

CAPÍTULO I
INTRODUCCIÓN AL
DISEÑO TEÓRICO Y
METODOLÓGICO

CAPÍTULO I

DISEÑO TEÓRICO Y METODOLÓGICO

1.1. Introducción

Dentro del área de la ingeniería civil, el estudio de los suelos y el estudio geotécnico es muy importante para las vías en su estructuración, estabilidad y capacidad de soporte que generen factores de seguridad al diseño para el confort del usuario.

Los ensayos de caracterización mecánica y clasificación que son muy bien conocidos en nuestro medio dan en primera instancia una clasificación del tipo de suelo mediante parámetros previamente estipulados por normativas adoptadas en Bolivia, en segunda instancia se debe determinar los ensayos de resistencia mecánica de suelos los cuales originan los conocimientos básicos para iniciar el diseño de las obras civiles de cualquier índole.

Dicho lo anterior el presente documento se basará básicamente o principalmente en el ensayo de compresión inconfiada para determinar el valor de resistencia cortante, esto en un suelo arcilloso de alta plasticidad (arcilla CH), sometido a una estabilización de diferentes porcentajes de cal, analizar la variación de resistencia al corte no drenado con el fin de medir deformaciones y registrar la fuerza que produce la falla de corte.

Para ello se empezará por reunir toda la información relacionada con el tema de estabilización suelo-cal, como también el procedimiento y manejo del equipo de compresión simple; para después entrar directamente a los ensayos en laboratorio para su análisis.

Empezando por la caracterización del suelo, con ensayos como: granulometría, límites de Atterberg, peso específico, hidrometría y compactación, cbr.

Para luego pasar a la variable principal de proyecto que es la resistencia cortante del suelo y su determinación mediante el ensayo de compresión inconfiada.

Ya con los ensayos concluidos y resultados obtenidos proceder al análisis y evaluación de los mismos para realizar las conclusiones del proyecto.

1.2. Justificación

La subrasante es la capa de terreno de una estructura vial que soporta la estructura de pavimento y que se extiende hasta una profundidad que no afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto. Debido a que la subrasante es la parte que sostiene la estructura, es de vital importancia que cumpla con las condiciones de resistencia requeridas para poder soportar las cargas a las cuales estará sometido.

Cuando en la construcción de obras civiles se presentan suelos arcillosos se necesita, en algunos casos, la estabilización física química de dicho material entonces lo que realmente se quiere con esta investigación es poder mejorar las propiedades del suelo aumentando la resistencia para asegurar la calidad y buen funcionamiento de las mismas mediante la estabilización con cal.

La estabilización con cal es uno de los métodos químicos más usados para suelos arcillosos, permite reducir sus límites de consistencia lo que mejora el comportamiento plástico del suelo estabilizado y aumentará su esfuerzo máximo.

Cuando se habla de estabilización de suelo-cal, estamos hablando de mejorar para bien las propiedades físico mecánicas de los suelos, esto se ha evidenciado en esta investigación donde se ve que los valores de resistencia, al corte han mejorado.

La investigación es de gran importancia porque elaborará este documento para que se haga una recopilación de resultados de laboratorio actualizados y que muestre una alternativa de solución a suelos arcillosos para ser estabilizados con cal y que cumpla con las condiciones apropiadas para su utilización como subrasante de pavimentos rígidos.

La investigación contará con la ayuda de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, en lo referente a la realización de los ensayos de laboratorio que se necesitaran hacer a lo largo de la investigación.

1.3. Situación problemática

1.3.1. Conceptualización puntual del objeto de estudio

Se busca ver la variación del incremento de la resistencia al corte en suelo arcilloso de alta plasticidad (arcilla CH) una vez sometido está a una estabilización con cal a diferentes porcentajes.

1.3.2. Descripción del fenómeno ocurrido

Los parámetros de resistencia al corte del suelo son muy utilizados en el análisis de problemas geotécnicos que impliquen fenómenos de interacción suelo-estabilizante. Se analiza los parámetros de resistencia al corte con el ensayo de compresión inconfínada como también son fundamentales para el diseño en obras de ingeniería.

Esta resistencia cortante del suelo se verá afectada por la adición del estabilizante utilizado (cal), el porcentaje de este estabilizante utilizado se irá variando con el fin de ver el comportamiento del suelo a diferentes porcentajes de cal.

En la primera parte se realizará una mejora al suelo añadiendo cal, en diferentes porcentajes y siendo la normativa ASTM D6276 para obtener especímenes estabilizados.

En la segunda parte de este proyecto se realizará el ensayo de compresión inconfínada según norma ASTM D2126; AASHTO T208 con el fin de determinar la resistencia al corte de los diferentes porcentajes estabilizados con cal.

Una vez concluido se hará un análisis de los valores de la resistencia al corte obtenidos tanto en el suelo natural como en el suelo sometido a una estabilización, se observará que es lo que ocurre con los valores de resistencia de corte y se hará un análisis de los resultados.

1.3.3. Breve explicación de la perspectiva de solución

La comparación de resistencia cortante en un suelo arcilloso de alta plasticidad (arcilla CH) a diferentes porcentajes de cal para su estabilización, se busca incrementar su resistencia al corte para poder determinar el comportamiento de dicho suelo, si existe variación de resistencia entre los diferentes porcentajes de cal añadido.

1.3.4. Problema

¿Cuál es el comportamiento de la resistencia cortante de un suelo arcilloso, cuando se le adiciona porcentajes de cal?

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Analizar el comportamiento de la resistencia cortante de un suelo arcilloso considerando la adición de varios porcentajes de cal; de tal manera, se considera la combinación como un mejoramiento de su resistencia.

1.4.2. Objetivos específicos

- Determinar las zonas de extracción de las muestras de suelos arcillosos de alta plasticidad en campo referido al valle central de Tarija.
- Realizar los ensayos de compactación tipo proctor estándar.
- Someter las muestras de suelo a diferentes porcentajes de estabilización con cal.
- Realizar las pruebas de resistencia al corte, usando el equipo de compresión inconfiada en condiciones no drenado.
- Analizar los parámetros de envolvente de falla de Mohr-Coulomb en estado no drenado.
- Comparar los resultados de resistencia al corte no drenado con el tiempo de curado de las muestras estabilizadas como natural.

1.5. Hipótesis

Con la adición de cal a la arcilla mejora su resistencia cortante.

1.5.1. Identificación de variables

Las variables que se presentan en el presente proyecto son la cantidad de cal a diferentes porcentajes de estabilización, no se toma como variable el tipo de suelo porque como ya se indicó anteriormente el único tipo de suelo a usar para esta investigación es la arcilla clasificada CH (clasificación SUCS), a continuación, se identificarán la variable independientes y dependientes para este proyecto:

1.5.1.1. Variable independiente

X_1 =Cantidad de cal.

1.5.1.2. Variable dependiente

Y_1 =Resistencia al corte

1.5.2. Conceptualización de variables

1.5.2.1. Cantidad de cal

Es la proporción de cal que se le agregará al suelo a ser mejorado, con la finalidad de estabilizar el suelo a diferentes porcentajes de cal para lograr una mejor resistencia de suelo, para el presente proyecto se trabajará con porcentajes de 3, 5 y 7.

1.5.2.2. Resistencia al corte

La resistencia de un material describe el estado último de esfuerzo que puede soportar antes de que falle. Para suelos que pueden tener niveles altos de deformación se define la falla de acuerdo a sus deformaciones y en este estudio la resistencia al corte no drenado esta solamente en función de la cohesión.

1.5.3. Operacionalización

Tabla 1.1. Operacionalización de la variable independiente

Variable independiente	Dimensión	Indicador	Valor/acción
Cantidad de cal	Tamaño de muestra	gr	Estabilizar el suelo natural con cal a un 3, 5 y 7%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 1.2. Operacionalización de la variable dependiente

Variable dependiente	Dimensión	Indicador	Valor/acción
Resistencia cortante	Cohesión	Normalmente alta para arcillas	Mientras más fino mayor cohesión
	Esfuerzo máximo	Se puede obtener mis parámetros de resistencia	Máxima capacidad soporte del suelo

Fuente: Elaboración propia

1.6. Alcance de la investigación

El presente trabajo de investigación corresponde al tipo de **investigación causal o explicativa**, pues con este trabajo se pretende explicar lo que sucedería con el valor de la resistencia cortante del suelo en un suelo arcilloso antes y después de ser sometido a una estabilización cal a diferentes porcentajes.

La investigación alcanza 4 niveles

-Exploratorio, Descriptivo, Correlacional, Causal Explicativo.

La relación de causa y efecto de variables.

- Diseño experimental porque el investigador manipula la variable independiente.
- Categoría pre experimental.

La investigación abarca el análisis de la variación al corte en arcillas en función al porcentaje de cal añadido para su estabilización en suelos finos o arcillosos de alto grado de plasticidad del suelo en ambos estados, es decir en estado natural y luego determinar su variación de sus parámetros mecánicos en la resistencia al esfuerzo cortante.

Capítulo I.- En este capítulo se empieza a realizar el diseño metodológico del presente proyecto, que abarca desde encontrar un problema en el campo de la mecánica de suelos y dar solución a este problema mediante diferentes ensayos de laboratorio. Identificando los objetivos del proyecto, basar todo el proyecto en una hipótesis que será verificada al final de este documento.

Capítulo II.- En este capítulo se elaborará un marco teórico sobre el tema de estabilización de suelos, pero sobre todo se hará énfasis en el tema principal del proyecto es la compresión inconfiada, desde el concepto de corte, en diferentes porcentajes de estabilización suelo-cal, los factores que influyen en este valor, las ventajas y desventajas de este parámetro y los métodos que existen para medir este parámetro en base a las normas existentes.

Capítulo III.- En este punto del presente proyecto primeramente se puntualizará los lugares de donde se extrajeron las muestras del suelo a usar para la elaboración de este proyecto esto mediante los diferentes métodos de extracción de muestras conocidos, seguidamente realizarán todos los ensayos de caracterización del suelo en base a las especificaciones de las normas existentes, además de la caracterización de la cal a usar para la estabilización, para luego centrarse en la variable principal del proyecto.

Capítulo IV.- Realizada toda la caracterización se procederá a la determinación de la variable principal de proyecto que es variación la resistencia al corte no drenado en arcillas de alta plasticidad, como estabilizadas a distintos porcentajes de cal, una vez obtenidos los resultados de los ensayos de compresión inconfiada se realizará el análisis estadístico

tanto descriptivo como inferencial, este último en base a la hipótesis propuesta al principio del proyecto explicado en el capítulo I.

Capítulo V.- En base a los resultados obtenidos, al marco teórico y a la bibliografía consultada se realizará las conclusiones a las cuales se llegó con este proyecto, seguido de esto se realizarán algunas recomendaciones para mejorar el procedimiento de las prácticas realizadas en este proyecto u alguna observación que se pudiera realizar.

CAPÍTULO II
ESTADO DE
CONOCIMIENTO
SOBRE LA
RESISTENCIA AL
CORTE Y
ESTABILIZACIÓN CON
CAL

CAPÍTULO II

ESTADO DE CONOCIMIENTO SOBRE LA RESISTENCIA AL CORTE Y ESTABILIZACIÓN CON CAL

2.1. Generalidades

La finalidad del presente documento, es determinar o analizar el comportamiento de la resistencia cortante de un suelo arcilloso de alta compresibilidad (arcilla CH), sometido a una estabilización con cal a diferentes porcentajes, utilizando el equipo de compresión inconfínada. Para la realización de los ensayos se hará uso de los laboratorios de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, además de seguir lo indicado en la norma de ensayo ASTM.

2.2. Marco conceptual

2.2.1. Suelos

En el sentido general de la ingeniería, suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y sirve para soportar las cimentaciones estructurales. Por eso, los ingenieros civiles deben estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras más. ¹

¹ Fundamento de ingeniería geotécnica, Braja M. Das, página 1

Figura 2.1. Origen y formación de los suelos



Fuente: Organización de las Naciones Unidas para la agricultura y alimentación (FAO)

2.2.2. Tipos de suelo

Los suelos son producidos por el intemperismo, es decir, por la fractura y rompimiento de varios tipos de rocas en piezas más pequeñas mediante procesos mecánicos y químicos, produciendo suelos residuales y suelos transportados.²

2.2.3. Suelos residuales

Son los suelos que permanecen donde se formaron como producto del ataque de los agentes del intemperismo, desintegración mecánica y/o descomposición química que cubren la superficie rocosa de la cual se derivan directamente.

2.2.4. Suelos transportados

Son aquellos suelos que fueron removidos o transportados desde su lugar de formación por la erosión fluvial o la erosión eólica y son redepositados en otras zonas. Así se generan suelos que se depositan sobre otros estratos sin relación directa con ellos, como se puede ver en la Figura 2.3. En la naturaleza existen diferentes agentes de transporte, de los cuales pueden citarse como principales: los glaciares, el viento, los ríos, corrientes de aguas superficiales, los mares y las fuerzas de gravedad.

² Fundamento de ingeniería geotécnica, Braja M. Das, página 1-2.

Figura 2.2. Estratigrafía de suelos transportados

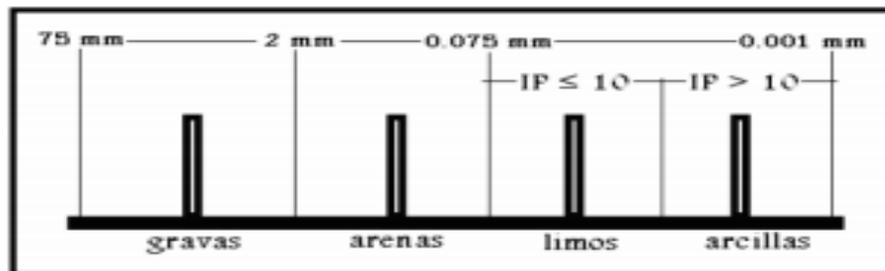


Fuente: Mecánica de suelos Juárez Badillo

2.2.5. Tamaño de las partículas

Independientemente del origen del suelo, los tamaños de las partículas que lo conforman, varían en un amplio rango. Los suelos en general son llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas y de su índice de plasticidad. Para describir los suelos por sus partículas se presentan los límites de tamaños de suelo por separado, como puede verse en la Figura 2.4, presentado por la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y del Transporte (ASSHTO).

Figura 2.3. Rango de tamaños de partículas de un suelo



Fuente: AASHTO

2.2.6. Arcillas

Son partículas de granos muy finos en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales, con diámetro menor a 0.075 mm. y un índice de plasticidad mayor que 10, cuya masa se vuelve plástica al ser mezclada con agua, químicamente es un silicato

de alúmina hidratado, aunque en pocas ocasiones contiene silicatos de hierro o de magnesio hidratados.

Las arcillas son constituyentes esenciales de gran parte de los suelos y sedimentos debido a que son, en su mayor parte, productos finales de la meteorización de los silicatos que, formados a mayores presiones y temperaturas, en el medio exógeno se hidrolizan³.

A las arcillas las podemos clasificar o agrupar en varios y distintos puntos de vista:

Por su plasticidad.

Por su porosidad y color.

2.2.6.1. Estructura de los filosilicatos

Como veremos, las propiedades de las arcillas son consecuencia de sus características estructurales. Por ello es imprescindible conocer la estructura de los filosilicatos para poder comprender sus propiedades.

Las arcillas, al igual que el resto de los filosilicatos, presentan una estructura basada en el apilamiento de planos de iones oxígeno e hidroxilos. Los grupos tetraédricos (SiO)₄⁻ se unen compartiendo tres de sus cuatro oxígenos con otros vecinos formando capas, de extensión infinita y fórmula (Si₂O₅)₂⁻, que constituyen la unidad fundamental de los filosilicatos. En ellas los tetraedros se distribuyen formando hexágonos. El silicio tetraédrico puede estar, en parte, sustituido por Al³⁺ o Fe³⁺.

Estas capas tetraédricas se unen a otras octaédricas de tipo gibbsita o brucita. En ellas algunos Al³⁺ o Mg²⁺, pueden estar sustituidos por Fe²⁺ o Fe³⁺ y más raramente por Li, Cr, Mn, Ni, Cu o Zn.

El plano de unión entre ambas capas está formado por los oxígenos de los tetraedros que se encontraban sin compartir con otros tetraedros (oxígenos apicales), y por grupos (OH)⁻ de la capa brucítica o gibsitica, de forma que, en este plano, quede un (OH)⁻ en el centro de cada hexágono formado por 6 oxígenos apicales.

³ Las arcillas: Propiedades y usos, Mercedes Suarez Barrios: Universidad de Salamanca, Emiliana García Romero: Universidad Complutense Madrid, pagina 3.

2.2.6.2. Propiedades físico-químicos

Las importantes aplicaciones industriales de este grupo de minerales radican en sus propiedades físico-químicas. Dichas propiedades derivan, principalmente, de:

Su extremadamente pequeño tamaño de partícula (inferior a 2 mm).

Su morfología laminar (filosilicatos).

Las sustituciones isomórficas, que dan lugar a la aparición de carga en las láminas y a la presencia de cationes débilmente ligados en el espacio interlaminar.

Como consecuencia de estos factores, presentan, por una parte, un valor elevado del área superficial y, a la vez, la presencia de una gran cantidad de superficie activa, con enlaces no saturados. Por ello pueden interactuar con muy diversas sustancias, en especial compuestos polares, por lo que tienen comportamiento plástico en mezclas arcilla-agua con elevada proporción sólido/líquido y son capaces en algunos casos de hinchar, con el desarrollo de propiedades reológicas en suspensiones acuosas.

2.2.6.2.1. Superficie específica

La superficie específica o área superficial de una arcilla se define como el área de la superficie externa más el área de la superficie interna (en el caso de que esta exista) de las partículas constituyentes, por unidad de masa, expresada en m^2/g .

Las arcillas poseen una elevada superficie específica, muy importante para ciertos usos industriales en los que la interacción sólido-fluido depende directamente de esta propiedad.⁴

2.2.6.2.2. Capacidad de intercambio iónico

Es una propiedad fundamental de las esmectitas. Son capaces de cambiar, fácilmente, los iones fijados en la superficie exterior de sus cristales, en los espacios interlaminares, o en otros espacios interiores de las estructuras, por otros existentes en las soluciones acuosas envolventes. La capacidad de intercambio catiónico (CEC) se puede definir como la suma

⁴ Las arcillas: Propiedades y usos, Mercedes Suarez Barrios: Universidad de Salamanca, Emiliana García Romero: Universidad Complutense Madrid, pagina 8.

de todos los cationes de cambio que un mineral puede adsorber a un determinado pH. Es equivalente a la medida del total de cargas negativas del mineral. Estas cargas negativas pueden ser generadas de tres formas diferentes:

Sustituciones isomórficas dentro de la estructura.

Enlaces insaturados en los bordes y superficies externas.

Disociación de los grupos hidroxilos accesibles.

El primer tipo es conocido como carga permanente y supone un 80 % de la carga neta de la partícula; además es independiente de las condiciones de pH y actividad iónica del medio. Los dos últimos tipos de origen varían en función del pH y de la actividad iónica. Corresponden a bordes cristalinos, químicamente activos y representan el 20 % de la carga total de la lámina.⁵

2.2.6.2.3. Capacidad de absorción

Algunas arcillas encuentran su principal campo de aplicación en el sector de los absorbentes ya que pueden absorber agua u otras moléculas en el espacio interlaminar (esmectitas) o en los canales estructurales (sepiolita y paligorskita).

La capacidad de absorción está directamente relacionada con las características texturales (superficie específica y porosidad) y se puede hablar de dos tipos de procesos que difícilmente se dan de forma aislada: absorción (cuando se trata fundamentalmente de procesos físicos como la retención por capilaridad) y adsorción (cuando existe una interacción de tipo químico entre el adsorbente, en este caso la arcilla, y el líquido o gas adsorbido, denominado adsorbato).

La capacidad de adsorción se expresa en porcentaje de adsorbato con respecto a la masa y depende, para una misma arcilla, de la sustancia de que se trate. La absorción de agua de arcillas absorbentes es mayor del 100% con respecto al peso.

⁵ Las arcillas: Propiedades y usos, Mercedes Suarez Barrios: Universidad de Salamanca, Emiliana García Romero: Universidad Complutense Madrid, pagina 9.

2.2.6.2.4. Hidratación e hinchamiento

La hidratación y deshidratación del espacio interlaminar son propiedades características de las esmectitas, y cuya importancia es crucial en los diferentes usos industriales. Aunque hidratación y deshidratación ocurren con independencia del tipo de catión de cambio presente, el grado de hidratación sí está ligado a la naturaleza del catión interlaminar y a la carga de la lámina.

La absorción de agua en el espacio interlaminar tiene como consecuencia la separación de las láminas dando lugar al hinchamiento. Este proceso depende del balance entre la atracción electrostática catión-lámina y la energía de hidratación del catión. A medida que se intercalan capas de agua y la separación entre las láminas aumenta, las fuerzas que predominan son de repulsión electrostática entre láminas, lo que contribuye a que el proceso de hinchamiento pueda

llegar a disociar completamente unas láminas de otras. Cuando el catión interlaminar es el sodio, las esmectitas tienen una gran capacidad de hinchamiento, pudiendo llegar a producirse la completa disociación de cristales individuales de esmectita, teniendo como resultado un alto grado de dispersión y un máximo desarrollo de propiedades coloidales. Si, por el contrario, tienen Ca o Mg como cationes de cambio su capacidad de hinchamiento será mucho más reducida.⁶

2.2.6.2.5. Plasticidad

Las arcillas son eminentemente plásticas. Esta propiedad se debe a que el agua forma una envuelta sobre las partículas laminares produciendo un efecto lubricante que facilita el deslizamiento de unas partículas sobre otras cuando se ejerce un esfuerzo sobre ellas.

La elevada plasticidad de las arcillas es consecuencia, nuevamente, de su morfología laminar, tamaño de partícula extremadamente pequeño (elevada área superficial) y alta capacidad de hinchamiento.

⁶ Las arcillas: Propiedades y usos, Mercedes Suarez Barrios: Universidad de Salamanca, Emiliana García Romero: Universidad Complutense Madrid, pagina 11.

Generalmente, esta plasticidad puede ser cuantificada mediante la determinación de los índices de Atterberg (Límite Líquido, Límite Plástico y Límite de Retracción). Estos límites marcan una separación arbitraria entre los cuatro estados o modos de comportamiento de un suelo sólido, semisólido, plástico y semilíquido o viscoso (Jiménez Salas, 1975).

La relación existente entre el límite líquido y el índice de plasticidad ofrece una gran información sobre la composición granulométrica, comportamiento, naturaleza y calidad de la arcilla. Existe una gran variación entre los límites de Atterberg de diferentes minerales de la arcilla, e incluso para un mismo mineral arcilloso, en función del catión de cambio. En gran parte, esta variación se debe a la diferencia en el tamaño de partícula y al grado de perfección del cristal. En general, cuanto más pequeñas son las partículas y más imperfecta su estructura, más plástico es el material.⁷

2.2.7. Composición de suelos

Se pueden clasificar en inorgánicos, como la arena, la arcilla, el agua y el aire; y orgánicos, como los restos de plantas y animales. Uno de los componentes orgánicos de los suelos es el humus. El humus se encuentra en las capas superiores de los suelos y constituye el producto final de la descomposición de los restos de plantas y animales, junto con algunos minerales; tiene un color de amarillento a negro, y confiere un alto grado de fertilidad a los suelos.

Fase Sólida. - Comprende, principalmente, los minerales formados por compuestos relacionados con la litosfera, como sílice o arena, arcilla o greda y cal.

Fase Líquida. - Comprende el agua de la hidrosfera que se filtra por entre las partículas del suelo.

Fase Gaseosa. - Tiene una composición similar a la del aire que respiramos, aunque con mayor proporción de dióxido de carbono (CO₂). Además, presenta un contenido muy alto de vapor de agua.

La Figura 2.7 representa un esquema de una muestra de suelo, con sus partes principales:

⁷ Las arcillas: Propiedades y usos, Mercedes Suarez Barrios: Universidad de Salamanca, Emiliana García Romero: Universidad Complutense Madrid, página 12.

Figura 2.4. Composición de un suelo



Fuente: Mecánica de suelos Juárez Badillo

2.2.8. Clasificación de suelos

2.2.8.1. Clasificación en base a norma AASHTO

De acuerdo con el tamaño de las partículas que forman los suelos, la norma AASHTO M-145, los clasifica de la siguiente manera:

Grava. - De un tamaño menor a 76.2mm (3”) hasta el tamiz N° 10 (2mm).

Arena Gruesa. - De un tamaño menor a 2mm hasta el tamiz N° 40 (0.425mm).

Arena Fina. - De un tamaño menor a 0.425mm hasta el tamiz N° 200 (0.075mm).

Limos y Arcillas. - Tamaños menores de 0.075mm. Este sistema es básicamente un sistema de clasificación de los diferentes tipos de suelos en 7 grupos, cada uno de estos grupos está determinado por ensayos de laboratorio, granulometría, límite líquido e índice de plasticidad.

$$IG = (F - 35) (0.2 + 0.005(LL - 40)) + 0,01(F - 15) (IP - 10)$$

Donde:

IG= Índice de Grupo (Números enteros y si es negativo se informa igual a cero)

F= Porcentaje que pasa por 0.075 mm, expresado en números enteros

LL = Límite Líquido

IP= Índice de Plasticidad

Los grupos están designados desde el A-1 hasta A-7, como se presenta en la Tabla 2.1; El suelo A-1, es un suelo de propiedades óptimas para ser usado en las capas que conforman la estructura de un pavimento y en su orden ascendente de numeración, su comportamiento va decreciendo hasta llegar al suelo A-7, cuya aplicación en carreteras no es recomendable.

Materiales Granulares

A-1 Son suelos bien graduados de tamaño grueso y fino, con un débil aglomerante plástico.

A-1-a En estos se incluyen materiales predominantes de fracción de rocas grava, con o sin aglomerante.

A-1-b El material predominante es arena gruesa, con o sin un buen aglomerante. Algunos suelos del grupo A-1 carecen de finos, de manera que deberá agregar cierta cantidad de finos para formar una sub-base de buena calidad.

A-2 Estos se componen por una amplia porción de materiales granulares que no pueden clasificarse en el grupo A-1 por su contenido de finos y plasticidad.

Contienen materiales granulares con cantidades considerables de arcillas, los suelos del grupo A-2 son inferiores a los del grupo A-1 debido a su menor graduación y menos aglomerantes. En periodo seco los suelos A-2 son muy estables como superficie de rodamiento, pero esto depende de la clase de aglomerante, sin embargo, en periodos húmedos se pueden ablandar y en periodos secos se pueden disgregar y formar polvaredas.

A-2-4 y A-2-5 Incluyen diversos materiales granulares que contienen un 35 por ciento máximo de material que pasa el tamiz 0.075 mm (N° 200)

A-2-6 y A-2-7 Incluyen materiales similares a los descritos en los subgrupos A-2-4 y A-2-5, excepto que la porción fina suelo cuenta con arcilla plástica de características similares a los grupos A-6 o A-7.

A-3 Estos suelos están compuestos de arenas deficientes en aglomerantes, como la arena de las playas. Se encuentran a menudo y son muy inestables excepto cuando están húmedos. Cuando se encuentran confinados son apropiados como bases para cualquier tipo de pavimentos.

Materiales Limo- Arcillosos

A-4 Son suelos muy comunes, predominan los limos con ligeros porcentajes de material grueso y pequeñas cantidades de arcilla.

A-5 Estos suelos se encuentran en muy pocas ocasiones, son muy parecidos a los del grupo A-4, excepto porque contienen mica y diátomas que los vuelven muy elásticos e inestables aun en estado seco, lo que los hace tenaces a la compactación.

A-6 El típico material de este grupo es un suelo arcilloso plástico, que tienen el 35 por ciento o más de material que pasa el tamiz de 0.075 mm (Nº 200). Los materiales de este grupo suelen tener gran cambio volumétrico, cuando se tiene presencia de humedades altas en el suelo, debido a la presencia de arcillas.

A-7 Estos suelos están compuestos principalmente de arcilla como son los del grupo A-6, pero se diferencia de estos por la presencia de partículas uniformes de limo, materia orgánica y mica, lo que los hace muy elásticos.

A-7-5 Estos suelos del grupo A-7 tienen índices de plasticidad moderados en relación con límites líquidos, y pueden ser elásticos y expansivos.

A-7-6 Son suelos expansivos con altos índices de plasticidad en relación a los límites líquidos.

Tabla 2.1. Clasificación de suelos según AASTHO M-145

Clasificación general	Materiales granulares (menos del 36 % pasa por el tamiz N°200)							Materiales limo arcillosos (más del 36% pasa por el tamiz N° 200)			
Grupo	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Sub grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5
											A-7-6
Análisis granulométrico. Porcentaje que pasa por											
N° 10 (2,0 mm)	50 máx.										
N°40 (0,426 mm)	30 máx	50 máx	51 máx								
N° 200 (0,075 mm)	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 máx	36 máx	36 máx	36 máx	36 máx
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40											
Limite líquido				40 máx	41 máx	40 máx	41 min	40 máx	41 min	40 máx	41 min
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx	10 máx	11 min	11 min	10 máx	10 máx	11 min	11 min
Materiales preponderantes	Fragmento de piedra, grava		Arena fina	Grava y arena limo arcillosa				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Valor general como explanada	Excelente a bueno							Regular a malo			

Fuente: Clasificación de suelos de acuerdo a la norma AASTHO M-145

2.2.8.2. Clasificación de suelos SUCS ASTM D 2487-00

Este sistema fue propuesto por Arturo Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en el año 1942 para aeropuertos.

Esta clasificación divide los suelos en:

Suelos de grano grueso.

Suelos de grano fino.

Suelos orgánicos.

Los suelos de granos grueso y fino se distinguen mediante el tamizado del material por el tamiz N° 200.

Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicho tamiz y los finos a los que lo pasan, de esta forma se considera que un suelo es grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en el tamiz N° 200 y fino si más del 50% de sus partículas son menores que dicho tamiz.

Los suelos se designan por símbolos de grupo. El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo.

Los prefijos son las iniciales de los nombres en inglés de los seis principales tipos de suelos (grava, arena, limo, arcilla, suelos orgánicos de grano fino y turbas), mientras que los sufijos indican subdivisiones en dichos grupos.

Suelos gruesos. - Se dividen en gravas y arena, y se separan con el tamiz N° 4, de manera que un suelo pertenece al grupo de grava si más del 50% retiene el tamiz N° 4 y pertenecerá al grupo arena en caso contrario.

Suelos finos. - El sistema unificado considera los suelos finos divididos entre grupos: limos inorgánicos (M), arcillas inorgánicas y limos y arcillas orgánicas (O).

Cada uno de estos suelos se subdivide a su vez según su límite líquido, en dos grupos cuya frontera es $Ll = 50\%$.

Si el límite líquido del suelo es menor de 50 se añade al símbolo general la letra L (low compressibility).

Si es mayor de 50 se añade la letra H (high compressibility). Obteniéndose de este modo los siguientes tipos de suelos:

ML= Limos Inorgánicos de baja compresibilidad

OL= Limos y arcillas orgánicas

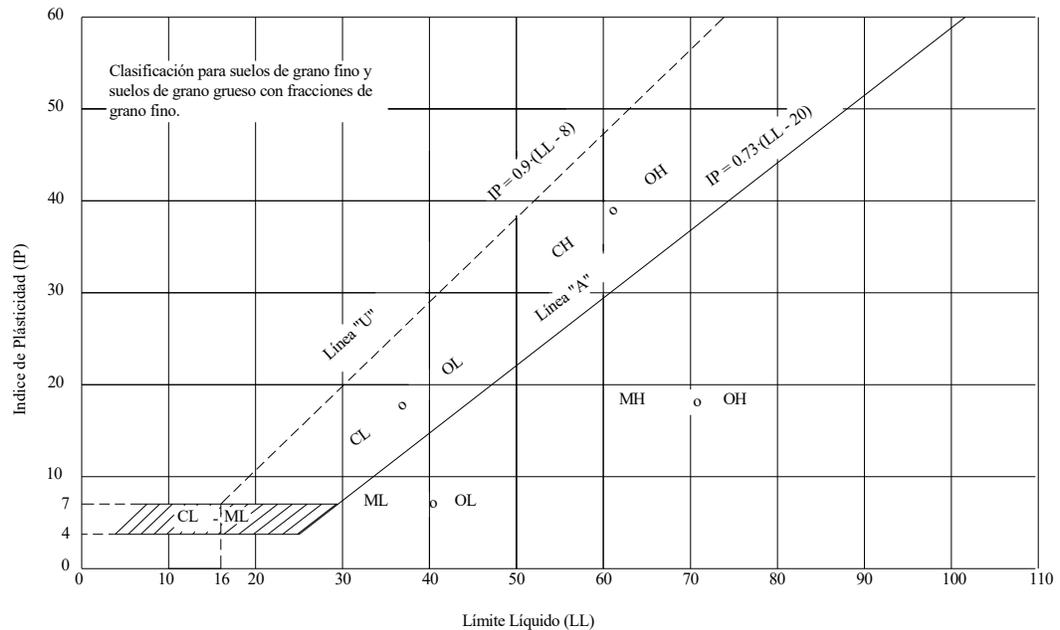
CL= Arcillas inorgánicas de baja compresibilidad

CH= Arcillas inorgánicas de alta compresibilidad

MH= Limos inorgánicos de alta compresibilidad

OH= Arcillas y limos orgánicas de alta compresibilidad

Tabla 2.2. Carta de plasticidad



Fuente: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Fracción Gruesa (FG)= 100% menos lo que pasa el tamiz N° 200. Para que el suelo sea una grava debe cumplirse lo siguiente: Retiene el tamiz N° 4 > ½ FG

Retiene el tamiz N° 4= 100 menos lo que pasa el tamiz N° 4

Para que el suelo sea arena debe cumplirse lo siguiente= Retiene el tamiz N° 4 < ½ FG

Las gravas con 5 a 12% de finos requieren el uso de símbolos dobles= GWGM grava bien graduada con limo; GW-GC grava bien graduada con arcilla; GP-GM grava mal graduada con limo; GP-GC grava mal graduada con arcilla.

Las arenas con 5 a 12% de finos requieren el uso de símbolos dobles= SWSM arenas bien graduada con limo; SW-SC arenas bien graduada con arcilla; SP-SM arena mal graduada con limo; SP-SC arena mal graduada con arcilla.

$Cu = D60/D10$ $Cc = D30^2/D60 \cdot D10$. Cu = Coeficiente de uniformidad; Cc =Coeficiente de curvatura.

En la Tabla 2.3 se describe el significado el significado de los grupos y siglas de la representación SUCS:

Tabla 2.3. Clasificación de suelos ASTM D-2487

Criterios para la asignación de símbolos de grupo y nombre de grupo con el uso de ensayos de laboratorio				Clasificación de suelos		
				Símbolo de grupo	Nombre de grupo	
Suelos de partículas gruesas. Más del 50% es retenido en la malla N°200	GRAVAS Mas del 50% o más de fracción gruesa es retenida en la malla N°4	Gravas limpias, menos del 5% pasa por malla N°200	$Cu \geq 4$ y $Cc \leq 3$	GW	Grava bien graduada	
			$Cu < 4$ y $1 > Cc > 3$	GP	Grava mal graduada	
		Gravas con finos, más del 12% pasa por malla N°200	$IP < 4$ y se grafica en la carta de plasticidad debajo de la línea A	GM	Grava limosa	
			$IP > 7$ y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea A	GC	Grava arcillosa	
		Gravas limpias y finos, entre el 5% y 12% pasa por malla N°200	Cumple con los criterios para GW y GC	GW-GM	Grava bien graduada con limo	
			Cumple con los criterios para GW y GC	GW-GC	Grava bien graduada con arcilla	
			Cumple con los criterios para GP y GM	GP-GM	Grava mal graduada con limo	
			Cumple con los criterios para GP y GC	GP-GC	Grava mal graduada con arcilla	
	ARENAS El 50% o más de fracción gruesa pasa la malla N°4	Arenas limpias, menos del 5% pasa por malla N°200	$Cu \geq 6$ y $Cc \leq 3$	SW	Arena bien graduada	
			$Cu < 6$ y $1 > Cc > 3$	SP	Arena mal graduada	
		Arenas con finos, más del 12% pasa por malla N°200	$IP < 4$ y se grafica en la carta de plasticidad debajo de la línea A	SM	Arena limosa	
			$IP > 7$ y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea A	SC	Arena arcillosa	
		Arenas limpias y finos, entre el 5% y 12% pasa por malla N°200	Cumple con los criterios para SW y SM	SW-SM	Arena bien graduada con limo	
			Cumple con los criterios para SW y SC	SW-SC	Arena bien graduada con limo	
Cumple con los criterios para SP y SC			SP-SM	Arena mal graduada con limo		
Cumple con los criterios para SP y SC			SP-SC	Arena mal graduada con limo		
Suelos de partículas finos. El 50% o más pasa la malla N°200	Limos y arcillas LL < 50	Inorgánicos	$IP > 7$ y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea A	CL	Arcilla de baja plasticidad	
			$IP < 4$ y se grafica en la carta de plasticidad debajo de la línea A	ML	Limo de baja plasticidad	
		Orgánicos	Límite líquido-Secado al horno	< 0,75	OL	Arcilla orgánica
			Límite líquido-No secado		Limo orgánico	
	Limos y arcillas LL > 50	Inorgánicos	$IP > 7$ y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea A	CH	Arcilla de alta plasticidad	
			$IP < 4$ y se grafica en la carta de plasticidad debajo de la línea A	MH	Limo de alta plasticidad	
		Orgánicos	Límite líquido-Secado al horno	< 0,75	OH	Arcilla orgánica
			Límite líquido-No secado		Limo orgánico	
Suelo Orgánico	Principalmente materia orgánica de color oscuro			PT	Turba	

Fuente: Norma ASTM D-2487

Tabla 2.4. Simbología de suelos ASTM-2487

Símbolo	G	S	M	C	O	PT	H	L	W	P
Descripción	Gravas	Arenas	Limo	Arcilla	Limo o arcilla orgánica	Limo y suelos altamente orgánicos	Alta plasticidad	Baja plasticidad	Bien graduada	Mal graduada

Fuente: Norma ASTM-2487

Las equivalencias entre el sistema de clasificación AASHTO y el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), se pueden ver en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5. Relación de clasificación AASTHO-SUCS

Grupo del suelo en el sistema AASHTO	Comparación de los grupos de suelos en el sistema Unificado		
	Más Probable	Posible	Posible pero improbable
A-1-a	GW, GP	SW, SP	GM, SM
A-1-b	SW, SP, GM, SM	GP	—
A-3	SP	—	SW, GP
A-2-4	GM, SM	GC, SC	GW, GP, SW, SP
A-2-5	GM, SM	—	GW, GP, SW, SP
A-2-6	GC, SC	GM, SM	GW, GP, SW, SP
A-2-7	GM, GC, SM, SC	—	GW, GP, SW, SP
A-4	ML, OL	CL, SM, SC	GM, GC
A-5	OH, MH, ML, OL	—	SM, GM
A-6	CL	ML, OL, SC	GC, GM, SM
A-7-5	OH, MH	ML, OL, CH	GM, SM, GC, SC
A-7-6	CH, CL	ML, OL, SC	OH, MH, GC, GM, SM

Fuente: Norma AASHTO

2.2.9. Caracterización de los suelos

La caracterización de los suelos se lleva a cabo por medio de dos tipos de parámetros conocidos como parámetros de naturaleza y parámetros de estado. A continuación, se describe cada uno de ellos.

2.2.9.1. Parámetros de naturaleza

Se caracterizan porque no varían ni con el tiempo solamente cuando sufren manipulaciones que puedan realizarse a los suelos durante los trabajos, los más importantes son:

Variación volumétrica

Permeabilidad

Granulometría

Plasticidad

Límites de Atterberg

Índice de plasticidad

2.2.9.1.1. Variación volumétrica

Muchos suelos se expanden y se contraen debido a los cambios en su contenido de humedad. Las presiones de expansión se desarrollan debido a incrementos en la humedad, los cuales deben de ser controlados, ya que estas presiones pueden levantar pavimentos, inclinar postes, etc.; por lo cual, es de suma importancia detectar los suelos expansivos, su composición y el tratamiento más adecuado a seguir para evitar dichos problemas.

2.2.9.1.2. Permeabilidad

Se consideran importantes las presiones de poro y los relacionados con el flujo de agua a través del suelo; ya que estos dos fenómenos provocan su debilidad en su resistencia o su estabilidad.

2.2.9.1.3. Granulometría

Son los tamaños de los granos que participan (como porcentaje de peso total) de la composición del suelo que representan. Las propiedades físicas y mecánicas de los suelos son función directa de su granulometría y su determinación es fundamental para establecer su comportamiento mecánico, principalmente cuando se someten a cargas directamente.

2.2.9.1.4. Plasticidad

La plasticidad es la propiedad que tiene el suelo para cambiar de forma (dentro de un rango de humedad dado) y mantener sin perder volumen ni romperse cuando se someten a fuerzas de compresión.

2.2.9.1.5. Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. El nombre de estos es debido al científico sueco Albert Mauritz Atterberg. (1846-1916).

Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir 4 estados de consistencia según su humedad. Así, un suelo se encuentra en estado sólido, cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y finalmente líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

Las propiedades de un suelo formado por partículas finamente divididas, como una arcilla no estructurada, depende en gran parte de la humedad. El agua forma una película alrededor de los granos y su espesor puede ser determinante para el comportamiento del material.

Para interpretar mejor estos límites se tomará de ejemplo una masa de arcilla. Cuando está tiene mucha cantidad de agua podríamos decir: se encuentra en estado líquido pues la arcilla se escurre con la facilidad de una masa líquida, pero a medida que se evapora el agua que contiene, va haciéndose un tanto plástica. Existe un momento en que la masa de arcilla pasa de estado “líquido” al estado “plástico”. Este límite entre los estados “líquido” y “plástico” se halla representado por el contenido de humedad del suelo y se llama límite líquido.

Si continua la evaporación de agua, la arcilla perderá plasticidad y llegar a secarse hasta adquirir una consistencia semisólida. Este paso del estado plástico al semisólido se le llama límite plástico, su valor está dado por el contenido de humedad que tiene la arcilla en tal estado límite.

Para luego tener un último límite que se encuentra en la frontera del estado semisólido al estado sólido, conocido como límite de contracción.

Límite líquido (LL). - Es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico. A este nivel de contenido de humedad el suelo está en el vértice de cambiar su comportamiento al de un fluido viscoso.

Límite plástico (LP). - El límite plástico de un suelo es el más bajo contenido de agua en el que el suelo sigue presentando plasticidad.

Límite de contracción (Lc). - Es el contenido de humedad por debajo del cual no se produce reducción adicional de volumen o contracción en el suelo.

2.2.9.1.6. Índice de plasticidad (IP)

El Índice de Plasticidad (IP) es una medida de cuánta agua puede absorber un suelo antes de disolverse en una solución. Mientras más alto es este número, el material es más plástico y más débil. Generalmente la cal reacciona con suelos plásticos que tengan un IP entre 10 a 50, reduciendo así significativamente el IP, creando de esta manera un nuevo material con resistencia estructural. Suelos con IP menores a 10, usualmente, no reaccionan tan fácilmente con la cal. El IP se mide por dos pruebas simples en la mecánica de suelo: el límite líquido y el límite plástico; la diferencia entre los dos es el Índice de Plasticidad.

2.2.9.2. Parámetros de estado del suelo

Estos parámetros no son propios de las características del suelo sino de las condiciones ambientales en que se encuentran. Para los suelos sensibles al agua, el parámetro de estado que determina todas las condiciones de los rellenos, terraplenes y explanadas en las redes viales es el Estado Hídrico. Su determinación no puede hacerse exclusivamente con el cálculo del contenido en agua natural, sino que es necesario relacionarlo con el contenido de agua específico de suelo al que le corresponde un comportamiento particular. El método más corriente para indicar el estado hídrico de un suelo es referirse a los valores de los ensayos Proctor y CBR, realizados sobre cada suelo o clase de suelo a estudiar.

Los parámetros de suelo son:

Resistencia mecánica

Compactación

Capacidad portante

2.2.9.2.1. Resistencia mecánica

En los suelos la humedad es muy importante porque determinan la capacidad de estos para resistir las cargas y mantener su estructura en condiciones estables de trabajo hasta ciertas humedades, los suelos pueden mantener resistencias aceptables, pero cuando hay excesos de agua se debilitan y pierden la resistencia, que se manifiestan en hundimientos, grietas, cuarteamientos, hinchamientos, etc.

En la época húmeda (invierno) los suelos se vuelven débiles, ya que el agua que absorben los hace perder resistencia hasta llegar a la saturación. En la época seca (verano) pierden humedad y se vuelven muy duros o muy resistentes, pero en la superficie donde los vehículos circulan, la acción abrasiva de las llantas hace que se genere la soltura de las partículas de suelo abundantemente para producir capas de polvo, con lo cual el deterioro superficial llega a ser severo.

2.2.9.2.2. Compactación

La “compactación” es el procedimiento resultante de aplicar energía al suelo suelto para eliminar espacios vacíos, aumentando así su densidad y, en consecuencia, su capacidad de soporte y estabilidad, entre otras propiedades. Su objetivo estriba en el mejoramiento de las propiedades geotécnicas o de ingeniería del suelo.

2.2.9.2.3. Capacidad portante (CBR)

La capacidad portante es la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

El ensayo CBR (California Bearing Ratio), consiste en medir la resistencia al punzonamiento de un suelo sobre las probetas confeccionadas por el procedimiento del ensayo Proctor y comparar los valores obtenidos con un valor de referencia patrón. Se mide así la capacidad portante del suelo o lo que es lo mismo su capacidad de soportar una carga para cada pareja de valores de densidad-humedad. Se expresa por el índice portante CBR en porcentaje del valor de referencia. Cuanto más elevado es el CBR más capacidad portante tiene el suelo.⁸

2.2.10. Definición de la estabilidad de suelos

La estabilización es el proceso de combinar o mezclar materiales con el suelo para mejorar sus propiedades. El proceso puede incluir la mezcla entre diversos tipos de suelos para alcanzar una graduación deseada (estabilización mecánica) o la mezcla del suelo con aditivos disponibles en el mercado (estabilización física y/o química), que puedan mejorar su graduación, textura o plasticidad. El principal fin de la estabilización es aumentar la resistencia mecánica, haciendo que el suelo presente mayor trabazón entre partículas y asegurando que las condiciones de humedad del suelo varíen dentro de los rangos adecuados. Con esto se logran tres objetivos importantes:

Adecuada estabilidad ante las cargas

Durabilidad de la capa

Una variación volumétrica mínima

2.2.11. Estabilización suelo-cal

La estabilización de suelos con cal parece ser más antigua forma de mejoramiento de suelos. Hay evidencias de que la Vía Apia, acceso a la antigua roma, se construyó utilizando estas técnicas. En términos generales, las técnicas de estabilización con cal hidratada son bastante similares a las de estabilización con cemento, pero hay dos aspectos de diferencia que conviene destacar desde un principio.

⁸ “Fundamentos de la Mecánica de suelos” Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez, Tomo I, México 1978.

En primer lugar, la cal tiene un aspecto de aplicación que se extiende mucho más hacia los materiales más arcillosos que el cemento y en contrapartida, se extiende algo menos hacia el lado de los materiales granulares de naturaleza friccionante.

En segundo lugar, está el uso cada día más extendido que se hace de la estabilización con cal como un pre-tratamiento, lo que da una fisonomía especial a muchos de los usos de la cal, pues en estos casos no necesariamente han de satisfacerse todos los requerimientos de una estabilización definitiva. La forma más usual de la cal empleada en las estabilizaciones es la hidratada, óxidos o hidróxidos de calcio. Los carbonatos de calcio no tienen virtudes estabilizantes dignas de mención. La cal viva se utiliza en pre-tratamientos con suelos húmedos. El efecto básico de la cal es la constitución de los silicatos de calcio que se forman por la acción química de la cal sobre los minerales de arcilla, para formar compuestos cementadores.

La cal se prepara generalmente calentando carbonatos de calcio, muchas veces bajo la forma de calizas naturales, hasta que pierden su bióxido de carbono y devienen en óxidos de calcio; el material resultante es cal viva, muy inestable y ávida de agua, lo que hace difícil su manejo y almacenamiento por lo que suele hidratarse de inmediato.

Hay dos tipos de reacciones químicas entre la cal y el suelo. La primera es inmediata e incluye una fuerte captación de iones de calcio por las partículas de suelo, lo que deprime su doble capa, a causa del incremento la concentración de cationes en el agua; a la vez ocurre otro efecto que tiende a expandir la doble capa por el alto pH de la cal. La segunda reacción tiene lugar a lo largo de lapsos considerables y es la reacción propiamente cementante; aunque no es completamente bien conocida, se atribuye a una interrelación entre los iones calcio de cal y los componentes aluminicos y silicosos de los suelos; de hecho, esta última reacción puede reforzarse añadiendo al suelo cenizas ricas en sílice.

La reacción cementante tiene lugar a través de la formación de silicatos de calcio y es muy dependiente del tipo de suelo que en ella intervenga; en esto, la estabilización con cal difiere mucho de la estabilización con cemento.

La cal tiene poco efecto en suelos muy orgánicos o en suelos sin arcilla, tiene su máximo efecto en las gravas-arcillosas, en las que puede producir mezclas inclusive más resistentes que las que se obtendrían con cemento. Ha obtenido su utilización más frecuente en

arcillas plásticas, a las que hace, adicionalmente, más trabajables y fáciles de compactar, razón por la que se usa frecuentemente como pre-tratamiento, anterior a una estabilización con cemento, además de los muchos casos en que se usa como estabilizante definitivo.

El efecto de la cal en las arcillas es más rápido en las montmorilloníticas que el en las caoliniticas y en las primeras la cal logra resultados mucho más espectaculares en el aumento de resistencia y, sobre todo, en la disminución de la plasticidad. En las arcillas, la cal tiene también un importante efecto en la consecución de estabilidad volumétrica ante el agua. En la estabilización con cal debe evitarse el uso de aguas acidas.

La cantidad de agua que se emplee está regida por los procedimientos de compactación, pero si se usa cal viva podrían requerirse cantidades adicionales de agua en suelos con menos de 50% de contenido natural de dicho elemento.⁹

Figura 2.5. Estabilización suelo-cal



Fuente: Estabilización de suelos Jaramillo

2.2.12. Tipo de suelos para estabilizar con cal

De acuerdo con Epps, Dunlap y Gallaway (1971) consideran potencialmente capaces de ser estabilizados con cal los suelos del grupo A-5, A-6, A7 y algunos A-2-6, A-2-7 del sistema de clasificación AASHTO y los suelos CH, CL, MH, ML, CL-ML, SC, SM, GC y GM del sistema de clasificación Unificado(SUCS).

Los suelos con gran proporción de partículas finas, con una plasticidad alta, son más sensibles a la adición de cal que los suelos compuestos de arena y limos.

⁹ Tesis: Propuesta de estabilización de suelos arcillosos para su aplicación en pavimentos rígidos, diciembre 2016, Zelaya Amaya Cesar Eduardo.

2.2.13. Definiciones de la cal

Es un producto resultante de la descomposición de las rocas calizas por la acción del calor. Estas rocas calentadas a más de 900 grados Celsius producen el óxido de calcio (CaO), conocido con el nombre de cal viva, producto sólido de color blanco y peso específico de 3.4 g/cm³. Esta cal viva puesta en contacto con el agua se hidrata (apagado de la cal) con desprendimiento de calor. La adición de cal en materiales arcillosos para terracerías, revestimientos, sub-bases, bases, por sus diferentes reacciones, produce aumento en su límite líquido y mayor incremento en su límite plástico para generar así una disminución en su índice plástico; aumentando la estabilidad volumétrica de los materiales cohesivos.

2.2.14. Propiedades de la cal

Se hace cada vez más necesaria la utilización de la cal en los suelos arcillosos, por ello es necesario hacer una mención de las propiedades físicas y de sus propiedades químicas, para hacer ver la calidad del producto calcáreo que se usara en una determinada estabilización.

2.2.14.1. Propiedades físicas de la cal

Color. - Las cales comerciales tienen color blanco o débilmente gris, a veces un color rojizo debido al óxido de hierro que se encuentra en los yacimientos.

Densidad. - Esta propiedad depende de la temperatura de calcinación, cuando más alta es la temperatura de calcinación, mayor será la densidad de la cal viva.

Dureza. - La dureza de las cales varía entre muy blanda y una dureza que se aproxima a la de la piedra caliza original de donde se obtuvo, la dureza de la cal viva dependerá de la temperatura de calcinación.

Porosidad. - Depende del origen de las rocas calizas y de las condiciones en que se lleve a cabo la calcinación. La porosidad de la cal viva es importante porque influye en la actividad química de la sustancia.

Plasticidad. - Es una propiedad importante, que se define como la capacidad que posee una masa de cal para cambiar su forma cuando esta es sometida a presión, sin que se produzca ruptura en su forma generada.

2.2.14.2. Propiedades químicas de la cal

Impureza. - La composición química depende de la naturaleza y de la cantidad de impurezas que contenga la piedra caliza original.

Reacción de la cal con el agua. - La cal viva reacciona vigorosamente con el agua formando hidróxido de calcio y hay desprendimiento de calor; a este proceso se le conoce como hidratación o apagado de la cal.

Recarbonatación. - La humedad del aire cataliza la reacción entre el óxido de calcio y el dióxido de carbono del aire. La reacción general se produce mediante la formación del hidróxido de calcio que luego reacciona con el dióxido de carbono.

2.2.15. Cales utilizadas para la estabilización de suelos

Las cales que se pueden utilizar para este tipo de proceso son las cales aéreas. Estas presentan las siguientes características:

2.2.15.1. Cales vivas

Son cales aéreas que se componen principalmente de óxido de calcio y óxido de magnesio, producidas por la calcinación de la caliza.

Se comercializan en grano o molidas, incluso micronizadas. En contacto con el agua se hidrata siendo la reacción fuertemente exotérmica. Cuando se utilizan calizas que también contienen en su composición carbonato de magnesio, una vez calcinadas se obtienen a la vez óxidos de calcio y de magnesio.

Si el porcentaje de óxido de magnesio es $> 5\%$, la cal se denomina “cal dolomítica o dolomía calcinada” (hay que tener en cuenta en la estabilización de suelos, que la hidratación de la cal dolomítica es más lenta que el de la cal viva con porcentaje de óxido).

2.2.15.2. Cales hidratados

Son las cales aéreas que se componen principalmente de hidróxido de calcio.

Este tipo de cal presenta menor reacción exotérmica que la cal viva al entrar en contacto con el agua.

2.2.15.3. Cales en forma de lechada

Es la suspensión de cal hidratada en agua, también puede obtenerse a partir de la cal viva que al mezclarla con agua dará cal hidratada, formándose a continuación con el resto del agua la suspensión de lechada de cal. La cal puede ser utilizada bajo forma de lechada en el tratamiento de los suelos cuando se quieren conseguir las siguientes ventajas:

Supresión del polvo producido en el extendido de la cal.

Humidificación de los suelos secos.

2.2.16. Acción de la cal como estabilizante

La cal, agregada a ciertos suelos, produce diversos efectos que son puestos de manifiesto en las aplicaciones prácticas y en los laboratorios. Los efectos son los siguientes:

La cal hace que el suelo arcilloso se desmenuce más fácilmente y le confiere propiedades que, en cierto modo corresponde a los limos:

Reduce la plasticidad de los suelos.

Favorece el secado de los suelos muy húmedos.

Favorece la compactación de los suelos con humedades muy altas.

Mejora la estabilidad de los suelos a efectos de las lluvias prolongadas.

Incrementa la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y esfuerzo de compresión.

Reduce la influencia perniciosa de la materia orgánica.

2.2.17. Análisis de los materiales a utilizar en la estabilización

Los suelos que componen la mezcla suelo – cal deben ser del propio camino o provenir, en todo o en parte, de préstamos seleccionados. Los sitios de préstamo deberán contar con suelos que cumplan con las propiedades requeridas por las normas AASHTO y ASTM para formar parte de la estructura de un pavimento.

Los suelos que se usen para la elaboración de mezcla suelo-cal deben estar limpios y recomendable que estos no deban tener más de uno por ciento (1%) de su peso de materia orgánica. Además, la fracción del suelo que pasa la malla N° 40 debe tener un índice de

plasticidad no menor de 10. El tamaño máximo del agregado grueso que contenga el suelo no debe ser mayor de 50 mm o 1/3 del espesor de la capa compactada de suelo-cal.

2.2.17.1. Cal

La cal que se use para la mezcla de suelo-cal puede ser cal viva o cal hidratada y debe satisfacer los requisitos establecidos bajo las especificaciones de la norma ASTM C- 977.

2.2.17.2. Agua

El agua que se use para la construcción de mezcla suelo-cal debe estar limpia, no debe contener materia orgánica y debe estar libre de sales, aceites, ácidos y álcalis perjudiciales.

2.2.18. Mezcla suelo-cal.

Los ensayos para determinar el porcentaje de cal y los demás requisitos que debe satisfacer la mezcla de suelo-cal deben ser ejecutados con los materiales que se vayan a usar, incluyendo el agua de mezclado, de acuerdo a la norma ASTM D 6276 (Método de ensayo estándar, usando el pH para estimar la proporción suelo-cal requerida para la estabilización de suelos).

El porcentaje óptimo de cal requerido en la estabilización del suelo, se determina mediante la estimación del pH, o determinando el índice de plasticidad más bajo requerido, como resultado de varias mezclas de suelo-cal con diferentes porcentajes de cal.

2.2.19. Propiedades de la mezcla suelo-cal

Las mezclas suelo-cal sufren una serie de modificaciones en sus propiedades índices, las cuales se mejoran y hacen que el suelo se comporte de diferente manera al suelo natural, estas modificaciones se dan con más frecuencia en las siguientes propiedades:

2.2.19.1. Resistencia

El empleo de cal aumenta la resistencia de los suelos aumentando su índice C.B.R. también aumenta las resistencias a tracción y a flexión, por lo tanto, la mejora producida en las capas y explanadas estabilizadas permite reducir espesores y posibilidades de fallo durante su vida útil.

2.2.19.2. Plasticidad

La adición de cal eleva el límite plástico de los suelos y reduce el límite líquido, principalmente en suelos muy plásticos, y puede tener el efecto contrario en los suelos de menor plasticidad.

2.2.20. Ventajas y desventajas de los diferentes métodos de aplicación de la cal

La técnica de estabilización con cal utilizada en un proyecto debería estar basada en múltiples consideraciones, tales como la experiencia del contratista, la disponibilidad de equipo, la ubicación del proyecto (rural o urbano) y la disponibilidad de una fuente cercana y adecuada de agua.

Cal hidratada en polvo

Ventaja. - Puede ser aplicada más rápidamente que la lechada. La cal hidratada en polvo puede ser utilizada para secar arcillas, pero no es tan eficaz como la cal viva.

Desventaja. - Las partículas hidratadas de cal son finas. De modo que el polvo puede ser un problema y este tipo de uso generalmente es inadecuado en áreas pobladas.

Cal viva en seco

Ventajas. - Económica porque la cal viva es una forma más concentrada de cal que la cal hidratada, conteniendo de 20 a 24 por ciento más de óxido de calcio "disponible". Así, aproximadamente 3 por ciento de cal viva es equivalente a 4 por ciento de cal hidratada, cuando las condiciones permiten la hidratación completa de la cal viva con suficiente humedad. Debido a su mayor densidad requiere de menos instalaciones de almacenaje.

Desventajas. - La cal viva requiere 32 por ciento de su peso en agua para convertirse en cal hidratada y puede haber pérdida adicional por la evaporación significativa debido al calor de hidratación. Se debe tener cuidado con el empleo de la cal viva para asegurar una adecuada adición de agua, fraguado y mezcla. Estos mayores requerimientos de agua pueden plantear un problema de logística o costos en áreas remotas sin una fuente cercana de agua. La cal viva puede requerir más mezcla que la cal hidratada seca o que las lechadas de cal, porque las partículas de cal viva, que son más grandes, primero deben reaccionar con el agua para formar la cal hidratada y luego debe ser mezclada con el suelo.

Lechada de cal

Ventaja. - Aplicación libre de polvo. Es más fácil lograr la distribución. Se aprovecha la aplicación por rociado. Se requiere menos agua adicional para la mezcla final.

Desventaja. - Velocidad lenta de aplicación. Costos más altos debido al equipo extra requerido. Puede no ser práctico en suelos muy mojados. No es práctico para secar.¹⁰

2.2.21. Resistencia cortante de los suelos

Es la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo puede ofrecer a la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano en su interior.

Los ingenieros deben entender los principios de la resistencia al cizallamiento del suelo para analizar los problemas, como:

Capacidad de carga de cimentaciones superficiales.

Estabilidad de taludes naturales o de origen humano.

Estimación de la presión lateral de tierra para el diseño de estructuras de retención de tierras.

Capacidad de carga de pilotes y pozos perforados.

La fricción entre dos superficies en contacto es conveniente considerar un modelo simple al comenzar la discusión de la resistencia cortante de los suelos. La Figura 2.6 presenta un bloque descansando en una superficie plana. El bloque está sujeto a una fuerza normal N , que actúa perpendicularmente a la superficie plana. Si se incrementa gradualmente la fuerza de corte F , el bloque se deslizará cuando:

$$F = N * \mu$$

Donde μ es el coeficiente de fricción entre el bloque y el plano. Dividiendo los dos términos por el área de contacto A , se obtiene:

$$\frac{F}{A} = \frac{N}{A} * \mu$$

¹⁰ “Manual de estabilización de suelos con cemento o cal”, Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones.

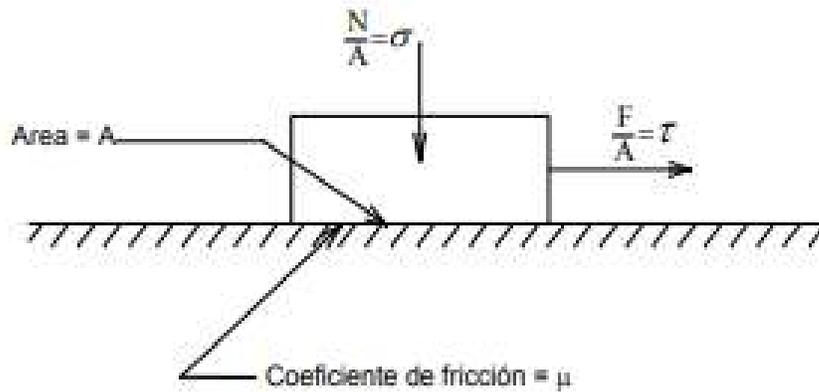
$$\tau = \sigma * \mu$$

Donde τ es el esfuerzo cortante y σ es el esfuerzo normal en el plano de deslizamiento. Si la oblicuidad del esfuerzo resultante en el plano de deslizamiento (plano de falla) se denomina Φ , como se indica en la Figura 2.7, la ecuación se puede escribirse como:

$$\tau = \sigma * tg \phi$$

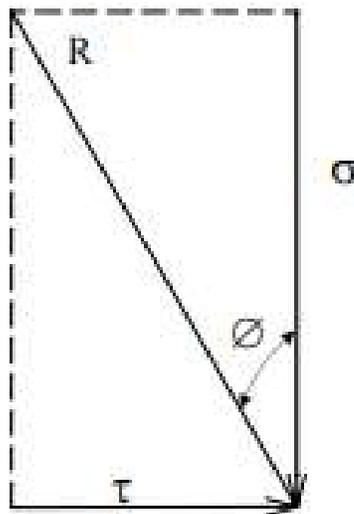
Esta ecuación indica que el esfuerzo cortante que se puede aplicar es proporcional al esfuerzo normal aplicado, y que se puede graficar la relación entre estos esfuerzos como una línea recta con una inclinación de ϕ (Figura 2.3).

Figura 2.6. Bloque deslizante en un plano



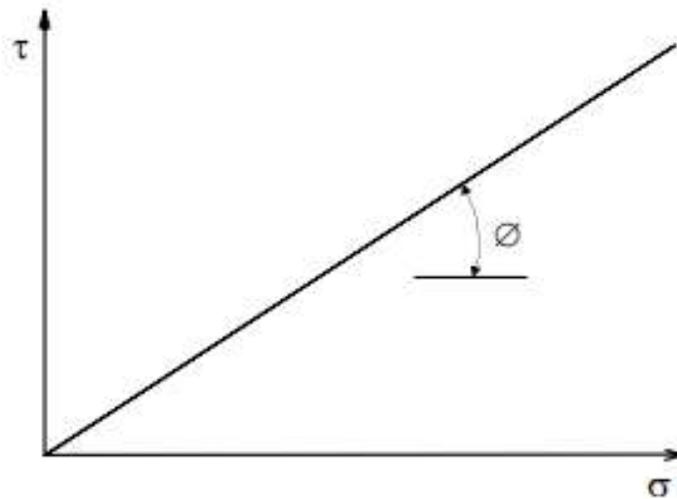
Fuente: J. Alba (2013).

Figura 2.7. Oblicuidad del esfuerzo resultante



Fuente: J. Alba (2013).

Figura 2.8. Diagrama de esfuerzo para un bloque deslizante en un plano



Fuente: J. Alba (2013).

2.2.21.1. Esfuerzo efectivo

El esfuerzo efectivo en cualquier dirección está definido como la diferencia entre el esfuerzo total en dicha dirección y la presión del agua que existe en los vacíos del suelo. El esfuerzo efectivo es por lo tanto una diferencia de esfuerzos entre el esfuerzo normal y la presión de poros.

2.2.21.2. Naturaleza del esfuerzo efectivo

El suelo es una estructura semejante a un esqueleto de partículas sólidas en contacto, formando un sistema intersticial de vacíos intercomunicados. Los vacíos del suelo están total o parcialmente llenos de agua. La interacción entre la estructura del suelo y el fluido de los vacíos determina el comportamiento, desde el punto de vista de la ingeniería, único y dependiente del tiempo, de la masa del suelo.

La compresibilidad de un suelo sujeto a carga o descarga, es principalmente su capacidad de deformación de vacíos, usualmente por desplazamiento de agua. La resistencia de un suelo es su capacidad última de resistencia a tal carga.

Los esfuerzos cortantes sólo pueden ser resistidos por la estructura de las partículas sólidas, pues el agua no tiene resistencia cortante. Por otro lado, el esfuerzo normal en cualquier plano es la suma de dos componentes: una debida a la carga transmitida por las

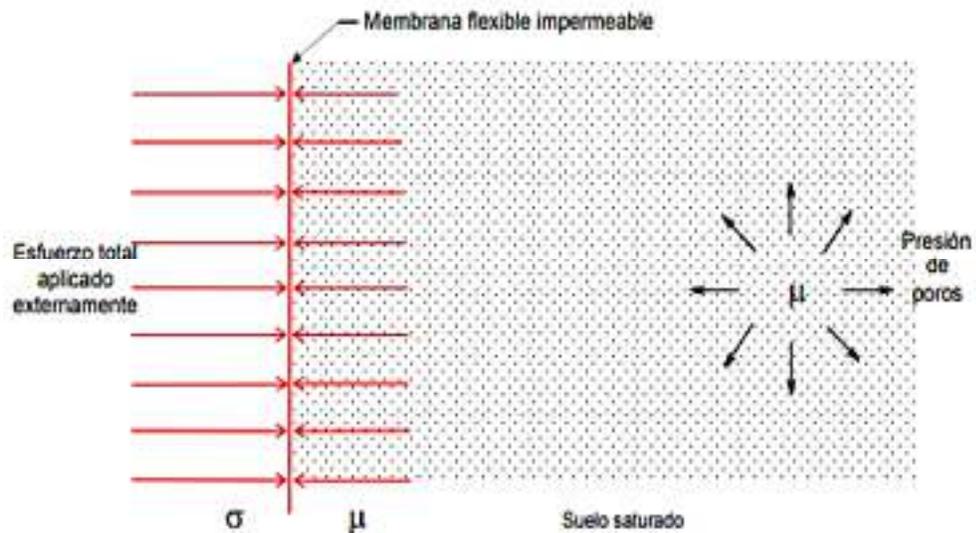
partículas sólidas de la estructura del suelo, y la otra, una presión del fluido en los espacios vacíos.

La compresibilidad y la resistencia de un suelo dependen de la diferencia entre el esfuerzo total debido a la carga externa, σ , y la presión de poros, μ . Esta diferencia se denomina esfuerzo efectivo, y se expresa por:

$$\sigma' = (\sigma - \mu) \quad 2.1 \text{ ec.}$$

La naturaleza física de este parámetro puede entenderse intuitivamente considerando a un suelo saturado limitado por una membrana flexible impermeable, tal como se muestra en la Fig. 2.4. El esfuerzo total debido a la carga aplicada es σ , que es perpendicular a la membrana. La presión de poros es μ ($\mu < \sigma$), la cual, por ser una presión hidrostática, tiene igual intensidad en todas las direcciones. La presión de poros es perpendicular a la membrana y tiene el valor de μ . Examinando los esfuerzos normales a la membrana, se puede apreciar que la diferencia de esfuerzos ($\sigma - \mu$) se transmite a la estructura del suelo a través de la membrana, para una situación de equilibrio. Entonces, el esfuerzo efectivo ($\sigma - \mu$) es una medida de la carga transmitida por la estructura del suelo.¹¹

Figura 2.9. Modelo intuitivo del suelo demostrado la naturaleza del esfuerzo efectivo



Fuente: J. Alba (2013).

¹¹ Alba Hurtado 2010

2.2.21.3. Principio de los esfuerzos efectivos en suelos secos o saturados

El principio de los esfuerzos efectivos fue propuesto por Karl Terzaghi en 1923 y se representa en la ec. (2.1). La expresión anterior fue establecida para suelos saturados o suelos granulares secos. De acuerdo a Lambe y Whitman (1969), el principio de esfuerzos efectivos se enuncia del modo siguiente:

El esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos la presión de poros.

El esfuerzo efectivo controla ciertos aspectos del comportamiento del suelo especialmente la compresibilidad y la resistencia.

Bishop y Blight (1963) indicaron que existen dos condiciones necesarias y suficientes para que la ec. (2.1) se cumpla rigurosamente para el cambio de volumen y la resistencia de suelos saturados o secos:

Las partículas del suelo son incompresibles.

El esfuerzo de fluencia en la partícula sólida, que controla el área de contacto y la resistencia cortante intergranular, es independiente del esfuerzo de confinamiento.

Los suelos reales no satisfacen completamente estas dos condiciones, tal como fue indicado por Skempton (1961); el comportamiento mecánico de los suelos y otros materiales porosos está controlado más exactamente por un esfuerzo efectivo que es función del esfuerzo total y la presión de poros en la forma:

$$\sigma = \sigma - k\mu$$

Donde, para cambios en la resistencia cortante:

$$k = \left(1 - \frac{a \operatorname{tg}\psi}{\operatorname{tg}\phi}\right)$$

Y para cambios volumétricos:

$$k = \left(1 - \frac{C_s}{C}\right)$$

Donde:

a = Área de contacto entre partículas por área unitaria bruta del material

ψ = Ángulo de fricción intrínseca de la sustancia sólida que compone las partículas

ϕ = Ángulo de resistencia cortante del material poroso

C_s = Compresibilidad de la sustancia sólida que compone las partículas

C = Compresibilidad del material poroso

Para los suelos, el valor de $\tan \psi / \tan \phi$ puede ser de 0.15 a 0.30, pero a es muy pequeña a las presiones normalmente encontradas en los problemas de ingeniería. Además, bajo estas presiones bajas, C_s/C es muy pequeña, de modo que, para suelos saturados o secos, el valor del esfuerzo efecto ($\sigma' = \sigma - \mu$) para ambos casos.

El objetivo de la presentación anterior ha sido el indicar que el parámetro k no es necesariamente el mismo para cambios en la resistencia cortante y en el volumen. Es un caso accidental que, para suelos saturados y suelos secos, el valor de k es igual a 1. De cualquier modo, el valor del esfuerzo efectivo, σ , definido por la ec. (2.1) ha demostrado ser muy importante en la interpretación del comportamiento de suelos secos o saturados.

2.2.22. Parámetros de resistencia cortante

Los parámetros de resistencia cortante de un suelo se determinan en el laboratorio principalmente con un de los tipos de pruebas que existen: la prueba de Corte Directo.

2.2.22.1. Ángulo de fricción

Es una propiedad de los materiales granulares el cual tiene una interpretación física sencilla, al estar relacionado con el ángulo en reposo o máximo ángulo posible para la pendiente de un conjunto de dicho material granular. En un material granuloso cualquiera, el ángulo de reposo está determinado por la fricción, la cohesión y donde las partículas son muy pequeñas en relación al tamaño del conjunto el ángulo en reposo coincide con el ángulo de rozamiento interno.

2.2.22.2. Esfuerzo principal mayor

El esfuerzo principal mayor es vertical en la parte superior de la falla.

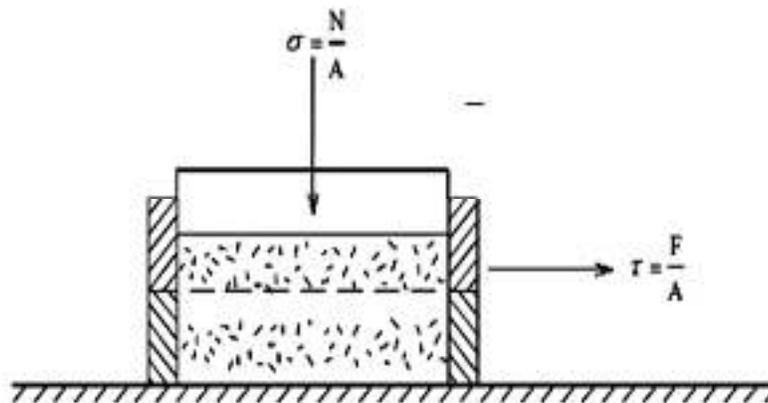
2.2.22.3. Esfuerzo principal menor

El esfuerzo principal menor es el que esta horizontal en la parte inferior, siempre tenerse en cuenta la dirección del esfuerzo.

2.2.23. Ensayo de corte directo

Considérese al suelo con el entendimiento del modelo anterior. Se tratará de desarrollar una relación de falla por cortante en el suelo, cuando dicha falla ocurre a lo largo de un plano de corte limitado en ambos lados por el suelo. Para este propósito se considerará un aparato de Corte Directo como el ilustrado en la Figura 2.5. Este aparato se utiliza mucho en los laboratorios de Mecánica de Suelos para medir la resistencia cortante de suelos granulares (dicho equipo no es apropiado para ensayar suelos finos). El equipo de Corte Directo consiste básicamente de una caja partida horizontalmente por la mitad. Una mitad permanece fija, mientras que la otra se puede mover horizontalmente conforme se aplica una fuerza cortante (F). También puede aplicarse una fuerza normal (N). En la Figura 2.5, el suelo en la parte superior de la caja es análogo al bloque de la Figura 2.1, mientras que el suelo en la parte inferior es equivalente a la superficie plana donde descansa el bloque.

Figura 2.10. Aparato de corte directo



Fuente: J. Alba (2013).

Sí se realizan varios ensayos de Corte Directo en arena seca utilizando diferentes valores del esfuerzo normal, los resultados pueden graficarse en un diagrama similar al de la Figura 2.3. Para cada esfuerzo normal la fuerza cortante aumenta hasta alcanzar un valor

máximo; este valor se denomina resistencia cortante para el valor particular de esfuerzo normal utilizado. Un diagrama típico de resistencia cortante se muestra en la Figura 2.6. Por analogía con el bloque deslizante sobre la superficie plana, la pendiente de la línea recta se denomina Φ , y para los suelos es el ángulo de fricción interna. Para la mayoría de arenas secas, el diagrama de falla es una línea recta que pasa por el origen. De este modo, si se conoce el ángulo de fricción Φ de una arena seca, se puede determinar su resistencia cortante a lo largo de cualquier plano con cualquier esfuerzo normal en el campo.

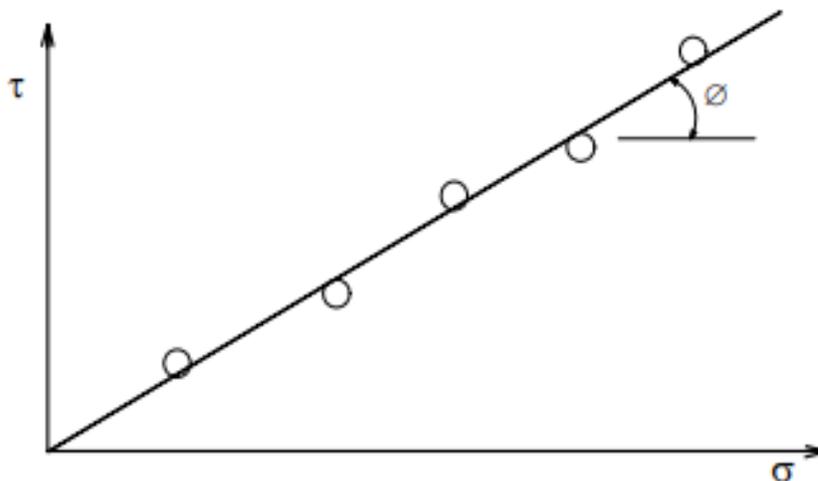
Los resultados de una serie de ensayos de Corte Directo en una arcilla dura se ilustran en la Figura 2.7. Estos resultados indican que los puntos pueden asumirse que conforman una línea recta; sin embargo, se aprecia en este caso una intersección en el eje vertical. Esta intersección se denomina cohesión del suelo (C), y como antes, la pendiente de la recta se denomina ángulo de fricción interna. En este caso, la resistencia del suelo es:

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad 2.2 \text{ ec.}$$

$$S = C + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad 2.3 \text{ ec.}$$

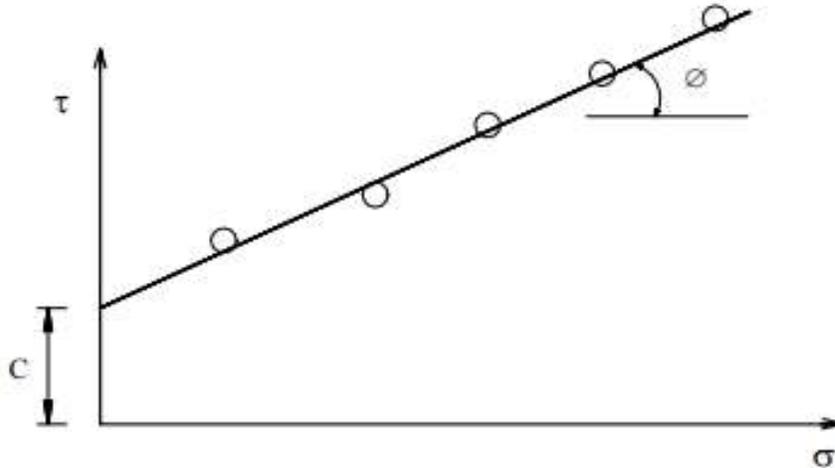
Donde S es la resistencia cortante del suelo.

Figura 2.11. Diagrama de la falla en Corte Directo



Fuente: J. Alba (2013).

Figura 2.12. Diagrama de falla para arcilla dura ensayada en Corte Directo

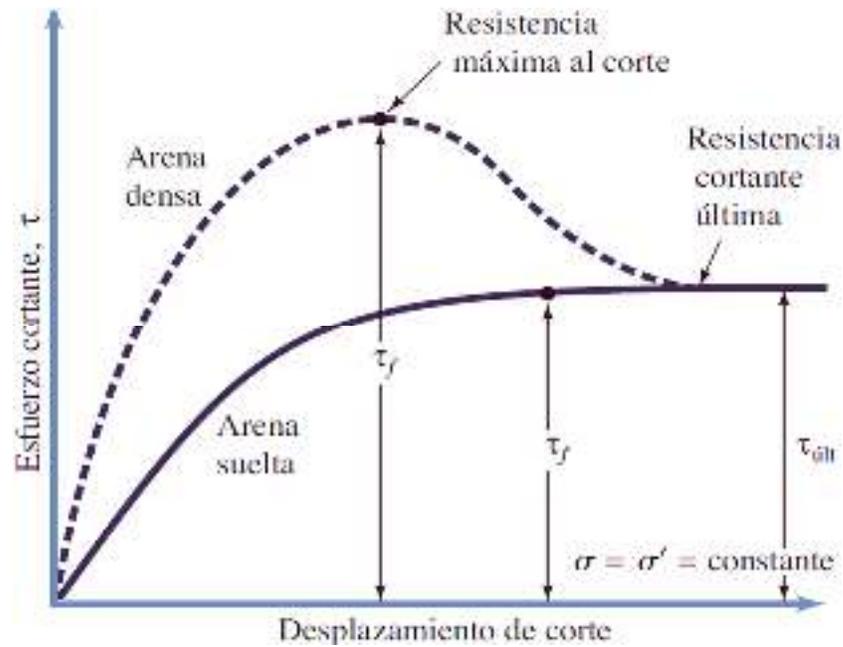


Fuente: J. Alba (2013).

Las rectas de las Figuras 2.6 y 2.7 representan la relación entre los esfuerzos cortantes y normales en la falla. Por consiguiente, no es posible tener un estado de esfuerzo del suelo por encima de las rectas (es decir, para un esfuerzo normal dado, el esfuerzo cortante no puede ser mayor que aquél que ocasiona la falla). Debido a que los puntos por encima de la recta representan estados inestables (en falla) y los de por debajo son estables, la recta se denomina envolvente de falla del suelo. Los diagramas de resistencia cortante versus esfuerzo normal se denominan diagramas de Mohr-Coulomb y la ecuación (2.3) representa la relación utilizada para definir la resistencia cortante del suelo en función del Criterio de Falla de Mohr-Coulomb. La envolvente de resistencia (falla) de Mohr-Coulomb y los dos parámetros requeridos para describirla C y ϕ , son muy convenientes de usar, ya que permiten describir la resistencia del suelo para una gran variedad de condiciones de esfuerzos en el campo, con la utilización de solamente hasta dos constantes del suelo, C y ϕ .

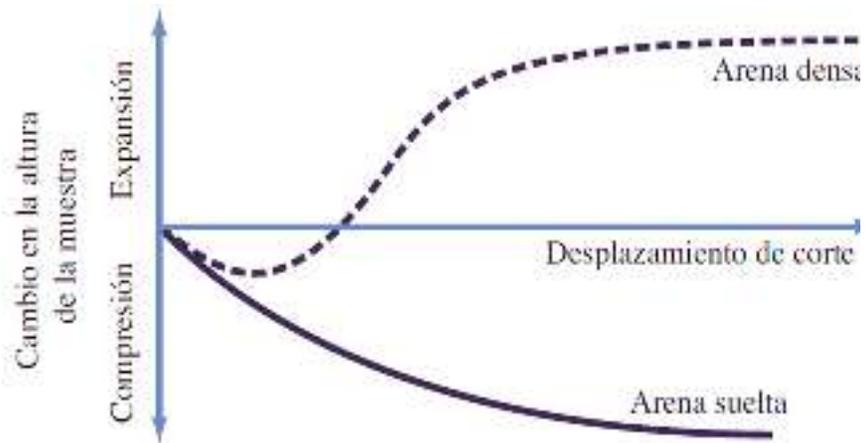
En la Figura 2.8 y 2.9 la arena suelta la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con el desplazamiento cortante hasta que se alcanza un esfuerzo cortante de falla τ_f . Después de eso, la resistencia al esfuerzo cortante permanece aproximadamente constante con cualquier incremento adicional en el desplazamiento de cizalladura.

Figura 2.13. Muestra como el esfuerzo aumenta con el desplazamiento de corte



Fuente: Braja M. das (2005).

Figura 2.14. Grafica del esfuerzo cortante y el cambio en la altura de la muestra frente al desplazamiento cortante para la arena densa y seca

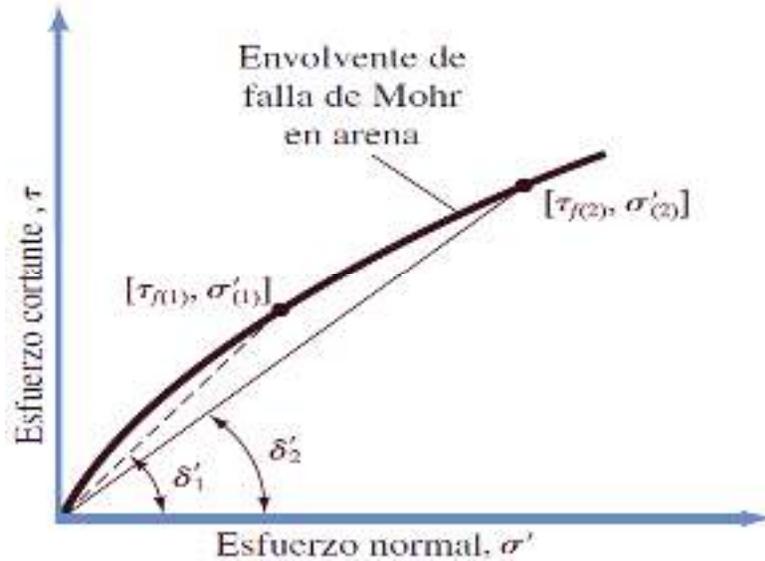


Fuente: Braja M. das (2005).

Podemos observar en la figura 2.10 es la naturaleza curvilínea de la envolvente de la falla de Mohr en arenas de tal manera es preciso comprender que los valores del ángulo de fricción Φ que nos da el ensayo de Corte Directo.¹²

¹² Braja Das, 2015

Figura 2.15. Envolvente de falla de mohr



Fuente: Braja M. Das (2005).

2.2.24. Ensayo de consolidación drenado (CD)

Se aplica la fuerza normal lentamente para que se genere el corte y a su vez se vaya desarrollado todo el asentamiento. La fuerza cortante se genera tan lento como sea posible para evitar el desarrollo de presiones de poros en la muestra.

2.2.25. Ensayo consolidado no drenado (CU)

En este ensayo se permite que la muestra drene o se consolide durante la aplicación de la carga vertical, de modo que el momento de aplicar el esfuerzo de corte presiones intersticiales sea nulas, pero no durante la aplicación del esfuerzo cortante. La tensión de corte es rápida para que la presión de poros no pueda dispersarse en el transcurso del ensayo.

Para muestras de suelos no cohesivos, estas dos condiciones de ensayos dan el mismo resultado, esté la muestra saturada o no, ya que la aplicación del corte se hace de manera lenta.

¹ Braja Das, 2015

2.2.26. Ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU)

El corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal. Si el suelo es cohesivo y saturado se desarrollará exceso de presión de poros. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial no consolidado – drenado.

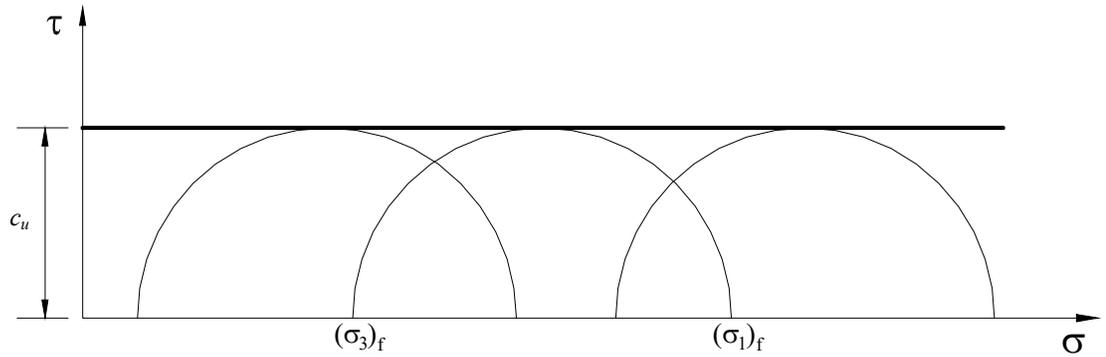
A este ensayo se lo denomina también ensayo rápido (Q) donde no se permite en ningún momento el drenaje. La probeta no es consolidada, por lo tanto, no se disipa la presión de poros durante la aplicación de la presión isotrópica de cámara σ_3 en la etapa de saturación.

Después de establecer la presión de confinamiento en la cámara, se conecta la prensa para aplicar la carga axial, se deben tomar lecturas de los deformímetros de deformación y de carga a intervalos regulares, de este último hasta que se produzca la falla o hasta que la deformación alcance un valor considerable (aproximadamente 20%). El incremento del esfuerzo desviador es bastante rápido, lo que permite que no se disipe la presión de poros y los resultados puedan solo expresarse en términos de esfuerzo total. La duración del ensayo es de 10 a 15 minutos.

Este ensayo se usa para determinar el parámetro de resistencia no drenado c_u y es adecuado para arcillas saturadas. En condiciones no drenadas, los suelos saturados presentan un esfuerzo de corte crítico que tiende a mantenerse constante para cualquier valor del esfuerzo normal. Un aumento en el esfuerzo axial ocasiona un aumento semejante en la presión de poros, por lo tanto, el esfuerzo efectivo normal permanece constante. En una serie de ensayos no drenados efectuados bajo esfuerzos desviadores diferentes en probetas saturadas con el mismo suelo, los círculos de esfuerzos de Mohr para la combinación de esfuerzos de falla describirán la envolvente de falla no drenada como se muestra en la Figura 2.19. La intersección de la envolvente con el eje de corte define el valor de la cohesión no drenada del suelo (c_u). Este parámetro de resistencia del suelo aparentemente es constante. Sin embargo, se deben notar dos condiciones importantes relacionadas con cualquier valor observado de c_u . Primero el valor es relevante sólo para una masa de suelo sin drenado y segundo que el valor solo corresponde para un determinado contenido de humedad y volumen específico, por lo que se obtendrá un valor distinto para un diferente contenido de humedad y volumen específico.

¹ Braja Das, 1997

Figura 2.16. Envolvente de falla no drenado resultante del triaxial UU.



Fuente: Braja M. Das (1997).

Para poder dibujar el círculo de Mohr de esfuerzos es indispensable determinar los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 . Durante el ensayo triaxial (UU), se recolectan periódicamente valores de los deformímetros que controlan el anillo de carga y la deformación de la probeta (ΔL). La deformación vertical ε , es calculada con la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$$

Donde:

ε = Deformación vertical del espécimen de suelo.

ΔL = Deformación del espécimen registrado por el deformímetro.

L_0 = Longitud inicial del espécimen de suelo.

La carga P que transmite el vástago a la probeta de suelo es el producto de la medida que registra el deformímetro ubicado en el anillo de carga multiplicado por el factor de calibración del anillo, es decir:

$P = (\text{Lectura del deformímetro}) \cdot (\text{Factor de calibración del anillo})$.

¹ Braja Das, 2015

Durante la compresión el área transversal del espécimen de suelo cambia por lo cual debe ser corregida, se utiliza la siguiente expresión:

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

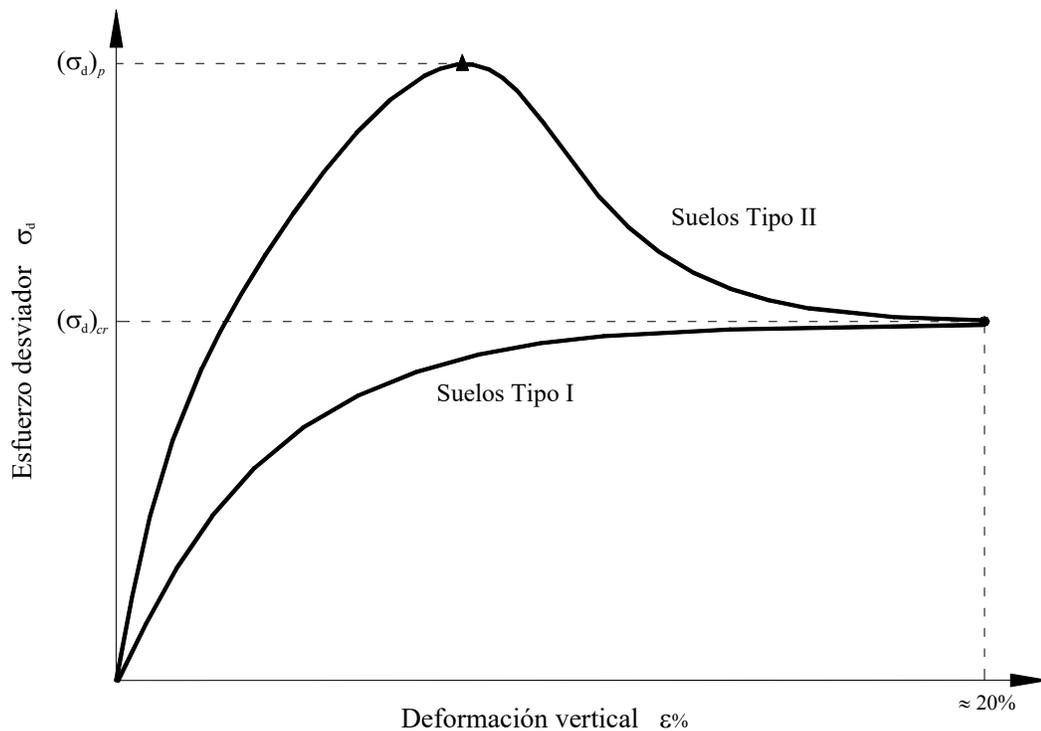
Donde:

A = Área transversal corregida.

ε = Deformación vertical del espécimen de suelo.

A_0 = Área transversal inicial del espécimen de suelo.

Figura 2.17. Deformación vertical en función al esfuerzo desviador en un ensayo triaxial UU.



Fuente: Braja M. Das (1997).

El esfuerzo desviador σ_d , que actúa en el espécimen de suelo, será:

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

La Figura 2.20. muestra la variación de la deformación vertical ε en función al esfuerzo desviador, según al Tipo de suelo la curva presentará un valor del esfuerzo desviador de falla $(\sigma_d)_f$ que será el valor pico $(\sigma_d)_p$ o el crítico $(\sigma_d)_{cr}$ según al caso, donde cualquiera

de estos podrá tomarse como el instante de falla. Según la ecuación el esfuerzo principal mayor σ_1 , será:

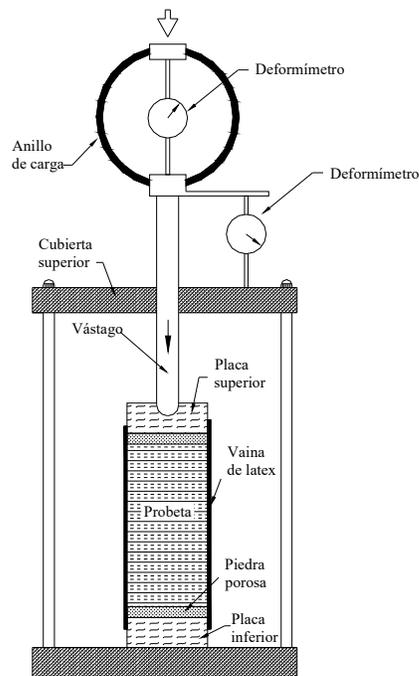
$$\sigma_1 = \sigma_3 + (\sigma_d)_f$$

El esfuerzo principal menor en la falla $(\sigma_3)_f$, es la presión de registrada en la cámara triaxial al momento de la falla. Teniendo los esfuerzos principales se grafica el círculo de Mohr de esfuerzos. Aunque basta con obtener un círculo de esfuerzo, es conveniente realizar diversos ensayos (como mínimo 3) para trazar la envolvente de falla con la cual puede determinarse el parámetro de resistencia no drenado.

2.2.27. Ensayo de compresión inconfiada.

El ensayo de compresión inconfiada es un método rápido y de amplio uso para determinar el parámetro de resistencia no drenado c_u del suelo saturado arcilloso.

Figura 2.18. Ensayo de compresión inconfiada.

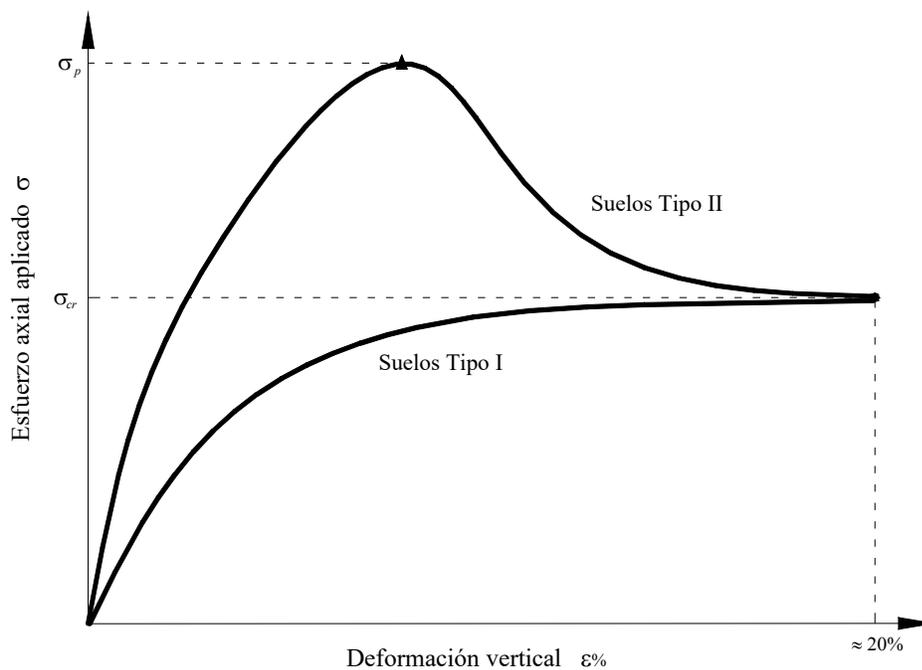


Fuente: Braja M. Das (1997).

En este ensayo no drenado se aplica un esfuerzo axial mediante una prensa a una probeta cubierta de una vaina de látex que impide el drenaje. La probeta no está sometida a una presión isotrópica de confinamiento alrededor de ella, en la Figura 2.18 se muestra el sistema para realizar este ensayo.

La preparación de la probeta (saturación), el montaje del vástago y el anillo de carga es similar al caso de los ensayos triaxiales. Para determinar el parámetro no drenado c_u , se recolectan periódicamente valores de los deformímetros que controlan el anillo de carga y la deformación vertical (ΔL) de la probeta. Con el área corregida A (ecuación de la probeta puede determinarse el esfuerzo desviador que actúa en la probeta, entonces se grafica la variación de la deformación vertical respecto al esfuerzo desviador, como se muestra en la Figura 2.19.

Figura 2.19. Deformación vertical respecto al esfuerzo axial en la compresión inconfiada.



Fuente: Braja M. Das (1997).

La deformación unitaria ϵ , se calculará con la siguiente fórmula:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$$

Donde:

ϵ = Deformación unitaria axial para la carga dada.

ΔL = Deformación del espécimen registrado por el deformímetro de los cambios de longitud en sentido axial.

L_0 = Longitud inicial del espécimen de suelo.

Cálculo de la sección transversal promedio de la muestra.

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

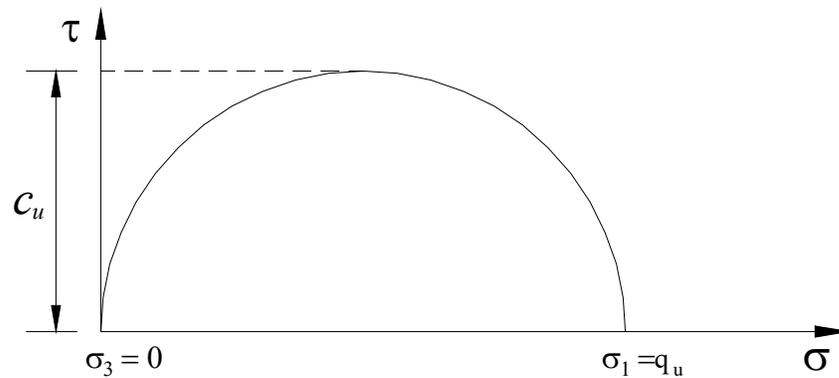
Donde:

A = Área transversal corregida de la muestra.

ε = Deformación unitaria axial del espécimen de suelo.

A_0 = Área transversal inicial del espécimen de suelo.

Figura 2.20. Combinación de esfuerzos en la falla en el ensayo de compresión inconfiada.



Fuente: Braja M. Das (1997).

En esta prueba, la presión de confinamiento es cero.

Cálculo del esfuerzo.

El valor del esfuerzo a la carga que produce la falla de la probeta debido a la carga crítica se le llama resistencia a la compresión inconfiada.

$$q_u = \frac{P_{cr}}{A_c} \quad ; \quad q_u = \frac{P_{max}}{A_c}$$

Donde:

q_u = Resistencia a la compresión inconfiada.

P_{max} = Carga máxima.

A_c = Área corregida.

Tabla 2.6. Consistencia de la arcilla

Consistencia del suelo	Resistencia a la compresión inconfiada	
	kg/cm ²	(kPa)
Muy blanda	<0.25	(<25)
Blanda	0.25-0.50	(25 - 50)
Mediana	0.50-1.00	(50 - 100)
Firme	1.00-2.00	(100 - 200)
Muy firme	2.00-4.00	(200 - 400)
Dura	>4.00	(> 400)

Fuente: Braja M. Das (1997).

Resistencia al corte

Para los especímenes sometidos al ensayo de resistencia a la compresión inconfiada, la resistencia al corte no drenado es independientemente de la precisión de confinamiento se define como:

$$s_u = \frac{q_u}{2}$$

q_u = Resistencia a la compresión inconfiada.

s_u = Resistencia al corte.

2.2.28. Preparación de la muestra

2.2.28.1. Muestra

Las muestras se compactarán en cinco elevaciones (capas) en un molde partido. Ya sea un compactador manual neumático o un compactador mecánico hidráulico proporciona el esfuerzo de compactación. El número de apisonadores por levantamiento y la presión de compactación son constantes para todos los levantamientos. La presión de compactación se ajusta para lograr la densidad de laboratorio requerida.

Una muestra fabricada en capas, con cada levantamiento recibiendo el mismo esfuerzo de compactación, exhibirá típicamente un gradiente de densidad con el primer levantamiento compactado siendo más denso que el último. Para medir este efecto, el molde de gradiente

de densidad se utiliza para determinar la densidad de cada levantamiento. Se utiliza un proceso de prueba y error para ajustar el esfuerzo de compactación para cada levantamiento hasta que se obtenga la densidad de muestra deseada con un gradiente mínimo.

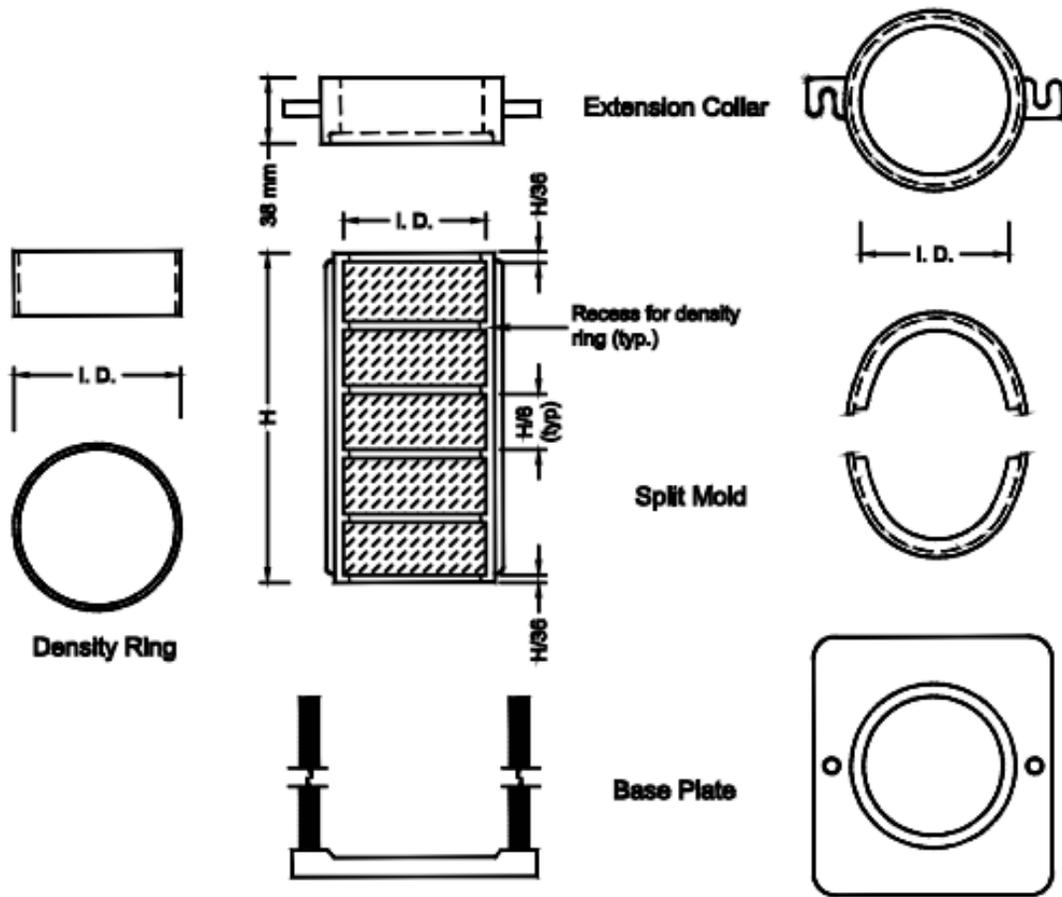
Determine y registre la masa neta de cada pieza numerada al gramo más cercano. Utilice un formulario tabular, como en la Figura 2.21, para registrar los datos. Determine y registre el contenido de humedad de cada pieza numerada. Calcule y registre la densidad aparente promedio (húmeda) de toda la muestra, y las densidades de cada una de las cinco piezas. Si la diferencia máxima entre la densidad de cada pieza individual y la densidad media es 1.0 por ciento o menos, informe que el gradiente de densidad es uniforme. Si la diferencia máxima entre la densidad de cada pieza individual y la densidad promedio es más del 1.0 por ciento, informe que el gradiente de densidad no es uniforme.

2.2.28.2. Especímenes compactados

Este método proporciona procedimientos para medir y minimizar o eliminar gradientes de densidad en una muestra de suelo para un compactado estático manual para su uso en pruebas de módulo resiliente. Las muestras se compactarán en cinco capas (capas) en un molde de gradiente de densidad. Se utilizará la compactación amasadora o manual. El número de apisonadores por levantamiento debe ajustarse para cada levantamiento para evitar impartir un gradiente de densidad a la muestra.

Este dispositivo sigue el modelo del compactador en miniatura de Harvard. Se prefiere un compactador operado manualmente a un compactador cargado por resorte debido al esfuerzo de compactación más constante y la variabilidad reducida del operador.

Figura 2.21. Molde de gradiente de densidad.



Fuente: AASHTO T-307-99 (2012).

2.2.29. Marco normativo

Para la elaboración del presente proyecto hay diferentes ensayos de laboratorio para realizar por lo tanto para la correcta elaboración de estos ensayos hay seguir normas con las que se cuenta, a continuación, se presenta la Tabla 2.7 donde se indica el tipo de ensayo y la norma con la cual se trabaja.

Tabla 2.7. Marco normativo

Parámetro	Norma
Conservación y transporte de muestras de suelos	ASTM D4220
Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D422; AASHTO T88
Análisis granulométrico por medio de hidrómetro	ASTM D422
Determinación del límite líquido de los suelos	ASTM D4318; AASHTO T89
Determinación del límite plástico e índice de plasticidad	ASTM D4318; AASHTO T90
Determinación del peso específico de los suelos	ASTM D854; AASHTO T100
Relaciones de peso unitario-humedad en suelos método estándar	ASTM D422; AASHTO T99
Preparación en laboratorio de mezclas de suelo-cal empleando una mezcladora mecánica, y curado	ASTM D3155G; ASTM D5102
Método de ensayo para determinar el valor de soporte de california (CBR)	ASTM D695
Método de preparación de las probetas de estudio	AASHTO T 307-99 (2012)
Método de ensayo para determinar la resistencia de suelos a la compresión inconfiada	ASTM D2166; AASHTO T208

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III
RELEVAMIENTO DE
INFORMACIÓN

CAPÍTULO III
RELEVAMIENTO DE INFORMACIÓN

3.1. Criterios Metodológicos

3.1.1. Unidad de Muestreo

Se tomará como unidad de estudio o muestreo ensayos de laboratorio de suelos que serán necesarios para la elaboración del proyecto como ser:

Tabla 3.1. Unidad de muestreo

Pregunta de investigación	Objeto de investigación	Unidad de muestreo
¿De qué manera una comparación de resistencias al corte, determina si el comportamiento de la resistencia cortante del suelo en suelos arcillosos de alta compresibilidad varía una vez sometido el suelo a una estabilización con cal a diferentes porcentajes?	Resistencia al corte en suelos estabilizados a diferentes porcentajes de cal.	Nº de ensayos de granulometría. Nº de ensayos de hidrómetro. Nº de ensayos de límites Nº de ensayos de compactación. Nº de ensayos proctor estándar Nº de ensayos de compresión inconfinaada.

Fuente: Elaboración propia

3.1.2. Población y muestra

La población de esta investigación se la misma que la muestra y por tanta es infinita porque es posible aplicar a distinta variedad tipos de arcillas que podemos encontrar en distintas zonas.

3.1.2.1. Población

Tabla 3.2. Población

N°	Ensayos
1	Ensayo de contenido de humedad
2	Ensayo de granulometría
3	Ensayo de hidrómetro
4	Ensayo de peso específico
5	Ensayo de peso unitario
6	Ensayo de calibración de frasco
7	Ensayo de compactación proctor estándar T-99
8	Ensayo de compactación proctor modificado T-180
9	Ensayo de permeabilidad de carga constante
10	Ensayo de densidad in-situ
11	Ensayo de corte directo
12	Ensayo de CBR
13	Ensayo de expansión
14	Ensayo de límites
15	Ensayo de SPT
16	Ensayo de ductilidad
17	Ensayo de penetración
18	Ensayo de punto de inflamación
19	Ensayo de método para determinar el equivalente de arena.
20	Ensayo de permeabilidad de carga variable
21	Ensayo de ensayo de consolidación
22	Ensayo de compresión inconfínada en muestras de suelos
23	Ensayo de compresión triaxial
24	Ensayo de determinación del PH de los suelos

Fuente: Elaboración propia

3.1.2.2. Muestra

Tabla 3.3. Muestra estadística

N°	Ensayos
1	Contenido humedad
2	Granulometría
3	Hidrómetro
4	Peso específico.
5	Compactación proctor estándar T-99
6	Relación de soporte de california
7	Compresión inconfínada

Fuente: Elaboración propia

3.1.3. Selección de la técnica de Muestreo

Para el presente proyecto, el método, para determinar el tamaño de muestra, será un método probabilístico: El muestreo estratificado.

El muestreo estratificado consiste en dividir el proyecto en partes o sub estratos, en nuestro caso son los diferentes tipos de ensayos que se realizara para llegar a nuestro objetivo.

3.1.4. Tamaño de la Muestra

3.1.5. Datos para el Cálculo del tamaño de Muestra

Tabla 3.4. Datos para el cálculo

Datos para el cálculo	
Confiabilidad	95 %
Margen de error	5 %
Distribución normal “z”	1,96
Desviación estándar	0,10

Fuente: Elaboración propia

3.1.6. Número de ensayos (suelo natural)

Tabla 3.5. Número de ensayos en suelo natural

Nº	Etapas	Ensayo	Ni
1	Caracterización	Contenido de humedad	4
2		Granulometría	1
3		Hidrómetro	1
4		Límites	3
5		Compactación estándar	2
6		Relación de soporte de california	2
7	Pruebas y resultado	Compresión inconfiada	9

Fuente: Elaboración propia

3.1.6.1. Número de ensayos (suelo-cal)

Tabla 3.6. Número de ensayos en muestra suelo-cal 3%

Nº	Etapa	Ensayo	Ni
1	Caracterización	Granulometría	1
2		Hidrómetro	1
3		Límites	3
4		Compactación estándar	2
5		Relación de soporte de california	2
6	Pruebas y resultado	Compresión inconfínada	9

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.7. Número de ensayos en muestra suelo-cal 5%

Nº	Etapa	Ensayo	Ni
1	Caracterización	Granulometría	1
2		Hidrómetro	1
3		Límites	3
4		Compactación estándar	2
5		Relación de soporte de california	2
6	Pruebas y resultado	Compresión inconfínada	9

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.8. Número de ensayos en muestra suelo-cal 7%

Nº	Etapa	Ensayo	Ni
1	Caracterización	Granulometría	1
2		Hidrómetro	1
3		Límites	3
4		Compactación estándar	2
5		Relación de soporte de california	2
6	Pruebas y resultado	Compresión inconfínada	9

Fuente: Elaboración propia

3.1.6.2. Tipos de suelo a ser sujetos a estudio (arcilla)

Por motivos de extensión de la variable independiente de los diferentes porcentajes de estabilización se hará el estudio para un solo tipo de arcilla.

Tabla 3.9. Tipo de suelo a usar

N°	Tipo de arcilla
1	CH (Clasificación SUCS)

Fuente: Elaboración propia

3.1.6.3. Porcentajes de cal

Para el presente proyecto se usarán diferentes porcentajes de cal, para así encontrar la variación de resistencia al corte el tipo de suelo estudiado, dichos porcentajes se encuentran en la Tabla 1.10.

Tabla 3.10. Porcentaje de cal

N°	% de cal
1	3
2	5
3	7

Fuente: Elaboración propia

3.1.6.4. Total, de ensayos

Tabla 3.11. Total de ensayos a realizar

N°	Etapas	Ensayo	Ni
1	Caracterización	Contenido de humedad	4
2		Granulometría	4
3		Hidrómetro	4
4		Límites	12
5		Compactación estándar	8
6		Relación de soporte de california	8
7	Pruebas	Compresión inconfiada	36
Total de ensayos			76

Fuente: Elaboración propia

Aplicando el principio de la fijación estadística para reducir el número de ensayos, de manera que sea factible concluir con el proyecto en 1 semestre:

Tabla 3.12. Tabla de fijación estadística

Etapa	Ensayo	Cantidad	σ^2	$Ni*\sigma^2$	fi	N	ni
Caracterización	Contenido de humedad	4	0,10	0,4	0,0526	51	3
	Granulometría	4		0,4	0,0526		3
	Hidrómetro	4		0,4	0,0526		3
	Límites	12		1,2	0,1578		8
	Compactación	8		0,8	0,105		5
	Cbr	8		0,8	0,105		5
Pruebas	Compresión inconfiada	36		3	0,474		24
		76		7,6	1		51

Fuente: Elaboración propia

$$ni = \frac{\sum(Ni * \sigma^2)}{N * \left(\frac{e}{z}\right)^2 + \frac{1}{N} * \sum(Ni * \sigma^2)} = 50,85 = 51 \text{ ensayos}$$

Donde:

ni= Número de ensayos finales

N= Número inicial de ensayos

σ = Desviación estándar

e= Margen de error

z= Distribución normal

3.2. Ubicación de las zonas de extracción

El presente proyecto se lo realizará con muestras extraídas del Departamento de Tarija, más propiamente de su provincia Cercado, de sus diferentes zonas y barrios.

Figura 3.1. Mapa de la provincia Cercado Tarija



Fuente: <http://cultj.blogspot.com/2014/09/Bolivia.html>

Gran parte de la provincia Cercado está compuesta de arcillas, suelo que es predominante en todos sus barrios, debido a esto se hace necesario la recolección de muestra de diferentes barrios para así asegurarse de poder encontrar el suelo deseado.

Para aumentar la probabilidad de encontrar el tipo de suelo deseado se hizo uso de otros proyectos de grado de años pasados donde también se trabajó con arcillas y mencionan algunas zonas o barrios de donde se presume exista el tipo de suelo buscado (CH clasificación SUCS).

3.2.1. Coordenadas Geográficas y UTM de las zonas de extracción de muestras para la caracterización del suelo

A continuación, se presentan una Tabla donde indica los lugares de extracción de muestra para ser ensayados en el laboratorio y determinar su caracterización y verificar cuál de ellos cumple con los requisitos indicados a en el perfil de proyecto.

Tabla 3.13. Coordenadas Geográficas y UTM

N°	Zona	Coordenadas Geográficas		Coordenadas UTM	
		O	S	E	N
1	Moto Méndez	64°42'17,07''	21°32'12,08''	323450,00	7617489,38
2	Los Chapacos	64°44'16,28''	21°30'12,67''	319979,00	7621124,00
3	San Blas	64°43'33,86''	21°34'10,44''	321281,00	7613825,00
4	Incertar	64°45'11,39''	21°30'10,42''	318392,26	7621175,39

Fuente: Elaboración propia

3.2.2. Mapa satelital de la zona de extracción de muestras de suelo

A continuación, se muestran imágenes satelitales de las zonas de extracción de muestras.

Zona de Moto Méndez. - Esta zona se encuentra a 3,5 km del centro de la ciudad de Tarija, en el barrio Moto Méndez sus coordenadas son 64°42'17,07'' O y 21°32'12,08''S.

Figura 3.2. Mapa satelital zona de Moto Mendez



Fuente: Google maps

Zona de Los Chapacos. - Esta zona se encuentra a 4 km del centro de la ciudad de Tarija, en el barrio Los Chapacos sus coordenadas son $64^{\circ}42'16,28''$ O y $21^{\circ}30'12,67''$ S.

Figura 3.3. Mapa satelital zona Los Chapacos



Fuente: Google maps

Zona de San Blas. - Esta zona se encuentra a 6 km del centro de la ciudad de Tarija, en sus coordenadas son $64^{\circ}43'33,86''$ O y $21^{\circ}34'10,44''$ S.

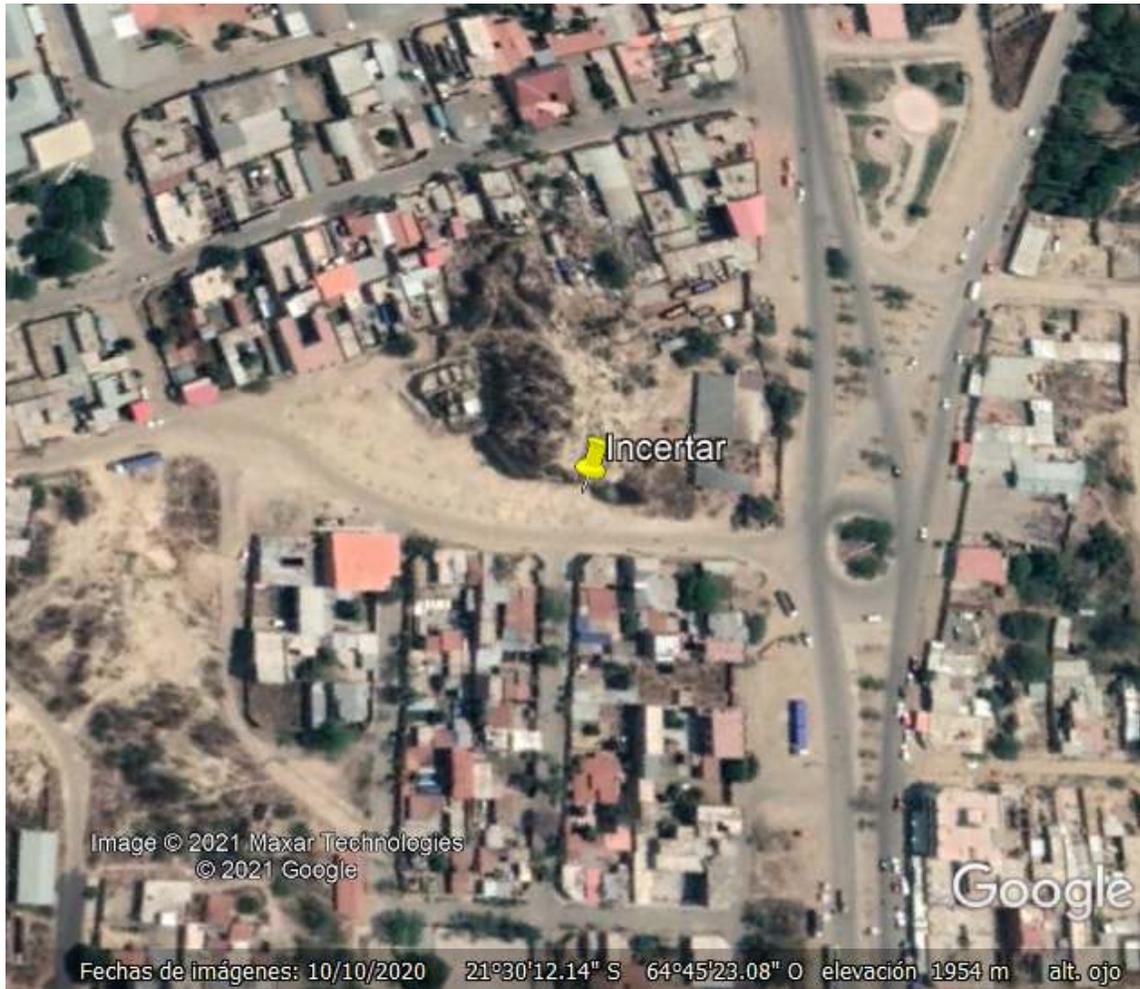
Figura 3.4. Mapa satelital zona de San Blas



Fuente: Google maps

Zona de carretera a Tomatitas (INCERTAR). - Esta zona se encuentra a 5.5 km del centro de la ciudad de Tarija, detrás de la empresa INCERTAR, sus coordenadas son 64°45'11,39" O y 21°30'10,42" S

Figura 3.5. Mapa satelital zona de INCERTAR



Fuente: Google maps

3.3. Caracterización del suelo

3.3.1. Desarrollo o diseño

El suelo requerido para el desarrollo de este trabajo de graduación y para el cual se busca la proporción suelo-cal es CH (clasificación SUCS) o A-7-6 (clasificación AASTHO).

Para tal motivo se identificó varios lugares donde se presume existe este tipo de suelo, en la Tabla 3.11 se muestra el lugar de donde se extrajo las muestras para ser estudiadas.

En base a las normas y especificaciones de los ensayos antes mencionados, a continuación, se presenta una guía paso a paso del proceso seguido para analizar los materiales que conformaran la mezcla suelo-cal, y el procedimiento realizado, para encontrar la variación de resistencia a diferentes porcentajes de estabilización.

3.3.2. Procedimiento a seguir para el análisis del suelo, previo y posterior a su estabilización

En esta sección se presenta paso a paso los procedimientos que se llevan a cabo para realizar los diferentes ensayos que permitan analizar las propiedades del suelo natural.

3.3.3. Exploración de suelo y técnicas de muestreo (Normas ASTM D4220 y AASHTO T248)

Lo primero que se debe realizar es el muestreo de suelo objeto de estudio, conforme a la norma ASTM D4220 y AASHTO T 248 (para mayor información consultar norma).

El muestreo es igualmente importante como cualquier otro ensayo, y por lo cual el encargado de realizarlo tendrá mucho cuidado para obtener muestras que exhiban la naturaleza y condición de los suelos que representan.

Fotografía 3.1. Extracción de muestra zona Moto Méndez



Fuente: Elaboración propia

Metodología de muestra a cielo abierto

Se hizo 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.

Las porciones del suelo que se las protegieron contra pérdidas de humedad introduciéndolas en bolsas empara finadas. Las muestras inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una pared que se practique al efecto en la pared del pozo. La muestra se debe proteger contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con parafina.

Muestras de suelo en bolsas

Se procedía a colocarlo en bolsas con pala de mano y se colocarlo en bolsas sin tratar de mantener el suelo en condición inalterada.

En las bolsas introducidas el material suficiente para realizar todos los ensayos de laboratorio, la cantidad de suelo a extraer para realizar su caracterización en laboratorio será de 50kg.

Fotografía 3.2. Extracción de muestra zona Los Chapacos y carretera a Sella



Fuente: Elaboración propia

3.3.4. Determinación de los límites de Atterberg

Material y equipo

Aparato de límite líquido (copa de casa grande)

Ranurador

Balanza con precisión de 0,01g

Recipiente para mezclado y almacenamiento (taras)

Espátula

Tamiz N° 40

Horno de secado

Placa de vidrio

Vidrio reloj

Preparación de la muestra

Obtenga una cantidad representativa de la muestra total del suelo, la cual debe estar completamente seca para que los terrones puedan pulverizarse con facilidad y poder obtener un espécimen de suelo de 250 g después de tamizado, para luego obtener el límite líquido de la muestra, que es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico, en base a la norma ASTM D 4318-00, (Para mayor información consultar norma), valor que servirá para clasificar el suelo.

Fotografía 3.3. Preparación de muestra para el ensayo de límite líquido



Fuente: Elaboración propia

El procedimiento que se lleva a cabo para realizar el ensayo será el que se describe a continuación

Se pulverizó la muestra de suelo seco con un mortero y un pistilo, teniendo cuidado de no quebrar las partículas para hacerlas pasar por la malla N° 40.

Tamizar el material por la malla N° 40 (425 μ m, agitando el tamiz con la mano para asegurar la separación completa de la fracción más fina.

El material que no pasa la malla N° 40 es regresado al mortero y se repiten los procesos de pulverizado y cribado hasta que la mayoría del material fino haya sido disgregado y el material retenido consista en granos individuales para poder obtener una muestra de 250g de peso.

Una vez obtenida la cantidad requerida de material para realizar el ensayo coloque la muestra en un plato y agregue agua con un recipiente para poder hidratar por completo la muestra de suelo, mezcle bien la muestra con una espátula.

Fotografía 3.4. Equipo casa Grande y muestra de suelo para ensayo



Fuente: Elaboración propia

Este proceso se repite hasta que la muestra esta hidratada y haya formado una pasta dura, posteriormente, se realiza el ensayo con el equipo casa grande.

3.3.4.1. Límite líquido

Se mezcla bien el material hidratado, inmediatamente antes de iniciar el ensayo.

Tomar con la espátula una porción de suelo y colóquela en la copa de latón del dispositivo de casa grande, distribuyéndola con el menor número de golpes de espátula posibles, hasta que se obtenga un espesor de aproximadamente 10 mm como máximo y se deje nivelada la superficie en un plano horizontal.

El suelo remanente se devuelve al plato, luego se divide la masa del suelo de la copa de Casagrande utilizando un ranurador, trazando una línea del punto más alto al punto más bajo en el borde de la copa, cuando haga la ranura, sostenga el acanalador contra la superficie de la copa de latón haciendo un movimiento circular de adelante hacia atrás. Manteniéndolo perpendicular a la superficie de la copa de Casagrande durante todo el movimiento.

Fotografía 3.5. Realización de ensayo de casa grande



Fuente: Elaboración propia

Se levanta y deja caer la copa por medio de una manivela a una frecuencia de 1,9 a 2,1 caídas por segundo, hasta que las dos mitades del suelo al dar los golpes se unan en el fondo de la ranura, una distancia de 13mm (1/2 pulg.)

Para obtener el valor del límite líquido plotee la relación entre el contenido de agua (%w) y el número correspondiente de golpes de la copa en un gráfico. El contenido de agua en las ordenadas (Y), y el número de golpes en las abscisas (X). Luego dibuje la mejor línea recta para unir lo mejor posible los tres o más puntos ploteados.

Tome el contenido de agua de la intersección de la línea de las abscisas correspondiente a 25 golpes con la línea que une la dispersión de los valores registrados que se proyecta hasta cortar con una línea horizontal a las ordenadas como el límite líquido.

3.3.4.2. Límite plástico

Seleccione 20g o más del espécimen de suelo preparado para el ensayo de límite líquido o del suelo restante de dicho ensayo. Luego reduzca el contenido de humedad del suelo hasta que posea una consistencia en la cual pueda rolarse sin adherirse a las manos cuando sea extendido o se mezcle continuamente en una superficie plana y horizontal.

Seleccione una porción de suelo de la muestra de 20g que se tomó anteriormente para formar una pasta elipsoidal. Luego rolé esta masa de suelo colocándola entre la palma de la mano o los dedos y una superficie horizontal lisa con suficiente presión, hasta hacer un

hilo de diámetro uniforme de aproximadamente 3 mm a lo largo de su longitud en un lapso de tiempo máximo de 2 minutos.

Fotografía 3.6. Ensayo de límite plástico



Fuente: Elaboración propia

Cuando haya alcanzado el diámetro requerido del hilo de suelo, desmenuce ésta en varias porciones. Seguidamente junte las porciones y amáselas de nuevo hasta darles una forma aproximadamente elipsoidal. Rolé el suelo nuevamente hasta que el hilo sea de un diámetro de 3mm y repita todo el proceso anterior hasta que aparezcan grietas en él o se quiebre bajo presión del amasado y ya no sea posible formarlo de nuevo.

Determine la masa del suelo con el recipiente y regístrelas en la hoja de datos correspondiente. El proceso se repite hasta que en el recipiente haya por lo menos 6g de suelo. Luego se registra la masa del recipiente con el suelo húmedo y se determina posteriormente el contenido de humedad del suelo en el recipiente, de acuerdo con el método ASTM D 2216.

3.3.4.3. Índice de plasticidad

El índice de plasticidad de un suelo es el rango en el contenido de agua, expresado como porcentaje de la masa de suelo secada en horno, dentro del cual el material se encuentra en un estado plástico; siendo la diferencia numérica entre el límite líquido y límite plástico del suelo.

Para los suelos objeto de estudio se obtuvo el siguiente resultado:

Tabla 3.14. Tabla resumen de límites de Atterberg

Tabla resumen de límites de Atterberg ASTM D4318			
Muestra	Límite líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)
Moto Méndez	59,79	29,22	30,57
Los Chapacos	37,78	22,12	15,66
San Blas	58,44	33,51	24,93
INCERTAR	56,54	33,57	22,96

Fuente: Elaboración propia

3.3.5. Material más fino que pasa el tamiz N° 200 en agregado mineral por lavado ASTM D4222 y AASHTO T88

Equipo necesario

Serie de tamices (N°10, N°40, N°200)

Balanza de 0,1 y 0,01 gramos de precisión

Bandejas

Procedimiento

Este procedimiento cubre la determinación de la cantidad de material más fino que el tamiz de 75µm (N° 200) en suelo por lavado en base a la norma AASHTO T 11-99 (Para mayor información consultar norma). Partículas de arcilla y otras partículas de agregado que se dispersan por el agua de lavado, así como materiales solubles en agua, pueden ser removidas del suelo durante este ensayo.

Secar la muestra de ensayo hasta alcanzar una masa constante, a una temperatura de 110 ± 5 ° C (230 ± 9 ° F). Determinar la masa con una precisión del 0,1 por ciento de la masa de la muestra de ensayo.

Después de secar y determinar la masa, colocar la muestra de ensayo en la bandeja y agregar suficiente agua para cubrirla. Ningún detergente, agente dispersante, u otra sustancia se añadirá al agua. Agitar la muestra con suficiente vigor para que haya una separación completa de todas las partículas más finas que el tamiz de 75-µm (N° 200) de las partículas más gruesas, y que el material fino quede en suspensión. El uso de una

cuchara grande u otra herramienta similar para revolver y agitar el suelo en el agua de lavado tiene resultados satisfactorios. Inmediatamente vierta el agua de lavado conteniendo los sólidos suspendidos y disuelva sobre el tamiz N° 200.

Fotografía 3.7. Muestra para ensayo de granulometría método de lavado



Fuente: Elaboración propia

Añada una segunda cantidad de agua a la muestra en el recipiente, agitar, y decantar como antes. Repetir esta operación hasta que el agua de lavado salga clara.

Fotografía 3.8. Lavado de muestra



Fuente: Elaboración propia

Regresar todo el suelo retenido en el tamiz N° 200, limpiando con un chorro de agua la muestra lavada. Secar el suelo lavado hasta obtener masa constante a una temperatura de $110 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$ ($230 \pm 9 \text{ }^\circ\text{F}$) y determinar la masa con una precisión del 0,1 por ciento de la masa original de la muestra.

Fotografía 3.9. Secado, pesado de muestra



Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos en la realización de este ensayo utilizando agua de chorro para el suelo en estudio son los que a continuación se presentan:

Tabla 3.15. Resumen de granulometría método de lavado (suelo natural)

Tabla resumen de granulometría método de lavado ASTM D422									
Muestra	Granulometría								
	% que pasa el Tamiz								
	3"	2"	1"	3/4"	3/8"	4	10	40	200
Moto Méndez	100	100	100	100	100	100	100	98,91	97,71
Los Chapacos	100	100	100	100	100	100	100	99,41	98,60
San Blas	100	100	100	100	100	100	100	99,38	98,58
INCERTAR	100	100	100	100	100	100	100	99,60	99,02

Fuente: Elaboración propia

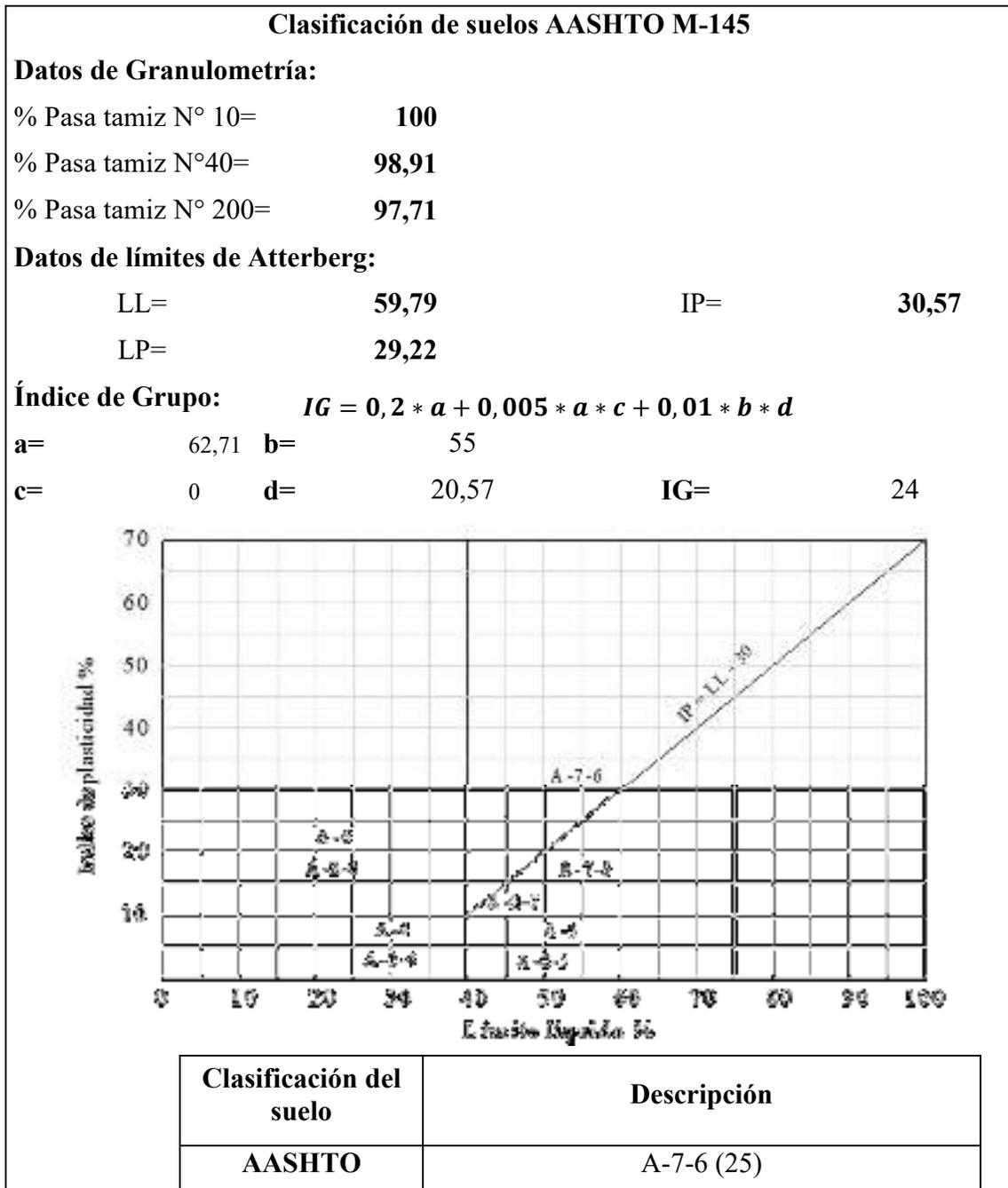
3.3.6. Clasificación de suelos AASHTO M 145-91 Y ASTM D 2487

Una vez que se tiene una muestra representativa del material selecto, se procede a clasificar el suelo, en base a la norma AASHTO M 145-91(2000) (Para mayor información consultar norma), y también por la clasificación SUCS en base a la norma ASTM D 2487

3.3.6.1. Clasificación de suelos por método AASHTO M 145-91(2000)

Se describe un procedimiento para clasificar los suelos en siete grupos, basada en datos de laboratorio y determinación de la distribución del tamaño de partículas, límite líquido, e índice de plasticidad. La evaluación de los suelos dentro de cada grupo se realiza por medio de un "índice de grupo," que es un valor calculado a partir de una fórmula empírica. El grupo de clasificación, incluido el índice de grupo debe ser útil para determinar la calidad relativa de los suelos ocupados en la construcción de estructuras con movimientos de tierra, especialmente terraplenes, bases, sub-bases.

Tabla 3.16. Ejemplo de clasificación de suelos método AASHTO



Fuente: Elaboración propia

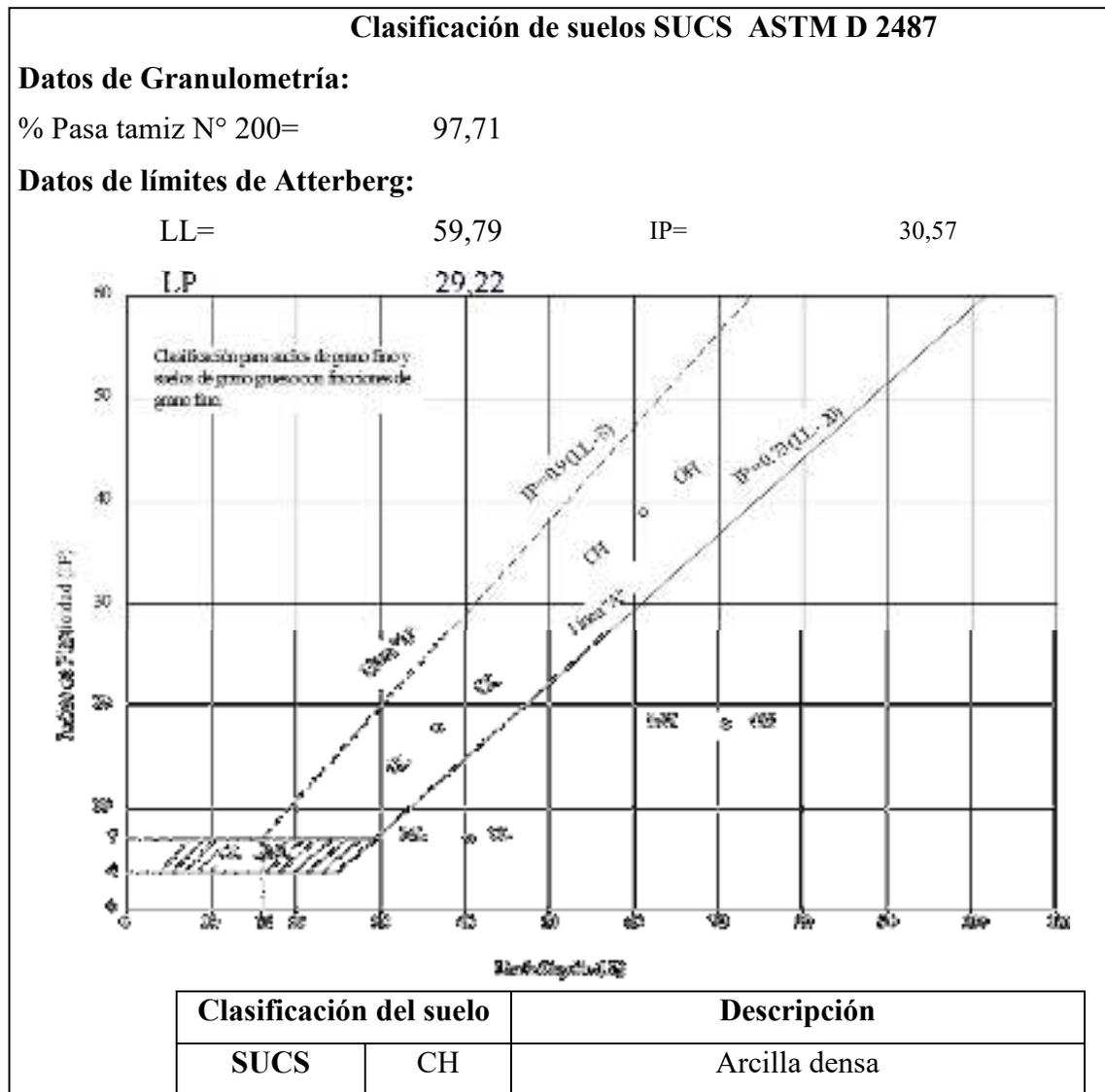
3.3.6.2. Clasificación de suelos por el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) ASTM D 2487

La clasificación del suelo de acuerdo al SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos ASTM D 2487-00 (Para mayor información consultar norma), basa la clasificación

de los suelos para propósitos ingenieriles; mediante el análisis de diferentes parámetros como lo son el límite líquido e índice de plasticidad.

A continuación, se presentan un ejemplo de la clasificación de suelos por el método SUCS para muestras de suelo extraídas:

Tabla 3.17. Ejemplo de clasificación de suelos método SUCS



Fuente Elaboración propia

3.4. Selección de la muestra para realizar la estabilización

Después de realizar los ensayos de límites de Atterberg y granulometría se procedió a clasificar el suelo resultados que se muestran en la siguiente Tabla:

Tabla 3.18. Tabla resumen de clasificación de suelos

Tabla resumen de clasificación de suelos AASHTO M-145 y ASTM D2487				
Clasificación de suelos				
Muestra	AASHTO			SUCS
	Clasificación	Índice de grupo	Descripción	Clasificación
Moto Méndez	A-7-6	25	Suelo arcilloso	CH arcilla densa
Los Chapacos	A-6	13	Suelo arcilloso	CL arcilla densa
San Blas	A-7-5	21	Suelo arcilloso	MH limo elástico
Incertar	A-7-5	20	Suelo arcilloso	MH limo elástico

Fuente: Elaboración propia

Según los datos obtenidos se observa que el suelo que cumple con los requisitos que se enunciaron al principio de este trabajo, donde se indica que dicho trabajo se lo realizará en un suelo que sea CH según la clasificación SUCS o un A-7-6 según clasificación AASHTO, es la extraída de la zona de Moto Méndez, por tal motivo los siguientes ensayos se los realizará en este suelo, dejando de lado las demás muestras.

Teniendo en cuenta que el índice de grupo calculado en laboratorio $IG=24$ está fuera de la norma por lo que se tomará el máximo valor para esta clasificación de suelo A-7-6 que sería un índice de grupo $IG=20$.

3.4.1. Determinación de la gravedad específica de los sólidos ASTM D 854-02

Material y equipo

Frasco volumétrico, con marca de enrase

Balanza con precisión de 0,01 g

Horno de secado

Termómetro

Tamiz N° 200

Pipeta

Hielo

Accesorios baño María frío y caliente

Procedimiento

Calibración de frasco volumétrico

Se observa que los vasos volumétricos de vidrio, cuando son expuestos a diferentes temperaturas, sufren ligeros cambios en su volumen es decir si se aumenta la temperatura, el vidrio tiende a la dilatación incrementando ligeramente su volumen y cuando se disminuye la temperatura su volumen también disminuye. El agua sufre un incremento en su peso cuando se aumenta su temperatura o viceversa.

Estos cambios si bien no son considerables, pueden corregirse a través de la realización de una curva de calibración para cada frasco volumétrico.

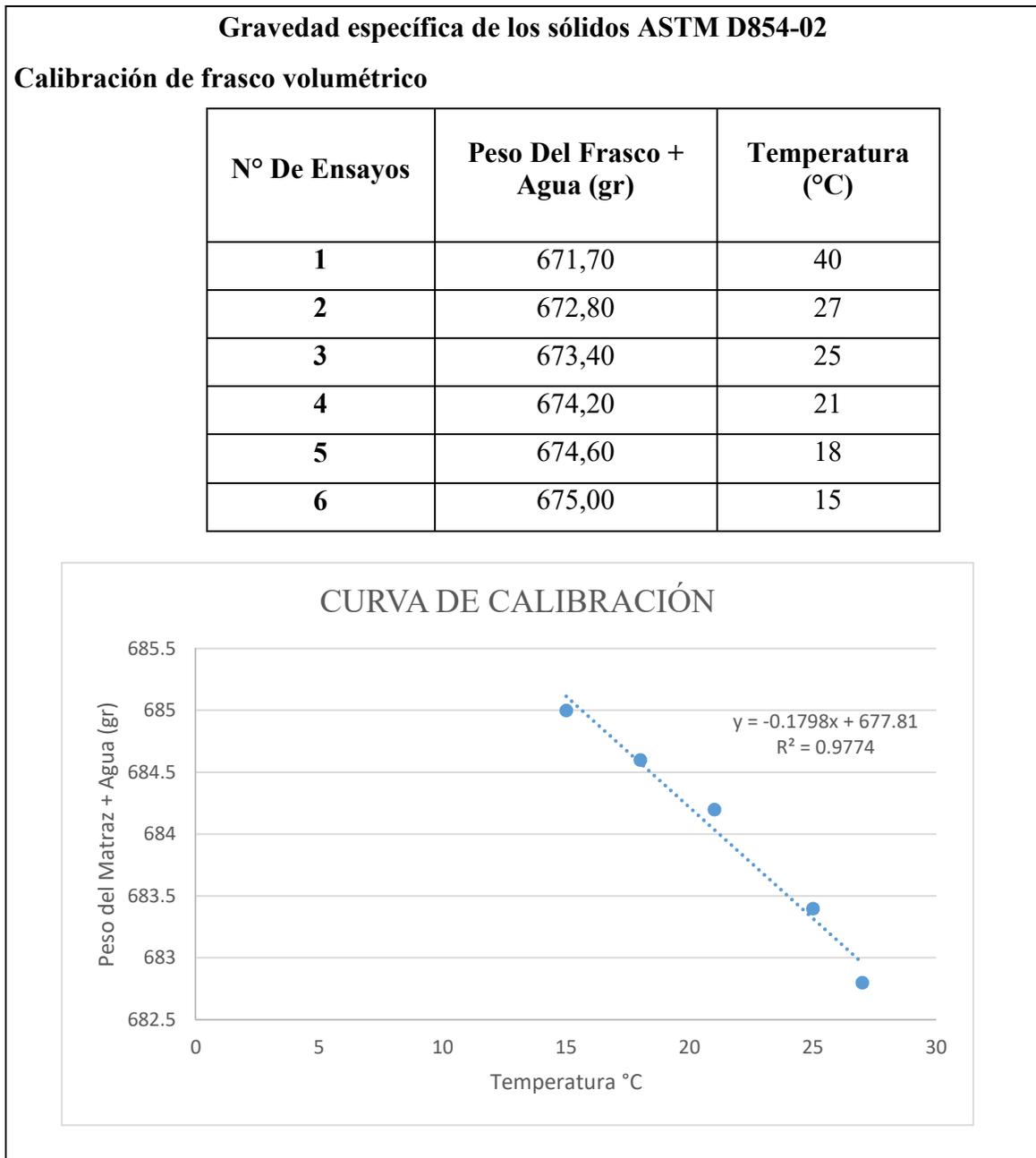
Fotografía 3.10. Calibración de frasco volumétrico



Fuente: Elaboracion propia

A continuación, se presenta la calibración del frasco que se trabajará para obtener el peso específico relativo del suelo en estudio.

Tabla 3.19. Calibración de frasco volumétrico



Fuente: Elaboración propia

Determinación del peso específico relativo

Para esta investigación, se escoge el Método B el cual consiste en obtener la gravedad específica mediante un suelo seco, el cual se describe de la siguiente manera:

Fotografía 3.11. Gravedad específica de los sólidos



Fuente: Elaboración propia

Para la muestra de suelo tamice el material a utilizar en la prueba por el tamiz N° 200, obteniendo una cantidad, según el tipo de suelo. Si el tipo de suelo a utilizar es arcilla entonces tomar 50 ± 10 g del material tamizado. Seque la muestra del suelo en un horno a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$ hasta obtener una masa constante.

Tabla 3.20. Tabla de peso específico para diferentes suelos

Tipo de suelo	Masa del espécimen seco (g), para matraz de 500 ml
SP,SP-SM	100 ± 10
SP-SC, SM,SC	75 ± 10
Limo o Arcilla	50 ± 10

Fuente: Norma ASTM

Determine y registre la masa del frasco volumétrico (Matraz) limpio y seco, utilizando una balanza de 0,1 g de legibilidad. Realice este procedimiento al menos 3 veces, para obtener un promedio de los pesos. Luego llene el frasco volumétrico (Matraz) a una cantidad de $\frac{1}{2}$ del bulbo, obtenga y registre su peso en la balanza, coloque un embudo en el matraz, (verificando de esta manera que el cuello de este sobrepase más allá de la marca de calibración). Seguidamente deposite el espécimen del suelo directamente en el embudo

y con la varilla con papel toalla limpie con mucho cuidado el cuello del matraz sin tocar el agua del fondo.

Obteniendo la lechada (agua y suelo), agite el frasco volumétrico con cuidado y tome su peso y regístrelo como peso del matraz + agua + suelo. Luego llene de agua destilada el frasco volumétrico hasta una altura que llegue donde empieza el cuello.

En la etapa de ebullición o extracción de aire, vierta agua en una olla a un nivel de $\frac{3}{4}$ de su capacidad y colócala en una cocina a una temperatura media, colocando en ella el matraz con la lechada. Para extraer el aire atrapado en el frasco volumétrico agite las veces que sean necesarias y séquelo con una franela, la duración de la etapa de extracción de aire debe tener como mínimo unas 2 horas, hasta que la lechada deje de expulsar burbujas de aire y por último, se retira de la olla y se seca con franela para poder dejarlo reposar y que su temperatura baje.

Utilice la balanza de 0,1g de legibilidad y obtenga la masa de suelo + agua + matraz (aforado) y posterior a ello tome la temperatura del matraz + agua +suelo con el termómetro de 0,1 °C de legibilidad y de esta manera registre ambas lecturas en la hoja de datos correspondientes a este ensayo.

Cuando se tiene los datos del peso del matraz + agua + suelo y la temperatura de ensayo, entonces con estos datos valla a carta de calibración del matraz y obtenga el dato del peso del matraz + agua (aforado) y encuentre la gravedad específica mediante la siguiente formula:

$$G_s = \frac{W_s}{W_{m+a} + W_s + W_{m+a+s}}$$

Donde:

G_s= Gravedad específica

W_s= Peso de suelo

W_{m+a}= Peso matraz más agua

W_{m+a+s}= Peso matraz más agua más suelo

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de la gravedad específica de los sólidos de las muestras.

Tabla 3.21. Tabla resumen de gravedad específica de los sólidos

Tabla resumen de gravedad específica de los sólidos ASTM D854-02	
N° Ensayo	Gravedad Específica de los sólidos
1	2,69
2	2,67

Valor de la gravedad específica de los sólidos de la muestra suelo

N° Ensayo	Gravedad Específica de los sólidos
Promedio	2,68

Fuente: Elaboración propia

3.4.2. Determinación del tamaño de las partículas por ensayo de hidrometría ASTM 422-63

Material y Equipo

Para determinar el tamaño de las partículas se realiza en ensayo de granulometría por sedimentación en el cual se utilizan los siguientes instrumentos:

Muestra de suelo “secada al aire”

Agente dispersor y/o de floculante

Balanza sensible a 0,01 g

Hidrómetro graduado para leer ya sea la gravedad específica o gramos/litro de la suspensión

Cilindros de sedimentación (probetas): con una capacidad de 1000 ml

Termómetro con una precisión de 0.5°C (1°F)

Tamiz N° 200

Cronometro

Pipeta

Recipientes para muestras

Procedimiento

Exponga al aire la muestra de suelo recibida de campo a la temperatura ambiente, hasta que seque completamente y luego pasar por el tamiz No 200.

Tome 60 g de muestra, para realizar el ensayo y determinar su humedad higroscópica según la norma ASTM D 422-63.

Fotografía 3.12. Preparación de muestra para ensayo de hidrómetro



Fuente: Elaboración propia

Preparación de la solución dispersante (defloculante)

Utilizando una balanza de 0,01g de legibilidad, obtenga una masa de 20 g de hexametáfosfato de sodio. Deposite agua destilada o desmineralizada en una probeta de 500 ml (hasta la mitad de la altura) y agregue el agente dispersor (hexametáfosfato de sodio) en ella. Luego agite la solución hasta que el hexametáfosfato de sodio se disuelva completamente y se agrega agua hasta completar los 500 ml.

Fotografía 3.13. Probeta más muestra de suelo



Fuente: Elaboración propia

Determinación de la corrección por menisco (Cm)

Limpiar con alcohol la superficie del vástago del hidrómetro y se sumerge en una probeta de 1000 ml llena con agua destilada o desmineralizada. Y tome dos lecturas en la escala graduada del hidrómetro, una de ellas en la parte superior del menisco y la otra en la parte inferior (siguiendo la superficie horizontal del agua). Registre la corrección del menisco (Cm) como la diferencia de las lecturas tomadas anteriormente:

Determinación de la corrección por defloculante

Limpiar con alcohol la superficie del vástago del hidrómetro, y se sumerge en una probeta de 1000 ml parcialmente llena con agua destilada, posteriormente tome una lectura en la parte inferior del menisco en la escala graduada del hidrómetro, y luego se retira de la probeta.

Agregar 125 ml de la solución dispersante y complete el llenado de la probeta con agua.

Agitar la solución, y luego sumerja nuevamente el hidrómetro tomando una nueva lectura en la parte inferior del menisco. Registre la corrección por defloculante (Cd) como la diferencia de las lecturas tomadas.

Determinación de la corrección por temperatura (Ct)

Se registró cada una de las temperaturas en cada una de las lecturas del hidrómetro en la probeta de ensayo. Posteriormente, determine la corrección para cada una de las temperaturas registradas, utilizando Tabla de factores de corrección por temperatura para el análisis granulométrico de un suelo por sedimentación dada por la norma ASTM D 422-63.

Dispersión e Hidrometría de la muestra de suelo

Se colocó la cantidad de 60g en un Erlenmeyer de 250 ml, y se agregan 125 ml de la solución dispersante. Posteriormente agite utilizando una varilla de vidrio hasta formar una lechada, luego se deja reposar por lo menos 16 horas.

Transfiera la lechada de suelo-agua antes preparada, al agitador mecánico y enjuague cualquier remanente en el Erlenmeyer con agua destilada o desmineralizada, luego agregue agua si es necesario, llenando hasta un nivel de 2/3 del vaso agitador. Posteriormente agite por un periodo de 1 minuto.

Luego, colocar la lechada a una probeta graduada y agregue agua destilada hasta que su volumen total sea de 1000 ml, enjuagando el vaso para prevenir la pérdida de material remanente.

Se tapa con un tapón el extremo de la probeta, posteriormente se agita por un periodo de 1 min, haciéndola girar en un plano vertical de 180°. El número de giros durante el minuto deberán ser 60, contando hacia arriba y abajo como dos giros.

Colocar la probeta con la lechada sobre una mesa fija, y active simultáneamente el cronometro y tome las lecturas del hidrómetro y temperatura en los intervalos de tiempo: 2, 5, 15, 30, 60, 250, 1440 y 2880 minutos, insertando cuidadosamente el hidrómetro en aproximadamente 20 a 25 segundos antes de cada lectura.

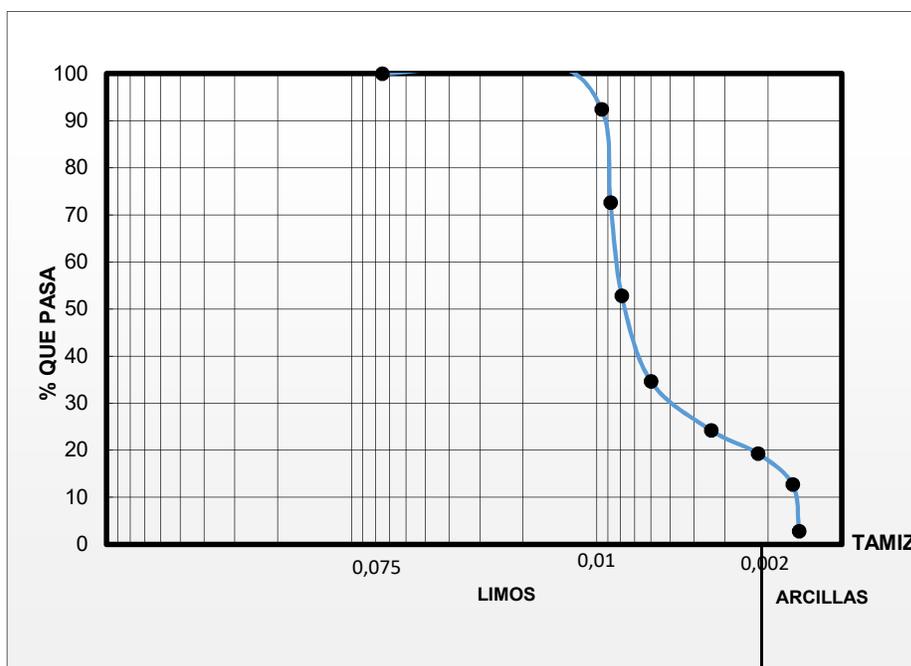
A continuación, se presentan resumidamente los resultados del análisis granulométrico e hidrométrico de las muestras de suelo natural.

Tabla 3.22. Resumen de ensayo de hidrómetro

Tabla resumen del análisis granulométrico por hidrómetro ASTM D422

Diam. Partícula mm	% Más Fino
0,075	100,00
0,016	102,30
0,009	92,40
0,008	72,60
0,007	52,80
0,006	34,65
0,003	24,25
0,002	19,30
0,001	12,71
0,001	2,80

% Pasa 200 =	100,00
% Limo parcial =	82,83
% Arcilla parcial =	17,17
% Pasa 200 del total =	97,71
% Limo del total =	80,93
% Arcilla del total =	16,78



Fuente: Elaboración propia

3.4.3. Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de los suelos y rocas a través de su masa ASTM D 2216-03

Lo primero para seguir con el análisis del suelo en estado natural es poder calcular el contenido de humedad de muestras de suelo en base a la norma ASTM D 2216-03 (Para mayor información consultar norma), ya que esta labor se repetirá en todos los ensayos que precede al estudio de los mismos.

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

Podría definirse el contenido de humedad como la relación de la masa de agua contenida en los espacios porosos de un suelo o roca a la masa sólida de partículas en ese material, expresado como un porcentaje.

Procedimiento

Seleccione el tamaño de la muestra, para determinar el contenido de humedad en base a las especificaciones del ensayo que se desee realizar.

Debido a que el suelo analizado, para fines de investigación consta de una muestra alterada, utilizar el método que a continuación se describe:

Es posible la manipulación sin pérdida de humedad y sin segregación.

Tome material con una cuchara grande y mézclelo completamente.

Reduzca al tamaño requerido por medio del cuarteo o separación.

Si no es posible la manipulación ni el mezclado y/o separado, usar una cuchara.

Fotografía 3.14. Preparación de muestra para ensayo de contenido de humedad



Fuente: Elaboración propia

Ejecución

Determine y registre el peso del recipiente (o tara) del espécimen limpio y seco (y su tapadera si se utilizará).

Coloque el espécimen de ensayo húmedo en el recipiente. Determine el peso del recipiente y el material húmedo utilizando una balanza de 0,01g. de precisión, para especímenes con masa hasta 200g. o una balanza de precisión de 0,1g. para especímenes mayores de 200g.

Coloque el recipiente con material húmedo en el horno de secado, seque el material hasta que alcance una masa constante. Manteniendo el horno de secado a una temperatura de $110 \pm 50C$.

Retire el recipiente del horno, después de secar el material, déjelo enfriar junto con el material a temperatura ambiente o hasta que el recipiente pueda ser manejado cómodamente sin necesidad de utilizar guantes y así esto no afecte el funcionamiento de la balanza.

Tabla 3.23. Tabla resumen de contenido de humedad

Tabla resumen del contenido de humedad en suelos ASTM D2216-03	
Método del horno	
Muestra N°	%W
1	7,83
2	7,84
3	7,80
Promedio	7,82

Fuente: Elaboración propia

3.4.4. Compactación AASHTO T 99-03

Se sabe que el suelo está formado por partículas de tamaño y forma variada, y que entre estos existen espacios intergranulares llamados vacíos, que se hallan llenos a la vez por aire, agua o ambos.

Así mismo, sabemos que cuando una masa de suelo se encuentra en estado suelto ocupa mayor volumen, porque tiene mayor número de vacíos. En cambio, cuando comprimimos esta masa de suelo se hace más compacta y observamos un decrecimiento del volumen total, a causa de la disminución del volumen de vacíos. Esta operación de “comprimir” una masa de suelo, se llama “compactación”.

Al compactar un suelo, se obtienen las siguientes ventajas:

Se establece un contacto más firme entre las partículas.

Las partículas de menor tamaño son forzadas a ocupar los espacios formados por los de mayor dimensión.

Cuando un suelo es compacto, aumenta su valor de soporte y se hace más estable.

Como las partículas se encuentran firmemente adheridas después de la compactación, la masa de suelo será más densa y su volumen de vacíos quedará reducido a un mínimo, por lo tanto, la capacidad absorbente de agua de un suelo, quedará grandemente reducida por efecto de la compactación.

Para obtener una adecuada lubricación y disminuir así la resistencia a la fricción existente entre partículas, deberá de controlarse debidamente la cantidad de agua al compactar un

suelo. Si es insuficiente, no habrá buena lubricación, y si es excesiva, las fuerzas hidrostáticas empujarán y tenderán a separarse las partículas.

Por lo tanto, se hace necesario calcular debidamente la cantidad de agua para generar la “humedad óptima” que ha de tener un suelo, a fin de obtener una buena lubricación que permita al compactarlo, alcanzar la mayor densidad posible, es decir la “densidad máxima”.

Muchas veces, al desconocer de los requerimientos de compactación que tiene un proyecto, se plantea realizar todas las compactaciones con la energía AASHTO T-180 ya que de esta manera se garantiza una mejor compactación, pero por otro lado se incrementan los gastos, siendo necesarias mayor grado de compactación implicando más recursos; al presupuestar algunas empresas formulan sus costos en base a la energía AASHTO T-99, para regular gastos ya que el grado de densidad se alcanza con menos proceso de compactación y en un menor tiempo.

Material y equipo

Muestra de suelo

Martillo de compactación de 10 lb

Molde con su respectivo (collarín y base) de 4” de diámetro

Regla enrrazadora.

Balanza con 0,1 g y 1 g de precisión

Horno de secado

Tamiz N° 4 (4.75 mm)

Bandeja metálica

Cucharon

Tenaza

Espátula

Brocha

Procedimiento

Para realizar este ensayo existen cuatro métodos los cuales son: Método A, Método B, Método C y Método D. La diferencia entre los métodos A y C es que para el A el suelo es tamizado en la malla N° 4 y se pesan 3 kg para cada muestra y para el C se tamiza en la malla ¾ y se pesan 5 kg para cada muestra, en ambos se utiliza el molde de 4" de diámetro.

Por lo tanto, la diferencia entre los métodos B y D, es que para el B se utiliza la malla N° 4 y se pesan 7 kg para cada muestra y finalmente para el D se tamiza en la malla 3/4 y se pesan 11 kg para cada muestra, para ambos métodos se trabaja con el molde 6" de diámetro.

Selección del método

Para fines de esta investigación, se analizan datos obtenidos por el método A, en el cual se utiliza el molde de 4" de diámetro, el tamiz N° 4 y un martillo de compactación de 10 lb.

Determinación del volumen y peso del molde de compactación: Mida 6 veces el diámetro del molde de compactación tanto en la parte superior e inferior del mismo utilizando un vernier (pie de rey) con una precisión de 0,01 pulgadas (obteniendo un promedio), determine y registre la masa del molde sin la base y sin el collarín con una balanza de 1 g de precisión, por último mida la altura del molde en la parte interior al menos cuatro veces alrededor de su circunferencia utilizando un vernier. Y luego calcule el promedio de las alturas.

Preparación de la muestra de ensayo

Seque la muestra al aire o en un horno de secado a una temperatura de 60°C, luego desmenuce todos los grumos existentes utilizando un mortero y pistilo, de manera que se reduzca el tamaño de las partículas.

Fotografía 3.15. Preparación de muestra para compactación T-99



Fuente: Elaboración propia

Tamice en la malla N° 4 una cantidad representativa de material pulverizado, lo suficiente para realizar 5 puntos y descarte el material retenido en ella.

Calcule la humedad natural del suelo, para poder determinar la cantidad de agua a agregar a cada una de las muestras para que puedan llegar a la humedad de prueba, tomando en cuenta la siguiente ecuación:

$$V_w = \frac{\%W_{ensayado} - \%W_{actual}}{100} * W_{ss}$$

Dónde:

V_w= Volumen de agua

%W= Porcentaje de humedad

W_{ss}= Peso de suelo seco

Deposite cada muestra en una bandeja metálica y mezcle manualmente, con la cantidad de agua necesaria, utilice una probeta 1000 ml (según sea el porcentaje de humedad), para asegurar una distribución uniforme y déjelas reposar en bolsas plásticas durante 16 horas como mínimo.

Fotografía 3.16. Muestra con 5 % de humedad para compactación



Fuente: Elaboración propia

Compactación de la muestra

Ensamble la placa en el molde y con el collarín asegurándolo correctamente, luego coloque el molde en una superficie plana y rígida, para que se realice el ensayo sin ningún tipo de error, inmediatamente ubique en el molde el suelo anteriormente preparado hasta crear una capa de espesor uniforme y que pueda ocupar la quinta parte del molde. Posteriormente el suelo colocado en el molde, compacte utilizando un martillo apisonador dejándolo caer desde la altura de la manga, proporcionando 25 golpes distribuidos uniformemente dentro del molde por cada capa.

Fotografía 3.17. Compactación de suelo T-99



Fuente: Elaboración propia

Remueva el collarín del molde y desbaste cuidadosamente el suelo compactado hasta aplanar la parte superior del molde y utilice una regla enlazadora (llene los agujeros y presione con los dedos para luego emparejar con la regla enlazadora), desmonte la placa base del molde, después limpie la parte externa del molde con una brocha. Posteriormente determine la masa del molde compactado (sin placa base) y registre en una balanza de 1 g de precisión.

Fotografía 3.18. Pesado de muestra más molde T-99



Fuente: Elaboración propia

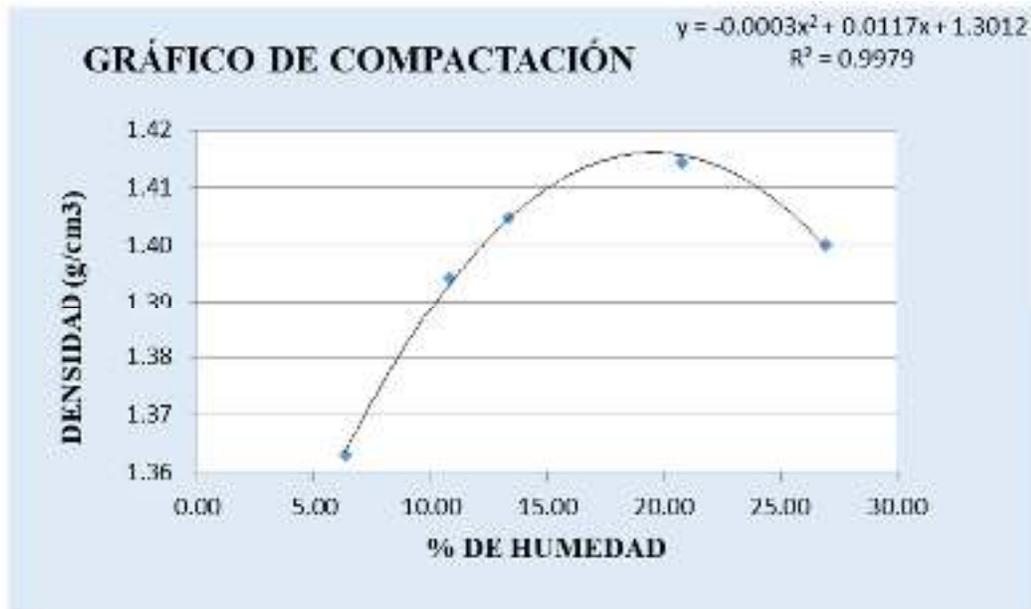
Extraiga el espécimen compactado utilizando el gato hidráulico, luego corte en 4 porciones el espécimen y calcule una masa de 30 g por cada porción y luego coloque en taras debidamente pesadas. Luego obtenga la masa de cada porción húmeda utilizando la balanza de 0,1 g de legibilidad. Seguidamente coloque al horno a una temperatura que no sobrepase los 60° C en un tiempo mínimo de 24 horas y por último una vez sacados del horno deje enfriar, para tomar la masa seca de cada porción de suelo.

Ejecute el paso anterior en 6 ocasiones con los contenidos de humedad dependiendo los valores de compactación que se requieran.

Tabla 3.24. Tabla resumen de compactación T-99

Compactación de suelos (proctor) AASHTO T-99					
Muestra=Única	Volumen=	921,4	cm ³		
Nº de capas	3	3	3	3	3
Nº de golpes por capa	25	25	25	25	25
Peso suelo húmedo + molde	5501,30	5590,00	5635,00	5740,00	5804,00
Peso del molde	4166,00	4166,00	4168,00	4166,00	4166,00
Peso suelo húmedo	1335,30	1424,00	1467,00	1574,00	1638,00
Volumen de la muestra	921,36	921,36	921,36	921,36	921,36
Densidad suelo húmedo (gr/cm ³)	1,45	1,55	1,59	1,71	1,78
Cápsula Nº	1	2	3	4	5
Peso suelo húmedo + cápsula	1456,10	1534,00	1545,30	1705,10	1791,00
Peso suelo seco + cápsula	1376,40	1396,70	1375,50	1429,00	1438,50
Peso del agua	79,70	137,70	169,80	276,10	352,50
Peso de la cápsula	118,95	131,43	103,01	100,31	131,73
Peso suelo seco	1257,45	1265,27	1272,49	1328,69	1306,77
Contenido de humedad (%h)	6,34	10,85	13,34	20,78	26,97
Densidad suelo seco (gr/cm ³)	1,36	1,39	1,40	1,41	1,40
		Densidad Máxima	1,42	gr/cm³	
		Humedad Optima	19,50	%	

Fuente: Elaboración propia



3.5. Caracterización de la cal

3.5.1. Pruebas para la caracterización física y química de la cal hidratada

En el caso de cal hidratada los ensayos que deben ejecutarse para su estudio se muestra en el siguiente cuadro:

Tabla 3.25. Norma para la caracterización física y química de la cal

Propiedad analizada	Tipo de ensayo o prueba	Norma o especificación técnica
Propiedades químicas	Contenido de óxidos	ASTM C25
	Valor pH de la cal	ASTM C25
Propiedades físicas	Peso específico de la cal	ASTM C110
	Peso específico suelto	ASTM C110
	Finura de molido de la cal	ASTM C110
	Humedad natural de la cal	ASTM C110
Clasificación de la cal		Según el índice de Vicat y el contenido de MgO

Fuente: Elaboración propia

De esta manera, con los resultados obtenidos en los ensayos que se indican en el cuadro anterior, se tendrá una mejor idea del tipo y calidad de la cal, para luego encarar la estabilización.

3.5.2. Resultados de la caracterización física y química de la cal

Algunas propiedades químicas de la cal como el contenido de óxidos que se encuentran presentes en el material, fueron determinados en el laboratorio de química de la UAJMS, los detalles de cada una de estas pruebas efectuadas en la cal hidratada se muestran a continuación:

Tabla 3.26. Característica física y química de la cal

Descripción	Contenido en porcentaje
	Cal hidratada de El Puente
CaO	41,94
MgO	24,31
SiO ₃	1,12
Otros	32,63
Total	100
Clasificación	Cal árida o magra
Índice de pH	12,69

Fuente: Elaboración propia

Los resultados que muestra el cuadro anterior, establece que la cal procedente de El Puente no es un producto netamente óxido de calcio, sino que presenta un buen porcentaje de óxido de magnesio, lo cual es perceptible a simple vista pues este óxido le quita la blancura total a este material y consecuentemente lo clasifica como una cal dolomita o cal árida o magra, debido justamente al alto porcentaje de magnesio.

Así mismo, en la siguiente tabla se hace referencia a que la cal obtenida de El Puente no cumple con las especificaciones en cuanto a su composición química, pues el contenido total de óxidos presentes en la cal (CaO+MgO) no llega a cubrir el 90% de cal que exigen las normas internacionales para la estabilización de suelos.

Tabla 3.27. Análisis granulométrico de la cal

Análisis granulométrico de la cal hidratada					
Porcentaje de material retenido		Especificaciones según norma AST		Especificaciones según norma peruana y UNE	
Tamiz N°	El Puente	% Max. retenido	Obs.	% Max. retenido	Obs.
N° 30 (0,59 mm)	2.37	3	Cumple	0.5	No cumple
N° 200 (0,074 mm)	26.29	25	No cumple	15	No cumple

Fuente: Elaboración propia

En resumen, la cal propuesta para realizar la estabilización no satisface con todas las especificaciones técnicas, lo cual se debe principalmente a su mal fabricación y conservación. Este factor sin duda influirá en la mezcla suelo-cal y precisamente como se verá más adelante afectará la cantidad de aditivo que se requiere para lograr estabilizar el suelo.

Debido a que, en nuestro medio, la cal con la que se cuenta es solo la que proviene de la fábrica El Puente, se deberá trabajar con esta teniendo en cuenta lo expuesto anteriormente.

3.6. Valor de Soporte de California (CBR)

Este procedimiento se aplica para la determinación del Valor de Soporte de California (CBR) en materiales de pavimento para sub-rasantes, sub-bases y bases a partir de especímenes de laboratorio compactados según la norma **AASHTO T 193-99(2003)** (Para mayor información consultar norma). El método de ensayo se destina principalmente para la evaluación de la fuerza cohesiva de materiales que tengan un tamaño máximo de partículas inferior a 19mm (3/4 pulg).

Se utiliza para evaluar el potencial de fuerza en sub-rasantes, sub-base y base con el material del sitio, incluyendo materiales reciclados para su uso en carretera y el derecho

de aceras. El valor de CBR obtenido, forma parte integrante del pavimento para varios métodos en el diseño del mismo, proceder de la siguiente manera para su determinación:

Las muestras se compactarán de acuerdo con los procedimientos indicados en la AASHTO T 99 o T 180 para la compactación en un molde de 152.4mm (6pulg.) con excepción de lo siguiente:

Si todo el material pasa a el tamiz de 19.0mm (3/4pulg.), toda la graduación se utilizará para la preparación de especímenes para la compactación sin modificaciones. Si hay materiales retenidos en el tamiz de 19.0mm, los materiales retenidos en el tamiz de 19.0mm será removido y sustituido por una cantidad igual de material que pasa por el tamiz de 19.0mm y de retenerse en el tamiz de 4.75mm (No. 4) obtenida por separación de porciones de la muestra no utilizarse de otra forma para la prueba.

Capacidad de soporte con el contenido óptimo de agua

A partir de una muestra con una masa de 35kg (75lb) o más, seleccionar una parte representativa con una masa de aproximadamente 11kg (25lb) para una prueba del grado de humedad/densidad y dividir el resto de la muestra para obtener tres porciones representativas con una masa de aproximadamente 6.8kg (15lb) cada uno en base a la norma AASHTO T 248.

Relación humedad/densidad

Capacidad de soporte al óptimo contenido de agua. Use una porción de 11kg (25lb), determinar el contenido óptimo de humedad y densidad seca máxima de acuerdo con el método de compactación especificado, ya sea AASHTO 99 o AASHTO T 180.

Procedimiento

Normalmente, tres especímenes deben ser compactados de manera que se logre una gama de densidades al 95 por ciento (o inferior) y el 100 por ciento de la densidad seca máxima.

Fije el molde a la placa de base, adjuntar la extensión al cuello y pesar con la precisión más cercana a 5g (0.01lb). Inserte el disco espaciador en el molde y coloque un filtro de papel grueso en la parte superior del disco.

Fotografía 3.19. Molde contrapesos y collar de extensión



Fuente: Elaboración propia

Mezclar cada una de las tres porciones de 6.8kg (15lb) preparadas con agua en cantidades suficiente para obtener el óptimo contenido de humedad.

Compactar la primera de las tres porciones de suelo-agua-mezcla en el molde, utilizando tres capas iguales, si la máxima densidad se determinó según el método AASHTO T 99 ó cinco capas iguales, en caso de que la máxima densidad se determinó por el método AASHTO T 180, para dar un total compactado de unos 125mm.

Determinar el contenido de humedad del material compactado al principio y al final de la compactación del procedimiento (dos muestras). Cada muestra de humedad tendrá una masa de al menos 100g para suelos de grano fino y de 500g para suelos de grano grueso.

La determinación del contenido de humedad se llevará a cabo de conformidad con el método AASHTO T 2216, “Determinación en laboratorio del contenido de humedad del suelo”.

Fotografía 3.20. Taras y muestras



Fuente: Elaboración propia

Luego retire el collar de extensión, y utilizando una regla enrazadora, recortar el suelo compactado hasta nivel superior del molde. Superficies con irregularidades debe ser nivelada con el material compactado del recorte. Retire el disco espaciador, coloque un filtro grueso de papel en la placa base perforada, invertir el molde y la tierra compactada y colocar otro papel de filtro para que el suelo compactado esté en contacto con el papel de filtro. Sujetar la placa base perforada para el molde y adjuntar el cuello. Determinar la masa del molde y el modelo con la precisión más cercana a 5g (0.01lb).

Compactar las otras dos muestras de 6.8kg (15lb) para los golpes restantes ya sea 10, 25 o 56, salvo que un número intermedio de golpes por capa debe ser utilizado para compactar la segunda muestra y el mayor número de golpes por capa será utilizado para compactar la tercera muestra.

Saturación de la muestra

Colocar contrapesos de ajuste en la muestra de suelo con el molde y los necesarios para simular una intensidad de carga igual a la masa de la sub-base y base por encima de la superficie y el material ensayado. La masa total será de un mínimo de 4.54kg. Adicionales en masa, se añade en incrementos de 2.26kg.

Coloque el trípode con el indicador dial en la parte superior del molde y hacer una primera lectura de marcación.

Sumergir el molde en agua para permitir el libre acceso de agua a la parte superior e inferior de la muestra. Durante la saturación, mantener el nivel de agua en el molde y el tanque de remojo aproximadamente 25mm (1pulg.) por encima de la parte superior de la muestra. Remoje la muestra 96 horas (cuatro días).

Al término de 96 horas, hacer una última lectura de marca en el espécimen empapado y calcular el cambio como un porcentaje de la muestra inicial de longitud:

Porcentaje hinchamiento= ((“Cambio de longitud en mm durante el remojo”)/116.43mm) x 100

Sacar las muestras del lugar de saturación, elimine el agua de la parte superior y permitir un escurrimiento de los especímenes durante 15 minutos. Se tendrá cuidado de no perturbar la superficie de los especímenes durante eliminación del agua. Después de retirar los sobrepesos y placas perforadas.

Prueba de penetración

Aplicación de sobrepesos: Coloque sobrepesos de ranuras anulares y pesos en los especímenes igual a la utilizada durante la saturación, para prevenir el desplazamiento de materiales blandos en el agujero, en la penetración del pistón de 44N (10lb) de carga; después procurar asentar el pistón de carga a la muestra compactada y a continuación, someter todo el pistón.

Asiento del pistón: Después de asentar el pistón de penetración 44 N (10lb) de carga, establezca el indicador de penetración de marcación y el indicador de carga a cero.

Fotografía 3.21. Realizando prueba de CBR



Fuente: Elaboración propia

Aplicación de carga

Aplicar las cargas de penetración del pistón a una tasa de penetración uniforme de 1.3mm (0.05pulg.)/min. Registre la carga cuando la penetración sea de 0.64, 1.27, 1.91, 2.54, 3.81, 5.08 y 7.62mm (0.025, 0.050, 0.075, 0.100, 0.150, 0.200 y 0.300 pulg.). Lecturas de carga a penetraciones de 10.16 y 12.70mm (0.400 0.500pulg.) se puede obtener, si lo desea ó usar otro rango de lecturas apropiado.

Cálculos

Registrar los valores obtenidos en la penetración, en unidades de psi, y tabularlos a fin de generar la Curva tensión-deformación.

El CBR es generalmente la carga seleccionado a 2.54mm (0.10pulg.) de penetración cuando el valor es mayor a la relación de 5.08mm (0.20pulg.) para cada rango de golpes,

de darse lo contrario, el ensayo se vuelve a realizar. Si el ensayo de control da un resultado similar, la relación a 5.08mm (0.20pulg.) de penetración, se utilizará.

Plotee la curva esfuerzo-deformación (resistencia a la penetración en profundidad de penetración) para cada espécimen, como a continuación se muestra:

Tabla 3.28. Ensayo de Soporte de California (CBR)

Muestra	LL	IP	Clasific.	H. Opt.	D. Máx				
1	59.79	30.57	A-7-5	19.50	1.42				
CONTENIDO DE HUMEDAD Y PESO UNITARIO									
Nº capas	5		5		5				
Nº golpes por capa	12		25		56				
CONDICIÓN DE MUESTRA	Antes de mojar	D. de M	Antes de mojar	D. de M	Antes de mojar	D. de M			
Peso muestra húm.+molde	10305	10795	11040	11028	11555	11930			
Peso Molde	7635	7635	7635	7635	7635	7635			
Peso muestra húmeda	2670	3160	3405	3393	3920	4295			
Volumen de la muestra	2121	2121	2121	2121	2121	2121			
Peso unit. muestra húm.	1.259	1.490	1.605	1.600	1.848	2.025			
MUESTRA DE HUMEDAD	Fondo	Superf.	2" sup.	Fondo	Superf.	2" sup.	Fondo	Superf.	2" sup.
Tara Nº	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Peso muestra húm + tara	51.98	50.99	60.5	91.03	62.84	67.02	54.39	76.93	66.93
Peso muestra seca + tara	45.77	43.62	52.87	78.5	54.63	59.18	47.8	65.46	59.29
Peso del agua	6.21	7.37	7.63	12.53	8.21	7.84	6.59	11.47	7.64
Peso de tara	21.31	21.28	21.37	21.41	21.3	20.94	21.24	21.15	21.26
Peso de la muestra seca	24.46	22.34	31.5	57.09	33.33	38.24	26.56	44.31	38.03
Contenido humedad %	25.39	32.99	24.222	21.948	24.63	20.502	24.812	25.89	20.09
Promedio cont. Humedad	29.19		24.222	23.29		20.502	25.35		20.09
Peso unit. muestra seca	0.974		1.1994	1.302		1.3275	1.474		1.686

EXPANSION

FECHA	HORA	TIEMPO EN DÍAS	MOLDE Nº 1			MOLDE Nº 2			MOLDE Nº 3		
			LECT.		EXPANSIÓN	LECT.		EXPANSIÓN	LECT.		EXPANSIÓN
			EXTENS.	CM.	%	EXTENS.	CM.	%	EXTENS.	CM.	%
27-abr	11:14	0	0.10	0.01	0.00	0.20	0.02	0.00	0.30	0.03	0.00
28-abr	11:58	1	1.37	0.14	0.71	1.09	0.11	0.50	0.95	0.10	0.37
29-abr	10:50	2	1.80	0.18	0.96	1.64	0.16	0.81	1.50	0.15	0.67
30-abr	11:20	3	2.58	0.26	1.39	2.02	0.20	1.02	1.80	0.18	0.84
03-may	12:20	4	3.82	0.38	2.09	3.24	0.32	1.71	2.95	0.30	1.49

PENETRACIÓN		CARGA	MOLDE N° 1				MOLDE N° 2				MOLDE N° 3			
		NORMAL	CARGA ENSAYO		C.B.R. CORREG		CARGA ENSAYO		C.B.R. CORREG		CARGA ENSAYO		C.B.R. CORREG	
Pulg.	mm	Kg	Kg	Kg/cm2	Kg	%	Kg	Kg/cm2	Kg	%	Kg	Kg/cm2	Kg	%
0	0		0.0	0			0.0	0			0.0	0		
0.025	0.63		15.9	0.8			28.1	1.5			48.4	2.5		
0.05	1.27		28.1	1.5			55.2	2.9			82.3	4.3		
0.075	1.9		47.1	2.4			82.3	4.3			123.1	6.4		
0.1	2.54	1360	62.0	3.2		4.6	116.3	6.0		8.5	163.8	8.5		12.0
0.2	5.08	2040	109.5	5.7		5.4	190.9	9.9		9.4	265.5	13.7		13.0
0.3	7.62		116.3	6.0			218.0	11.3			285.9	14.8		
0.4	10.16		123.1	6.4			223.5	11.5			299.4	15.5		
0.5	12.7		125.8	6.5			223.5	11.5			306.2	15.8		

CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)

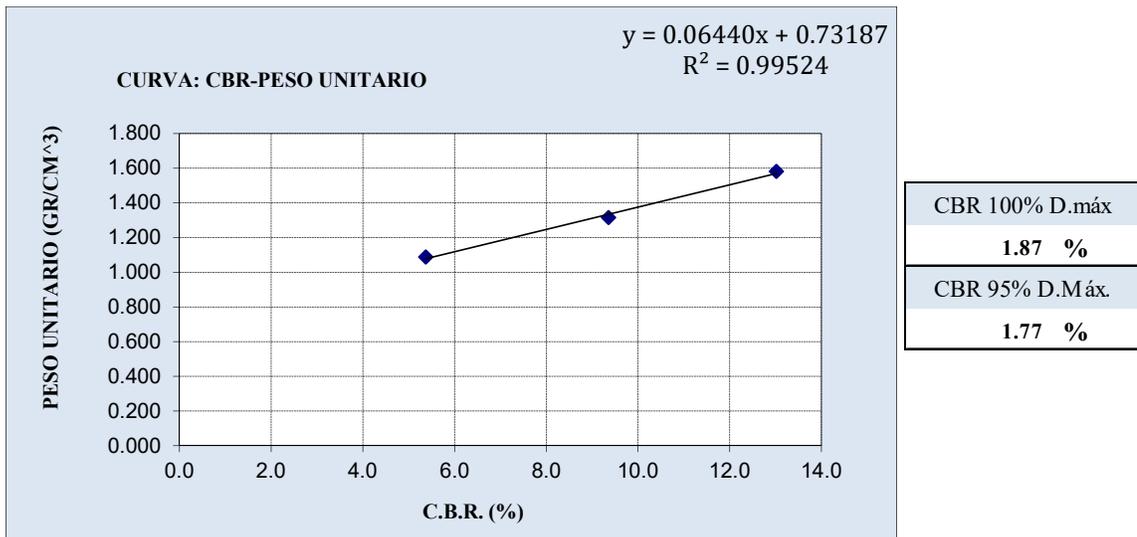
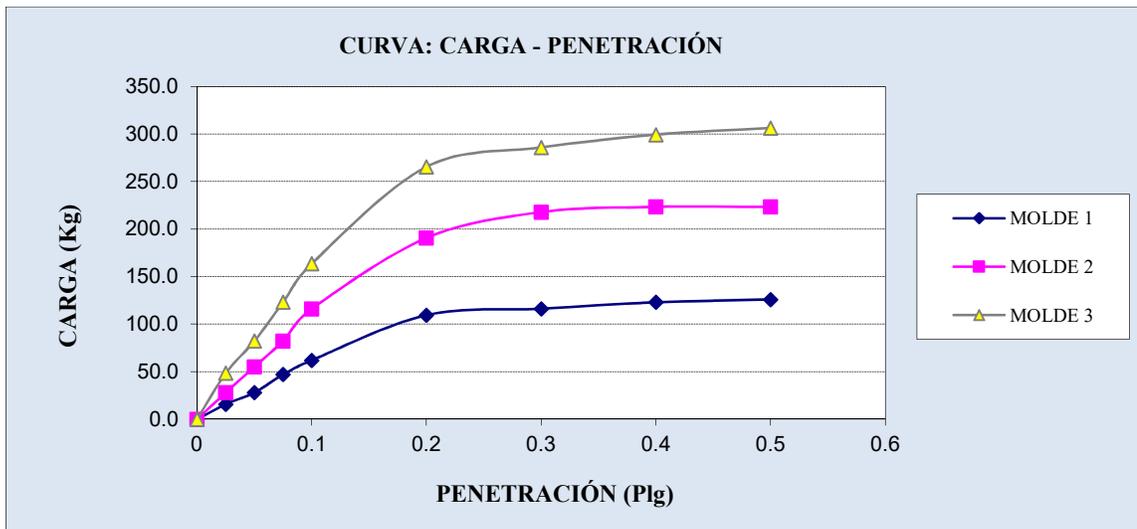
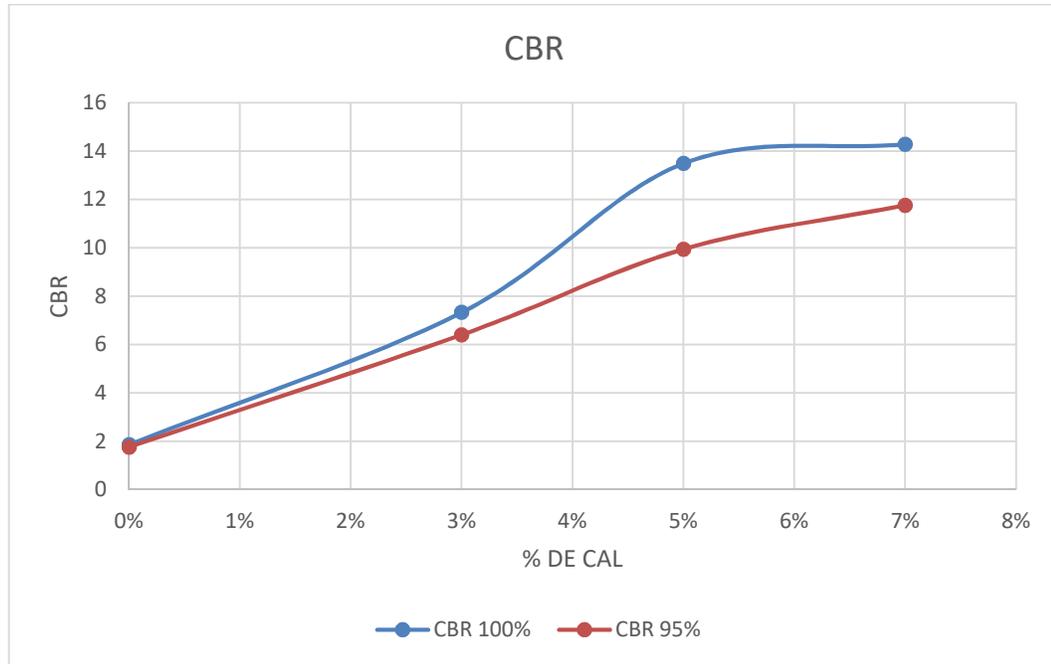


Tabla 3.29. Ensayos de CBR suelos estabilizados y natural

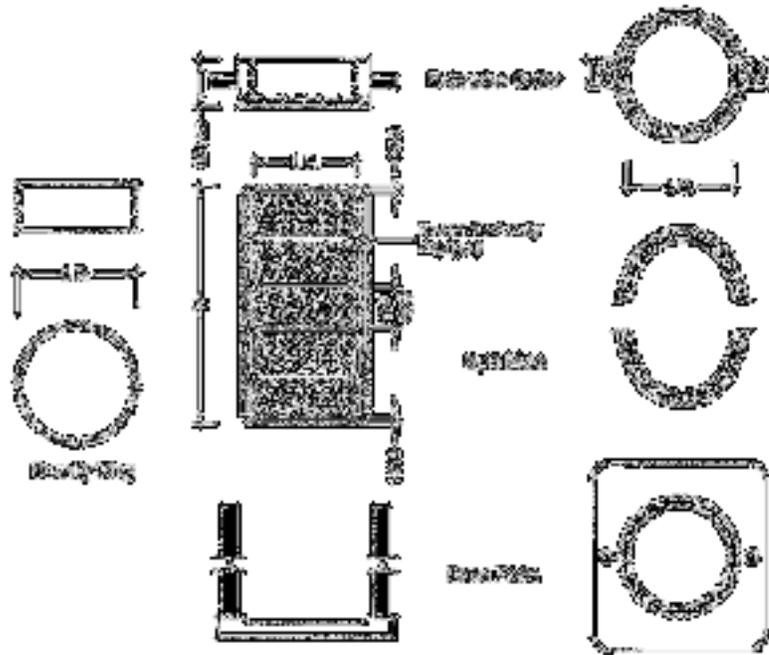
Nº	0%	3%	5%	7%
CBR 100%	1.87	7.34	13.5	14.29
CBR 95%	1.77	6.41	9.95	11.77



3.7. Elaboración de especímenes

Para preparar las muestras se compactaron en cinco elevaciones (capas) en el molde del equipo Harvard. Con un compactador manual que proporcionó un esfuerzo de compactación. El número de apisonadores por levantamiento y la presión de compactación fueron constantes para todos los levantamientos. La presión de compactación se ajustó para lograr la densidad de laboratorio requerida.

Figura 3.6. Molde de gradiente de densidad



Fuente: Norma AASHTO T 307-99 (2012)

En el suelo se tomó muy en cuenta que el porcentaje de humedad no debe variar en $\pm 0.5\%$ y la densidad húmeda del espécimen compactado en laboratorio no debe variar en $\pm 3\%$ densidad húmeda obtenida.

Se tomó también muy en cuenta la altura H de la probeta debe ser mayor al doble del diámetro y el diámetro mayor a 5 veces el diámetro de las partículas.

Fotografía 3.22. Preparación de muestras



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 3.23. Reposo hermético para que se homogenice la muestra



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 3.24. Peso de las 5 capas que serán sometidas a compactación estática



Fuente: Elaboración propia

Se usó este dispositivo que es el modelo del compactador en miniatura de Harvard. Se procedió con un compactado mecánico cargado por fuerza axial debido al esfuerzo de compactación y la variabilidad reducida.

Fotografía 3.25. Compactador manual



Fuente: Elaboración propia

La densidad se determinó de una manera adecuada como es realizando la prueba de densidad de humedad en laboratorio de acuerdo con el procedimiento de T 99.

Fotografía 3.26. Verificación de alturas por cada capa



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 3.27. Elaboración de probetas



Fuente: Elaboración propia.

Se hermetiza las muestras apenas terminado el compactado para evitar pérdidas de contenido de humedad y no llegar a cumplir de una manera óptima el ensayo

Fotografía 3.28. Preparación de muestras



Fuente: Elaboración propia

3.8. Resistencia a la compresión inconfiada

Para el suelo natural en estudio, la compresión inconfiada, se realizó utilizando el método de compactación AASHTO T-99 para obtener el contenido de humedad óptima y densidad máxima y para la realización de las muestras se usó un ensayo de compactación estático manual Norma AASHTO T 307-99 (2012).

La energía de compactación se define para el diseño que se quiere realizar como ser en este estudio será en una subrasante, el cual se realiza los especímenes para ser ensayados a la compresión inconfiada.

Para la resistencia a la compresión inconfiada se contó con una unidad de registro que tiene un programa integrado, que permite al usuario ejecutar pruebas automáticamente, incluye el control automático de los esfuerzos axiales y de la presión de confinamiento, así como la generación automática de reportes y resultados, etc.

Fotografía 3.29. Equipo de compresión confinada



Fuente: Elaboración propia

3.9. Procedimiento

Se colocó el espécimen en el aparato de carga de tal manera que quede centrado en la platina inferior.

Se ajustó el instrumento de carga cuidadosamente de tal manera que la platina superior apenas haga contacto con el espécimen.

Llevar a ceros el indicador de deformación.

Aplicamos la carga de tal manera que se produzca una deformación axial a una velocidad de 0.5 a 2% por minuto.

Se registró los valores de carga, deformación y tiempo a intervalos suficientes para definir la curva esfuerzo-deformación (normalmente son suficientes 10 a 15 puntos).

La velocidad de deformación que se debe escogerse de tal manera que el tiempo necesario para la falla no exceda de 15 minutos.

Se continuó aplicando carga hasta que los valores de carga decrezcan al aumentar la deformación o hasta que se alcance una deformación igual a 15%.

Se registró las velocidades de deformación en el informe de los datos de ensayo.

Se determinó el contenido de agua de la muestra de ensayo utilizando todo el espécimen a menos que se hayan obtenido cortes representativos para este fin, como en el caso de las muestras inalteradas.

Para el ensayo se tomó el contenido de humedad fue obtenida antes o después del ensayo de compresión.

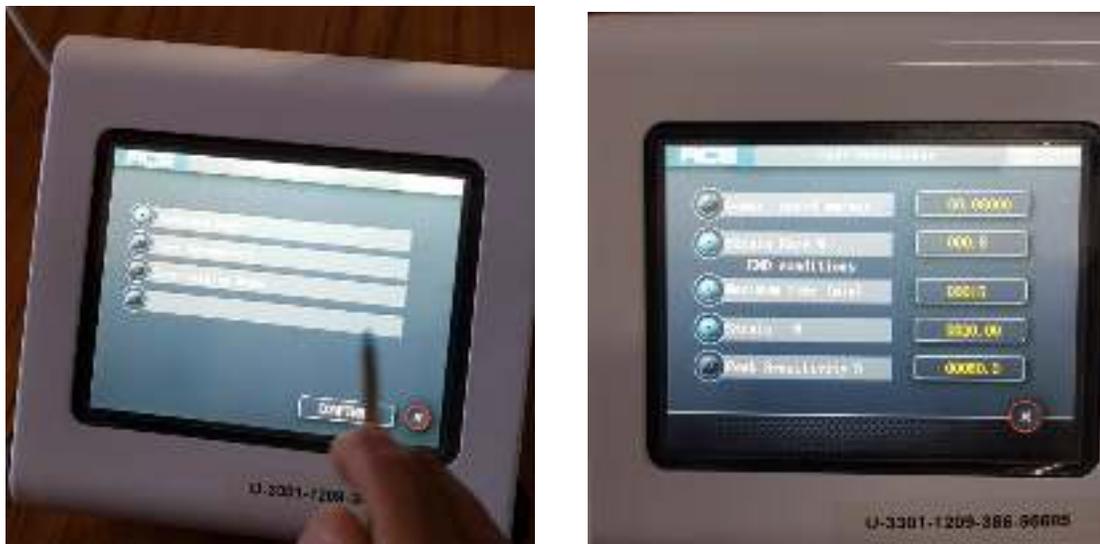
Al final se realizará un diagrama que muestra en las condiciones de falla, mostrando el ángulo de inclinación de la superficie de rotura, si dicho ángulo es mensurable.

Las probetas se trabajaron dentro de energía de compactación Norma AASTHO T 307-99 (2012).

La cantidad adecuada de suelo que se preparó para todas las muestras, el cual se homogeneizó para los diferentes contenidos de humedades correspondientes.

Las muestras se dejaron curar 24 horas dentro de un recipiente hermético a fin de generar una homogeneidad de humedad en las mismas, y posteriormente se compactaron.

Fotografía 3.30. Configuración de equipo para romper probetas



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 3.31. Muestra siendo sometida a una carga axial



Fuente: Elaboración propia

3.10. Tiempo de curado

El periodo debe ser lo suficiente para permitir la reacción química de la mezcla suelo cal que esto dependerá del tipo de suelo que comúnmente es de 1 a 7 días, si el objetivo es la modificación del suelo el tiempo de fraguado no es necesario.

Una de las variables en el procedimiento de preparación de probetas, es el tiempo de curado del material, el cual es el lapso comprendido entre el momento en que se añade el agua a la muestra y el momento de compactación del mismo, lo que permite una distribución uniforme del agua.

Se recomienda para la mayoría de los suelos fijar como tiempo de curado 24 horas para suelos natural sin adicción de cal ya que para resistencia de mezclas de suelo compactado con cal especímenes se curan en base a la norma ASTM D-5102.

Es necesario realizar el curado de las probetas para mantener la humedad inicial intacta durante todo el proceso de maduración impermeabilizando herméticamente con bolsas de plástico el suelo cal.

Al lapso transcurrido entre el momento de la compactación y el inicio de la prueba, se le denomina tiempo de reposo.

Los tiempos de reposo fijados para resistencia a la compresión de suelo natural, fueron 3,7,28 días.

3.11. Resultados obtenidos de la resistencia a la compresión simple

Luego de aplicado el procedimiento antes descrito y de los cuidados pertinentes para el suelo objeto de estudio en mezclas compactadas con cal, utilizando el procedimiento de la norma ASTM D 2166 (Para mayor información consultar norma), se obtienen los siguientes resultados:

3.12. Compresión inconfinado de suelo natural

Tabla 3.30. Resumen de resultados suelo natural

Método de compactación	# Probeta	Edad	Humedad de compactación (%)	Peso (gr)	Alto (cm)	Diámetro (cm)	Peso volumétrico (gr/cm ³)	Área (cm ²)	Máximo esfuerzo $\sigma_1 = q_u$ (kPa)	Resistencia al corte $S_u = C$ (kPa)	Resistencia cortante promedio S_u (kPa)
AASHTO T 307-99 (2012)	M1	3 días	19.50	16.47	6.66	3.33	1.42	8.71	116.64	58.32	59.02
	M2		19.50	16.48	6.67	3.34	1.42	8.72	117.60	58.80	
	M3		19.50	16.47	6.66	3.33	1.42	8.69	119.88	59.94	
	M4	7 días	19.50	16.46	6.68	3.35	1.42	8.72	119.08	59.54	60.24
	M5		19.50	16.48	6.65	3.33	1.42	8.73	120.05	60.03	
	M6		19.50	16.47	6.66	3.33	1.42	8.71	122.34	61.17	
	M7	28 días	19.50	16.47	6.66	3.32	1.42	8.71	126.59	63.30	63.81
	M8		19.50	16.46	6.68	3.33	1.42	8.74	127.55	63.77	
	M9		19.50	16.47	6.66	3.33	1.42	8.7	128.687	64.34	

Fuente: Elaboración propia

3.13. Selección del agente estabilizante

La selección del mejor agente estabilizante en base a algunas de las propiedades del suelo es de mucha importancia, porque se tiene un aprovechamiento máximo de las mejoras del suelo al ser tratado con el estabilizante adecuado, y se evita la utilización de otros agentes que puedan producir resultados desfavorables. El siguiente procedimiento, servirá en la selección del mejor agente estabilizador de acuerdo a los criterios para la estabilización

de suelos para pavimento, Technical Manual N° 5-822-14. Air Force Manual N° 32-1019. Headquarters, Departments of the Army, and the Air Force Washington, D.C.

La selección del agente estabilizante se hace usando la Tabla 4.2 y la Tabla 4.3. El triángulo de la granulometría del suelo en la Tabla 4.2 está basado en las características de tamaño de partículas de los suelos y en las características de pulverización. El proceso de selección del estabilizante se continúa con la Tabla 4.3 como se indica para cada área mostrada en la Tabla 4.2.

Las restricciones se basan en la granulometría y en el índice de plasticidad (IP), se usa la segunda columna de la Tabla 4.3; en esta, se enlistan los símbolos para la clasificación de suelos que se aplica para cada área determinada por la Tabla 4.2, esto se hace para verificar que el área seleccionada es la apropiada, y debido a ello, la distribución granulométrica y los límites de Atterberg son usados para iniciar el proceso de selección.

Los datos que se requieren para entrar a la Tabla 4.2 son:

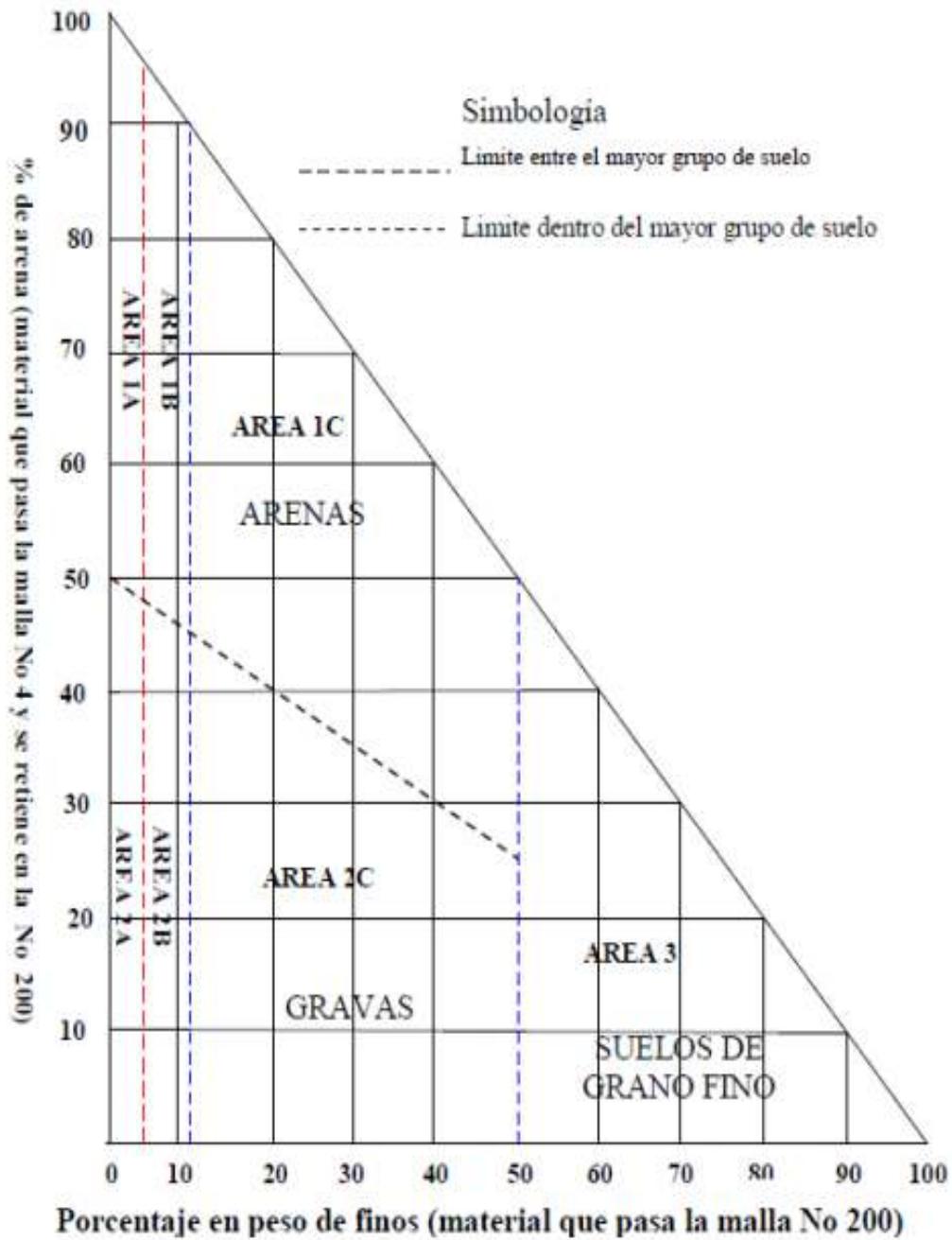
Porcentaje de material que pasa la malla N° 200 y el porcentaje de material que pasa la malla N° 4, pero que se retiene en la malla N° 200.

Al triángulo se entra con estos dos valores y donde se intercepten esa es el área (1A, 2A, 3, etc.).

El área determinada por la tabla 4.2 y el suelo clasificado se encuentra en la segunda columna de la Tabla 4.3.

El posible agente estabilizador del suelo se encuentra en la tercera columna y las restricciones, para el uso del agente estabilizante considerado se encuentran en columna 4 y 5 del mismo cuadro informativo.

Tabla 3.31. Selección del estabilizante



Fuente: Norma AASHTO

Tabla 3.32. Selección de estabilizante según el tipo de suelo

Área	Clase de suelo	Tipo de estabilizante aditivo recomendado	Restricción en el límite líquido e índice plástico del suelo	Restricción para el porcentaje que pasa la malla N°200	Observaciones
1A	SW,SP	(1) Bituminosos	Índice Plástico <25		
		(2) Cemento Portland			
		(3) Cal-cemento-cemento-ceniza volátil			
1B	SW-SP SP-SM SW-SC SP-SC	(1) Asfaltos	Índice Plástico <10		
		(2) Cemento Portland	Índice Plástico <30		
		(3) Cal-cemento-cemento-ceniza volátil	Índice Plástico <12		
			Índice Plástico <25		
1C	SM,SC SM-SC	(1) Bituminosos	Índice Plástico <10	No exceda en 30% en peso	
		(2) Cemento Portland			
		(3) Cal-cemento-cemento-ceniza volátil	Índice Plástico <12		
			Índice Plástico <25		
2A	GW,GP	(1) Bituminosos			
		(2) Cemento Portland			
		(3) Cal-cemento-cemento-ceniza volátil	Índice Plástico <25		
2B	GW-GM GP-GM GW-GC GP-GC	(1) Bituminosos	Índice Plástico <10		Solamente material bien graduado y que contenga hasta 45% en peso de material que pasa la malla N°4
		(2) Cemento Portland	Índice Plástico <30		
		(3) Cal-cemento-cemento-ceniza volátil	Índice Plástico <12		
			Índice Plástico <25		
2C	GM,GC, GP,GC	(1) Asfaltos	Índice Plástico <10	No exceda en 30% en peso	Solamente material bien graduado y que contenga hasta 45% en peso de material que pasa la malla N°4
		(2) Cemento Portland	Índice Plástico <12		
		(3) Cal-cemento-cemento-ceniza volátil	Índice Plástico <25		
3	CH,CL, MH,ML, OH,OL, ML,CL	(1) Cemento Portland	Límite Líquido<40		Solamente material bien graduado y que contenga hasta 45% en peso de material que pasa la malla N°4
			Límite Plástico<20		
		(2) Cal	Índice Plástico >12		

Fuente: Norma AASHTO

Para el análisis del suelo en esta investigación clasificado como CH, con 100% que pasa la malla N° 4 y 97 % que pasa la malla N° 200, con un límite líquido de 59% y límite plástico de 29%.

Se tiene que el 3 % del material esta entre la malla N° 4 y la malla N° 200 y el índice plástico es 30%.

Entrando a la Tabla 4.2 con los valores de 97 % que pasa la malla N° 200 y 3% entre la N°4 y N°200, la intersección de estos valores se encuentra en el área 3.

Con esto se va a la columna de la Tabla 4.3 y se encuentra el área 3 y se verifica la clasificación del suelo, CH, en la segunda columna.

En la tercera columna, se encuentran los agentes estabilizantes que se pueden usar para ese suelo en particular. A demás de tomar en cuenta las restricciones que se presentan en las siguientes columnas.

Para propósitos de esta investigación se elige la cal como agente estabilizador. Utilizando cal hidratada refinada tipo especial según la norma ASTM C 206 y C 207.

3.14. Criterios para la dosificación de la mezcla suelo-cal

Para poder determinar el porcentaje de cal adecuado u óptimo para la mezcla suelo-cal, existen varios métodos, entre los que tenemos métodos que están estandarizados y otros que no, entre los que tenemos:

Método usando el pH para estimar la proporción suelo-cal requerida para la estabilización de suelos ASTM D 6276-03 (usando un peachimetro).

Determinación de valores de pH para mezcla suelo-cal utilizando papel tornasol.

Proceso alternativo utilizando los límites de Atterberg para seleccionar el porcentaje óptimo de cal.

3.15. Selección del porcentaje óptimo de cal utilizando los límites de Atterberg

Un proceso alternativo que no está normado, pero consiste en encontrar los límites de Atterberg y ver como baja la plasticidad en mezclas de suelo-cal para determinar un optima porcentaje de cal para la estabilización.

Los límites de consistencia mencionados por Perez (1991), quien cita a Hilt e Davidson (1960), pueden ser un indicativo del LFP (lime fixation point) donde a cierto porcentaje de cal no es posible determinar el LL y LP, comportándose como una arena no plástica y donde también el IP disminuye drásticamente hasta mantenerse constante a aumentos de contenido de cal aun con aumentos de tiempo de cura (National Lime Association (2004).

El procedimiento es el mismo que para los límites de Atterberg comunes utilizando las

normas AASHTO T-89 para límite líquido y AASHTO T-90 para límite de plasticidad e índice de plasticidad, con el único cambio de agregar porcentaje de cal en distintos porcentajes de 3,5 y 7%.

El valor óptimo de cal que estabiliza el suelo será aquel cuyo valor de IP tienda a cero los resultados siguientes corresponden al suelo analizado en esta investigación.

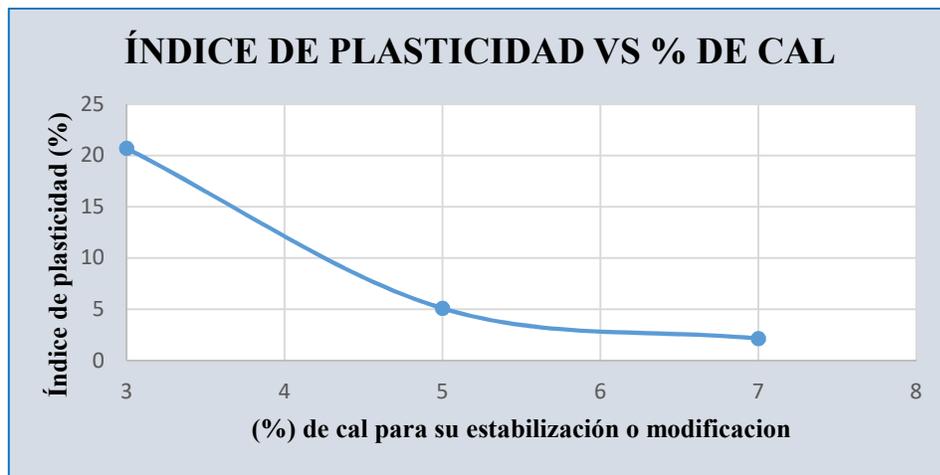
Tabla 3.33. Variación de IP en mezclas de suelo-cal

Nº de muestras	% Cal	Valor de límite líquido	Valor de límite plástico	Valor de IP
3	3%	66.45	45.75	20.70
3	5%	53.46	48.37	5.09
3	7%	52.83	50.69	2.14
			No Practicable	NP

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciarse los valores de IP disminuyen conforme se incrementan los porcentajes de cal, bajando totalmente la plasticidad a partir del 5% de cal se comienza a mantenerse constante el IP en este suelo en particular.

Figura 3.7. Índice de plasticidad vs % de cal



Fuente: Elaboración propia

Entonces se podría decir que el porcentaje óptimo de cal previamente determinado en este estudio será el 5% de cal ya fuese suficiente para la ocurrencia de reacciones puzolanicas en otras palabras ya alcanzo sus reacciones cementantes y estabilizantes y que gano su capacidad de soporte o resistencia necesaria.

3.16. Elaboración de especímenes y pruebas para la muestra suelo-cal

Estabilizar el suelo significa lograr aumentar su capacidad portante incidiendo en las mejoras de sus propiedades índices, tales como las detalladas en las secciones anteriores para suelo natural.

En la estabilización con cal se persigue como fin primordial aumentar la capacidad portante y hacer que ésta capacidad se mantenga invariable en función del tiempo bajo cualquier condición climática o evento natural, como ya se destacó anteriormente la estabilización se hace ventajosa cuando tenemos un índice de plasticidad mayor a diez ($IP > 10$) y mediante la utilización de cal hidratada.

3.16.1. Límites de Atterberg

La cal ejerce gran influencia en la plasticidad de un suelo, porcentajes apropiados de cal puede reducir la plasticidad en su totalidad, lo que vendría a reducir los cambios volumétricos dañinos para cimentaciones de vías para uso vehicular.

Aplicando los porcentajes de cal de 3,5 y 7% al suelo en estudio, se le realizaron nuevamente los ensayos para la determinación de los límites de Atterberg, y verificar así la influencia que tiene la cal en este suelo.

Fotografía 3.32. Muestra de suelo 3,5 y 7% de cal para ensayos de límites



Fuente: Elaboración propia

Los valores muestran como la adición de cal redujo considerablemente la plasticidad del suelo desde un IP=30 % a IP= NP (No Plástico) con 5% de cal, lo que es considerado como óptimo para fines de esta investigación.

Fotografía 3.33. Ensayos de límite líquido y límite plástico para muestras suelo-cal



Fuente: Elaboración propia

En la sección 4.11 del capítulo IV se muestra como a medida que se incrementa el contenido de cal en el suelo estudiado, la plasticidad va reduciendo.

Tabla 3.34. Resumen de límites de Atterberg suelo-cal

Tabla resumen de límites de Atterberg ASTM D4318			
Muestra	Límite líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)
Moto Méndez 3%	66	45	20
Moto Méndez 5%	53	48	5
Moto Méndez 7%	52	50	2

Fuente: Elaboración propia

3.16.2. Granulometría de la muestra suelo-cal método de lavado

Este procedimiento cubre la determinación de la cantidad de material más fino que el tamiz de $75\mu\text{m}$ (N° 200) en suelo por lavado en base a la norma AASHTO T 11-99 (Para mayor información consultar norma).

El suelo más fino que el tamiz de $75\mu\text{m}$ (N° 200), puede ser separado de partículas mayores eficazmente y completamente por el tamizado en húmedo, que por el tamizado en seco. Por consiguiente, cuando se desean determinaciones exactas de material más fino que $75\mu\text{m}$ en suelo fino y grueso, se utiliza este método de ensayo en la muestra antes del tamizado en seco de acuerdo con la especificación AASHTO T 27 (análisis por tamizado de suelo grueso y fino).

Fotografía 3.34. Muestra a 3,5 y 7% de cal para ensayo de granulometría método de lavado



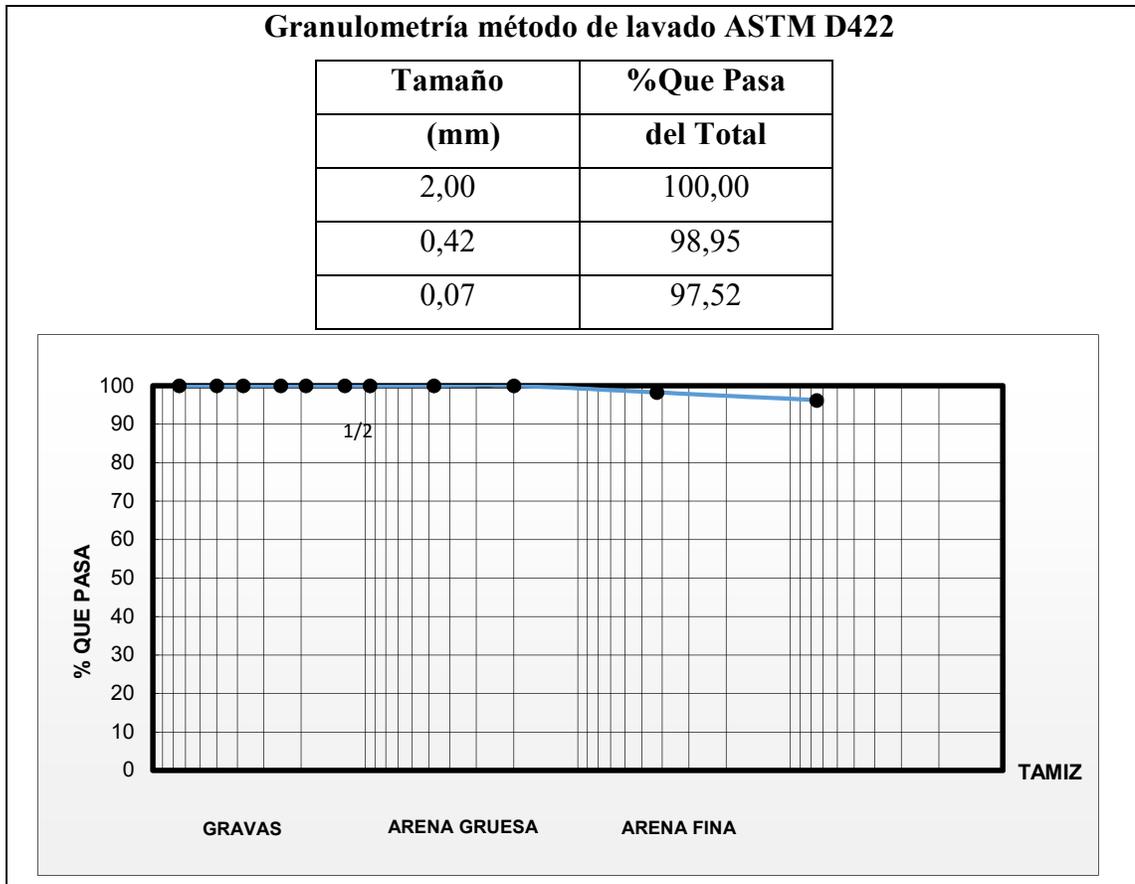
Fuente: Elaboración propia

Los resultados de este método de ensayo son incluidos en el cálculo de la especificación AASTHO T 27, y el cálculo total de suelo más fino que $75\mu\text{m}$ por lavado, más la cantidad obtenida por tamizado seco en la misma muestra, es reportado con los resultados de AASHTO T 27. Secar la muestra de ensayo hasta alcanzar una masa constante.

Después de secar y determinar la masa, colocar la muestra de ensayo en el contenedor y agregar suficiente agua para cubrirla. Ningún detergente, agente dispersante, u otra sustancia se añadirá al agua. Agitar la muestra con suficiente vigor para que haya una separación completa de todas las partículas más finas que el tamiz de $75\mu\text{m}$ (N° 200) de

las partículas más gruesas, y que el material fino quede en suspensión. Regresar todo el suelo retenido en el tamiz N° 200, limpiando con un chorro de agua la muestra lavada.

Tabla 3.35. Granulometría de suelo método de lavado suelo-cal



Fuente: Elaboración propia

3.16.3. Determinación de la gravedad específica de los sólidos

El ensayo se realiza siguiendo los procedimientos que se describen en la sección 3.4.1.

Fotografía 3.35. Tamizado de cal para ensayo de peso específico



Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos para el ensayo de gravedad específica a la muestra seleccionada para estabilización son los siguientes:

Tabla 3.36. Resumen de gravedad específica de sólidos suelo-cal

Tabla resumen de gravedad específica de los sólidos ASTM D854-02	
N° Ensayo	Gravedad Específica de los sólidos
1	2,50
2	2,48

Valor de la gravedad específica de los sólidos de la muestra suelo-cal

N° Ensayo	Gravedad Específica de los sólidos
Promedio	2,49

Fuente: Elaboración propia

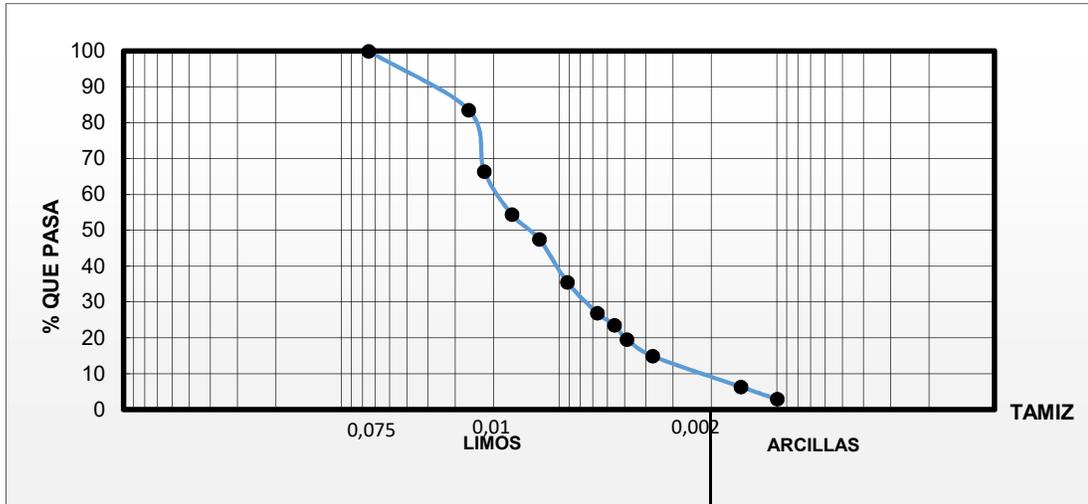
3.16.4. Determinación del tamaño de las partículas por hidrometría

Los resultados obtenidos, para el ensayo granulométrico a la muestra seleccionada para la estabilización son los siguientes:

Tabla 3.37. Cuadro de resumen de hidrometría

Tabla resumen del análisis granulométrico por hidrómetro ASTM D422			
Diám. mm	% Más Fino		
0,075	100,00		
0,026	83,60	% Pasa 200 =	100,00
0,022	66,43	% Limo parcial =	90,71
0,016	54,41	% Arcilla parcial =	9,29
0,012	47,55	% Pasa 200 del total =	97,63
0,009	35,53	% Limo del total =	88,56
0,007	26,95	% Arcilla parcial =	9,07
0,006	23,51		
0,005	19,57		
0,004	14,93		
0,001	6,35		
0,001	2,91		

Fuente: Elaboración propia



3.16.5. Clasificación de la mezcla suelo-cal

Una vez definida la nueva plasticidad del suelo, veamos cómo se comporta su clasificación; la granulometría se ve alterada significativamente con la adición de cal debido a que la cal presenta un tamaño constante material fino que pasa la malla N° 200.

3.16.5.1. Clasificación AASHTO M-145

Utilizando los datos obtenidos de la mezcla suelo-cal y realizando el procedimiento como se indica a continuación en base a la norma AASHTO M 145, se obtiene los resultados en el cuadro resumen al final de la clasificación.

3.16.5.2. Clasificación ASTM D2487-00 (SUCS)

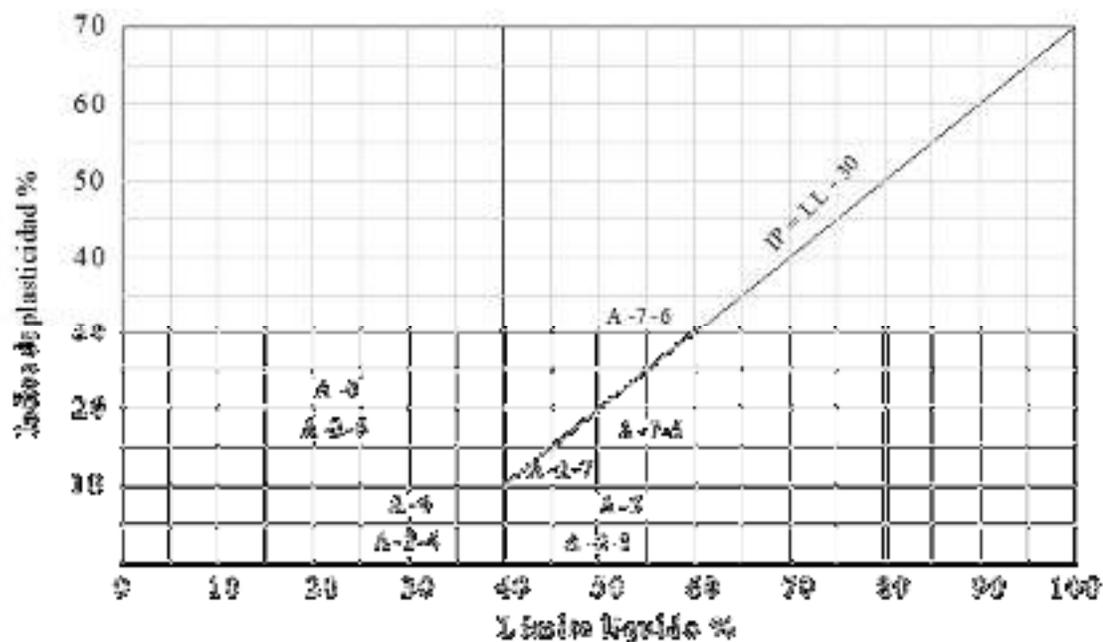
Nuevamente se realizó la clasificación de suelos mediante el Sistema de Clasificación de Suelos (SUCS), el cual es realizado bajo las especificaciones de la norma ASTM D 2487 (Para mayor información consultar norma).

Tabla 3.38. Resumen de clasificación de suelos-cal

Tabla resumen de clasificación de suelos AASHTO M-145 Y ASTM D2487				
Clasificación de suelos				
Muestra	AASHTO			SUCS
	Clasificación	Índice de grupo	Descripción	Clasificación
Moto Méndez 3% Cal	A-7-5	19	Limo elástico	MH
Moto Méndez 5% Cal	A-2-5	13	Limo elástico	MH
Moto Méndez 7% Cal	A-2-5	13	Limo elástico	MH

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.8. Carta de clasificación ASSTHO M-145

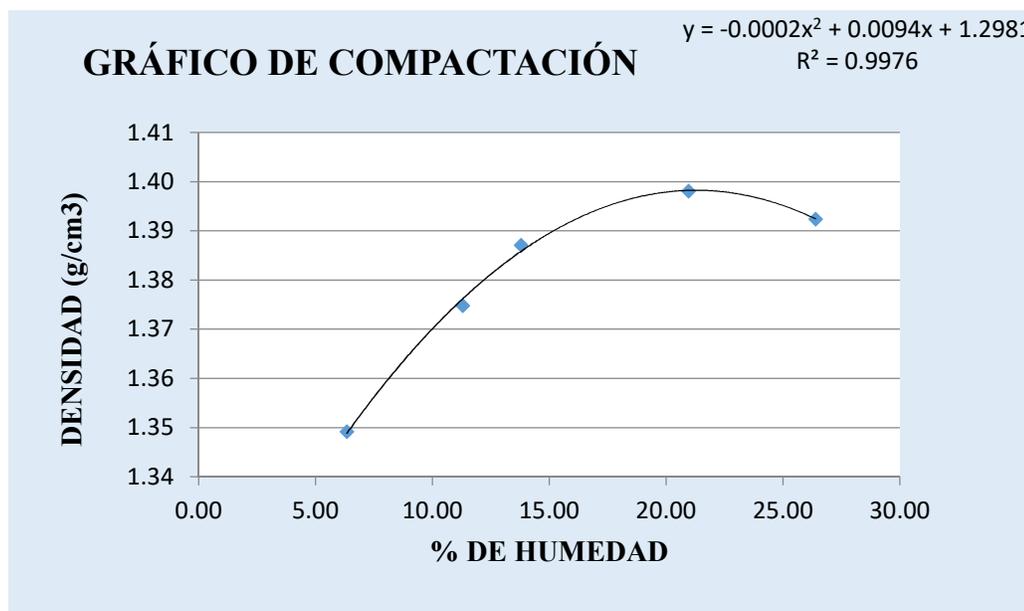


Fuente: Sistema de clasificación AASTHO

3.16.6. Determinación de la relación humedad-densidad de la mezcla suelo-cal

Tabla 3.39. Ensayo de compactación (5% de cal)

Muestra: Única	Volumen: 930.7 cm ³				
Nº de capas	3	3	3	3	3
Nº de golpes por capa	25	25	25	25	25
Peso suelo húmedo + molde	5458.30	5547.00	5592.00	5697.00	5761.00
Peso del molde	4123.00	4123.00	4123.00	4123.00	4123.00
Peso suelo húmedo	1335.30	1424.00	1469.00	1574.00	1638.00
Volumen de la muestra	930.70	930.70	930.70	930.70	930.70
Densidad suelo húmedo (gr/cm ³)	1.43	1.53	1.58	1.69	1.76
Cápsula Nº	1	2	3	4	5
Peso suelo húmedo + cápsula	1456.10	1534.00	1545.30	1705.10	1791.00
Peso suelo seco + cápsula	1376.40	1391.70	1370.50	1427.00	1444.50
Peso del agua	79.70	142.30	174.80	278.10	346.50
Peso de la cápsula	118.95	131.43	103.01	100.31	131.73
Peso suelo seco	1257.45	1260.27	1267.49	1326.69	1312.77
Contenido de humedad (%h)	6.34	11.29	13.79	20.96	26.39
Densidad suelo seco (gr/cm ³)	1.35	1.37	1.39	1.40	1.39



Densidad máxima	1.41	gr/cm ³
Humedad óptima	23.50	%

Fuente: Elaboración propia

3.17. Ensayo de compresión inconfiada suelo natural

Un ejemplo de cómo se determinó los parámetros de resistencia en distintos tiempos de curado de 3, 7 y 28 días en este caso a 3 días de curado para un suelo natural.

Tabla 3.40. Ensayo de compresión inconfiada suelo natural

Dimensiones del testigo					
Diámetro [mm]	33.29	33.32	33.30		
Altura [mm]	66.61	66.64	66.62		
Datos del testigo					
Diámetro [cm]	3.33				
Altura [cm]	6.66				
Área [cm ²]	8.71				
volumen [cm ³]	58.04				
Gs	-				
Wsh [gf]	82.18				
Wsd [gf]	68.79				
W [%]	19.45				
Yh [gf/cm ³]	1.42				
Yd [gf/cm ³]	1.19				
Vel. deformación [mm/min]	0.98				
Curva esfuerzo - deformación					
Dato	Desplazamiento [mm]	Carga [N]	ϵ [mm/mm]	A_c [m ²]	Esfuerzo [N/m ²]
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.08	28.77	0.00	0.00	32983.76
3.00	0.14	49.59	0.00	0.00	56810.46
4.00	0.20	66.26	0.00	0.00	75839.15
5.00	0.25	82.92	0.00	0.00	94835.11
6.00	0.31	92.54	0.00	0.00	105746.23
7.00	0.36	102.16	0.01	0.00	116640.08
8.00	0.42	100.02	0.01	0.00	114101.83
9.00	0.47	97.88	0.01	0.00	111569.47
10.00	0.53	89.98	0.01	0.00	102469.46
11.00	0.59	82.07	0.01	0.00	93386.39
12.00	0.64	73.74	0.01	0.00	83831.84
13.00	0.70	65.40	0.01	0.00	74292.53
14.00	0.74	60.78	0.01	0.00	68998.33
15.00	0.92	49.56	0.01	0.00	56110.28



Fuente: Elaboración propia

q_u [Pa]	116640.08
q_u [kPa]	116.64
s_u [cu] [kPa]	58.32
E [Pa]	24982728.07
E [kPa]	24982.73



Fuente: Elaboración propia

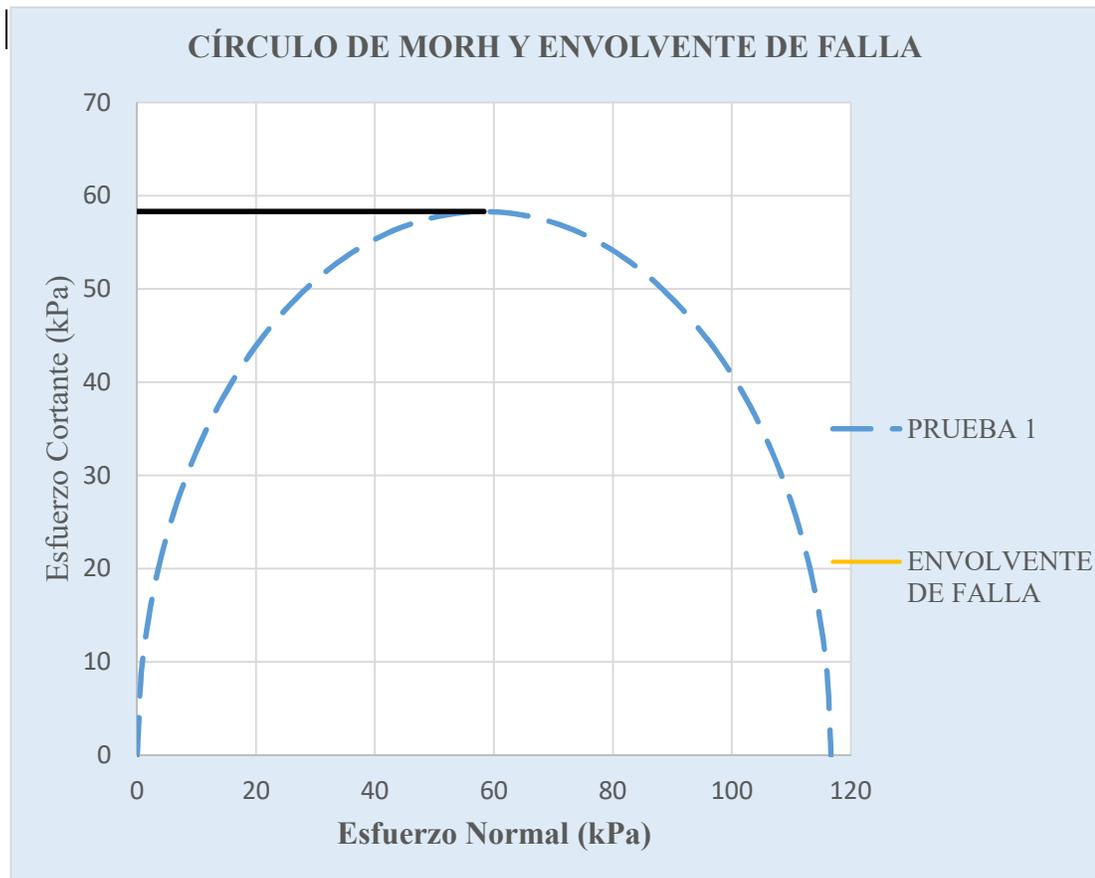
PRUEBA	1
σ_1	116.64

ϕ	0
C	58.32

ENVOLVENTE DE FALLA

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

σ	τ
0	58.32
58.32	58.32



Fuente: Elaboración propia

3.18. Ensayo de compresión inconfiada suelo-cal 3%

Un ejemplo de cómo se determinó los parámetros de resistencia en distintos tiempos de curado en este caso a 3 días de curado para un suelo estabilizado a 3%.

Tabla 3.41. Ensayo de compresión inconfiada suelo-cal 3%

Dimensiones del testigo					
Diámetro [mm]	33.34	33.45			
Altura [mm]	66.65	66.76	66.84		
Datos del testigo					
Diámetro [cm]	3.35				
Altura [cm]	6.68				
Área [cm ²]	8.80				
volumen [cm ³]	58.75				
Gs	-				
Wsh [gf]	82.76				
Wsd [gf]	68.16				
W [%]	21.41				
Yh [gf/cm ³]	1.41				
Yd [gf/cm ³]	1.16				
Vel. deformación [mm/min]	0.98				
Curva esfuerzo - deformación					
Dato	Desplazamiento [mm]	Carga [N]	ϵ [mm/mm]	A_c [m ²]	Esfuerzo [N/m ²]
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.097	61.33	0.00	0.00	69571.55
3.00	0.211	122.65	0.00	0.00	138905.12
4.00	0.335	198.86	0.01	0.00	224792.90
5.00	0.444	275.07	0.01	0.00	310429.22
6.00	0.558	320.77	0.01	0.00	361388.52
7.00	0.678	363.48	0.01	0.00	408759.28
8.00	0.823	388.44	0.01	0.00	435871.36
9.00	0.954	378.44	0.01	0.00	423806.40
10.00	1.021	340.25	0.02	0.00	380649.38
11.00	1.078	287.06	0.02	0.00	320864.23
12.00	1.133	221.96	0.02	0.00	247893.16
13.00	1.199	156.86	0.02	0.00	175014.60
14.00	1.276	116.04	0.02	0.00	129313.96
15.00	1.388	75.21	0.02	0.00	83675.53

Fuente: Elaboración propia

q_u [Pa]	435871.36
q_u [kPa]	435.87
s_u [cu] [kPa]	217.94
E [Pa]	46004527.0
E [kPa]	46004.53



Fuente: Elaboración propia

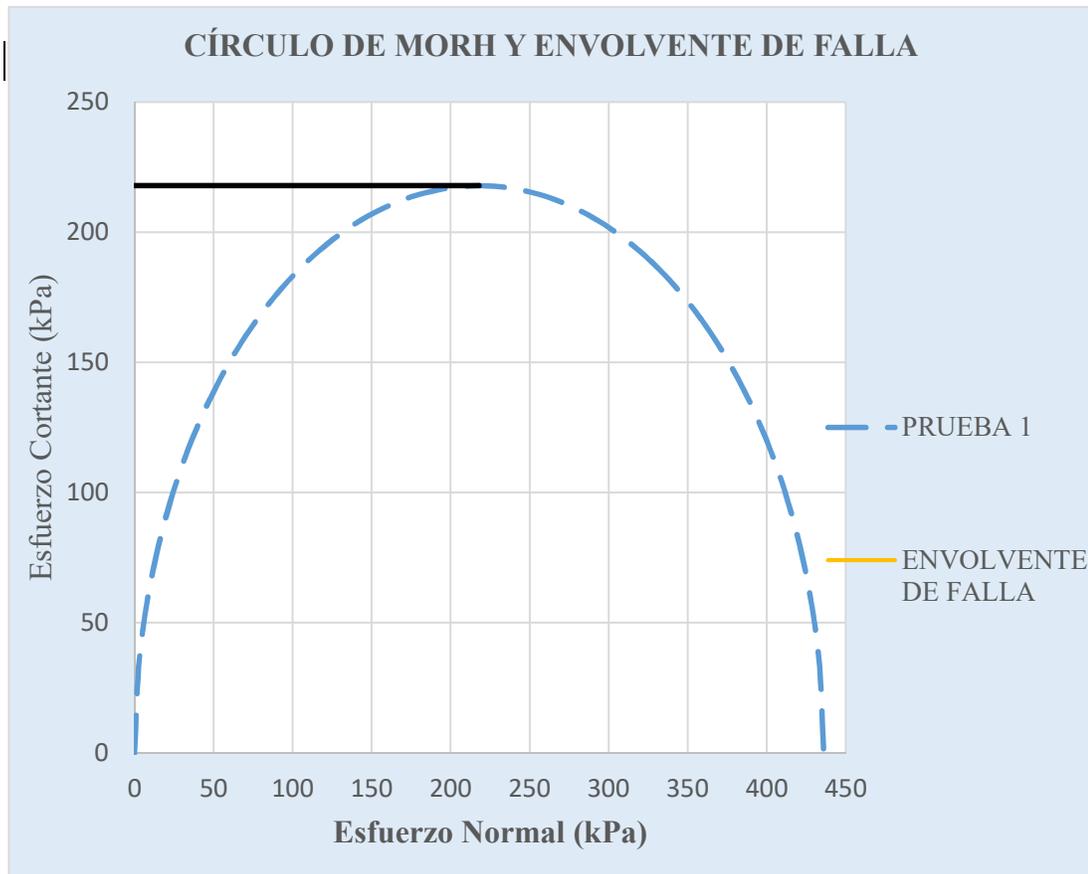
PRUEBA	1
σ_1	435.87

ϕ	0
C	217.94

ENVOLVENTE DE FALLA

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

σ	τ
0	217.94
217.94	217.94



Fuente: Elaboración propia

Conocer los valores de resistencia del suelo con cal a diferentes porcentajes 3,5 y 7% que me pueda dar un parámetro de cuanto ha mejorado sus propiedades con la adición de cal, y ver su factibilidad de estabilizar ese tipo de suelo con este agente estabilizador.

Un suelo natural no gana resistencia con el tiempo en condiciones de curado como se puede apreciar en las tablas de resumen, pero en un suelo estabilizado podemos notar claramente que si hay ganancias de resistencia significativa respecto al tiempo.

3.19. Resumen de resultados de caracterización

Tabla 3.42. Resumen primera parte de caracterización de las muestras de suelos

Muestra	Cont. De humedad del suelo	Granulometría % pasa tamiz				Relación de soporte de california (CBR)		Clasificación del suelo SUCS
		N°4 %	N°10 %	N°40 %	N°200 %	100%	95%	
% de Cal	%	N°4 %	N°10 %	N°40 %	N°200 %	100%	95%	
Natural	7.82	100	100	99.10	97.64	1.87	1.77	CH
3% de cal	-	100	100	98.95	97.52	7.34	6.41	MH
5% de cal	-	100	100	98.95	97.55	13.50	9.95	MH
7% de cal	-	100	100	98.88	97.58	14.29	11.77	MH

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.43. Resumen segunda parte de caracterización de las muestras de suelos.

Muestra	Peso específico de los suelos (g/cm ³)	Relación peso unitario - humedad en suelos Método estándar T-99	
		Densidad máxima seca (gr/cm ³)	Humedad óptima. (%)
% de Cal	(g/cm ³)	Densidad máxima seca (gr/cm ³)	Humedad óptima. (%)
Natural	2.68	1.50	18.09
3% de cal	2.50	1.41	21.50
5% de cal	2.48	1.41	23.50
7% de cal	2.48	1.38	24.00

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV
ANÁLISIS Y
CONFIABILIDAD DE
RESULTADOS

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y CONFIABILIDAD DE RESULTADOS

4.1. Base de datos resistencia cortante

4.1.1. Ensayo de compresión inconfiada (suelo natural)

La muestra a ensayar es un suelo natural, que cuenta con un curado de 3,7 y 28 días con el objetivo de poder apreciar la diferencia de resistencia cortante que provoca el curado en las muestras ensayadas a condiciones sin confinamiento solo a presión atmosférica en el ensayo de compresión inconfiada.

Tabla 4.1. Resultados del ensayo de compresión inconfiada suelo natural

Método de compactación	# Probeta	Edad	Humedad de compactación (%)	Peso (gr)	Alto (cm)	Diámetro (cm)	Peso volumétrico (gr/cm ³)	Área (cm ²)	Máximo esfuerzo $\sigma_1 = q_u$ (kPa)	Resistencia al corte $S_u = C$ (kPa)	Resistencia cortante promedio S_u (kPa)
AASHTO T 307-99 (2012)	M1	3 días	19.50	16.47	6.66	3.33	1.42	8.71	116.64	58.32	59.02
	M2		19.50	16.48	6.67	3.34	1.42	8.72	117.60	58.80	
	M3		19.50	16.47	6.66	3.33	1.42	8.69	119.88	59.94	
	M4	7 días	19.50	16.46	6.68	3.35	1.42	8.72	119.08	59.54	60.24
	M5		19.50	16.48	6.65	3.33	1.42	8.73	120.05	60.03	
	M6		19.50	16.47	6.66	3.33	1.42	8.71	122.34	61.17	
	M7	28 días	19.50	16.47	6.66	3.32	1.42	8.71	126.59	63.30	63.81
	M8		19.50	16.46	6.68	3.33	1.42	8.74	127.55	63.77	
	M9		19.50	16.47	6.66	3.33	1.42	8.7	128.687	64.34	

Fuente: Elaboración propia

4.1.2. Ensayo de compresión inconfiada (suelo-cal)

La muestra a ensayar es un suelo natural estabilizado con cal a diferentes porcentajes, que cuenta con un curado de 3,7 y 28 días con el objetivo de poder apreciar la diferencia de resistencia cortante que provoca el curado en las muestras ensayadas a condiciones sin confinamiento solo a presión atmosférica en el ensayo de compresión inconfiada.

Tabla 4.2. Resultados del ensayo de compresión inconfiada suelo-cal 3%

Método de compactación	# Probeta	Edad	Humedad de compactación (%)	Peso (gr)	Alto (cm)	Diámetro (cm)	Peso volumétrico (gr/cm ³)	Área (cm ²)	Máximo esfuerzo $\sigma_1=qu$ (kPa)	Resistencia al corte $Su=C$ (kPa)	Resistencia cortante promedio Su (kPa)
AASHTO T 307-99 (2012)	M1	3 días	21.50	16.37	6.66	3.33	1.41	8.71	435.87	217.94	218.90
	M2		21.50	16.38	6.67	3.34	1.41	8.72	437.63	218.81	
	M3		21.50	16.36	6.66	3.33	1.41	8.69	439.87	219.94	
	M4	7 días	21.50	16.37	6.68	3.35	1.41	8.72	442.45	221.22	222.12
	M5		21.50	16.38	6.65	3.33	1.41	8.73	443.45	221.72	
	M6		21.50	16.36	6.66	3.33	1.41	8.71	446.81	223.40	
	M7	28 días	21.50	16.37	6.66	3.32	1.41	8.71	454.61	227.31	228.01
	M8		21.50	16.38	6.68	3.33	1.41	8.74	455.60	227.80	
	M9		21.50	16.36	6.68	3.35	1.41	8.80	457.832	228.92	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.3. Resultados del ensayo de compresión inconfiada suelo-cal 5%

Método de compactación	# Probeta	Edad	Humedad de compactación (%)	Peso (gr)	Alto (cm)	Diámetro (cm)	Peso volumétrico (gr/cm ³)	Área (cm ²)	Máximo esfuerzo $\sigma_1=qu$ (kPa)	Resistencia al corte $Su=C$ (kPa)	Resistencia cortante promedio Su (kPa)
AASHTO T 307-99 (2012)	M1	3 días	23.50	16.37	6.66	3.33	1.41	8.71	521.27	260.64	261.77
	M2		23.50	16.38	6.67	3.34	1.41	8.79	522.13	261.06	
	M3		23.50	16.36	6.67	3.35	1.41	8.79	527.24	263.62	
	M4	7 días	23.50	16.37	6.67	3.35	1.41	8.80	532.71	266.35	267.23
	M5		23.50	16.38	6.66	3.33	1.41	8.74	533.66	266.83	
	M6		23.50	16.36	6.67	3.34	1.41	8.75	537.03	268.52	
	M7	28 días	23.50	16.37	6.67	3.32	1.41	8.79	581.41	290.71	293.83
	M8		23.50	16.38	6.68	3.35	1.41	8.80	583.50	291.75	
	M9		23.50	16.36	6.67	3.35	1.41	8.80	598.09	299.04	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.4. Resultados del ensayo de compresión inconfiada suelo-cal 7%

Método de compactación	# Probeta	Edad	Humedad de compactación (%)	Peso (gr)	Alto (cm)	Diámetro (cm)	Peso volumétrico (gr/cm ³)	Área (cm ²)	Máximo esfuerzo $\sigma_1 = q_u$ (kPa)	Resistencia al corte $S_u = C$ (kPa)	Resistencia cortante promedio S_u (kPa)
AASHTO T 307-99 (2012)	M1	3 días	24.50	16.24	6.66	3.33	1.40	8.71	703.40	351.70	352.53
	M2		24.50	16.26	6.67	3.34	1.40	8.80	704.21	352.10	
	M3		24.50	16.25	6.67	3.35	1.40	8.81	707.56	353.78	
	M4	7 días	24.50	16.24	6.67	3.35	1.40	8.81	708.98	354.49	355.17
	M5		24.50	16.26	6.67	3.35	1.40	8.80	709.92	354.96	
	M6		24.50	16.25	6.66	3.34	1.40	8.81	712.15	356.07	
	M7	28 días	24.50	16.24	6.66	3.35	1.40	8.81	757.24	378.62	380.00
	M8		24.50	16.26	6.67	3.35	1.40	8.80	758.03	379.02	
	M9		24.50	16.25	6.67	3.34	1.40	8.81	764.721	382.36	

Fuente: Elaboración propia

4.1.3. Comparación de resultados

En el siguiente cuadro, se representará un análisis comparativo de la variación de corte de suelo natural y estabilizados con cal a diferentes porcentajes a 3%, 5% y 7%.

Tabla 4.5. Cuadro de diferencia de resultados de resistencia al corte

Días de curado	Resistencia al corte (SU) (kPa) Suelo-Natural	Resistencia al corte (SU) (kPa) Suelo-Cal 3%	Resistencia al corte (SU) (kPa) Suelo-Cal 5%	Resistencia al corte (SU) (kPa) Suelo-Cal 7%
3	58.32	217.94	260.64	351.70
	58.80	218.82	261.06	352.11
	59.94	219.94	263.62	353.78
7	59.53	221.22	266.35	354.49
	60.03	221.73	266.83	354.96
	61.17	223.41	268.52	356.07
28	63.30	227.31	290.71	378.62
	63.77	227.79	291.75	379.02
	64.34	228.92	299.05	382.36

Fuente: Elaboración propia

4.2. Tratamiento estadístico descriptivo

Histograma

Alcance (A): $A = [217.94; 382.36]$

Rango o recorrido R): $R = 382.36 - 217.94 = 164.42$

Numero de intervalos de clase (K): $K = 1 + 3.3 \log(n) = 5.72 = 6$

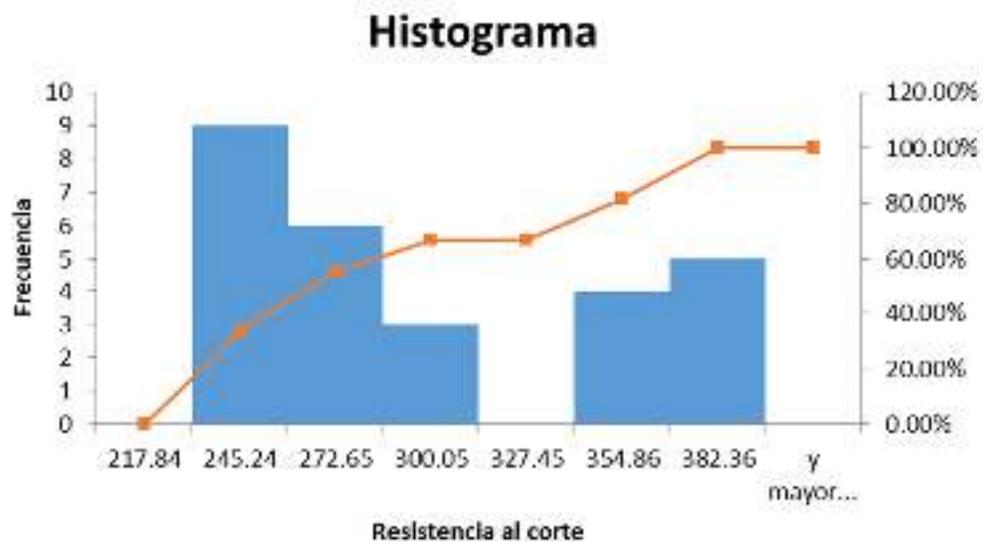
Ancho de clase (W): $W = R/K = 27.40$

Tabla 4.6. Tabla de intervalos y clasificación

Intervalos		Grupos	Frecuencia
Linf	Lsup		
	217.94	217.84	0
217.94	245.34	245.24	9
245.34	272.75	272.65	6
272.75	300.15	300.05	3
300.15	327.55	327.45	0
327.55	354.96	354.86	4
354.96	382.36	382.36	5

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.1. Histograma



Fuente: Elaboración propia

Medidas de tendencia central

-Media (\bar{X})

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^K f_i * X_i}{n}$$

$\bar{X}_1=61.02$ (suelo natural)

$\bar{X}_2=286.62$ (suelo-cal)

-Mediana (Me)

$$Me = Linf + W * \left(\frac{\frac{n}{2} * F(m - 1)}{f_m} \right)$$

Me1=60.03 (suelo natural)

Me2=266.83 (suelo-cal)

-Moda (Mo)

$$Mo = Linf + W * \left(\frac{\Delta_1}{\Delta_1 + \Delta_2} \right)$$

Mo1=50.53 (suelo natural)

Mo2=257.72 (suelo-cal)

Medidas de dispersión

-Varianza (S^2)

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}$$

$S^2_1=5.05$ (suelo natural)

$S^2_2=3578.42$ (suelo-cal)

-Desviación estándar (σ)

$$\sigma = \sqrt{S^2}$$

$\sigma=2.25$ (suelo natural)

$\sigma=59.82$ (suelo-cal)

4.2.1. Tratamiento estadístico inferencial

Tabla 4.7. Media de datos – media de la media

	Suelo natural	Suelo-cal		
	\bar{x}_1 (kPa)	\bar{x}_2 (kPa)	\bar{x}_3 (kPa)	\bar{x}_4 (kPa)
Media	61.02	223.01	274.28	362.57
M. media	61.02	286.62		

Fuente: Elaboración propia

Hipótesis nula (Ho). - La media de resistencia de arcilla con cal es menor a la media de resistencia cortante sin cal:

$$H_0: 286.62 \text{ kPa (con cal)} < 61.02 \text{ kPa (Sin cal)}$$

Hipótesis alternativa (Ha). – La media de resistencia de arcilla con cal es mayor a la media resistencia cortante sin cal:

$$H_a: 286.62 \text{ kPa (con cal)} > 61.02 \text{ kPa (sin cal)}$$

Precisión y rango de confiabilidad

Tabla 4.8. Nivel de confianza y significancia

Datos para el cálculo	
Confiabilidad	95 %
Margen de error	5 %

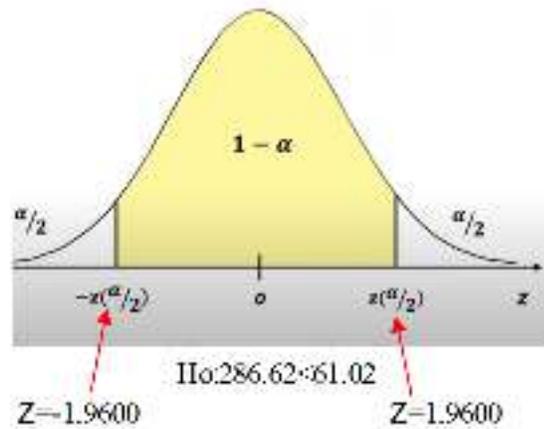
Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Prueba de hipótesis

$Z=1.9600$	Intervalo: [-1.9600 ; 1.9600]	$Z = \frac{\bar{X}-u}{\sigma_{\bar{x}}}$	$\sigma_{\bar{x}} = \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$
$U= 61.02 \text{ kPa}$	Promedio considerado por la hipótesis nula		
$\bar{X}= 286.62 \text{ kPa}$	Media muestral tomada		
$\sigma= 59.82 \text{ kPa}$	Desviación estándar de la muestra		
$n= 27$	Número de elementos muestreados		
$\sigma_{\bar{x}}=11.59$	Desviación estándar tipificada		
$Z= 19.60$	Valor de Z tipificado		

Se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alternativa.

Figura 4.2. Prueba de hipótesis de dos colas



Fuente: Elaboración propia

Ha: 286.62kPa (con cal) > 61.02kPa (sin cal)

Se observa que el valor de la media de resistencia de arcilla con cal es de mayor resistencia al suelo sin cal por lo que se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alternativa, concluyendo que si existe una diferencia muy significativa entre el valor de resistencia del suelo estabilización con cal.

4.3. Especificación técnica del uso

Formas de aplicación

Básicamente la aplicación de la estabilización suelo-cal, fue concebida para mejorar las características del suelo, directamente a la propiedad que más relevancia tiene, la resistencia o capacidad portante, se hará énfasis en este tema, de la resistencia al corte como especificaciones técnicas.

La aplicación más importante de este tipo de estabilización se da en el mejoramiento de sub-rasantes, donde existe la presencia de suelo arcilloso altamente expansivo y de baja resistencia, entonces se tiene las especificaciones técnicas para este tipo de estabilización.

Preparación del suelo y almacenamiento de la cal

Escarificación o esponjamiento del suelo o del préstamo y su colocación en capas compatibles con el mezclador a utilizar. De esta forma se mejora significativamente el rendimiento del proceso posterior de mezclado.

El suministro y almacenamiento de la cal debe hacerse teniendo en cuenta los criterios de accesibilidad, distancias, espacio necesario, seguridad e higiene, y ritmo de producción de la obra.

El almacenamiento de la cal en obra debe hacerse en contenedores que eviten que la cal entre en contacto con la humedad y con el aire para garantizar su conservación. Es muy importante también controlar y regular la humedad natural del suelo, de tal forma que, si esta es superior a la humedad óptima del ensayo proctor, convendrá aplicar un porcentaje mayor de cal a fin de reducirla. Por el contrario, si esta fuese inferior a la óptima, habrá que regar las capas en cualquiera de las fases aquí descritas.

Extendido de la cal

Adición y extensión de la cantidad, calculada previamente mediante los estudios de laboratorio pertinentes, de la cal en forma de polvo (vía seca) o de lechada (vía húmeda). Para ello, se utilizarán los equipos que garanticen la precisión requerida.

Mezclado

Mezclado de la cal y el suelo en todo el espesor de la capa mediante las pasadas necesarias para lograr su homogeneidad. Para ello se pueden utilizar equipos recicladores/estabilizadores de suelos, pulvimezcladores, motoniveladoras etc., que aseguren la eficacia necesaria.

Compactación y terminación

Compactación mecánica y humectación hasta conseguir las densidades necesarias, nivelación y curado de la capa mezclada mediante las técnicas convencionales de movimiento de tierras.

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Basados en los resultados obtenidos en cuanto a la determinación de los parámetros de resistencia al corte y la modelación numérica de los ensayos de compresión inconfiada, se pueden hacer las siguientes conclusiones:

Con los resultados obtenidos de la compresión inconfiada se determinó una variación significativa de la resistencia al corte y se llegó a determinar que mientras más porcentaje de estabilización con cal mayor es la resistencia al corte.

El resultado expresado en los ensayos de compresión inconfiada, corresponde a la resistencia al corte que se obtienen de la envolvente de falla de los círculos de Mohr graficados con los esfuerzos normales, es decir teniendo en cuenta la presión de axial de cada uno de los especímenes ensayados.

Además de la evaluación la variación de la resistencia entre los resultados experimentales en ambas condiciones, natural y estabilizado a tres diferentes porcentajes de cal se hizo un curado de cada estabilización y también se demostró la variación de resistencia al corte que aumenta significativamente.

Las condiciones sin confinamiento solo a presión atmosférica trabajan a esfuerzos normales es decir que la presión axial varía en función al tiempo de deformación.

La adición de cal al suelo (con un 5%) es el porcentaje óptimo que genera cambios físico químicos en el suelo, bajando el índice de plasticidad, se podría decir que el suelo está estabilizado y cementado por la acción puzolanica.

Vale mencionar también, otro cambio que sucede al añadir la cal al suelo, el cambio en su granulometría, más propiamente en el diámetro de las partículas del suelo, mediante el ensayo de hidrómetro se observa el incremento en el diámetro de las partículas, esto debido a la unión de las partículas del suelo y de la cal, haciendo que el porcentaje de finos disminuya gradualmente.

Debido al uso de cal en la estabilización, como se indicó anteriormente la plasticidad de los suelos reduzca gradualmente, cambiando totalmente la clasificación del suelo, en el caso particular del suelo en estudio pasamos de un CH (arcilla densa) a un MH (limo elástico) (clasificación SUCS).

5.2. Recomendaciones

Se recomienda realizar el ensayo de compresión inconfiada con mucha presión y una buena configuración del equipo para que nuestros resultados sean más adecuados y precisos.

Para obtener un grado de confiabilidad superior a lo obtenido en la investigación se recomienda realizar un trabajo de correlación con un número mayor de puntos para así tener una mayor aproximación con un grado de confiabilidad que oscile entre el 100% y 95%.

Se recomienda dejar madurar y homogenizar la muestra con el contenido de humedad óptimo que fue obtenido del ensayo de compactación por lo menos 24hr según la norma y así hermetizado, aislado que no pierda humedad para tenga una buena reacción puzolanica en los diferentes porcentajes de estabilización con cal.

Se dice que en la adición de cal disminuye la plasticidad del suelo, reduciendo de igual manera su cohesión, y aumentando la resistencia en los primeros días de curado por eso es muy importante hacer un minucioso seguimiento al tiempo de curado.

La investigación del ensayo de compresión inconfiada no es muy compleja solo contamos con la cohesión, que es la resistencia al corte y el esfuerzo máximo se podría decir que es una investigación rápida y económica pero no completa, y para trabajos de investigación más complejos se recomienda usar un traxial que nos daría todos los parámetros de resistencia y esfuerzos al corte.

