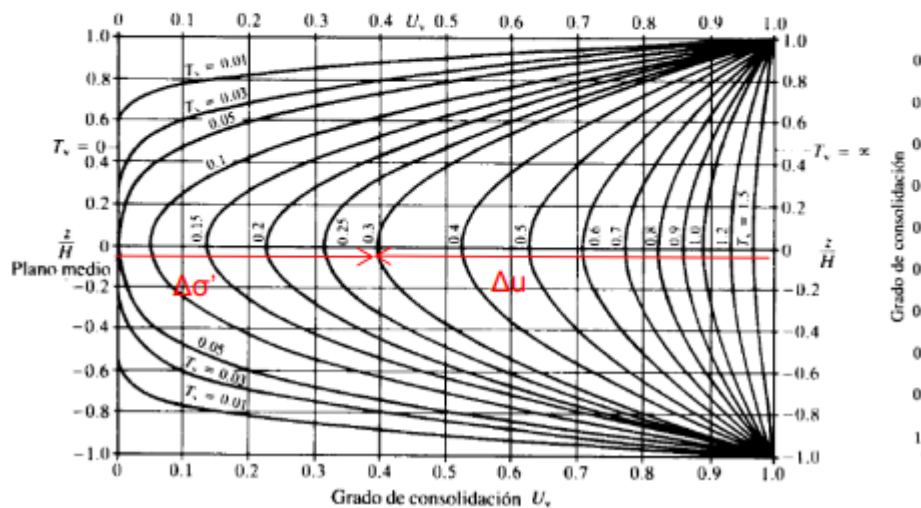


Fuente: coeficientes de compresión. Taylor 1942

Consolidación vertical de una capa de suelo



Ábacos del grado de consolidación $U=f(Z, T_v)$



Fuente: Grado de consolidación U_v en función del factor de profundidad z/H y del factor de tiempo T_v .

Si la muestra es doblemente drenada, el valor de H será la mitad del espesor del estrato, Skempton (1944) señaló que el índice de compresión (C_c) está relacionado con el límite líquido (LL) de las arcillas sedimentarias normalmente consolidadas (NC).

$$C_c = 0,009(LL-10) \quad (33)$$

Las compresiones que se presentan en el desarrollo del proceso de consolidación han sido divididas en tres tipos de asentamientos, los cuales Braja M. Das (1998) describe de la siguiente manera:

a) Asentamiento inmediato: es causado por la deformación elástica de los suelos saturados. Este tipo de asentamiento generalmente se analiza a partir de ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.

b) Asentamientos por consolidación primaria: son el resultado del cambio de volumen en suelos cohesivos saturados, debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos del suelo.

c) Asentamiento por consolidación secundaria: éste se observa en suelos cohesivos saturados y el resultado del ajuste plástico de la estructura.

A partir de la teoría original de **Terzaghi (1925)**, se han generado contribuciones importantes, con las cuales se ha reforzado el entendimiento del proceso de consolidación, estas han dejado claro que el comportamiento esfuerzo-deformación de las arcillas, depende de las propiedades mecánicas y viscosas del suelo así como del tiempo; sin embargo, tratan algunos conceptos que no han sido determinados satisfactoriamente, tales como la velocidad de consolidación, la temperatura, la alteración debida al proceso de muestreo, la velocidad de deformación, las condiciones de frontera, entre otras, aunque estas contribuciones se retroalimentan con el entendimiento del proceso de consolidación usado en la práctica.

2.15.1. Por lo que se saca las siguientes definiciones:

- **Consolidación:** En suelos cohesivos saturados, el efecto del aumento de la carga consiste en expulsar algo de agua en los poros; a este proceso se le llama consolidación. Se presenta, entonces, una reducción gradual del volumen hasta que

se alcanza la presión interna de equilibrio; una reducción de la carga puede causar expansión, cuando el suelo puede permanecer saturado.

- **Carga de Pre-consolidación (σ_{pc}'):** Es la máxima presión de sobrecarga efectiva a la que la muestra de suelo estuvo sometida en el pasado. Se determina usando un simple procedimiento grafico propuesto por Casagrande (1936), como se muestra en la figura 9.
- **Índice de compresión (C_c):** Expresa la variación lineal del índice de vacíos con respecto al logaritmo de los esfuerzos aplicados, para su cálculo se utiliza la

siguiente

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma_f}{\sigma_o}\right)} = \frac{e_o - e_{o+1}}{\log(\sigma_f) - \log(\sigma_o)} \quad (36)$$

Dónde:

e_o = Relación de vacíos para un estado determinado.

σ_o = Esfuerzo efectivo aplicados.

- **Arcilla Normalmente Consolidada:** Son aquellas que nunca estuvieron sometidas a una presión mayor que la que corresponde a su cubierta actual.
- **Arcilla Pre-consolidadas:** Son aquellas que alguna vez en su historia geológica, han estado sometidas a presiones mayores de la que resulta de su cubierta actual. Esta mayor presión temporaria pudo haber sido causada por el peso de estratos de suelo, que fueron luego erosionados por el peso de hielo que más tarde se derritió o desecación de la arcilla.
- **Coeficiente de compresibilidad (a_v) - cm^2/gr :** Expresa la variación de la relación de vacíos con el esfuerzo aplicado.

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_v} \quad (37)$$

- **Coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v) - cm^2/gr :** Se define como el cambio de volumen por unidad de incremento de esfuerzo efectivo,

Las unidades de m_v son inversas a la presión [cm^2/gr] y el cambio de volumen puede expresarse en términos del cambio de relación de vacíos o del espesor de volumen.

$$m_V = \frac{a_V}{1+e_\theta} \quad (38)$$

- **Coeficiente de consolidación (c_v).** Indica la rapidez con la que se disipa la presión de poro una vez aplicado el incremento de carga. El coeficiente de consolidación generalmente disminuye conforme el límite líquido aumenta. Además depende de la permeabilidad k y de la compresibilidad volumétrica del suelo.

Curva de consolidación



Fuente: “Fundamentos de la Mecánica Suelos” Roy Whitlow (1994)

$$C_V = \frac{T^*H^2}{t} = \frac{0.848 * H^2}{t_{90}} \quad (39)$$

Dónde:

C_v = Coeficiente de Consolidación

t_{90} = Es el factor de tiempo para valor para de 90% de la Consolidación Primaria.

$T_{90} = 0.848$ obtenida de tabla 6.2 de Braja Das, fundamentos de ing. geotécnica

H= Longitud del máximo camino de drenaje (espesor del estrato) durante un incremento de esfuerzo. Si la muestra es doblemente drenada, el valor de H será la mitad del espesor del estrato.

- **Índice de expansión (Cs):** El índice de expansión se define a través de la rama de descarga, es apreciablemente menor en magnitud que el índice de compresión, y generalmente se determina por pruebas de laboratorio con la siguiente ecuación

$$C_S = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma_o}{\sigma_c}\right)} = \frac{e_0 - e_{o+1}}{\log\left(\frac{\sigma_o}{\sigma_c}\right)} \quad (40)$$

- **Consolidación Primaria:** Se debe a la reducción gradual del volumen de vacíos por eliminación de agua, bajo esfuerzos efectivos variables, es un cambio lento provocado por los esfuerzos de compresión bajo la influencia de la presiones de poro que resisten una reducción más rápida de volumen.

Cálculo de asentamiento para arcillas Normalmente Consolidadas:

$$\Delta H = \frac{H}{(1 + e_o)} \left[C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma_o + \Delta \sigma}{\sigma_c} \right) \right] \quad (41)$$

Cálculo de asentamiento para arcillas Pre-consolidadas:

$$\Delta H = \frac{H_o}{(1 + e_o)} \left[C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma + \Delta \sigma}{\sigma_c} \right) + C_s * \log \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_o} \right) \right] \quad (42)$$

Donde:

H= Longitud del máximo camino de drenaje

e_o= Índice de relación de vacíos inicial

C_s= Índice de expansión

C_c= Índice de compresión

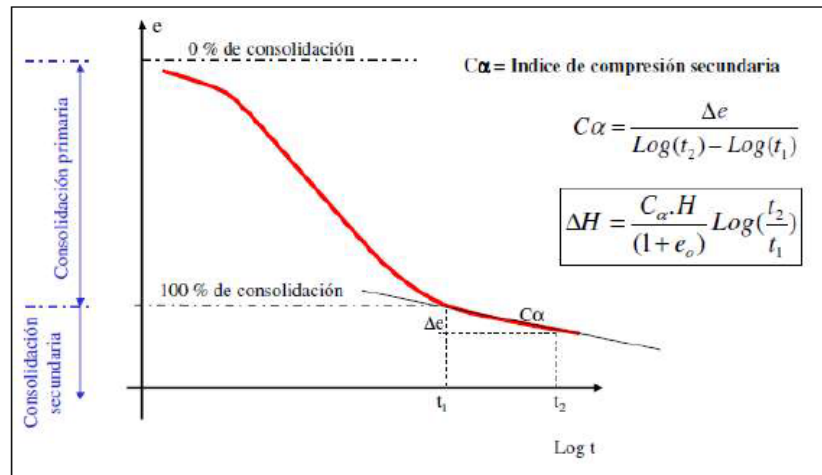
σ= Esfuerzos aplicados

Δσ= Variación de esfuerzos aplicados

- **Consolidación Secundaria:** Durante la consolidación primaria. suponemos que el exceso de presión intersticial o neutra generada por la carga aplicada, se disipa totalmente al alcanzar el 100 % de la consolidación.

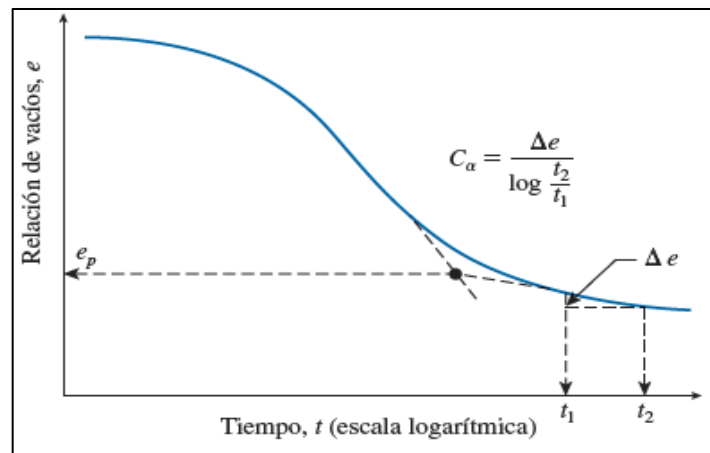
Sin embargo en ciertos suelos, los asentamientos continúan luego de la consolidación primaria. A esta etapa de la generación de asentamientos se la llama Consolidación Secundaria y se cree que los mismos se generan por un fenómeno de creep en los suelos, como se muestra en el siguiente gráfico.

Curva de compresibilidad primaria



Fuente: Principio de la ingeniería de cimentaciones; Braja M. Das

Curva de compresibilidad secundaria



Fuente: Principio de la ingeniería de cimentaciones; Braja M. Das

Variación de e con $\log t$ ante un incremento de carga dado, y definición del índice de compresión secundaria.

$$C\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad (43)$$

Donde:

$C\alpha$ = Índice de compresión secundaria

Δe = Cambio en la relación de vacíos

t_1, t_2 = Tiempo

La magnitud de la consolidación secundaria se puede calcular con:

$$S_{C(s)} = \dot{C}_\alpha H_c \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (44)$$

Donde:

$\dot{C}_\alpha$ = Coeficiente de consolidación secundaria

e_p = Relación de vacíos al final de la consolidación primaria

H_c = Espesor del estrato de arcilla al inicio de la consolidación secundaria

(Determinación del esfuerzo de pre consolidación, Alvarado L. y Palomino S., (2015))

CAPÍTULO III

DESARROLLO EXPERIMENTAL

3.1. Recopilación de información

3.1.1. Población

Está conformado por el conjunto de suelos finos del barrio Churumata, perteneciente al distrito 2 del municipio de San Lorenzo, Provincia Méndez departamento de Tarija.

3.1.2. Muestra

Se escogió 8 puntos, en los cuales se realizaron 8 calicatas 1 en cada punto, donde en cada calicata se tomaron 4 muestras de suelo suelto y 4 muestras de suelo en terrón, a profundidades de 1m; 1,5m; 2,5m; y 3,5m, de los cuales se extrajeron 32 muestras de suelo suelto para obtener la caracterización de los suelos y 32 muestras en terrones para los ensayos de consolidación, haciendo un total de 64 muestras extraídas.

Geotécnicamente se tomó la profundidad de hasta 3,5 metros de profundidad, porque el fin de la investigación de campo, es para cimentaciones de obras civiles superficiales, según algunos autores se dice reconoce como cimentación superficial a aquella que va hasta los 4 m de profundidad en su estructura de fundación.

Estadísticamente se tomó 32 muestras en suelo suelto y 32 muestras en terrón para ser estudiados y analizados, según nuestro tipo de investigación lo requerido es de 30 casos por grupo o segmentos de la muestra.

El cálculo estadístico para definir la cantidad de ensayos requeridos para determinar el coeficiente de consolidación. El margen de error es de $\pm 5\%$ y el nivel de confianza de 95%.

Datos:

Margen de error: $e = \pm 5\% = 0,05$

Nivel de Confianza: $NC = 95\% \quad z = 1,96$

Varianza: $G^2 = 0,10$

Población: N= infinita

Muestra:
$$n = \frac{\sum Ni * G^2}{\sum Ni * \left(\frac{e}{z}\right)^2 + \left(\frac{Wi}{\sum Ni}\right) * \sum Ni * G^2}$$

$$Wi = \frac{Ni * G^2}{\sum Ni * G^2}$$

n= 58 Que sería el número de ensayos requeridos.

Números de muestras a ensayar:

Densidad de campo = 8 ensayos

Contenido de humedad = 32 ensayos

Limite liquido = 32 ensayos

Limite plástico = 32 ensayos

Peso específico = 32 ensayos

Consolidación = 32 ensayos

Haciendo un total de **168** ensayos en total.

3.1.3. Tipo de muestreo

Es un muestreo probabilístico aleatorio puesto que cada elemento de la población es finito, la cual tiene una probabilidad de ser seleccionada para la muestra, esto marcando un área donde se encuentran dichas muestras y elegir las aleatoriamente.

3.1.4. Determinación y ubicación de los puntos de muestreo

Para la selección del muestreo se realizó una configuración de puntos equidistantes a distancias que van desde 80 metros hasta los 174 metros de un punto a otro punto, también se tomó en cuenta aspectos técnico como ser:

- Que los puntos donde se realizaran las calicatas estén alejados de estructuras ya construidas, alejada de árboles, también se debe averiguar bien si por ahí cerca no pasan tuberías de agua o gas y que no sea relleno.
- Por cuestiones sociales es importante primero dar a conocer a la máxima autoridad del lugar que se realizara dicho estudio en la zona, luego se debe solicitar permiso

a los dueños de lotes vacíos que aún no han construido para ubicar los puntos, se debe tomar en cuenta que el lote elegido tenga acceso para la máquina retroexcavadora.

Tomando en cuenta los aspectos indicados, se quedó con la siguiente configuración de puntos, donde se extrajo las muestras para ser ensayadas; se revisó las siguientes normas Manual de ensayos y materiales sueltos de la ABC vol. 4, como el suelo en nuestra zona de estudio según la inspección visual realizada, es un suelo arcilloso en la mayor parte de nuestra área, por lo cual optamos que 1 punto cubra 1 y $\frac{1}{2}$ hectárea como radio haciendo un total de 8 puntos que cubren toda la zona.

Ubicación de los puntos donde se realizará la exploración



Fuente: Google Earth pro

En los puntos definidos se harán 8 calicatas que serán realizadas siguiendo los lineamientos de la Norma Técnica ASTM D-420, la cual es aplicable a todos los Estudios De Mecánica De Suelos (EMS).

Algunos autores y estudios indican que para estudios como el muestreo, a fin de lograr una buena precisión del perfil estratigráfico del suelo, se deben tomar muestras a distancias entre los 40 m y 150 m, pero en realidad para lograr perfiles estratigráficos que sean más reales, se deben tomar muestras en distancia más cortas, es esta investigación se

ha realizado las excavaciones de 8 calicatas a cielo abierto que tiene una distancia mínima de 80 metros y una distancia máximas de 174 metros.

3.1.5. Plan estratégico de trabajo de exploración

Para realizar una estrategia de trabajo en campo, se basó en experiencias de trabajos de exploración realizados en nuestra región, por lo que primero se debe decidir si la exploración se la realizara de forma manual o mecánica.

La exploración de campo fue de forma mecánica, por razones de ahorrar tiempo y que sea más eficiente el trabajo de manera, que no sea perjudicial para las personas habitan y transitan por la zona de estudio ya que nuestras calicatas son de una profundidad considerable, de tal manera que el mismo que se debe planificar abrir una o más calicatas en 1 día y el mismo día se debe dejarlas enterradas.

El trabajo de exploración se lo dividió en 2 fases:

En la primera fase se exploró 4 puntos, es decir se realizó 4 calicatas a cielo abierto las cuales fueron calicata 1, calicata 2, calicata 7 y calicata 3, se optó por alternar el orden de los puntos escogidos por cuestión de cercanías y ahorrar gastos en el tiempo de trabajo de la máquina retroexcavadora.

En la segunda fase se exploró los otros 4 puntos restantes que serían calicata 4, calicata 5, calicata 6 y calicata 8, es importante recalcar que se debe contar con todos los materiales a utilizar ya listos con 1 día de anticipación, en este caso para ensayos de campo como la densidad in-situ, los mismos solicitados de laboratorio de suelos de la universidad, y también prever otras herramientas necesarias como: machete, hoz, pala, azadón, picota, flexómetro, etc, Tener contratada la maquinaria que realizara el trabajo de excavación, el transporte que llevara las muestras y el personal que ayudara en este trabajo de exploración de preferencia que sean personas que entiendan del tema.

Así también contar con bolsas donde se pondrán cada 1 de las muestras, de tal forma que estas traten de mantener las mismas condiciones naturales con las que les se las ha extraído, todas muestras deben estar bien identificadas, para evitar confusiones se debe asignar a una persona que se encargue de este control.

3.2. Resumen de parámetros que intervienen en el cálculo del asentamiento

La consolidación impone la necesidad de evaluar la magnitud y el tiempo de los asentamientos. Si las deformaciones totales del terreno varían en la dirección horizontal, se producen asentamientos diferenciales. Si el suelo es altamente deformable, las sobrecargas altas producen asentamientos excesivos. Si el suelo es un limo arenoso, la permeabilidad puede ofrecer asentamientos rápidos que suelen darse durante la construcción. Si el suelo es limo arcilloso, los asentamientos pueden prolongarse durante un tiempo importante después de terminada la obra, por lo cual es importante analizar los siguientes parámetros necesarios para el cálculo de los asentamientos.

➤ Muestreo

Para determinar las propiedades de un suelo en laboratorio es preciso contar con muestras representativas obtenidas de campo en su estado más natural posible, determinando también la ubicación más adecuada de cada punto, y también según el estudio de suelos se determina la profundidad o profundidades que serán extraídas las muestras de suelo.

➤ Caracterización de las muestras

Es importante conocer las características de una muestra como ser: la densidad de campo en su estado natural, el contenido de humedad que presenta la muestra a ensayar, los límites de Atterberg quien por medio de ello separa los 4 estados de consistencia de los suelos para obtener el límite líquido y plástico, el peso específico de la muestra y con estos datos obtenidos de la mejor manera podremos tener buenos resultados de los estudios de suelos que se esté desarrollando.

➤ Cargas a usar para ensayar cada una de las muestras

El equipo en el cual se ensaya las muestras para determinación de asentamientos es el edómetro, el cual para elegir las cargas debe saber que según la relación de fuerza de brazo utilizado para los ensayos es de 10:1, es decir que si cargo 1 kg de peso en el brazo, la muestra que está en el equipo va recibir 10 kg.

Los pesos escogidos para desarrollar los ensayos de consolidación fueron los siguientes; 0,5 kg, 1 kg, 2 kg, 4 kg, 8 kg, 16 kg, 32 kg.

➤ **Tiempos en los que se cargaran y descargarán las muestras**

Para realizar el ensayo utilizaremos el método de la raíz cuadrada del tiempo de Taylor, para obtener los tiempos de asentamiento de las muestras, los valores del tiempo en minutos son sugeridos y pueden ser modificados.

Tiempos de carga y descarga

t(min)	$\sqrt{t}(\text{min})$
0,00	0,00
0,01	0,10
0,07	0,25
0,19	0,43
1,00	1,00
2,00	1,41
4,00	2,00
6,25	2,50
12,40	3,52
30,00	5,48
90,00	9,49
120,00	10,95
240,00	15,49
480,00	21,91

Fuente: Elaboración propia

➤ **Relación de vacíos**

En las relaciones Volumétricas se resumen los estados de un suelo en la naturaleza como son las fases parcialmente saturada y totalmente saturada con un comportamiento mecánico diferente, aunque el suelo sea del mismo tipo.

➤ **Obtención de la curva de compresibilidad**

Es un proceso hidrodinámico que significa la disipación del exceso de presión sobre el hidrostático y su transferencia en esfuerzo efectivo. La expulsión del agua y el reacomodo de las partículas de suelo a posiciones más estables, produce la disminución de volumen. Mediante la presentación grafica de la relación de vacíos y la presión en escala logarítmica ejercida a la muestra de suelo ensayada, a través de esta curva aplicando los métodos propuestos por Casagrande (1936), nos como resultado el esfuerzo de preconsolidación.

➤ **Esfuerzo efectivo**

Terzaghi (1936) establece el principio de los esfuerzos efectivos, y en mecánica, se han definido esos esfuerzos como los que controlan la resistencia al cortante y los cambios de volumen de los suelos, éstos últimos generalmente se han relacionado con el fenómeno de consolidación.

Los esfuerzos verticales producidos en el suelo pueden ser descritos de la siguiente manera: esfuerzo efectivo es el resultado de la diferencia del esfuerzo total del suelo y la presión de poros que existe en los vacíos del suelo.

➤ **Índices de compresión y recompresión**

El índice de compresión representa uno de los parámetros de mayor importancia en el proceso de consolidación de los suelos, se relaciona directamente con los asentamientos que presenta una muestra de suelo durante un determinado tiempo, el cual nos va mostrando el grado en que una masa de suelo disminuye su volumen bajo el efecto de una carga.

El índice de recompresión o expansión es un indicador utilizado en el análisis técnico de suelos, de como una masa de suelo comprimida bajo el efecto de cargas, luego de retirar esta cargas gradualmente esta masa va recuperando parcialmente parte de su volumen inicial.

3.3. Exploración de campo y técnicas de muestreo

Una muestra del suelo es usualmente empleada para evaluar sus características en laboratorio. La muestra consiste en una mezcla de porciones de suelo (submuestras) tomadas al azar de un terreno homogéneo (ICA, 1992).

1.- Realizara la limpieza de la zona de muestreo, luego se dibuja las dimensiones de la calicata.

2. Extraída la muestra, la envolveremos con nylon fill y colocaremos un papel donde se incluye N° de calicata, N° de muestra, fecha de la extracción, la profundidad de la excavación y lugar de la extracción.

3. Finalmente se ha de cubrir la muestra envuelta con nylon fill, colocar dentro de otra bolsa plástica y cerrarla bien para evitar que tenga contacto la muestra con el aire, para su respectivo almacenamiento, mientras que el pozo que se ha excavado será rellenado con el mismo material del que fue desalojado.

En este punto mostraremos las ubicaciones georreferenciales para la exploración de campo se excavaron 8 calicatas donde de cada 1 se extrajeron muestras a profundidades de 1,0m; 1,5m; 2,5m y 3,5m, se llegó hasta la profundidad de 3,5 metros. La máxima profundidad para cimentaciones superficiales de obras civiles, el rango de la máxima profundidad superficial es de 0,5 a 4 metros y un rango promedio va desde 1 a 3 metros.

Cuando se realiza el muestreo, si las características físicas no cambian se puede muestrear hasta 1,5 metros entre distancias de cada estrato de suelo, pero si cambia se debe reducir las distancia menores a 1,5 metros para tener datos más precisos de las características físicas de los estratos del subsuelo, para nuestro caso se optó por tomar las distancias de profundidad de muestreo igual y menores a 1 metro.

Muestreo a cielo abierto

El método de la extracción de la muestra de suelo de pozo a cielo abierto es el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo.

A continuación se mostrará una descripción fotográfica de las 8 calicatas excavadas con la ayuda de una máquina retroexcavadora.

Exploración calicata 1



Fuente: Elaboración propia

Ubicación de calicata 1

Latitud = 21,472217°

Longitud = 64,758836°

Elevación = 1966 m.s.n.m.

Exploración calicata 2



Fuente: Elaboración propia

Ubicación de calicata 2

Latitud = 21,471588°

Longitud = 64,760160°

Elevación = 1973 m.s.n.m.

Exploración calicata 3



Fuente: Elaboración propia

Ubicación de calicata 3

Latitud = 21,471212°

Longitud = 64,761812°

Elevación = 1983 m.s.n.m.

Exploración calicata 4



Fuente: Elaboración propia

Ubicación de calicata 4

Latitud = 21,470598°

Longitud = 64,763484°

Elevación = 1982 m.s.n.m.

Exploración calicata 5



Fuente: Elaboración propia

Ubicación de calicata 5

Latitud = 21,471095°

Longitud = 64,763081°

Elevación = 1986 m.s.n.m.

Exploración calicata 6



Fuente: Elaboración propia

Ubicación de calicata 6

Latitud = 21,472185°

Longitud = 64,760836°

Elevación = 1976 m.s.n.m.

Exploración calicata 7



Fuente: Elaboración propia

Ubicación de calicata 7

Latitud = 21,472177°

Longitud = 64,760150°

Elevación = 1972 m.s.n.m.

Exploración calicata 8



Fuente: Elaboración propia

Ubicación de calicata 8

Latitud = 21,472815°

Longitud = 64,759219°

Elevación = 1964 m.s.n.m.

Para el trabajo de la excavación se contrató una máquina retroexcavadora, la cual excava hasta una profundidad de 4,20 metros según lo indicado por el operario, se marcó dimensiones de 1,3 metros por 2 metros aproximadamente, de esta manera se buscó tener más espacio para que podamos ingresar a realizar la extracción de muestras y el desarrollo del ensayo de la densidad de campo, cuando llego a una profundidad de a 1m, donde también se tuvo que extraer una muestra en terrón, se realizó 2 desniveles para poder ingresar a profundidades de 2,5 metros y 3,5 metros y extraer las otras muestras en terrón para luego ser tallados y ensayados en laboratorio.

Máquina retroexcavadora



Fuente: Elaboración propia

3.4. Desarrollo de los ensayos de caracterización

Para la caracterización de las muestras de suelos se realizaron los siguientes ensayos: Densidad de campo, contenido de humedad, límite líquido y límite plástico, gravedad específica de los cuales se mostrará cómo se desarrolló estos ensayos.

3.4.1. Densidad de campo

Es un ensayo que permite calcular in situ el valor de la densidad natural de los suelos, especialmente en suelos sin cohesión, arenas y gravas, también sirven para obtener la densidad de suelos compactos.

La medición de la densidad, que es particularmente importante para determinar la pureza de los materiales antes del procesamiento, es importante para determinar si un material extraño se mezcla con la materia prima.

En nuestro caso se determinó para saber la densidad natural del suelo tomado en todos los puntos a 1 metro de profundidad, con la finalidad que sirva como referencia si en algún caso se quiera mejorar el suelo antes de edificar una construcción, o se quiera estabilizar la subbase de las calles de este barrio.

Este método de ensayo se emplea para la determinación rápida del peso unitario máximo y de la humedad óptima de una muestra de suelo.

Materiales utilizados:

Cono metálico con placa

Envase de plástico con cono.

Mazo de 4 lb.

Cinzel

Balanza de 0.1 y 0.01 gr. de aproximación

Arena calibrada.

Ensayo densidad de campo



Fuente: Elaboración propia

Desarrollo del ensayo de densidad de campo



Fuente: Elaboracion propia

En la descripción fotográfica se muestra como se está desarrollando el trabajo del calado del hoyo con la placa metálica, luego se observa como se coloca el frasco plástico con cono metálico sobre la placa para ser soltada esta arena calibrada en el hoyo, se muestra también el retiro del frasco de la base metálica para luego ser pesada, de esta manera obtener el cálculo de la densidad de campo.

Datos obtenidos de laboratorio:

- Densidad de la arena.
- Peso de arena seca en el embudo (después de la calibración).
- Densidad Máxima y humedad óptima procedentes de la compactación.

Datos obtenidos de campo:

- Peso del suelo húmedo retirado del hoyo, luego extraer unos 100 gramos y calcular el porcentaje de humedad.

- Porcentaje de humedad del suelo húmedo retirado del hoyo.
- Peso de arena que queda después del ensayo.

Calculo de la densidad del suelo

Para el calculo de la densidad del suelo se uso la siguiente relacion:

$$\gamma = \frac{\text{peso del suelo seco } (Ws)}{\text{vol. del hoyo } (V)}$$

Calibracion del frasco 1

CALIBRACION DEL APARATO # 1	CALICATA # 1	
A) Peso del aparato + agua	4886,1	gr
B) Peso del aparato	838,2	gr
C) Peso del agua C=A-B	4047,9	gr
D) Densidad del agua a temperatura de 16 °C	0,99909	gr/cm ³
E) Volumen del frasco E=C/D	4051,59	cm ³
F) Peso aparato + arena	7277,4	gr
G) peso de arena G=F-B	6439,2	gr
H) Densidad de arena H= G/E	1,59	gr/cm ³
I) Peso de aparato + arena (después de llenar el embudo)	5787,9	gr
J) Peso de arena seca en el embudo J=F-I	1489,5	gr

Fuente: Elaboración propia

Determinación del peso seco y húmedo del suelo

1) Peso de tara + suelo húmedo	115,38	113,88	114,88
2) Peso de tara + suelo seco	98,06	96,71	95,9
3) Peso de tara	12,58	12,82	12,8
4) Peso del agua Wa=1-2	17,32	17,17	18,98
5) Peso de suelo seco Ws=2-4	85,48	83,89	83,1
6) Porcentaje de humedad %h=(3/5)*100	20,26	20,47	22,84
7) Promedio del Porcentaje de humedad	20,36	%	
8) Peso de suelo húmedo retirado del hoyo + tara	3809,11	gr	
9) Peso de tara	204,65	gr	
10) Peso de suelo húmedo retirado del hoyo Who=8-9	3604,46	gr	
11) Peso del suelo seco retirado del hoyo Wso=(O/(100+K))*100	2994,62	gr	

Fuente: Elaboración propia

Determinación de la densidad del suelo

Q) Peso de arena calibrada más aparato	7172,4	gr
R) Peso de arena que queda después del ensayo	2753,3	gr
S) Peso de arena necesaria para llenar el hoyo y el embudo S=Q-R	4419,1	gr
T) Peso de la arena seca en el embudo T=J	1489,5	gr
U) Peso de arena para llenar el hoyo U=S-T	2929,6	gr
V) Volumen del hoyo V=U/H	1843,32	cm ³
W) Densidad del suelo W=P/V	1,62	gr/cm ³

Fuente: Elaboración propia

Resultados de las densidades In situ

Nº de calicata	Profundidad (m)	Densidad In situ (g/cm ³)
C-1	1	1,62
C-2	1	1,43
C-3	1	1,83
C-4	1	1,43
C-5	1	1,84
C-6	1	1,81
C-7	1	1,56
C-8	1	1,48

Fuente: Elaboración propia

3.4.2. Contenido de humedad (ASTM D2216)

Para la determinación de contenido de humedad de un suelo fino en laboratorio, se toma 100 gramos de muestra húmeda registrando su peso luego se coloca al horno por 24 horas como mínimo, una vez transcurrido este tiempo se debe sacar del horno y volver a registrar su peso.

Materiales a utilizar:

- 3 taras por muestra
- 1 fuente
- Balanza de precisión de 0.01 gr
- Horno con regulador de temperatura (105 a 110°C)

$$W(\%) = \frac{\text{peso del agua}}{\text{peso del suelo seco}} * 100\%$$

Ensayo de contenido de Humedad



Fuente: Elaboración propia

Desarrollo del ensayo de contenido de humedad



Fuente: Elaboración propia

3.4.3. Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos, aunque su comportamiento varía a lo largo del tiempo.

Para estos ensayos se disgrega el suelo fino seco con la ayuda de un combo, luego se tamiza una cantidad de muestra necesaria de suelo (200 a 300 gr.), que pasa por el tamiz # 40, que serán usadas para los siguientes ensayos:

Materiales a utilizar:

EQUIPO COMÚN.

- Tamiz N° 40
- Horno Secador 105 a 110°C.
- Balanza de precisión de 0.01 gr.
- Platos u otros recipientes.
- Una jarra

LÍMITE LÍQUIDO.

- Equipo de Casagrande.
- Ranurador.
- Espátula.
- 4 taras pequeñas.

LÍMITE PLÁSTICO.

- Taras pequeñas.
- Base de vidrio.
- Límite líquido (ASTM D4318)

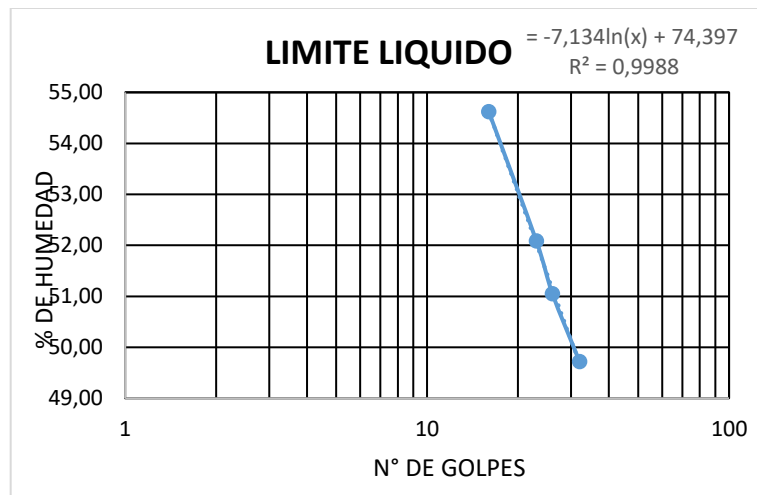
El límite Líquido, es la humedad, expresada como porcentaje de la masa de suelo seco en horno, de un suelo moldeado en el límite entre los estados líquido y plástico. Corresponde a la humedad necesaria, mezclando agua y una muestra de suelo moldeada, depositada en la cuchara de bronce de la máquina Casagrande y dividida en dos porciones simétricas separadas 2 mm entre sí, fluya y entren en contacto en una longitud de 10 mm, aplicando rangos de: 15 a 20 golpes, 20 a 25 golpes, 25 a 30 golpes, 30 a 35 golpes.

Datos y cálculo del LL

N° Tara	1	2	3	4
N° de golpes	16	23	26	32
Suelo húmedo + tara	21,93	23,25	21,98	23,03
Suelo seco + tara	18,68	19,88	18,58	19,53
Peso de la tara	12,73	13,41	11,92	12,49
Peso del agua	3,25	3,37	3,4	3,5
Peso del suelo seco	5,95	6,47	6,66	7,04
Porcentaje de humedad	54,62	52,09	51,05	49,72
				51,87

Fuente: Elaboración propia

Limite liquido de M1 C-1



Fuente: Elaboración propia

➤ **Limite plástico (ASTM D4318)**

Esta propiedad se mide en laboratorio mediante un procedimiento normalizado pero sencillo consistente en medir el contenido de humedad para el cual no es posible moldear un cilindro de suelo, con un diámetro de 3 mm. Para esto, se realiza una mezcla de agua y suelo, la cual se amasa entre los dedos o entre el dedo índice y una superficie inerte (base de vidrio), hasta conseguir un cilindro de 3 mm de diámetro.

Esto se realiza consecutivamente hasta que no es posible obtener el cilindro de la dimensión deseada, con ese contenido de humedad se procede a registrar su peso.

Datos y cálculos de LP

N° Tara	1	2	3
Peso suelo húmedo + tara	17,93	19,27	17,27
Peso suelo seco + tara	16,6	17,9	16,37
Peso de la tara	11,12	13,04	12,63
Peso del suelo seco	5,48	4,86	3,74
Peso del agua	1,33	1,37	0,9
Porcentaje de humedad	24,27	28,19	24,06
			25,51

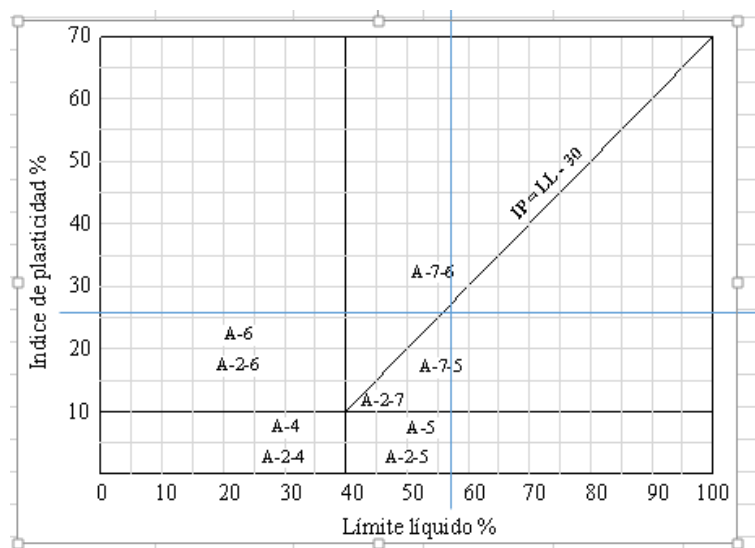
Fuente: Elaboración propia

Por último se obtendrá el índice de plasticidad, será la diferencia entre el límite líquido y del límite plástico.

$$IP = LL - LP$$

$$IP = 51,87 - 25,51 = 25,93 \approx 26$$

Carta de plasticidad



Fuente: Elaboración propia

Clasificación del tipo de suelo:

Según la norma AASHTO es un tipo de suelo **A-7-5**

Según la norma SUCS es un suelo **CH (arcilla de alta plasticidad)**

Ensayos de limite líquido y limite plástico



Fuente: Elaboración propia

Desarrollo del ensayo de limite líquido



Fuente: Elaboración propia

Desarrollo de ensayos de limite plastico



Fuente: Elaboración propia

3.4.4. Peso específico del suelo (ASTM D854)

Este método establece el procedimiento para determinar, mediante un picnómetro, la densidad de partículas sólidas de suelos compuestos por partículas menores que 5 mm. Cuando el suelo se compone de partículas mayores que 5 mm se debe aplicar el rentado de determinación de densidad neta de los gruesos, según método para determinar la Densidad Real, La Densidad Neta y La Absorción de Agua en Áridos Gruesos.

En este ensayo se usó un frasco aforado (picnómetro), el cual en su calibración se empleó agua destilada. Una vez calibrado el frasco, se vierte una muestra en el frasco conjuntamente con el agua, hasta llegar a la marca de aforamiento, luego se extrae el aire (burbujas), se pesa la mezcla de suelo y agua, luego se vierte el contenido en un recipiente para obtener la cantidad de peso del suelo seco.

Materiales a utilizar:

- Frasco Volumétrico, con marca de enrase. Con curva de calibración.
- Termómetro con aproximación de 0.01°C.
- Balanza con aproximación de 0.01 o 0.1 gramos

- Accesorios para baño maría.
- Pipeta.
- Hielo
- Muestra de suelo que pasa por el tamiz # 40

Cálculo del peso específico

Peso del frasco + suelo + agua (250ml) = 513,93 gr A temperatura ambiente

Peso del frasco + suelo + agua (250ml) = 513,01 gr 60 °C

Peso del frasco + suelo + agua (500ml) = 740,24 gr A temperatura ambiente

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

Donde:

γ = Peso específico relativo de un suelo

W_s = Peso del suelo seco.

W_{fw} = Peso del Frasco lleno de agua.

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

Cálculo del peso específico de M-1 de C-1

Numero de ensayos	1	2	3	4	5
Temperatura de ensayo °C	30	26	23	20	16
Peso del suelo seco (Ws)	78,16	78,16	78,16	78,16	78,16
Peso del frasco + agua (Wfw)	690,17	689,53	689,06	688,58	687,94
Peso del frasco + agua + suelo (Wfsw)	740,12	740,05	739,98	739,9	739,81
Peso especifico	2,770	2,827	2,870	2,912	2,973
Factor de corrección K	0,997	0,999	0,999	1,000	1,001
Peso específico corregido	2,76	2,82	2,87	2,91	2,98
GS:	2,87				

Fuente: Elaboración propia

Ensayo del peso específico



Fuente: Elaboración propia

Desarrollo del ensayo de peso específico



Fuente: Elaboración propia

3.5. Desarrollo del ensayo y cálculo del asentamiento

3.5.1. Ensayo de consolidación (ASTM D2435) “Método de Taylor”

También llamado ensayo Edométrico, el cual es aplicable a suelos finos blandos como ser arcillas y limos, este método se refiere al procedimiento para determinar el tiempo y la magnitud de la consolidación de muestras de suelos cuando se confinan lateralmente es decir no hay flujo de suelo ni de agua en los laterales, y se cargan y drenan axialmente.

En esta práctica tiene como objetivo determinar el cambio de volumen de una muestra de suelo inalterada que experimentara al saturarse, a partir de la aplicación de carga constante y luego a una serie de incremento de presión o carga, para obtener el valor de asentamiento del suelo, por el método de Taylor (Raíz cuadrada del tiempo).

Los parámetros que se requieren conocer para obtener el cálculo de los asentamientos son: el contenido de humedad de la muestra, el peso específico del suelo, límites de consistencia, datos de las lecturas del deformímetro, pesos (0,5, 1, 2, 4, 8, 16, 32 Kg) para cargar y descargar una muestra, los tiempos (0,01; 0,07; 0,19; 1; 2; 4; 6,25; 124; 30; 90; 120; 240; 480 minutos), Se aplicó el primer incremento de carga y simultáneamente se registró las lecturas de deformación de los tiempos.

Pesos usados para la carga y descarga



Fuente: Elaboración propia

Teniendo estos datos nos servirán para determinar los parámetros faltantes como ser: Relación de vacíos (e_0), Esfuerzo efectivo inicial (σ_0), Esfuerzo de Preconsolidación, (σ_c), Grado de consolidación (OCR), coeficiente de compresibilidad (a_v), coeficiente de

compresibilidad volumétrico (m_v), coeficiente de consolidación vertical (c_v), Índice de compresibilidad (c_c), Índice de recompresión (c_e).

Consolidómetro.- Aparato de laboratorio también llamado edómetro, que permite conocer la compresibilidad del suelo resultado de su consolidación. En este permanece la muestra dentro de un anillo durante el ensayo, bien sea de manera fija o flotante y con piedras porosas en cada cara de la muestra. Dispositivo para la aplicación de cargas verticales, capaz de mantener cargas constantes con una precisión de $\pm 0,5 \%$ de la carga aplicada en el momento.

Edometro



Fuente: Elaboración propia

Anillo de acero inoxidable u otro material que no presente corrosión ante el contacto con el material de las muestras; con borde cortante para tallar la muestra al diámetro deseado. Su rigidez debe garantizar que en el momento de aplicar la carga máxima, este no varíe su diámetro en una relación mayor de $0,3 \%$. EL diámetro del anillo utilizado para el ensayo es de $6,35 \text{ cm}$ de diámetro y $2,0 \text{ cm}$ de altura.

Piedras Porosas.- Piedras porosas de material que garantice no ser susceptible a ser atacado por el contacto con las muestras o por la humedad, con características de porosidad que impidan la entrada de las partículas de suelo en su estructura y que garanticen un óptimo drenaje durante el ensayo. El diámetro de las piedras debe ser entre

0,2 y 0,5 mm inferior al diámetro del anillo. Deben estar libres de fracturamiento y aportar la resistencia necesaria para evitar su rompimiento una vez sean aplicadas las máximas cargas.

Preparación de la muestra.- Al momento de preparar las muestras para el ensayo de consolidación, se tomó un terrón de unos 15 a 20 cm de diámetro obtenida de campo, la cual fue trabajada de forma artesanal, tratando que la muestra encaje dentro del anillo que va dentro de la caja de consolidación del equipo. Para tal efecto se utilizó, sierras metálicas, regla, con borde cortante, lijas de diferentes medidas, perfilando la muestra siempre en sentido vertical, así mismo se enrasó de la forma más precisa la parte superior e inferior de la muestra, para que así la presión que ejercerán las cargas actúe homogéneamente sobre todo el área de la muestra.

Ensayo de consolidación



Fuente: Elaboración propia

Posteriormente se pesa la muestra de suelo tallada y se coloca dentro del anillo, luego se lo coloca dentro de la caja edométrica, se asegura con los tornillos de fijación, luego se agrega agua dentro de esta caja, dejando cubierta totalmente la muestra con agua, esto se hace con la finalidad de que la muestra absorba la humedad por 24 horas hasta alcanzar el grado de saturación constante, con el propósito de contrarrestar el proceso de expansión, se cargó el equipo con pesos pequeños (0,25 kilogramos), procurando mantener el deformímetro en cero durante el proceso de saturación.

Desarrollo del ensayo de consolidación



Fuente: Elaboración propia

Lecturas de deformación de la muestra



Fuente: Elaboración propia

Se aplicó el primer incremento de carga de 0,5 kg y simultáneamente se ha registrado las lecturas de deformación de la muestra en los tiempos establecidos.

3.5.2. Datos y cálculos de consolidación de la muestra 1 C-1

Peso específico del Agua (γ_w)= 0,98 g/cm³

Altura de la probeta (H_p)= 2,00 cm

Diámetro de probeta =6,30 cm

Peso de la muestra de suelo húmeda (W_{sh}) = 119,54 gr

Peso de la muestra de suelo seca (W_{ss}) = 99,92 gr

Gravedad específica de sólidos G_s =2,87

Ext, Vertical [ϵ] = 0,002 mm

Lectura inicial = 440,00 mm

Para obtener algunos datos iniciales se realizó los siguientes cálculos:

Área de la probeta

$$A = \pi * \left(\frac{D^2}{4} \right)$$

Dónde:

D = Diámetro interior del anillo (cm)

$$A = 31,17 \text{ cm}^2$$

Expansión de la muestra

$$Expansion = \frac{lectura \text{ in.} * ext. \text{ vertical}}{10}$$

$$Expansión = 0,088 \text{ cm}$$

Altura inicial

$$Ho = Hp + Expansion$$

Donde:

Hp = altura de la probeta

$$Ho = 2,088 \text{ cm}$$

Volumen de la muestra

$$V = A * Ho$$

$$V = 65,09 \text{ cm}^3$$

Humedad W (%)

$$W(\%) = \frac{Wsh - Wss}{Wss} * 100$$

$$W(\%) = 19,63 \%$$

Peso específico de la muestra húmeda

$$Yh = \frac{Wsh}{V}$$

$$Yh = 1,84 \text{ gr/cm}^3$$

Peso específico de la muestra seca

$$Ys = \frac{Wss}{V}$$

$$Ys = 1,54 \text{ gr/cm}^3$$

Altura de solidos

$$H_s = \frac{W_{ss}}{G_s * Y_w * A}$$

$$H_s = 1,14 \text{ cm}$$

Dónde:

W_{sh} = Peso de la muestra húmeda (gr)

W_{ss} = Peso de la muestra seca (gr)

Y_w = Peso específico del agua (gr/cm³)

G_s = Gravedad específica

A = Área de la muestra (cm²)

V = Volumen de la muestra (cm³)

Altura inicial de vacíos

$$H_{vo} = H_o + H_s$$

$$H_{vo} = 0,95 \text{ cm}$$

Relación de vacíos inicial

$$e_o = \frac{H_{vo}}{H_s}$$

$$e_o = 0,83$$

Grado de saturación

$$S = \frac{W_{sh} - W_{ss}}{H_{vo} * A} * 100$$

$$S = 67,56 \%$$

Lecturas del micrómetro en estado de carga

ETAPA DE CARGA - PROFUNDIDAD 1 m.							
t (min)	$(\sqrt{t}$ min.)	0.5 kg		1 kg		2 kg	
		Lec. micrómetro	Deformación (mm)	Lec. micrómetro	Deformación (mm)	Lec. micrómetro	Deformación (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,01	0,10	10,00	0,02	150,10	0,30	325,50	0,65
0,07	0,25	20,00	0,04	155,60	0,31	327,60	0,66
0,19	0,43	21,10	0,04	187,40	0,37	334,00	0,67
1,00	1,00	21,10	0,04	189,00	0,38	336,20	0,67
2,00	1,41	21,10	0,04	192,00	0,38	345,60	0,69
4,00	2,00	21,10	0,04	193,50	0,39	346,00	0,69
6,25	2,50	32,00	0,06	200,30	0,40	350,50	0,70
12,40	3,52	33,30	0,07	203,50	0,41	354,20	0,71
30,00	5,48	33,30	0,07	208,20	0,42	359,20	0,72
90,00	9,49	34,50	0,07	210,50	0,42	365,50	0,73
120,00	10,95	48,60	0,10	211,10	0,42	365,00	0,73
240,00	15,49	50,50	0,10	215,80	0,43	382,20	0,76
480,00	21,91	50,80	0,10	217,80	0,44	389,10	0,78

Fuente: Elaboración propia

Lecturas del micrómetro en estado de carga

ETAPA DE CARGA - PROFUNDIDAD 1 m							
4 kg		8 kg		16 kg		32 kg	
Lec. micrómetro	Deformación (mm)	Lec. micrómetro	Deformación (mm)	Lec. micrómetro	Deformación (mm)	Lec. micrómetro	Deformación (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
526,40	1,05	730,50	1,46	1060,00	2,12	1501,00	3,00
526,40	1,05	740,20	1,48	1075,30	2,15	1503,50	3,01
527,30	1,05	782,00	1,56	1079,20	2,16	1540,50	3,08
527,80	1,06	791,50	1,58	1085,30	2,17	1555,00	3,11
538,60	1,08	802,20	1,60	1089,50	2,18	1562,20	3,12
539,00	1,08	809,00	1,62	1118,60	2,24	1562,20	3,12
550,20	1,10	818,50	1,64	1120,20	2,24	1568,80	3,14
552,30	1,10	826,50	1,65	1126,50	2,25	1585,60	3,17
555,80	1,11	836,50	1,67	1135,80	2,27	1596,20	3,19
560,20	1,12	856,60	1,71	1138,90	2,28	1610,20	3,22
582,20	1,16	869,30	1,74	1142,50	2,29	1645,20	3,29
591,30	1,18	875,60	1,75	1180,80	2,36	1666,80	3,33
593,20	1,19	890,50	1,78	1208,00	2,42	1705,60	3,41

Fuente: Elaboración propia

Lectura del micrómetro en estado de descarga

ETAPA DE DESCARGA - PROFUNDIDAD 1 m							
t (min)	$\sqrt{t}$ (min)	32 kg		16 kg		8 kg	
		Lec. micrómetro	Deformación (mm)	Lec. micrómetro	Deformación (mm)	Lec. micrómetro	Deformación (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,01	0,10	1689,50	3,38	1640,40	3,28	1610,20	3,22
0,05	0,22	1685,50	3,37	1640,40	3,28	1610,20	3,22
0,20	0,45	1685,50	3,37	1640,40	3,28	1610,20	3,22
1,00	1,00	1662,30	3,32	1640,40	3,28	1602,50	3,21
2,00	1,41	1662,30	3,32	1640,00	3,28	1599,00	3,20
4,00	2,00	1662,30	3,32	1640,00	3,28	1598,00	3,20
6,25	2,50	1661,20	3,32	1638,50	3,28	1594,50	3,19
12,40	3,52	1661,20	3,32	1638,00	3,28	1594,50	3,19
30,00	5,48	1660,50	3,32	1637,80	3,28	1586,30	3,17
90,00	9,49	1660,00	3,32	1637,80	3,28	1581,20	3,16
120,00	10,95	1660,00	3,32	1637,00	3,27	1570,20	3,14
240,00	15,49	1652,30	3,30	1635,00	3,27	1560,20	3,12
480,00	21,91	1650,30	3,30	1632,50	3,27	1555,60	3,11

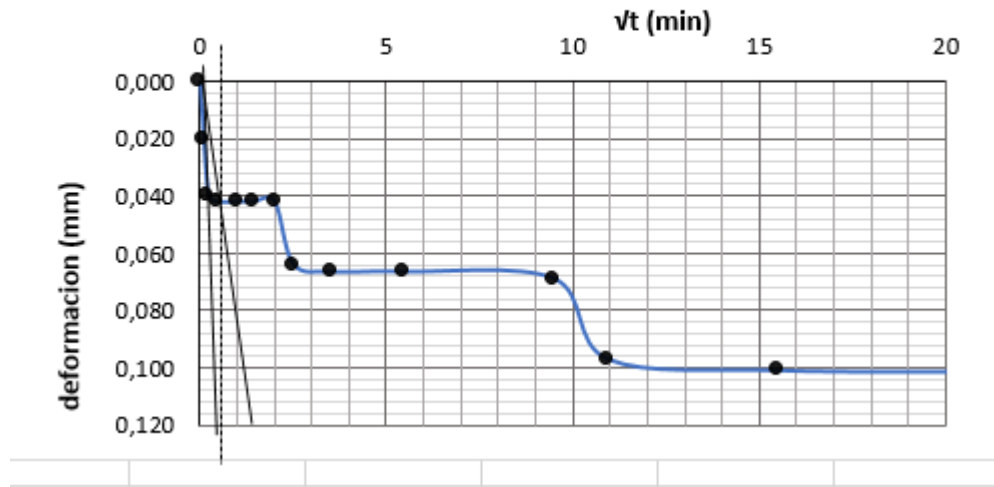
Fuente: Elaboración propia

ETAPA DE DESCARGA - PROFUNDIDAD 1 m							
4 kg		2 kg		1 kg		0.5 kg	
Lec. micrómetro	Deformación (mm)	Lec. micrómetro	Deformación (mm)	Lec. micrómetro	Deformación (mm)	Lec. micrómetro	Deformación (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1510,50	3,02	1478,20	2,96	1450,50	2,90	1392,30	2,78
1510,00	3,02	1478,00	2,96	1450,20	2,90	1386,00	2,77
1510,00	3,02	1477,50	2,96	1449,50	2,90	1386,00	2,77
1508,20	3,02	1477,20	2,95	1449,20	2,90	1380,00	2,76
1508,00	3,02	1476,80	2,95	1447,30	2,89	1377,50	2,76
1507,30	3,01	1473,50	2,95	1445,50	2,89	1377,50	2,76
1507,30	3,01	1473,50	2,95	1441,50	2,88	1372,30	2,74
1507,10	3,01	1473,50	2,95	1428,20	2,86	1371,30	2,74
1505,00	3,01	1472,50	2,95	1428,20	2,86	1365,30	2,73
1505,00	3,01	1463,00	2,93	1423,00	2,85	1352,30	2,70
1502,30	3,00	1461,00	2,92	1420,00	2,84	1320,30	2,64
1500,50	3,00	1460,20	2,92	1408,00	2,82	1315,50	2,63
1495,60	2,99	1455,80	2,91	1403,50	2,81	1313,80	2,63

Fuente: Elaboración propia

Curva de consolidación con carga de 1 kg

Curva de consolidación (5 kg)



Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo del coeficiente de consolidación determinaremos el t_{90} de la curva de consolidación donde 1 kg de carga mediante la relación de brazo 1:10 la muestra recibe 10 veces el peso cargado, es decir que esta muestra está recibiendo 10 kg.

$$C_v = \frac{T_v * H_d^2}{t_{90}}$$

Dónde:

C_v = Coeficiente de Consolidación

t_{90} = Se lo obtiene de la curva de consolidación al 90 % de una muestra.

T_v = Es el factor de tiempo para valor para de 90%, obtenida de tabla 6.2 de Braja Das, fundamentos de ing. geotécnica

H_d = Longitud del máximo camino de drenaje (espesor del estrato) durante un incremento de esfuerzo. Si la muestra es doblemente drenada, el valor de H_d será la mitad del espesor del estrato.

$T_v = 0,848$

$H_d = 1\text{cm} * 0,01 = 0,01 \text{ m}$

$\sqrt{t_{90}} = 0,55 \rightarrow t_{90} = 0,55^2 = 0,302$

$$C_v = \frac{0.848 * 0,01^2}{0,302}$$

$$C_v = 0,00028 \text{ m}^2/\text{min}$$

El coeficiente de consolidación nos indica el grado de asentamiento del suelo bajo un incremento de carga, determinando y vinculando la velocidad a la cual este suelo se asienta

Resumen de ensayo de muestra 1

Carga (Kg)	Deformación (mm)	Deformación unitaria (%)	Altura de la muestra (mm)	Relación de vacíos "e"
Inicial	0	0,00	20,88	0,83
0,5	0,10	0,49	20,78	0,82
1	0,44	2,09	20,44	0,80
2	0,78	3,73	20,10	0,77
4	1,19	5,68	19,69	0,73
8	1,78	8,53	19,10	0,68
16	2,42	11,57	18,46	0,62
32	3,41	16,34	17,47	0,53
Descarga (Kg)	Deformación (mm)	Deformación unitaria (%)	Altura de la muestra (mm)	Relación de vacíos "e"
32	3,30	15,81	17,58	0,54
16	3,27	15,64	17,62	0,55
8	3,11	14,90	17,77	0,56
4	2,99	14,33	17,89	0,57
2	2,91	13,94	17,97	0,58
1	2,81	13,44	18,07	0,59
0,5	2,63	12,58	18,25	0,60

Fuente: Elaboración propia

Coeficiente de compresibilidad (m^2/KN)

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

Coeficiente de compresibilidad volumétrica (m²/KN)

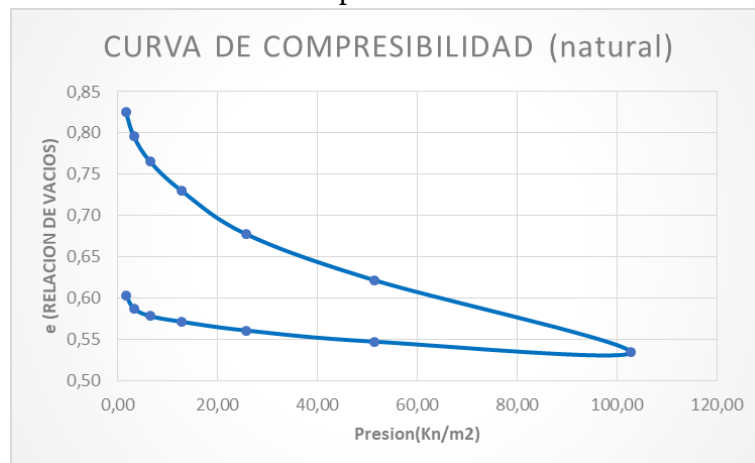
$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_{prom.}}$$

Curva de compresibilidad de muestra 1

Curva de compresibilidad				
Carga (Kg)	Presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	a _v (m ² /KN)	m _v (m ² /KN)
0	0,00	0,83	0,0056	0,0030
0,5	1,60	0,82	0,0183	0,0100
1	3,21	0,80	0,0094	0,0051
2	6,42	0,77	0,0037	0,0020
4	12,83	0,74	0,0050	0,0027
8	25,66	0,68	0,0022	0,0012
16	51,33	0,62	0,0017	0,0009
32	102,65	0,53	0,0003	0,0001
16	51,33	0,55		
8	25,66	0,56		
4	12,83	0,57		
2	6,42	0,58		
1	3,21	0,59		
0,5	1,60	0,60		

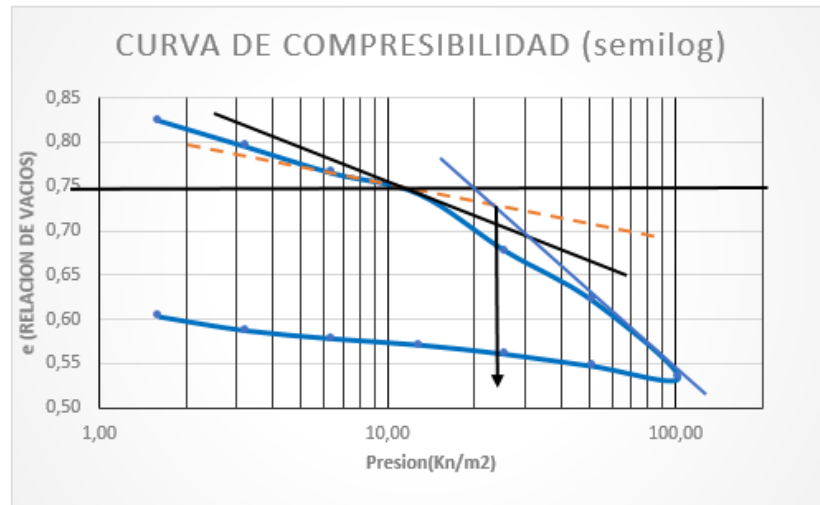
Fuente: Elaboración propia

Curva de compresibilidad Natural a 1m



Fuente: Elaboración propia

Curva de compresibilidad semilogaritmica a 1m



Fuente: Elaboración propia

Peso específico del suelo saturado

$$\gamma_{sat} = Y_{ss} * Ht$$

Esfuerzo efectivo (σ_o)

$$\sigma_o = \gamma_{sat} * Ht$$

Grado de consolidación OCR (over consolidation ratio)

$$OCR = \frac{\sigma_c}{\sigma_o}$$

$OCR \leq 1$ Normalmente consolidado

$1 < OCR < 2$ Ligeramente consolidado

$OCR > 2$ sobre consolidado

Según Coduto (1999), como el grado de ligeramente sobre consolidado no entra en las ecuaciones, definió para que un suelo sea normalmente consolidado los valores de la relación del esfuerzo de consolidación y el esfuerzo efectivo deben ser iguales dentro de un rango admisible de $\pm 20\%$.

$0,8 < OCR < 1,2$ Normalmente consolidado

$OCR > 1,2$ Sobre consolidado

Índice de compresión

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_o}\right)} = \frac{e_o - e_{o+1}}{\log(\sigma_c) - \log(\sigma_o)}$$

e_o	σ_c (KN/m²)
0,73	25
0,53	102,65
C_c	0,319

Índice de re-compresión o expansión

$$C_s = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma_o}{\sigma_c}\right)} = \frac{e_o - e_{o+1}}{\log(\sigma_o) - \log(\sigma_c)}$$

e_o	σ_c (KN/m²)
0,83	0,02
0,73	25
C_e	0,034

Donde:

Δe= Variación de relación de vacíos

σ_o = Presión efectiva o esfuerzo efectivo

σ_c = Presión de preconsolidación o esfuerzo de preconsolidación

Cálculos del grado de consolidación

Cálculo de esfuerzo efectivo σ'		
Altura de estrato total Ht = (m)	1,00	
Densidad de los sólidos Gs = (KN/m ³)	2,87	
Peso específico del agua γ _w = (KN/m ³)	9,81	
Relación de vacíos inicial e _o	0,83	
Peso específico suelo γ o γ _{sat} = (KN/m ³)	15,35	
Esfuerzo efectivo σ' _o = (KN/m ²)	15,35	
Grado de consolidación OCR		
σ _c	25	Kn/m ²
σ _o	15,35	Kn/m ²
OCR	1,63	
Sobre-consolidado		

Fuente: Elaboración propia

Para los cálculos del asentamiento se usó las siguientes ecuaciones:

Si el grado de consolidación de la muestra de suelo es Normalmente consolidado

$$S = \frac{H_o}{(1 + e_o)} \left[C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_c} \right) \right]$$

Si el grado de consolidación de la muestra de suelo es pre consolidado o sobre consolidado

$$S = \frac{H_o}{(1 + e_o)} \left[C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_c} \right) + C_e * \log \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_o} \right) \right]$$

Donde:

S = Asentamiento

Ho= Altura inicial de la muestra

e_o= Relación de vacíos

C_c= Índice de compresión

C_s= Índice de expansión

σ_o= Presión inicial

σ_c= Presión de sobre consolidación

Asentamientos de M-1 C-1

Presión (KN/m²)	Asentamientos (cm)
0,00	0,43
1,60	0,43
3,21	0,32
6,42	0,21
12,83	0,10
25,66	0,01
51,33	0,14

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y ANALISIS DE DATOS

4.1. Resultados de la caracterización de las muestras

4.1.1. Contenido de humedad

N° de calicata	Contenidos de humedad			
	Profundidad de exploración			
	M1=1 m	M2=1,5 m	M3=2,5 m	M4=3,5 m
C-1	19,63 %	20,94 %	15,52 %	17,40 %
C-2	11,32 %	7,13 %	6,6 %	7,28 %
C-3	14,26 %	16,0 %	16,88 %	14,63 %
C-4	16,41 %	15,28 %	15,03 %	16,84 %
C-5	9,54 %	9,22 %	10,45 %	9,82 %
C-6	7,87 %	6,6 %	5,01 %	4,90 %
C-7	19,63 %	20,94 %	15,52 %	17,4 %
C-8	7,39 %	5,52 %	5,10 %	5,32 %

Fuente: Elaboración propia

Como se muestra en tabla de resultados, las humedades naturales obtenidas de las 32 muestras ensayadas están dentro de un rango de humedad de $5\% < \omega < 20\%$, en la calicata 1, calicata 3 y calicata 4 se puede evidenciar que son las presentan mayor contenido de humedad, también se puede argumentar que visualmente durante la extracción de muestras, en ninguna calicata se encontró con ningún nivel freático.

4.1.2. Límites de Atterberg

Resultados de los límites de consistencia

N° de calicata	M-1			M-2			M-3			M-4		
	LL	IP	LP	LL	IP	LP	LL	IP	LP	LL	IP	LP
C-1	51	26	22	53	23	23	45	21	22	50	25	19
C-2	43	16	27	43	22	21	39	14	25	37	7	30
C-3	33	12	21	31	9	21	31	16	15	31	9	22
C-4	44	9	40	39	7	33	41	9	32	36	4	32
C-5	26	10	17	25	8	17	30	17	17	26	10	17
C-6	44	3	21	41	4	20	32	10	22	-	-	-
C-7	31	10	22	32	8	23	32	10	22	26	10	19
C-8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Clasificación según norma AASHTO

N° de calicata	M-1	M-2	M-3	M-4
C-1	A-7-6	A-7	A-7-6	A-7-6
C-2	A-7-6	A-7-6	A-6	A-4
C-3	A-2-6	A-4	A-2-6	A-4
C-4	A-2-5	A-4	A-5	A-2-4
C-5	A-4	A-4	A-2-4	A-4
C-6	A-2-5	A-2-4	A-4	-
C-7	A-4	A-4	A-4	A-4
C-8	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

En base a la relación del LL e IP, se ha clasificado por el método AASHTO, 27 muestras de las cuales se puede observar que 7 clasifican como suelos arcillosos (A-6, A-7, A-7-6), 13 clasifican como suelos limosos (A-4, A-5), 7 clasifican como suelos limo-arcillas (A-2-4, A-2-5, A-2-6) Y 5 muestras de las 32 que se analizaron se las descartaron porque tenían mucha presencia de limo-arena es decir no tenían límites de plasticidad, asimismo, se hace mención al suelo que más predomina en la zona de estudio es arcilla y limo de

baja plasticidad, estos suelos se caracterizan por ser casi impermeable con condiciones de compactación regular a mala, es un suelo medio compresible y tiene un comportamiento general como fundación de regular a malo.

4.1.3. Peso específico del suelo

Resumen de peso específico de los suelos

N° de calicata	Profundidad de exploración			
	M1=1 m	M2=1,5 m	M3=2,5 m	M4=3,5 m
C-1	2,87	2,81	2,88	2,82
C-2	2,7	2,71	2,74	2,83
C-3	2,77	2,82	2,83	2,81
C-4	2,84	2,79	2,86	2,84
C-5	2,68	2,78	2,75	2,87
C-6	2,73	2,77	2,67	2,68
C-7	2,87	2,86	2,79	2,85
C-8	2,69	2,73	2,68	2,71

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los resultados obtenidos de las 32 muestras y mostrados en la tabla de resultados, podemos observar que los valores se encuentran en el rango de: 2,67 a 2,72 que corresponden 8 muestras limos orgánicos; de 2,72 a 2,78 que corresponden a 7 muestras de arcillas poco plásticas, de 2,78 a 2,84 que corresponde a 10 muestras de arcillas medianamente plásticas y muy plásticas, de 2,84 a 2,88 que corresponde a 7 muestras de arcillas expansivas, que según Braja M. Das en su libro “ Principios de Ingeniería de Cimentación”, se puede decir que son los valores son característicos de arcillas y limos, el suelo que más predomina en la zona es de las arcillas medianamente plásticas y muy plásticas.

4.2. Resultados de los ensayos de consolidación

Calicata N° 1

C-1 muestra 1

Carga (Kg)	Presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_0	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,83	2,088	25	15,35	0,32	0,034	0,43
0,5	1,60	0,82						0,43
1	3,21	0,80						0,32
2	6,42	0,77						0,21
4	12,83	0,73						0,10
8	25,66	0,68						0,01
16	51,33	0,62						0,14
32	102,65	0,53						

Fuente: Elaboración propia

C-1 muestra 2

Carga (Kg)	Presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_0	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,77	2,051	36	15,6	0,37	0,039	0,56
0,5	1,60	0,77						0,56
1	3,21	0,75						0,44
2	6,42	0,72						0,31
4	12,83	0,69						0,18
8	25,66	0,65						0,05
16	51,33	0,54						0,10
32	102,65	0,47						

Fuente: Elaboración propia

C-1 muestra 3

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_0	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,77	2,037	36	15,99	0,33	0,014	0,51
0,5	1,60	0,76						0,51
1	3,21	0,76						0,40
2	6,42	0,76						0,28
4	12,83	0,75						0,17
8	25,66	0,71						0,05
16	51,33	0,65						0,07
32	102,65	0,57						

Fuente: Elaboración propia

C-1 muestra 4

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,80	2,056	42	15,39	0,37	0,032	0,58
0,5	1,60	0,79						0,58
1	3,21	0,79						0,46
2	6,42	0,78						0,33
4	12,83	0,73						0,21
8	25,66	0,71						0,08
16	51,33	0,64						0,06
32	102,65	0,55						

Fuente: Elaboración propia

Calicata N° 2

C-2 muestra 1

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,62	2,044	25	16,38	0,36	0,044	0,53
0,5	1,60	0,60						0,53
1	3,21	0,57						0,40
2	6,42	0,53						0,27
4	12,83	0,51						0,13
8	25,66	0,46						0,02
16	51,33	0,36						0,18
32	102,65	0,26						

Fuente: Elaboración propia

C-2 muestra 2

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,54	2,017	50	17,16	0,34	0,022	0,65
0,5	1,60	0,54						0,65
1	3,21	0,53						0,52
2	6,42	0,52						0,39
4	12,83	0,50						0,26
8	25,66	0,47						0,12
16	51,33	0,43						0,02
32	102,65	0,36						

Fuente: Elaboración propia

C-2 muestra 3

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,60	2,084	40	16,85	0,6	0,053	1,06
0,5	1,60	0,58						1,07
1	3,21	0,56						0,85
2	6,42	0,52						0,62
4	12,83	0,49						0,38
8	25,66	0,45						0,14
16	51,33	0,34						0,13
32	102,65	0,18						

Fuente: Elaboración propia

C-2 muestra 4

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,65	2,019	28	16,8	0,4	0,06	0,60
0,5	1,60	0,65						0,60
1	3,21	0,64						0,46
2	6,42	0,61						0,31
4	12,83	0,58						0,16
8	25,66	0,51						0,01
16	51,33	0,42						0,16
32	102,65	0,31						

Fuente: Elaboración propia

Calicata N° 3

C-3 muestra 1

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,72	2,067	20	15,83	0,27	0,032	0,35
0,5	1,60	0,71						0,36
1	3,21	0,70						0,26
2	6,42	0,65						0,16
4	12,83	0,63						0,06
8	25,66	0,57						0,04
16	51,33	0,50						0,16
32	102,65	0,43						

Fuente: Elaboración propia

C-3 muestra 2

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,73	2,071	29	15,95	0,26	0,017	0,38
0,5	1,60	0,73						0,38
1	3,21	0,73						0,29
2	6,42	0,73						0,20
4	12,83	0,71						0,10
8	25,66	0,68						0,01
16	51,33	0,62						0,09
32	102,65	0,54						

Fuente: Elaboración propia

C-3 muestra 3

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,84	2,051	28	37,77	0,43	0,031	0,60
0,5	1,60	0,84						0,60
1	3,21	0,82						0,46
2	6,42	0,79						0,32
4	12,83	0,76						0,18
8	25,66	0,71						0,02
16	51,33	0,60						0,14
32	102,65	0,50						

Fuente: Elaboración propia

C-3 muestra 4

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,72	2,069	20	16,05	0,26	0,012	0,35
0,5	1,60	0,72						0,35
1	3,21	0,72						0,25
2	6,42	0,70						0,16
4	12,83	0,67						0,06
8	25,66	0,63						0,04
16	51,33	0,57						0,14
32	102,65	0,49						

Fuente: Elaboración propia

Calicata N° 4

C-4 muestra 1

Carga (Kg)	Presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,77	2,061	24	15,72	0,25	0,017	0,34
0,5	1,60	0,77						0,34
1	3,21	0,77						0,25
2	6,42	0,75						0,17
4	12,83	0,73						0,08
8	25,66	0,68						0,01
16	51,33	0,63						0,11
32	102,65	0,56						

Fuente: Elaboración propia

C-4 muestra 2

Carga (Kg)	Presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,71	2,027	27	16,04	0,38	0,009	0,55
0,5	1,60	0,70						0,55
1	3,21	0,69						0,42
2	6,42	0,68						0,29
4	12,83	0,65						0,15
8	25,66	0,60						0,01
16	51,33	0,54						0,14
32	102,65	0,46						

Fuente: Elaboración propia

C-4 muestra 3

Carga (Kg)	Presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,85	2,141	22	15,13	0,23	0,044	0,29
0,5	1,60	0,85						0,29
1	3,21	0,84						0,22
2	6,42	0,81						0,14
4	12,83	0,77						0,06
8	25,66	0,71						0,03
16	51,33	0,65						0,12
32	102,65	0,57						

Fuente: Elaboración propia

C-4 muestra 4

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,90	2,175	21	14,68	0,31	0,062	0,38
0,5	1,60	0,87						0,39
1	3,21	0,83						0,29
2	6,42	0,78						0,18
4	12,83	0,71						0,07
8	25,66	0,65						0,05
16	51,33	0,57						0,18
32	102,65	0,50						

Fuente: Elaboración propia

Calicata N° 5

C-5 muestra 1

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,73	2,024	30	15,16	0,28	0,026	0,40
0,5	1,60	0,73						0,40
1	3,21	0,73						0,31
2	6,42	0,72						0,21
4	12,83	0,69						0,11
8	25,66	0,65						0,01
16	51,33	0,58						0,09
32	102,65	0,50						

Fuente: Elaboración propia

C-5 muestra 2

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,74	2,037	29	15,66	0,28	0,026	0,40
0,5	1,60	0,74						0,40
1	3,21	0,73						0,31
2	6,42	0,71						0,21
4	12,83	0,69						0,11
8	25,66	0,65						0,01
16	51,33	0,59						0,10
32	102,65	0,51						

Fuente: Elaboración propia

C-5 muestra 3

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,67	2,039	40	16,17	0,42	0,009	0,71
0,5	1,60	0,67						0,71
1	3,21	0,66						0,56
2	6,42	0,64						0,41
4	12,83	0,59						0,26
8	25,66	0,58						0,10
16	51,33	0,54						0,06
32	102,65	0,47						

Fuente: Elaboración propia

C-5 muestra 4

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,75	2,025	29	16,05	0,21	0,027	0,30
0,5	1,60	0,75						0,30
1	3,21	0,74						0,23
2	6,42	0,72						0,16
4	12,83	0,71						0,08
8	25,66	0,67						0,01
16	51,33	0,62						0,07
32	102,65	0,55						

Fuente: Elaboración propia

Calicata N° 6

C-6 muestra 1

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,71	2,014	35	15,64	0,31	0,025	0,48
0,5	1,60	0,71						0,48
1	3,21	0,70						0,37
2	6,42	0,69						0,26
4	12,83	0,67						0,15
8	25,66	0,63						0,04
16	51,33	0,57						0,08
32	102,65	0,49						

Fuente: Elaboración propia

C-6 muestra 2

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,65	2,022	30	16,48	0,28	0,031	0,34
0,5	1,60	0,64						0,24
1	3,21	0,63						0,13
2	6,42	0,61						0,03
4	12,83	0,59						0,08
8	25,66	0,55						0,19
16	51,33	0,48						0,32
32	102,65	0,40						

Fuente: Elaboración propia

C-6 muestra 3

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,49	2,016	20	17,56	0,2	0,02	0,29
0,5	1,60	0,49						0,29
1	3,21	0,48						0,21
2	6,42	0,46						0,13
4	12,83	0,43						0,05
8	25,66	0,40						0,03
16	51,33	0,35						0,12
32	102,65	0,29						

Fuente: Elaboración propia

C-6 muestra 4

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,63	2,034	16	16,1	0,22	0,018	0,28
0,5	1,60	0,63						0,28
1	3,21	0,62						0,20
2	6,42	0,61						0,11
4	12,83	0,57						0,03
8	25,66	0,53						0,06
16	51,33	0,47						0,16
32	102,65	0,40						

Fuente: Elaboración propia

Calicata N° 7

C-7 muestra 1

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	1,07	2,092	22	13,58	0,32	0,057	0,36
0,5	1,60	1,06						0,36
1	3,21	1,02						0,27
2	6,42	0,98						0,17
4	12,83	0,93						0,07
8	25,66	0,84						0,04
16	51,33	0,78						0,15
32	102,65	0,69						

Fuente: Elaboración propia

C-7 muestra 2

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	1,06	2,088	32	13,6	0,29	0,066	0,36
0,5	1,60	1,04						0,36
1	3,21	1,00						0,28
2	6,42	0,97						0,19
4	12,83	0,93						0,10
8	25,66	0,87						0,00
16	51,33	0,78						0,10
32	102,65	0,70						

Fuente: Elaboración propia

C-7 muestra 3

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,94	2,103	25	14,05	0,35	0,037	0,44
0,5	1,60	0,94						0,44
1	3,21	0,92						0,33
2	6,42	0,88						0,22
4	12,83	0,85						0,10
8	25,66	0,79						0,02
16	51,33	0,71						0,14
32	102,65	0,62						

Fuente: Elaboración propia

C-7 muestra 4

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,99	2,061	19	14,03	0,36	0,038	0,40
0,5	1,60	0,97						0,40
1	3,21	0,91						0,30
2	6,42	0,89						0,18
4	12,83	0,89						0,06
8	25,66	0,80						0,06
16	51,33	0,73						0,19
32	102,65	0,62						

Fuente: Elaboración propia

Calicata N° 8

C-8 muestra 1

Carga (Kg)	presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,68	2,034	32	15,73	0,27	0,049	0,41
0,5	1,60	0,67						0,41
1	3,21	0,65						0,31
2	6,42	0,62						0,22
4	12,83	0,59						0,12
8	25,66	0,54						0,01
16	51,33	0,46						0,10
32	102,65	0,38						

Fuente: Elaboración propia

C-8 muestra 2

Carga (Kg)	Presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,77	2,054	28	15,14	0,34	0,034	0,47
0,5	1,60	0,76						0,48
1	3,21	0,74						0,36
2	6,42	0,72						0,25
4	12,83	0,69						0,13
8	25,66	0,63						0,00
16	51,33	0,56						0,13
32	102,65	0,47						

Fuente: Elaboración propia

C-8 muestra 3

Carga (Kg)	Presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,68	2,043	31	15,64	0,26	0,031	0,39
0,5	1,60	0,67						0,39
1	3,21	0,66						0,30
2	6,42	0,64						0,21
4	12,83	0,61						0,11
8	25,66	0,57						0,02
16	51,33	0,52						0,09
32	102,65	0,45						

Fuente: Elaboración propia

C-8 muestra 4

Carga (Kg)	Presión Kn/m ²	e (relación de vacíos)	Ho (cm)	σ_c	σ_o	Cc	Ce	S (cm)
0	0,00	0,59	2,038	30	16,68	0,29	0,011	0,47
0,5	1,60	0,59						0,47
1	3,21	0,58						0,36
2	6,42	0,57						0,25
4	12,83	0,54						0,14
8	25,66	0,56						0,02
16	51,33	0,46						0,10
32	102,65	0,40						

Fuente: Elaboración propia

Coefficientes de consolidación

COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Cv (m ² /min) - Calicata N°1							
Profundidad	5kg	10kg	20kg	40kg	80kg	160kg	320kg
1 m	0,00028	0,00034	0,00034	0,00034	0,00034	0,00034	0,00042
1,5 m	0,00034	0,00034	0,00042	0,00042	0,00042	0,00042	0,00042
2,5 m	0,00034	0,00003	0,00053	0,00028	0,00042	0,00042	0,00042
3,5 m	0,00028	0,00028	0,00037	0,00028	0,00034	0,00034	0,00042

Fuente: Elaboración propia

COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Cv (m ² /min) – Calicata N° 2							
Profundidad	5kg	10kg	20kg	40kg	80kg	160kg	320kg
1 m	0,00028	0,00028	0,00030	0,00031	0,00044	0,00046	0,00048
1,5 m	0,00017	0,00020	0,00021	0,00024	0,00034	0,00034	0,00034
2,5 m	0,00019	0,00024	0,00028	0,00028	0,00034	0,00031	0,00034
3,5 m	0,00015	0,00034	0,00030	0,00028	0,00042	0,00044	0,00044

Fuente: Elaboración propia

COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Cv (m ² /min)							
Profundidad	5kg	10kg	20kg	40kg	80kg	160kg	320kg
1 m	0,00013	0,00024	0,00027	0,00029	0,00034	0,00037	0,00040
1,5 m	0,00030	0,00028	0,00030	0,00034	0,00038	0,00042	0,00046
2,5 m	0,00031	0,00033	0,00033	0,00031	0,00034	0,00037	0,00040
3,5 m	0,00022	0,00031	0,00031	0,00033	0,00037	0,00040	0,00042

Fuente: Elaboración propia

COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Cv (m ² /min)							
Profundidad	5kg	10kg	20kg	40kg	80kg	160kg	320kg
1 m	0,00025	0,00027	0,00028	0,00028	0,00031	0,00034	0,00038
1,5 m	0,00031	0,00033	0,00034	0,00034	0,00040	0,00044	0,00046
2,5 m	0,00012	0,00025	0,00027	0,00025	0,00030	0,00033	0,00034
3,5 m	0,00015	0,00020	0,00027	0,00029	0,00037	0,00038	0,00040

Fuente: Elaboración propia

COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Cv (m ² /min)							
Profundidad	5kg	10kg	20kg	40kg	80kg	160kg	320kg
1 m	0,00024	0,00028	0,00028	0,00028	0,00028	0,00028	0,00028
1,5 m	0,00017	0,00024	0,00024	0,00024	0,00024	0,00024	0,00024
2,5 m	0,00016	0,00019	0,00022	0,00022	0,00022	0,00022	0,00022
3,5 m	0,00016	0,00019	0,00019	0,00019	0,00019	0,00019	0,00019

Fuente: Elaboración propia

COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Cv (m ² /min)							
Profundidad	5kg	10kg	20kg	40kg	80kg	160kg	320kg
1 m	0,00028	0,00028	0,00037	0,00037	0,00034	0,00038	0,00042
1,5 m	0,00031	0,00031	0,00034	0,00034	0,00040	0,00044	0,00044
2,5 m	0,00029	0,00027	0,00027	0,00038	0,00040	0,00041	0,00044
3,5 m	0,00017	0,00020	0,00029	0,00029	0,00037	0,00038	0,00040

Fuente: Elaboración propia

COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Cv (m ² /min)							
Profundidad	5kg	10kg	20kg	40kg	80kg	160kg	320kg
1 m	0,00020	0,00024	0,00028	0,00028	0,00024	0,00024	0,00024
1,5 m	0,00017	0,00020	0,00020	0,00020	0,00024	0,00024	0,00024
2,5 m	0,00032	0,00018	0,00021	0,00021	0,00021	0,00021	0,00021
3,5 m	0,00018	0,00017	0,00018	0,00028	0,00038	0,00038	0,00039

Fuente: Elaboración propia

COEFICIENTE DE CONSOLIDACION C_v (m ² /min)							
Profundidad	5kg	10kg	20kg	40kg	80kg	160kg	320kg
1 m	0,00028	0,00028	0,00037	0,00028	0,00034	0,00034	0,00042
1,5 m	0,00031	0,00033	0,00034	0,00034	0,00040	0,00044	0,00046
2,5 m	0,00029	0,00033	0,00027	0,00038	0,00042	0,00042	0,00044
3,5 m	0,00015	0,00020	0,00027	0,00029	0,00037	0,00038	0,00040

Fuente: Elaboración propia

4.3. Análisis e interpretación de resultados

De acuerdo a los ensayos realizados para determinar las características físicas de las 32 muestras se detalla los siguientes:

Contenido de humedad: Como se muestra en Tabla de resultados, las humedades naturales obtenidas de las 32 muestras ensayadas están dentro del rango de la humedad $5\% < \omega < 20\%$ según Terzaghi y Peck en su libro “Mecánica Suelos en la Ingeniería Practica”. Asimismo; se puede deducir que los suelos bajo estudio presentan baja resistencia.

En base a la relación del LL e IP para cada una de las 32 muestra, pudimos obtener de acuerdo a la carta de plasticidad, que 13 muestras se clasifican como Arcillas de Baja Plasticidad (CL); 10 muestras como limos de baja plasticidad (ML); 3 muestras como limos de alta plasticidad (ML); 1 muestra salió como arcilla de alta plasticidad (CH) y 5 muestras se las descartaron porque tenían mucha presencia de limo arena es decir no tenían límites de plasticidad, asimismo, se hace mención al suelo que más predomina en la zona de estudio es arcilla y limo de baja plasticidad, caracteriza por ser casi impermeable con condiciones de compactación buena a regular, es un suelo medio compresible y tiene un comportamiento general como fundación de regular a malo.

Gravedad Específica de los Sólidos: De acuerdo a los resultados obtenidos y mostrados en la tabla de resultados, podemos observar que los valores se encuentran en el rango de: 2,67 a 2,72 que corresponden 8 muestras limos orgánicos; de 2,72 a 2,78 que corresponden a 7 muestras de arcillas poco plásticas, de 2,78 a 2,84 que corresponde a 10 muestras de arcillas medianamente plásticas y muy plásticas, de 2,84 a 2,88 que corresponde a 7 muestras de arcillas expansivas, que según Braja M. Das en su libro “

Principios de Ingeniería de Cimentación”, se puede decir que son los valores característicos de arcillas y limos, y el suelo que más predomina en la zona es de las arcillas medianamente plásticas y muy plásticas.

Mediante la curva de compresibilidad: se determinó que casi la mayoría de las 32 muestras del suelo de la investigación se encuentran sobreconsolidadas, es decir que el suelo en cuestión ha recibido cargas superiores a las actuales durante su historia geológica, por lo cual el esfuerzo de Pre consolidación (σ'_p) presenta valores mayores al esfuerzo efectivo inicial (σ'_o). El cálculo de esfuerzos de Pre consolidación para las 32 muestras es mostrado a partir de las tablas y los gráficos de curva de compresión para la determinación del esfuerzo de Pre consolidación del gráfico.

4.4. Contrastación de la hipótesis

Se pudo verificar mediante los ensayos realizados que las muestras de suelo estudiadas corresponden a arcillas de baja plasticidad (CL) y limos de baja plasticidad (ML), según la clasificación S.U.C.S; asimismo, en dichos estratos del suelo donde reposarán las obras estructurales, pudimos constatar mediante la prueba de consolidación unidimensional, que el esfuerzo de pre consolidación es mayor al esfuerzo efectivo actual por lo que se clasifica como una arcilla sobreconsolidada; por otro lado pudimos obtener los asentamientos, los cuales justifican que las muestras de suelo se encuentran en la condición de sobreconsolidación.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Luego del cálculo y presentación de cada uno de los parámetros de estudio en esta investigación se culmina este trabajo con las siguientes conclusiones:

- Según los resultados presentados en la siguiente tabla, de los ensayos realizados de consolidación, se puede indicar que el suelo fino de la zona estudiada se encuentra en condición de sobreconsolidación, es decir que la carga a la que se ha sometido en laboratorio, no es la carga máxima que ha actuado sobre estos suelos.

Esfuerzos efectivos, de preconsolidación y grado de consolidación OCR

	σ_c (Kn/m ²)	>	σ_o (Kn/m ²)	OCR
C-1	25	>	15,35	1,63
	36	>	15,60	2,31
	36	>	15,99	2,25
	42	>	15,39	2,73
C-2	25	>	16,38	1,53
	50	>	17,16	2,91
	40	>	16,85	2,37
	28	>	16,80	1,25
C-3	20	>	15,83	1,26
	29	>	15,95	1,82
	28	<	37,77	0,74
	20	>	16,05	1,25
C-4	24	>	15,72	1,53
	27	>	16,04	1,68
	22	>	15,13	1,45
	21	>	14,68	1,43

	σ_c (Kn/m ²)	>	σ_o (Kn/m ²)	OCR
C-5	30	>	15,16	1,98
	29	>	15,66	1,85
	40	>	16,17	2,47
	29	>	16,05	1,81
C-6	35	>	15,64	2,24
	30	>	16,48	1,82
	20	>	17,56	1,14
	16	<	16,10	0,99
C-7	22	>	13,58	1,62
	32	>	13,60	2,35
	25	>	14,05	1,78
	19	>	14,03	1,35
C-8	32	>	15,73	2,03
	28	>	15,14	1,85
	31	>	15,64	1,98
	30	>	16,68	1,80

Fuente: Elaboración propia

- Se pudo observar que los asentamientos experimentales calculados son relativamente bajos por lo cual se puede decir que las cargas actuales aplicadas al terreno de estudio han hecho que este alcance en gran porcentaje su estado total de consolidación, es un suelo medio compresible y tiene un comportamiento general como fundación de regular a malo.

Resultados de todos los asentamientos máximos

N° de Calicata	Asentamientos (mm)			
	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4
C-1	0,43	0,56	0,47	0,58
C-2	0,53	0,65	1,06	0,6
C-3	0,36	0,38	0,6	0,35
C-4	0,34	0,55	0,29	0,39
C-5	0,4	0,4	0,71	0,3
C-6	0,48	0,34	0,29	0,28
C-7	0,36	0,36	0,44	0,4
C-8	0,41	0,43	0,46	0,47

Fuente: Elaboración propia

- Los índices de compresibilidad (C_c) mostrados en las 32 muestras, presentaron 28 valores dentro del rango de 0,2 a 0,4 y 4 valores dentro del rango de 0,4 a 0,8 como se muestra en la tabla; esto nos indica que el suelo es de baja compresibilidad lo que significa que presentará deformaciones bajas en tiempos cortos de nuestro suelo sobre-consolidado.

Índices de compresibilidad

Índice de compresión (C_c)	Compresibilidad
<0,2	Muy baja
0,2-0,4	Baja
0,4-0,8	Media
0,8-1,6	Alta
1,6-3,2	Muy alta
>3,2	Extremadamente alta

Fuente: Tabla de índice de compresibilidad (C_c), (Begemann, 1953)

Resultado del índice de compresión

N° de Calicata	Índice de Compresión (C_c)			
	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4
C-1	0,32	0,37	0,33	0,37
C-2	0,36	0,34	0,60	0,40
C-3	0,27	0,26	0,43	0,26
C-4	0,25	0,38	0,23	0,31
C-5	0,28	0,28	0,42	0,21
C-6	0,31	0,28	0,20	0,22
C-7	0,32	0,29	0,35	0,36
C-8	0,27	0,34	0,26	0,29

Fuente: Elaboración Propia

- De acuerdo a las características físicas obtenidas para las 32 muestras, podemos observar que algunas de ellas son similares; asimismo, el comportamiento de todas las demás muestras, por tanto podemos concluir que en la área de estudio se tienen suelos casi homogéneos con comportamientos similares, excepción de suelos del

punto 1 que es un suelo con alto índice de plasticidad, y de los suelos del punto 6 y 8 que son suelos con limo de muy baja plasticidad, de los se puede decir que no tienen límites.

- Estas apreciaciones suelen tener una importancia decisiva para elegir el tipo de fundación y evaluar su conveniencia.
- Observando la estratigrafía en las calicatas se puede concluir que los suelos tienen características físicas similares en la mayoría de las calicatas es decir que la presencia de suelo fino limo y arcilla está presente en toda el área en cual se desarrolló este estudio.
- Es un ensayo lento y costoso pero la información que proporciona bien vale lo que cuesta y el tiempo de espera ya que de él se puede obtener una información muy valiosa para la caracterización de suelos finos, resulta casi imposible de obtener con otros ensayos geotécnicos como el **SPT** o **CBR** por ejemplo.

5.2. Recomendaciones

En esta presente investigación se realizó la exploración del subsuelo a través de 8 calicatas a cielo abierto, donde se extrajeron 32 muestras de suelos suelto y 32 muestras en terrón para realizar ensayos en laboratorio, mediante esta experiencia de exploración podemos indicar algunos aspectos que se pueden mejorar para que sirvan como referencia de futuras investigaciones alrededor del este tema:

- Se debe tener en cuenta las condiciones climáticas externas, por ejemplo se debe programar un día o temporada que no haiga lluvias, por la profundidad que se debe explorar dicho estudio y como se trata de suelos finos un día con lluvias traerías muchos problemas, también es importante fijar que el día que se hará, no tenga probabilidades de vientos o este muy caluroso.
- En importante que el personal que apoyara en este trabajo, tenga el conocimiento sobre el tema, para que de esta manera colaboren con el correcto trabajo, registro e identificación de cada una de las muestras y también para que se les puedan asignar tareas de forma paralela.
- Para las muestras que se extrajeron para el ensayo de consolidación se deben tener una mayor paciencia para la extracción de los terrones de suelos que estén lo

menos fisurados posibles, que no tengan presencia de raíces u otras materias orgánicas.

- También se recomienda tomar como 2 terrones de suelo como muestra de cada punto de los 32 puntos a tomar muestras a diferentes profundidades haciendo un total de 64 muestras en terrón, los cuales deben ser de unos 8 a 12 cm de diámetro, son 2 muestras en terrón por punto, porque al tallar las muestras sufren fisuras o se agrietan, también se recomienda cubrir las muestras con nylon fill para que la pérdida de humedad sea mínima.
- De acuerdo a nuestra caracterización y cálculos realizados podemos observar que los asentamientos producidos por carga y descarga, son instantáneos en los suelos con presencia de limos y diferidos en el tiempo, en los suelos arcillosos a los cuales se debe prestarse atención especial, ya que estos se seguirán asentando, para ellos se recomienda antes de construir compactar y mejorar el suelo arcilloso eligiendo algún método de estabilización más accesible en nuestro medio.
- Al momento de obtener los parámetros σ_c , C_c y C_e del gráfico de la curva de compresión, se recomienda ser bastante exacto en el trazo ya que estos estarán a criterio propia de cada persona que lo realice.
- Los datos de asentamientos obtenidos de esta investigación, pueden ser útiles para usuarios que viven dentro del Barrio Churumata, para otros usuarios lo pueden usar si el tipo de suelo es semejante o parecido a estos y en los diferentes extractos de suelo explorados.