

Suelos arcillosos de depósitos marinos estabilizados con cal, para optimización de estructura de contención mecánicamente estabilizados con geosintéticos en proyectos de infraestructura vial

Natalia Rivera Villa



Universidad de Medellín

Facultad de Ingenierías

Maestría en Ingeniería Civil con Énfasis en Geotecnia

Medellín

2023

Suelos arcillosos de depósitos marinos estabilizados con cal, para optimización de estructura de contención mecánicamente estabilizados con geosintéticos en proyectos de infraestructura vial

Presentado por:

Natalia Rivera Villa ¹

**Trabajo de grado con el fin de obtener el título de
Magíster en Ingeniería Civil con Énfasis en Geotecnia**

Asesor:

PhD. Cesar Augusto Hidalgo ²

Universidad de Medellín

Facultad de Ingenierías

Maestría en Ingeniería Civil con Énfasis en Geotecnia

Medellín

2023

Tabla de Contenido

1. Introducción.....	9
1.1 Justificación	11
1.2. Objetivos	14
1.2.1 Objetivo general	14
1.2.2 Objetivos Específicos	14
2. Marco teórico.....	16
2.1. Estabilización de suelos con Cal	16
2.2. Propiedades de los suelos estabilizados con cal	20
2.3 Estabilización de suelos con cal en campo	20
2.4 Muros Mecánicamente Estabilizados	25
2.4.1 Antecedentes	25
2.4.2 Diseño Muros Mecánicamente Estabilizados	27
2.4.3 Estabilidad Interna de Muros en Suelo Reforzado	32
2.4.4 Análisis Estabilidad Externa del muro	47
2.5 Diseño de Experimentos	48
2.5.1 Definición y Generalidades	48
2.5.2. Pruebas de Hipótesis	52
3 Metodología.....	55
3.1 FASE 1: ensayos de laboratorio	56
3.1.1 Materiales Utilizados.	56
3.1.2 Selección Porcentaje de Cal para Estabilización del Suelo.	62
3.1.3 Diseño Experimentos	65
3.1.4 Ejecución Ensayos De Laboratorio	70

3.2	FASE 2: Análisis de resultados y validaciones estadísticas	74
3.2.1.	Resultados Ensayos de Laboratorio	74
3.2.2	Comprobaciones Estadísticas	75
3.3	FASE 3. Aplicación de resultados a un caso real.	76
4	Resultados ensayos de laboratorio.....	78
4.1	Ensayos de Caracterización	78
4.2	Ensayo compresión inconfiada	79
4.2.1	Resultado Análisis ANOVA	88
4.3	Ensayo corte directo CD	90
4.3.1	Validaciones Estadísticas	101
5	Análisis muro caso real (FASE 3).....	104
5.1	Geometría del Muro y Cargas	108
5.2	Análisis Modelos	110
6.	Conclusiones.....	114

Lista de tablas

Tabla 1. Ventajas y desventajas de los diferentes tipos de cal.....	22
Tabla 2. <i>Ventajas y desventajas de los diversos tipos de refuerzo</i>	27
Tabla 3. <i>Factores de Seguridad Mínimos</i>	30
Tabla 4. <i>Combinaciones y factores de carga</i>	31
Tabla 5. <i>Factores para cargas permanentes, Y_p</i>	32
Tabla 6 . <i>Valores típicos de δ para distintos tipos de arena</i>	41
Tabla 7 . <i>Valores típicos de C_a. Y δ para suelos con contenido de finos, geotextiles tejidos cinta plana</i>	41
Tabla 8 . Profundidad Mínima de Empotramiento, CCP-14 – Sección 11	42
Tabla 9. <i>Factores de reducción por daños</i>	44
Tabla 10. <i>Factores de reducción por fluencia</i>	45
Tabla 11. <i>Factores de reducción por Durabilidad</i>	45
Tabla 12. Ficha Técnica Cal Viva (CALIDRA, 2022)	62
Tabla 13. <i>Variables fijas e independientes Suelo Arcilloso-Coveñas</i>	67
Tabla 14. <i>Resultados Clasificación Suelo</i>	78
Tabla 15. <i>Resultados Validaciones Supuestos del Modelo Experimental</i>	88
Tabla 16. <i>Resultado ANOVA (todos los datos)</i>	89
Tabla 17. <i>Comparativo Q_u suelo natural vs estabilizado con cal</i>	90
Tabla 18. <i>Variables y Niveles Definidos para Ensayo Corte Directo</i>	91
Tabla 19. <i>Resultados Ensayo Corte Directo, Temperatura 22° y 40°</i>	92

Tabla 20. <i>Variación cohesión/fricción vs humedad óptima (H=15,3%)</i>	100
Tabla 21. <i>Resultado Pruebas de Bondad y Ajuste (Test Shapiro)</i>	102
Tabla 22. <i>Resultado Prueba F, Comparación de Variables (variable Cohesión)</i>	103
Tabla 23. <i>Prueba F, Comparación de Variables (Variable Ángulo de Fricción \emptyset)</i> ...	103
Tabla 24. <i>Parámetros de Resistencia Suelo Estado Natural (sin cal)</i>	106
Tabla 25. <i>Parámetros de Resistencia Temperatura 22° (3% cal)</i>	106
Tabla 26. <i>Parámetros de Resistencia Temperatura 40° (3% cal)</i>	107
Tabla 27. <i>Parámetros Definitivos para Modelación</i>	107
Tabla 28. <i>Resistencia última Geotextiles Tejidos (PAVCO WAVIN)</i>	111
Tabla 29. <i>Variación de la cantidad de geotextil según el espesor de capa Sv</i>	112

Lista de Figuras

Figura 1. <i>Sección transversal típica de un muro de suelo reforzado</i>	26
Figura 2. <i>Tomado Diagrama de presiones para diseño de MSE</i>	34
Figura 3. <i>Variación debido a una carga lineal con la profundidad</i>	36
Figura 4. <i>Variación de carga puntual con la profundidad.</i>	37
Figura 5. <i>Despiece de las capas</i>	39
Figura 6. <i>Cálculo de la longitud de empotramiento del refuerzo</i>	40
Figura 7. <i>Tipos de falla por estabilidad global y externa en muros mecánicamente estabilizados</i>	47
Figura 8. <i>Mapa Conceptual Metodología Investigación</i>	55
Figura 9. <i>Localización zona de extracción muestras (UF 7.3)</i>	57
Figura 10. <i>Material superficial – Depósito Marino Aluvial (UF 7.3)</i>	60
Figura 11. <i>Distribución de los ensayos de compresión inconfiada</i>	68
Figura 12. <i>Resultado Ensayo Proctor Modificado y Normal</i>	78
Figura 13. <i>Ensayo Compresión Inconfiada Suelo Arcilloso sin Cal</i>	80
Figura 14. <i>Ensayo Compresión Inconfiada Suelo Arcilloso con Cal</i>	80
Figura 15. <i>Compresión inconfiada qu, vs a la densidad seca y el porcentaje de cal</i>	81
Figura 16. <i>Compresión Inconfiada, densidad seca – Temperatura de curado 22°</i>	82
Figura 17. <i>Compresión Inconfiada, densidad seca – Temperatura de curado 40°</i> ...	83
Figura 18. <i>Gráficas Cajas y Bigotes de Cada Factor vs Resistencia Suelo Arcilloso.</i> ...	85

Figura 19. <i>Gráficas Correlación Temperatura. a Temperatura 22°. b Temperatura 40°.</i>	86
Figura 20. <i>Interacción Resistencia Inconfinada vs densidad. a. Temperatura 22°; b. Temperatura 40°.</i>	87
Figura 21. <i>Muestras resultantes ensayo Corte Directo CD.</i>	91
Figura 22. <i>Cohesión (kPa) suelo Natural y Tratado vs temperatura y tiempo curado ...</i>	94
Figura 23. <i>Á. fricción (ϕ°) suelo Natural y Tratado vs temperatura y tiempo curado ...</i>	94
Figura 24. <i>Variación Cohesión vs Humedad Natural, temperatura de curado 22°</i>	96
Figura 25. <i>Variación Fricción vs Humedad Natural, temperatura curado 22°</i>	97
Figura 26. <i>Variación Cohesión vs Humedad Natural, temperatura curado 40°</i>	98
Figura 27. <i>Variación Fricción vs Humedad Natural, temperatura curado 22°</i>	99
Figura 28. <i>Esquema de Geometría del La Estructura MSE (Wavin, 2022).</i>	104
Figura 29. <i>Esquema Geometría Muro MSE K6+490 – H=16,0 m B=13,0 m.</i>	108
Figura 30. <i>Datos de Entrada GEOSOFTE</i>	110

1. Introducción

Los muros de contención ya sean mecánicamente estabilizados o en concreto reforzado, son elementos comúnmente utilizados en el desarrollo de obras de infraestructura para la construcción de carreteras.

Generalmente, “los taludes verticales, o casi verticales, de suelo se soportan por muros de contención, muros de tablaestaca en voladizo, muros de muelles de tablaestaca, cortes apuntalados y otras estructuras de contención similares. El diseño adecuado de estas estructuras requiere una estimación de la presión lateral de tierra, la cual está en función de factores como; el tipo y la cantidad de movimiento del muro, los parámetros de resistencia cortante del suelo, el peso específico del suelo y las condiciones de drenaje del relleno” (Das, 2012), p.324.

Del mismo modo, se debe tener en cuenta la topografía de la zona del proyecto, recursos tanto económicos como de personal y proceso constructivos.

Existen diferentes teorías para el cálculo del empuje lateral del suelo en la literatura. Con frecuencia son usadas las de Coulomb (1776), en la cual la presión material de tierra sobre la estructura corresponde a suelos granulares, en esta teoría se considera la fricción del muro; también considera cuñas de falla y toma en cuenta el ángulo de inclinación del muro y del suelo sobre el muro; la teoría de Rankine (1857) la cual se basa en la suposición de que el muro no presenta fricción. También hay teorías basadas en métodos empíricos como son los desarrollados por Terzaghi-Peck. También se pueden usar métodos de equilibrio límite como el método de Morgenstern and Price para cuantificar los empujes.

En general, las teorías de cálculo para determinar el empuje del suelo sobre las estructuras dependen en gran medida del ángulo de fricción interna del material, ya que las ecuaciones involucran dicho parámetro en su desarrollo matemático. Los ángulos de fricción

interna de los materiales generalmente usados como relleno de muros dependen además de sus características mineralógicas y litológicas, como del grado de compactación. Es común que se desprecie el aporte de la cohesión.

En la práctica y de acuerdo con las teorías mencionadas, se utiliza como materiales de relleno suelos granulares, y entre mayor sea el ángulo de fricción interno del material, menor será el empuje ejercido en la estructura por el suelo. Es importante mencionar que los materiales cohesivos como las arcillas, presentan valores bajos en términos de fricción y, por tanto, su uso es limitado en este caso. Además, los suelos cohesivos pueden presentar propiedades expansivas al contacto con el agua, lo que conlleva a tener presiones adicionales en las estructuras, en caso de no tener un adecuado drenaje.

Es común encontrar dentro de los proyectos viales, suelos que no cumplen con las características de calidad requeridas para ser utilizados en el desarrollo de las diferentes obras, como son terraplenes, rellenos estructurales, concretos, y demás. Esto ocurre principalmente porque los suelos son plásticos y exhiben características expansivas y de baja resistencia al corte. Como solución a la problemática descrita, se utilizan en varias aplicaciones métodos de estabilización, con diferentes elementos como es cemento, cal, polímeros, cenizas entre otros. Cabe anotar que el proceso de estabilización con cal es químico, puesto que se genera un cambio en la estructura del suelo debido a las reacciones producidas por la cal en el suelo arcilloso.

El uso de cal para tratamientos de suelos arcillosos trae consigo variados beneficios. Con los suelos estabilizados se persigue fundamentalmente un aumento de su capacidad de soporte y una disminución de su sensibilidad frente al agua y otras condiciones medioambientales desfavorables, así como en muchos casos un incremento de su resistencia mecánica (Jofré , y

otros, 2003). Sin embargo, no existen lineamientos claros que permitan estimar los aportes de la estabilización de suelos con cal en el comportamiento de muros estabilizados mecánicamente.

Tomando en cuenta la problemática descrita, y los elementos para el dimensionamiento de muros contención; la presente investigación se enmarca en la estabilización de suelos provenientes de Depósitos Marinos, los cuales presentan altos contenidos de finos y tienden a ser plásticos.

Se busca con la mezcla, mejorar las características de resistencia al corte de los suelos, especialmente ángulo de fricción, y con esta información se espera evaluar cómo incide el suelo estabilizado como relleno y si se genera una reducción significativa respecto a las dimensiones o componentes geométricas de la estructura.

Se considera que los resultados de la investigación pueden utilizarse para optimización de recursos dentro de un proyecto vial en específico. Ya sea desde el punto de vista de calidad, con respecto a las mejoras del suelo estabilizado con cal, y también en cuanto a costos y rendimientos de obra; puesto que, de encontrar una diferencia significativa en las dimensiones del muro, podrían pensarse en utilizarse esta información para construir muros menos robustos o con menores cantidades de insumos.

1.1 Justificación

Dentro de los Proyectos de Infraestructura vial, es común encontrar suelos que no cumplen los requerimientos de calidad exigidos por la normatividad correspondiente, por lo que no pueden ser utilizados dentro de las actividades de construcción inherentes a cada obra.

Generalmente estos suelos, exhiben características y propiedades mecánicas bajas, ya que suelen presentar alta plasticidad, humedad excesiva, baja resistencia al corte y en algunos casos, baja capacidad de soporte. Por lo que gran parte de estos materiales deben ser desechados,

haciéndose necesaria la importación, compra o extracción de material adicional; lo que conlleva a sobre costos en los proyectos, debidos al aumento en el transporte y de los tiempos de producción. Además, de un uso inadecuado de los recursos naturales no renovables y mayores impactos ambientales negativos.

Para dar solución a la problemática mencionada, se utilizan en la práctica diferentes materiales y métodos para la estabilización de los suelos finos, como es la adición de cal, cenizas de fondo, cemento, entre otros. *(Jofré , y otros, 2003), (Abello Giraldo , y otros, 2014), (Moretti, Conficconi, y otros, 2020), (Bhanupratap, y otros 2022), (Tharani, y otros, 2021).*

La estabilización de suelos con cal es ampliamente utilizada dentro de los Proyectos de infraestructura vial en nuestro país, ya que con su implementación se generan grandes ventajas, como son la mejora de las propiedades mecánicas del suelo, además; permite el uso de maquinaria y personal propios de los proyectos para realizar el proceso de estabilización con cal y uso del material ya estabilizado; lo que conlleva a un aumento en la productividad y disminución de desperdicios. Al respecto, se han desarrollado manuales y guías basadas en investigaciones en relación con los cambios que genera la cal en el suelo fino, por ejemplo, Negi, et al., (2013), en su manual para estabilizar suelos con cal viva, explican los diferentes pasos y procesos que sufre el suelo al ser tratado con dicho estabilizador. De igual manera, en otros estudios, se utilizó la cal como agente estabilizador y se analizó el comportamiento del suelo con ensayos de compresión inconfiada y de corte directo, succión matricial, tracción, entre otros. *(Islam, Robiul y otros, 2019), (Consoli, Marques y otros, 2014).*

Usualmente la cal se utiliza para mejorar las propiedades de los suelos de la subrasante o para materiales usados como cuerpo y corona de terraplén, desde la óptica de la resistencia del suelo medido con CBR.

Aunque, la implementación de cal para mejorar las propiedades de resistencia al corte del material no ha sido ampliamente explorado, es decir, las mejoras de los parámetros de resistencia que son; cohesión y ángulo de fricción. También, se han realizado estudios que evalúan el comportamiento de suelos estabilizados con cal a lo largo del tiempo (Geetanjali, y otros, 2021), y, por ende, se evalúa también el aporte que genera el proceso de estabilización química con cal a los suelos, en términos de la resistencia al cortante.

Dentro de las variables que se tuvieron en cuenta para determinar la incidencia de la cal en el suelo objeto de trabajo, se tiene la temperatura y tiempo de curado, los cuales se variaron en dos y tres niveles respectivamente. Este tipo de análisis se ha realizado en otras investigaciones, donde se obtuvieron resultados que muestran un aumento en la resistencia de los suelos, puesto que la temperatura actúa como un catalizador del material estabilizando en el (*Consoli*, y otros, 2014), (*Consoli*, y otros, 2022), (*Bicalho*, y otros, 2018).

Con el desarrollo de esta investigación, se buscó analizar el comportamiento de suelos arcillosos, provenientes de la zona de Coveñas-Sucre, conformadas por Depósitos Marinos, al ser estabilizados con cal viva. Además, determinar el porcentaje de cal óptimo para generar mejoras significativas en los parámetros de resistencia del material (cohesión y ángulo de fricción), utilizando métodos estadísticos para este fin. Con los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio, se analizó la estabilidad interna de un muro mecánicamente estabilizado, utilizando el suelo tratado con cal como material de relleno, y se compararon los resultados de la misma estructura, utilizando el material en estado natural y estabilizado químicamente con cal. Cabe anotar que este trabajo se realiza puntualmente para una estructura de contención, y no otro tipo de obras como terraplenes comunes en los proyectos de infraestructura.

Teniendo en cuenta lo anterior, se planteó la siguiente pregunta, a la cual se espera dar respuesta con el desarrollo de esta investigación:

¿Utilizar suelo estabilizado con cal como material de relleno estructural, en una estructura de contención reforzada, puede generar una optimización en cuanto a la geometría y características de la estructura?

De ser así, dicha optimización, se vería reflejada en recursos económicos y de tiempos de producción, también por la reducción de cantidades de materiales, en este caso, se espera tener una disminución en espesor de capas que conforman una estructura de contención mecánicamente estable y por ende en la cantidad de geo sintético y en las especificaciones de resistencia del refuerzo.

También, se reflejaría la optimización de los recursos, desde el punto de vista de sostenibilidad ambiental, puesto que materiales que serían desechados para botaderos o zonas de depósito de material estéril (zodme), al ser estabilizados con cal, mejoran sus características y se podrían usar dentro de las actividades inherentes de cada proyecto, dándose así un uso adecuado a los recursos no renovables existentes en las obras.

1.2. Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Evaluar el efecto de la cal como material estabilizador en suelos provenientes de Depósitos Marinos, para ser utilizado como lleno en estructuras de contención mecánicamente estabilizadas, reforzadas con geosintéticos.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Elaborar un estado del arte referente a la estabilización de suelo – cal y su uso como estabilizante de materiales y estructuras de contención.

- Determinar experimentalmente el comportamiento de la resistencia al cortante y la fricción de suelos arcillosos, provenientes de Depósitos Marinos del Municipio de Coveñas – Sucre, con y sin estabilizar con cal.
- Evaluar el efecto de la estabilización del suelo en un caso de estudio, sobre una estructura de contención mecánicamente estabilizada reforzada con geosintéticos.

2. Marco teórico

2.1. *Estabilización de suelos con Cal*

La estabilización del suelo con cal consiste en una mejora a largo plazo por cementación del material, en función de la temperatura ambiente y de la naturaleza del suelo, aumentando progresivamente la capacidad de soporte y la resistencia mecánica del mismo, a la vez que disminuye la permeabilidad del suelo estabilizado. (*Jahandari, y otros, 2017*), (*Yang, y otros 2012*), (*Shen, y otros, 2021*).

Las propiedades de los suelos expansivos se podrían modificar en gran medida, agregando agentes estabilizadores como la cal. Al mejoramiento de suelos in situ utilizando aditivos suele conocerse como estabilización. La estabilización de suelos se utiliza para reducir el asentamiento de estructuras, mejorar la resistencia del suelo y por consiguiente incrementar la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. También para aumentar el factor de seguridad y disminuir la probabilidad de falla, y para reducir la contracción y expansión de suelo (*Das, 2012*) p. 723.

Das (2012); cita que; en ocasiones se utilizan aditivos para estabilizar suelos en campo, generalmente suelos de grano fino. Algunos de los aditivos más comunes son la cal, el cemento y la cal con ceniza muy fina. Algunas de las finalidades de estabilizar un suelo son modificar el suelo para agilizar la construcción, mejorar la resistencia y durabilidad del material estabilizado de la obra.

La cal viva se produce de la transformación química del carbonato de calcio (piedra caliza – CaCO_3) en óxido de calcio. La cal hidratada (hidróxido de calcio). La cal hidratada se obtiene cuando la cal viva reacciona químicamente con el agua. La cal hidratada (hidróxido de calcio) es la que reacciona a las partículas arcillosas.

La cal más utilizada para el tratamiento de suelos es a la cal alta en calcio, que contiene un máximo de 5% de óxido o hidróxido de magnesio. Sin embargo, en ocasiones se utiliza cal dolomítica, la cual contiene de 35% a 46% de óxido o hidróxido de magnesio. Con la cal dolomítica se puede lograr estabilización, aunque la fracción de magnesio reacciona más lentamente que la fracción de calcio. De hecho, su uso es frecuente en la agricultura. (*National Lime Association, 2004*).

Cuando se agrega cal a suelos arcillosos, ocurren dos reacciones químicas puzolánicas: intercambio de cationes y floculación-aglomeración. En las reacciones de intercambio de cationes y floculación-aglomeración, los Cationes monovalentes generalmente asociados con arcillas se reemplazan por los iones divalentes de calcio. Los cationes se pueden arreglar en una serie basada en su afinidad de intercambio:



De acuerdo con la ecuación anterior, cualquier catión puede reemplazar los iones a su derecha. Por ejemplo, los iones de calcio pueden reemplazar iones potasio y sodio de una arcilla. La floculación-aglomeración produce un cambio en la textura de los suelos arcillosos. Las partículas de arcilla tienden a agruparse para formar partículas mayores, y en consecuencia a) se disminuye el límite líquido, b) se aumenta el límite plástico, c) se reduce el índice de plasticidad, d) se incrementa el límite de contracción, e) se aumenta la trabajabilidad y f) mejora las propiedades de resistencia y deformación de un suelo.

La reacción puzolánica entre el suelo y la cal comprende la reacción entre la cal y la sílice y la alúmina del suelo para formar un material cementante. Una reacción de ese tipo es



Donde;

- CSH= Arcilla silícea.
- C=CaO.
- S=SiO₂.
- H=H₂O.

La reacción puzolánica puede continuar durante mucho tiempo. Los primeros 2 a 3% de cal (con base en peso seco) afectan en gran medida la trabajabilidad y las propiedades del suelo (como la plasticidad). La adición de cal a suelos arcillosos también afecta sus características de compactación.

Por su parte, resistencia a la compresión simple (q_u) de suelos de grano fino compactados a un contenido de humedad óptimo puede variar de 170 kN/m² a 2100 kN/m², dependiendo de la naturaleza del suelo. Con una adición de entre 3 a 5% de cal y un periodo de curado de 28 días, la resistencia a la compresión simple puede aumentar en 700 kN/m² o más.

La resistencia a la tensión σ_T de suelos curados de grano fino también aumenta con la estabilización con cal, y se tienen las siguientes relaciones, las cuales fueron determinadas según Tullock, Hudson y Kenndy (1970) entre σ_t y q_u :

$$\sigma_T \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 47,54 + 50,6 q_u \quad (3)$$

Donde σ_T es la resistencia indirecta a la tensión. Thompson (1966) proporcionó la siguiente relación para estimar el módulo elástico de suelos estabilizados con cal:

$$E_s \left(\frac{MN}{m^2} \right) = 68,86 + 0,124_{qu} (kN/m^2) \quad (4)$$

Donde;

- E_s (MN/m²) = **Módulo** Elástico del suelo estabilizado con cal.
- Q_u (kN/m²) = **Resistencia** a la compresión inconfiada.

La relación de Poisson (μ) de suelos curados estabilizados con aproximadamente 5% de cal varía entre 0,08 y 0,12 (con un promedio de 0,11) a un nivel de esfuerzo de 25% o menos de la resistencia a la compresión última. Aumenta entre 0.27 a 0.37 (con un promedio de 0,31) a un nivel de esfuerzo mayor que 50% a 75% de la resistencia a la compresión última (*Transportation Research Board, 1987*). (Das, 2012) p. 761 – 764,

La estabilización química con cal del suelo se da cuando se agregan cantidades adecuadas de cal y agua, el PH del suelo aumenta rápidamente por encima del 10,5; lo que permite que las partículas de arcilla se descompongan. La sílice y la alúmina se liberan y reaccionan con el calcio de la cal para formar hidratos de silicato de calcio (CSH) e hidratos de aluminato de calcio (CAH). CSA y CAH son productos cementosos similares a los que se forman en el cemento Portland. Forman la matriz que contribuye a la resistencia de las capas de suelo estabilizado con cal. a medida que se forma esta matriz, el suelo se transforma de un material granular arenoso a una capa relativamente impermeable con una mayor capacidad de carga. Este proceso de estabilización química se da en cuestión de horas y puede continuar durante años en un sistema diseñado adecuadamente. (*Soil Stabilization Using Lime, 2013*), p. 449.

2.2. Propiedades de los suelos estabilizados con cal

Mediante el tratamiento de los suelos arcillosos con cal se logra una reducción de su plasticidad, una disminución de su expansión potencial y un aumento en la capacidad de soporte. A continuación, se describen algunas de las propiedades de la mezcla de suelos arcilloso con cal.

La Nacional Lime Asociación (National Lime Association, 2004)) resume las propiedades que se obtienen después de una estabilización o mejoramiento con cal, en lo siguiente: - *“Reducción del índice de plasticidad, debido a una reducción del límite líquido y a un incremento del límite plástico. - Reducción considerable del ligante natural del suelo por aglomeración de partículas. - Obtención de un material más trabajable y fiable como producto de la reducción del contenido de agua en los suelos (rotura fácil de grumos). - La cal ayuda a secar los suelos húmedos lo que acelera su compactación. - Reducción importante del potencial de contracción y del potencial de hinchamiento. - Incremento de la resistencia a la comprensión simple de la mezcla posterior al tiempo de curado alcanzando en algunos casos hasta un 40% de incremento. - Incremento de la capacidad portante del suelo (CBR). - Incremento de la resistencia a la tracción del suelo. - Formación de barreras impermeables que impiden la penetración de aguas de lluvia o el ascenso capilar de aguas subterráneas”.*

2.3 Estabilización de suelos con cal en campo

La estabilización con cal en el campo se puede hacer de tres maneras:

- El material in situ o el material de adopción se puede mezclar con la cantidad apropiada de cal en el emplazamiento y luego se compacta después de la adición de humedad.

- El suelo se puede mezclar con la cantidad apropiada de cal y agua en una planta y luego se transporta al emplazamiento para su compactación.
- Se puede inyectar a presión lechada de cal en el suelo hasta una profundidad de 4 a 5 m.

Debido a que la adición de cal hidratada a suelos arcillosos suaves inmediatamente aumenta el límite plástico, cambiando de esta manera el suelo de plástico a sólido y haciéndolo parecer “seco,” se pueden poner cantidades limitadas de cal sobre emplazamientos de construcciones con presencia de suelos lodosos y problemáticos. Esta acción mejora el paso del tráfico y puede ahorrar dinero y tiempo. Este proceso también puede realizarse con lechada de cal, puesto que esta es una suspensión de cal hidratada en agua, que puede elaborarse a partir de cal hidratada o de cal viva.

La cal viva también se ha utilizado con éxito en perforaciones con taladrados con diámetros de 100 a 150 mm para la estabilización de subrasantes y taludes. Para este tipo de trabajo, las perforaciones se taladran en un patrón de red y luego se rellenan con cal viva (Das, 2012) p. 763.

En la siguiente Tabla 1 se muestran algunas de las ventajas o desventajas que tiene cada tipo de cal, acorde a esto, debe tenerse en cuenta el tipo y método de aplicación acorde a las necesidades del proyecto y el tipo de suelo.

Tabla 1. Ventajas y desventajas de los diferentes tipos de cal

MATERIAL	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Cal hidratada en polvo	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 Económica.	Las partículas hidratadas de cal son finas, por lo que el polvo puede ser un problema. Este tipo de uso generalmente es inadecuado en áreas pobladas.
Cal viva en seco	Posee entre 20 y 24% más de óxido de calcio disponible que la cal hidratada. Tamaños de partículas más grandes, es excelente para secar suelos.	Requiere 32% de su peso en agua para convertirse en cal hidratada y puede haber pérdida adicional debido al calor de hidratación. Puede requerir mayor cantidad de mezcla.
Lechada de cal	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.	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.

Fuente: (National Lime Association, 2004).

Negi et al, (2013), describen la química del tratamiento de suelos con cal con los tres procesos que se describen a continuación:

- **Secado:** Si se usa cal viva, el suelo inmediatamente se hidrata, es decir que la cal se combina químicamente con agua y libera calor. Los suelos se secan porque el agua presente en el material participa en esta reacción y porque el calor generado, ayuda a evaporar la humedad adicional. Por su parte, si se utiliza cal hidratada o lechada de cal hidratada en lugar de cal viva, el secado se produce únicamente por los cambios químicos en el suelo que producen su capacidad para retener agua y aumentar su estabilidad, ya que esta sobre la humedad, pero únicamente como consecuencia del aporte de material seco, es decir; no hay una reacción como ocurre con la cal viva.

- **Modificación:** Después de la mezcla inicial, los iones de calcio (Ca^{++}) de la cal hidratada migran a la superficie de las partículas de arcilla y desplazan el agua de otros iones. El suelo se vuelve friable y granular, que facilita su manejabilidad y compactación. En esta etapa, el índice de plasticidad del suelo tiende a disminuir, al igual que la tendencia del material a expandirse o contraerse. Después de intercambios catiónicos, se produce un cambio aparente de la textura del suelo, por lo que las partículas de arcilla se aglomeran formando otras de mayor tamaño. Este proceso se da mediante el encapsulamiento de las partículas de arcilla, de esta manera también se evita la expansión del material. A este proceso también se le conoce como floculación.

- **Estabilización:** Cuando se agregan cantidades adecuadas de cal y agua, el PH del suelo aumenta rápidamente por encima de 10.5, lo que permite que las partículas se descompongan. La sílice y la alúmina se liberan y reaccionan con el calcio de la cal para formar hidratos de silicato de calcio (CsH) e hidratos de aluminato de calcio, los cuales son productos cementantes similares a los que se forman en el cemento portland. Estos forman la matriz que contribuye a aumentar la resistencia de las capas de suelos estabilizados con cal. A medida que se forma esta matriz, el suelo se transforma en un material granular arenoso, pasando a ser una capa dura relativamente impermeable. El proceso de estabilización se da en cuestión de horas, y puede continuar durante años.

La importancia relativa de estos tres fenómenos depende de numerosos factores, dado que el tratamiento en obra se realiza a menudo en condiciones atmosféricas que favorecen la evaporación, la reducción de la humedad natural resulta muchas veces superior a la provocada exclusivamente por la adición de cal viva. En estas condiciones, si los efectos señalados se

generan aprovechando la aireación y movimiento de los materiales, pueden producirse en las obras pérdidas de humedad que lleguen al 5-8%.

Caso contrario ocurre cuando la humedad de los suelos es cercana a la óptima de compactación, o incluso menor, esta desecación del suelo deberá ser compensada con un aporte de humedad adicional, esto con el fin de lograr la humedad óptima para garantizar la hidratación de la cal viva. En el caso de tener suelos muy húmedos y en condiciones de temperatura muy bajas, los porcentajes de cal necesarios para lograr la reacción de la cal son generalmente mucho más altos de los mencionados.

Cuando se aplica la cal en forma de lechada (húmeda), se incorpora al suelo una mezcla de agua y cal en suspensión en un porcentaje aproximado del 30% de la masa. En este caso se produce, por el contrario, un aumento de la humedad natural del suelo que será función de su concentración (masa de cal por litro de agua) y la cantidad mezclada con el suelo.

Con base en lo anterior, se recomienda que, para tratar suelos con humedades naturales altas, o cercanas a la humedad óptima de compactación, debe aplicarse cal en estado seco y no como tipo lechada, esto con el fin de no añadir mayor humedad al suelo. A continuación, se describen la modificación de las características de la fracción arcillosa del suelo.

- La cal reacciona con el suelo en el instante en que se incorporan ambos materiales, provocando un intercambio iónico de los cationes que estabilizan la estructura laminar de las arcillas. Como consecuencia de ello se generan las fuerzas de unión (fuerzas de Van der Waals) que dan lugar a su floculación. Estos efectos se traducen, desde el punto de vista geotécnico en:

- La reducción términos de la plasticidad del suelo, también se produce una mejora en la estabilidad volumétrica, reduciendo e incluso llegando a anular su eventual expansión.

- Un incremento de la resistencia a esfuerzo cortante del suelo. Se produce al mismo tiempo que el cambio anteriormente descrito y se traduce en una mejora de la capacidad de soporte. Esta mejora se evidencia en el aumento en del CBR.
- Una modificación de las características de compactación del suelo. La curva Proctor del suelo tratado se sitúa debajo y a la derecha de la del suelo natural sin tratar, con una forma más plana. Dicho de otra manera, el tratamiento con cal reduce el valor máximo de la densidad aparente seca que puede alcanzarse para una energía de compactación específica y aumenta el valor de la humedad que permite obtenerla.

Esto sucede debido a que, al agregar mayor cantidad de finos, se disminuye el peso por unidad de volumen y teniendo en cuenta que los suelos finos tienen una mayor área específica, se requiere mayor cantidad de agua.

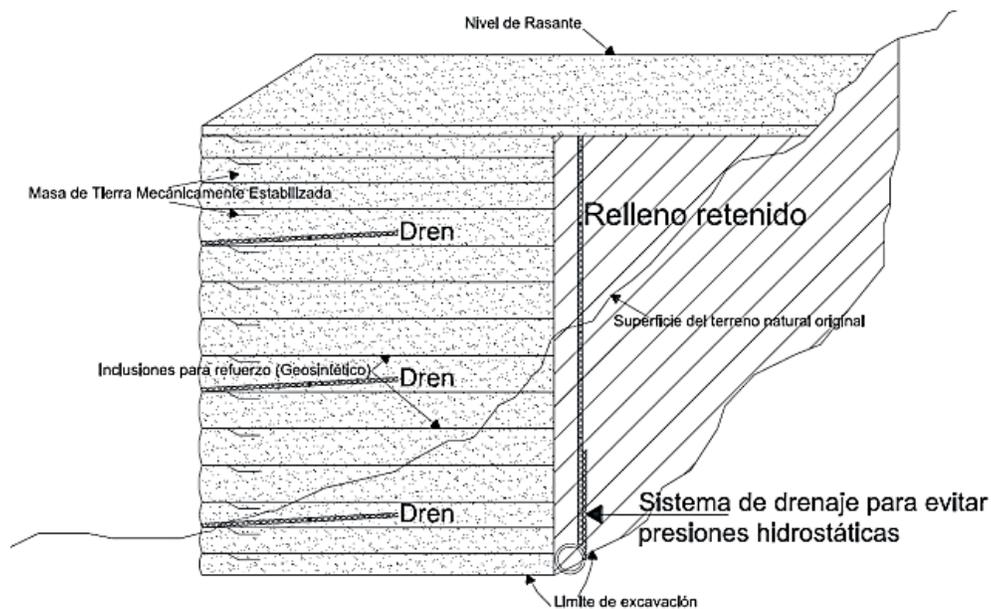
2.4 Muros Mecánicamente Estabilizados

2.4.1 Antecedentes

La idea de los muros mecánicamente estabilizados fue desarrollada por el Ingeniero Frances Henri Vidal en los años 60, esta tecnología es básicamente la estabilización mecánica de un terraplén por medio de tiras metálicas, estas tiras son unidas en su extremo a un muro de revestimiento, este último tiene la función de prevenir el escape del relleno (Mancisidor Aramburú, 2018) p.11 y (Cartes Melo, 2016) p.5.

A partir de esta tecnología, se ha desarrollado sistema de muro mecánicamente estabilizados empleando mallas metálicas (armadura inextensible), y materiales poliméricos como geotextiles y geomallas (armadura extensible), considerando el concreto prefabricado para el revestimiento en la mayoría de las veces que se aplican este tipo de muros. En la Figura 1, se muestra un esquema típico de una sección transversal de un muro de suelo reforzado.

Figura 1. Sección transversal típica de un muro de suelo reforzado



Fuente: Mancisidor, Gilberto. 2019.

Algunas de las ventajas más importantes del uso de muros de suelo reforzado o mecánicamente estabilizados son:

- Uso simplificado en los procesos constructivos, puesto que no requiere de equipamiento especial en construcciones de larga duración.
- No requiere mano de obra calificada.
- Requiere menos trabajos previos para su ejecución a comparación de los sistemas convencionales de construcción.
- Minimizan en muchos casos, la adquisición de derecho de vía.
- No necesita rigidez, puesto que la base de apoyo es inflexible, eso debido a que los muros toleran las deformaciones y pueden ser más económicos comparados con otros tipos de estructuras.

Suarez (2013), define que las estructuras de suelo reforzado consisten en la colocación de tiras o capas de refuerzo en el proceso de compactación de terraplenes con taludes de alta

pendiente. Internamente deben su resistencia principalmente al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir y utilizan el suelo como su principal componente y pueden adaptarse fácilmente a la topografía requerida. Permite construirse sobre fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente, pero se requiere tener espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención. La diferencia entre los tipos de refuerzo se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2. *Ventajas y desventajas de los diversos tipos de refuerzo*

<i>Tipo</i>	<i>Ventajas</i>	<i>Desventajas</i>
Refuerzo con tiras metálicas (Tierra armada)	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción. El agua no se acumula entre capas	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes.
Refuerzo con malla metálica	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor. El agua no se acumula entre capas	Dependiendo del material constitutivo la malla puede descomponerse o corroerse. Hay dificultades para la unión con la fachada.
Refuerzo con geomalla sintética	El terraplén es relativamente rígido. Se deforman menos que los de geotextiles. El agua no se acumula entre capas	Dependiendo de la rigidez de la malla puede requerirse un material diferente para la fachada.
Refuerzo con geotextil	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en una superficie de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar. El agua puede acumularse entre capas

Fuente: Tomado de Suarez, Jaime (2013)

2.4.2 Diseño Muros Mecánicamente Estabilizados

Koerner.,(2005). mención que; hay dos métodos diferentes para el diseño de muros con geotextiles, los cuales fueron desarrollados por diferentes autores, su libro sigue el método desarrollado por Bell, cuyo trabajo fue originalmente sobre muros de tierra armada con refuerzos de tiras metálicas y se modificó para adaptarlo en muros reforzados con geotextil. El diseño de los muros con geotextiles se realiza bajo las siguientes premisas:

- La estabilidad interna se aborda primero para determinar el espaciamiento del geotextil, la longitud del geotextil y la distancia de superposición.
- Se calcula la estabilidad externa contra vuelcos, deslizamientos y fallas por capacidad de soporte vertical del suelo y se verifica el diseño interno o se modifica en consecuencia con los resultados obtenidos.
- Se calculan y determinan detalles como protección de la cara frontal del muro, drenajes externos y demás elementos complementarios.

En cuanto al suelo de relleno, se considera que es muy conservador analizar la estabilidad interna de la estructura bajo condiciones de reposo; por lo tanto, se recomienda considerar las condiciones activas de presión de tierras en los diferentes cálculos de la estructura. (*Koerner, 2005) p.200.*

En las etapas de diseño de un muro en suelo reforzado se deben analizar y controlar los siguientes tipos de fallo para cada estado límite de resistencia y evento extremo. Por Estado límite de resistencia (condición estática), pueden presentarse los siguientes tipos de falla:

- Falla por resistencia de los refuerzos.
- Falla por arrancamiento de los refuerzos.
- Falla por capacidad de carga.

- Deslizamiento lateral, pérdida de contacto en la base del muro debido a la excentricidad de la carga.

- Falla por estabilidad global o compuesta.
- Falla estructural.

Por su parte, en estado limite evento extremo I (condición pseudoestática), se deben controlar los siguientes tipos de fallo:

- Falla por arrancamiento de los refuerzos.
- Falla por capacidad de carga.
- Deslizamiento lateral.
- Pérdida de contacto en la base del muro, debido a la excentricidad de la carga.
- Falla por estabilidad global o compuesta.

Para determinar los factores de seguridad y evaluar su cumplimiento, pueden utilizarse dos metodologías para diseño. La primera corresponde a la WSD (WSD / Working Stress Design); la cual se basa en la aplicación de factores de seguridad. Funciona relacionando los estados de fuerzas, esfuerzos o momentos resistentes sobre las fuerzas, esfuerzos o momentos actuantes, la relación de los esfuerzos resistentes sobre los actuantes se compara con un factor de seguridad mínimo, definido para cada tipo de análisis en las etapas de estabilidad interna, externa y global.

Por su parte en la Tabla 3, se muestran los factores de seguridad indirectos, los cuales son lineamientos dispuestos en el reglamento Colombiano de Construcción NSR, en el título H (Estudios Geotécnicos), tabla H.6.9-1. (NSR, 2010).

Tabla 3. *Factores de Seguridad Mínicos*

<i>Tipo de Análisis</i>	<i>Factor de Seguridad Estático</i>	<i>Factor de Seguridad Seudo Estático</i>
Deslizamiento	1,5	1,06
Volcamiento	3	2
Capacidad Portante	3	N.A
Estabilidad Global	1,5	1,05

Fuente: Elaboración Propia, tomado de la NSR-10, Título H, p. H30.

La segunda metodología corresponde a la Diseño por Factores de Carga y Resistencia, la cual será nombrada en el documento como LRFD (Load and Resistance Factor Design). En esta metodología se aplica factores de carga y factores de resistencia. Normalmente un factor de carga aumenta la fuerza, esfuerzos o momentos actuantes en la estructura, mientras que un factor de resistencia disminuye las fuerzas, esfuerzos o momentos resistentes que le dan equilibrio a la estructura. Los factores de carga y resistencia utilizados para este método son los determinados a través de métodos estadísticos. (Wavin, 2022) p. 382-389.

En Colombia, la metodología empleada para verificar los criterios de aceptación del diseño de los muros mecánicamente estabilizados sigue los lineamientos dispuestos por el Códigos Colombiano de Puentes CCP-14, en el cual se adopta la filosofía de diseño LRFD (Load and Resistance Factor Design), basada en los estados límites de servicio, resistencia y evento extremo. Los factores de carga se presentan en la Tabla 4 y Tabla 5y los factores de resistencia en el capítulo 11.5.7 – Factores de resistencia – Estados Límite de servicio y resistencia, tabla 11.5.7-1 – Factores de resistencia para muros de contención permanentes y en el capítulo 11.5.58 Factores de resistencia – Estado Límite de evento extremo del CCP-14.

Tabla 4. *Combinaciones y factores de carga*

Estado Límite de la Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40 0	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70 0	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I II- Sólo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Tomado del Código Colombiano de Puentes CCP-14. Sección 3, tabla 3.4.1-1

Tabla 5. Factores para cargas permanentes, Y_p

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Componentes y Accesorios		1.25	0.90
<i>DC</i> : Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
<i>DD</i> : Fricción negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
<i>DW</i> : Superficie de rodadura e instalaciones		1.50	0.65
<i>EH</i> : Presión horizontal de suelo			
• Activa		1.50	0.90
• En reposo		1.35	0.90
• <i>AEP</i> para muros anclados		1.35	N/A
<i>EL</i> : Tensiones residuales de Construcción		1.00	1.00
<i>EV</i> : Presión vertical de suelo			
• Estabilidad general		1.00	N/A
• Muros de Contención y Estribos		1.35	1.00
• Estructuras Rígidas Enterradas		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
○ Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugas Profundas		1.5	0.9
○ Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
○ Todas las demás		1.95	0.9
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo		1.50	0.75

Fuente: Tomado del Código Colombiano de Puentes CCP-14. Sección 3, tabla 3.4.1-2

2.4.3 Estabilidad Interna de Muros en Suelo Reforzado

En términos de la estabilidad interna de muros en suelo reforzado, se deben determinar principalmente tres variables: La separación entre capas (S_v), la resistencia a la tensión última (T_{ult}) o admisible del geosintético (T_{adm}) y la longitud de empotramiento del geosintético en la masa de suelo (L_e). Por razones constructivas y para evitar abombamientos en la cara externa del muro, se recomienda que separación entre capas (S_v) no exceda los 50 cm (Wavin, 2022). A continuación, se describe brevemente la metodología para el cálculo de las variables que intervienen en el cálculo de la estabilidad interna del muro.

Para el cálculo de los empujes de tierra activo y pasivo se utilizará la teoría de Rankine y la de Mononobe-Okabe para el empuje pseudo-estático, tal como se muestra a continuación en las siguientes expresiones:

a. Coeficiente de presión activa y pasiva:

$$K_A = \cos \beta \times \frac{\cos \beta - ((\cos \beta)^2 - (\cos \phi)^2)^{1/2}}{\cos \beta + ((\cos \beta)^2 - (\cos \phi)^2)^{1/2}} \quad K_P = \cos \beta \times \frac{\cos \beta + ((\cos \beta)^2 - (\cos \phi)^2)^{1/2}}{\cos \beta - ((\cos \beta)^2 - (\cos \phi)^2)^{1/2}} \quad (5)$$

b. Criterio de Mononobe-Okabe:

$$K_{AD} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \omega)}{\cos^2 \omega \cos \theta \cos(\delta + \theta - \omega) a^2} \quad a = 1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \theta + \beta)}{\cos(\delta - \omega + \theta) \cos(\omega - \beta)} \right)^{1/2} \quad \theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_H}{1 - k_V} \right) \quad (6)$$

Donde;

- $\Phi =$ Ángulo de fricción interna del material de lleno.
- $\beta =$ Ángulo de inclinación del talud respecto a la horizontal.
- $\omega =$ Ángulo de inclinación de la cara interna del muro respecto a la vertical.
- $\delta =$ Ángulo de fricción entre el muro y el lleno.
- $K_H =$ Componente horizontal de la aceleración sísmica.
- $K_V =$ Componente vertical de la aceleración sísmica.

A continuación, se describe la metodología propuesta por Koerner (2005) para el diseño de muros mecánicamente estabilizado. En esta se asume que no se presentan presiones hidrostáticas internamente en el muro y que la superficie de falla activa es una superficie a plana definida por la metodología de Rankine (*ver en la Figura 2*).

La teoría de Boussinesq se utiliza para el cálculo de las cargas vivas en el suelo de lleno, a continuación, se presentan las ecuaciones para determinar los esfuerzos en la masa de suelo:

$$\sigma_{hs} = K_a \gamma Z \quad (7)$$

$$\sigma_{hq} = K_a q \quad (8)$$

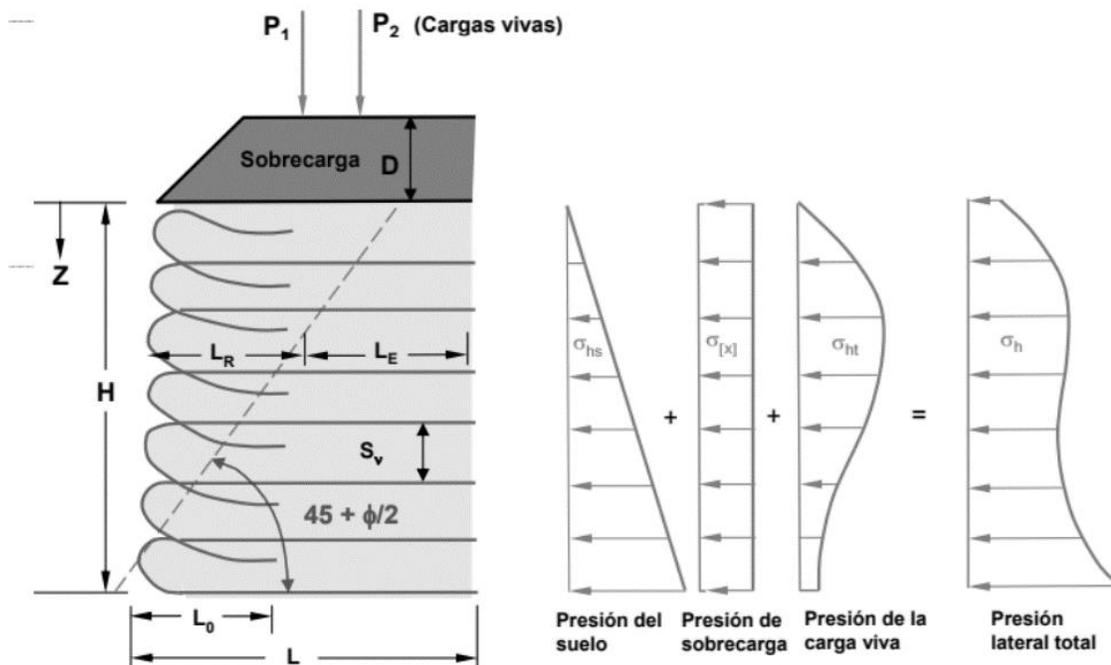
$$\sigma_{hi} = P \frac{x^2 Z}{R^2} \quad (9)$$

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hq} + \sigma_{hi} \quad (10)$$

Donde;

- σ_{hs} = Presión lateral de tierra.
- K = coeficiente activo de tierra.
- γ = Peso unitario del suelo del lleno.
- Z = Profundidad medida desde la superficie del suelo hasta la capa en cuestión.

Figura 2. Tomado Diagrama de presiones para diseño de MSE



Fuente: Modificado de Koerner (2005) p. 201.

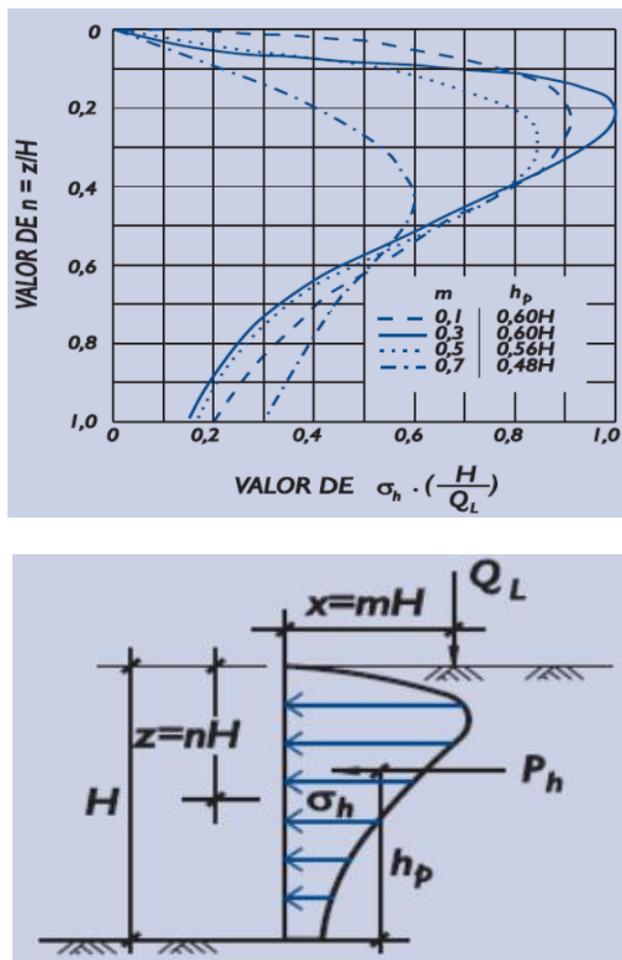
Del gráfico anterior se tiene que:

- σ_{hq} = presión lateral debido a la carga de sobrecarga.
- Q = sobrecarga en la superficie del suelo, y que se determina como $Y_q D$.
- Y_q =Peso unitario del suelo de sobrecarga.
- D = Profundidad del suelo de la sobrecarga.
- σ_{ht} = Presion lateral debido a la carga viva.
- P = Carga viva puntual en la superficie del lleno.
- X = la distancia entre la carga y la pared.
- R =distancia radial desde el punto de carga en la pared donde se calcula la presión.
- σ_h = Presión lateral de tierra total o acumulada en el muro.

Al determinar cada una de las presiones se hace su respectiva sumatoria, teniendo en cuenta que esta se realiza en la profundidad correspondiente a cada una de las capas de refuerzo.

Los cálculos para determinar σ_{hs} y σ_{hq} son sencillos, pero presentan problemas particularmente para cargas de camiones de ruedas múltiples donde se debe realizar la superposición de cada rueda del vehículo. El incremento de empuje debido a sobrecargas lineales y puntuales actuando en el trasdós de un muro, se ha encontrado que varía con la profundidad, tal como se muestra en la Figura 3 y Figura 4 .Cabe anotar que estas soluciones están basadas en la teoría de Boussinesq modificada por experimentación y no dependen de la resistencia del material del relleno ubicado en el trasdós de un muro.

Figura 3. Variación debido a una carga lineal con la profundidad



Fuente: Tomado y Modificado de (Jara Mori, 2008).

El empuje horizontal debido a una sobrecarga lineal a partir de la figura 3 se obtiene de la siguiente manera:

Para $m \leq 0,4$

$$\sigma_h \left(\frac{H}{Q_l} \right) = \frac{0,20 n}{(0,16 + n^2)} \quad (11)$$

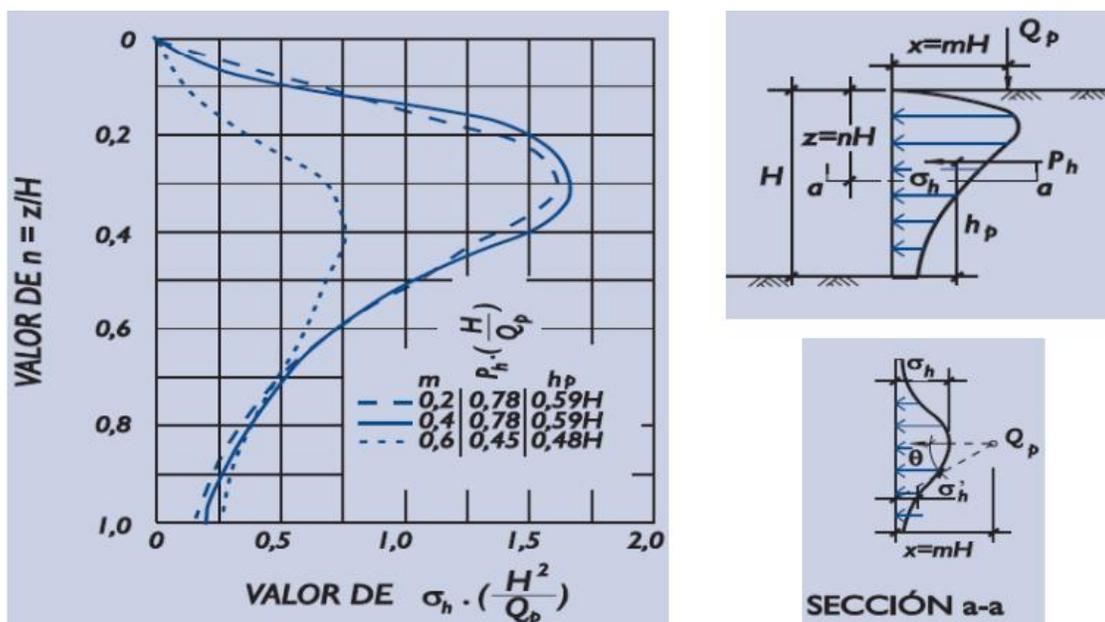
$$P_h = 0,55 Q_l \quad (12)$$

Para $m > 0,4$

$$\sigma_h \left(\frac{H}{Q_l} \right) = \frac{0,28 m^2}{m^2 + n^2} \quad (13)$$

$$P_h = \frac{0,64 Q_l}{(m^2 + 1)} \quad (14)$$

Figura 4. Variación de carga puntual con la profundidad.



Fuente: Tomado y Modificado de (Jara Mori, 2008).

El empuje horizontal debido a una sobrecarga puntual a partir de los antecedentes mostrados en la figura anterior se determina con las siguientes ecuaciones:

Para $m > 0,4$

$$\sigma_h \left(\frac{H^2}{Q_p} \right) = \frac{1,77 m^2 n^2}{(m^2 + n^2)} \quad (15)$$

Para $m \leq 0,4$

$$\sigma_h \left(\frac{H^2}{Q_p} \right) = \frac{0,28 mN^2}{(0,16 + n^2)} \quad (16)$$

Donde,

- m y n: son factores que se determinan en función de la profundidad (Z) y la altura del muro (H).

- σ_h = Esfuerzo horizontal.
- Q_l = Carga viva aplicada en la superficie del muro.
- Q_p = Carga puntual aplicada en la superficie del muro.
- P_h = Fuerza resultante horizontal.

c. *Separación vertical entre capas (Sv).*

Tomando un diagrama de cuerpo libre a cualquier profundidad en el diagrama de presión lateral total y luego sumando las fuerzas en la dirección horizontal, se tiene la siguiente ecuación para calcular la separación vertical entre las capas de refuerzo.

$$\sigma_h S_v = \frac{T_{adm}}{FS} \quad (17)$$

$$S_v = \frac{T_{adm}}{\sigma_h FS} \quad (18)$$

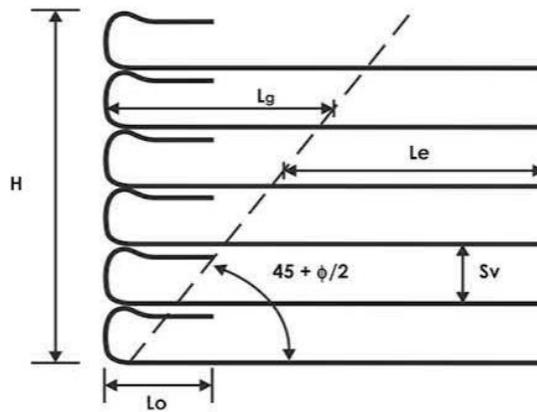
Donde,

- s_v = Espesor vertical de capa.
- T_{adm} = Espesor vertical de capa.
- σ_h = Empuje lateral total de la tierra a la profundidad considerada.
- FS = Factor de seguridad.

d. *Cálculo de las longitudes de desarrollo del refuerzo con geosintéticos.*

Estas se componen por tres longitudes que sumadas arrojan la longitud total a utilizarse por capa de sección transversal del muro. La longitud total del geotextil por capa se calcula con las ecuaciones 19, 20, 21 y 22. En la Figura 5, se presenta el esquema del despiece de las capas y sus elementos.

Figura 5. *Despiece de las capas*



Fuente: Tomado de (Wavin, 2022).

$$L_T = L_g + L_e + L_0 + S_v \quad (19)$$

$$L_g = (H - Z) \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (20)$$

$$L_e = \sigma_h * S_v * \frac{FS}{2} (C + \sigma * \tan \delta) \quad (21)$$

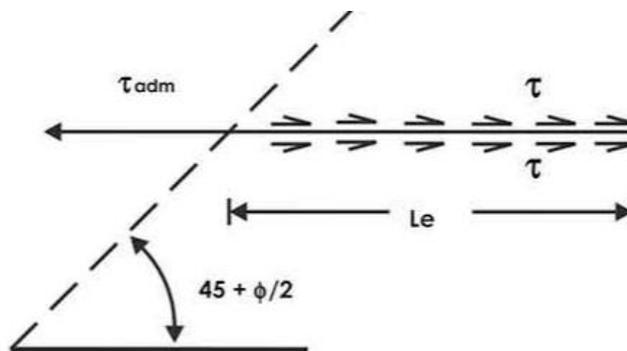
$$L_0 = \frac{S_v \sigma_h FS}{4(C_a + \gamma Z \tan \delta)} \quad (22)$$

Donde;

- L_g = longitud geométrica hasta la zona de falla.

- L_e = Longitud de empotramiento, y corresponde a la superficie de empotramiento por detrás de la zona de falla, donde debido a la interacción suelo-geotextil o suelo-geomalla se desarrollan las fuerzas resistentes (ver en la Figura 6).
- δ = ángulo de fricción entre el suelo y el geosintético de refuerzo, obtenido por método de ensayos de la norma ASTM 5321, con el cual se determina la resistencia al corte en la superficie de contacto entre el suelo y el geosintético o entre geosintético y geosintético según sea el caso de estudio requerido. Las magnitudes de la adhesión (C_a) y del ángulo de fricción entre el suelo y el geosintético (δ), dependen directamente del tipo de geosintético y de las propiedades físicas y mecánicas del suelo de relleno, tales como su granulometría y las más importantes la cohesión y fricción del suelo.
- H = altura del muro.
- Z = Altura del punto en evaluación.
- L_o = longitud del dobléz superior. Se recomienda asumirá igual 1,0 m.

Figura 6. *Cálculo de la longitud de empotramiento del refuerzo*



Fuente: Tomado de (Wavin, 2022).

En la Tabla 6 y Tabla 7, se presentan los valores típicos propuestos para en ángulo de fricción entre el suelo (δ) y el geosintético y a adhesión (C_a), en función del tipo de suelo y geosintético si es tejido o no.

Tabla 6 . Valores típicos de δ para distintos tipos de arena

Tipo de Geotextil	Arena de grano medio a grueso $\phi=30^\circ$	Arena de grano medio a grueso $\phi=28^\circ$	Arena de grano medio a grueso $\phi=26^\circ$
Geotextil tejido cinta plana	24° (77%)	24° (84%)	23° (87%)
Geotextil No Tejido punzonado por agujas	30° (100%)	26° (92%)	25° (96%)

Fuente: Tomada de (Wavin, 2022). Información fue modificada de (Koerner, 2005) p.129.

Tabla 7 . Valores típicos de C_a . Y δ para suelos con contenido de finos, geotextiles tejidos cinta plana.

	Cohesión Suelo	Adherencia Suelo - Geotextil	ϕ Suelo	δ Suelo - Geotextil	Porcentaje de ϕ
<i>Mezclas Utilizadas</i>	T/m ²	T/m ²	(°)	(°)	(%)
<i>0% Limo - 100 Arena</i>	1,00	1,80	387,00	34,50	0,93
<i>50% Limo - 50% Arena</i>	3,50	1,50	35,40	30,80	0,87
<i>60% Limo - 50% Arena</i>	3,70	1,50	33,00	29,90	0,91
<i>70% Limo - 30 Arena</i>	3,70	1,50	32,00	25,60	0,80
<i>90% Limo - 10% Arena</i>	3,80	1,60	28,70	21,10	0,74

Fuente: Tomada de (Wavin, 2022).

Respecto a la profundidad mínima de desplante que deben tener los muros MSE (Tabla 8), en este caso se contemplaría H/20 o 0,6m como mínimo debido a que el terreno es plano; Igualmente, según lo descrito por el CCP14 (norma que está basada en los documentos FHWA-NHI-10024, FHWA-NHI-10-025).

Tabla 8 . Profundidad Mínima de Empotramiento, CCP-14 – Sección 11

Pendiente delante de la pared	Profundidad de empotramiento mínima hasta la cota superior de la plataforma de nivelación
Todas Geometría	2 ft mínimo
Horizontal (paredes)	H/20
Pilares Horizontal	H/10
3H:1V	H/10
2H:1V	H/7
1, 5H:1V	H/5

Fuente: Modificado de CCP-14 – Sección 11

2.4.3.1 Diseño de Geomallas, Geotextiles como elemento de Refuerzo

Consiste en evaluar el Geosintético con base a la función principal para la cual se especifica (Separación, refuerzo, drenaje, filtración o protección) y poder calcular los valores numéricos de la propiedad requerida. De esta forma se realiza una elección del Geosintético atendiendo aspectos cualitativos y cuantitativos. En algunos casos se requieren cumplir varias funciones simultáneamente, por lo tanto, la selección del Geosintético a emplear será más segura si este puede desarrollar diferentes funciones al mismo tiempo. (Wavin, 2022) p. 83.

No obstante, la forma en que el Geosintético desarrollará sus funciones no depende únicamente del proceso de fabricación, sino que dependerá en gran parte de la correcta instalación en obra. De esto se deduce la necesidad de realizar una supervisión cuidadosa en la instalación del Geosintético si se desea conseguir un completo desarrollo de sus funciones.

Para estructura de contención de este tipo, se deben tener en cuenta unos factores de reducción para el geosintético de separación y refuerzo, los cuales se describen a continuación:

a) Daños por Instalación: Este factor de reducción ha sido estudiado y cuantificado en un gran número de proyectos, se han tenido en cuenta entre otros, los siguientes aspectos: la

naturaleza del suelo de subrasante y de relleno, el suelo de recubrimiento y la posibilidad de que exista tránsito de maquinaria pesada sobre el Geosintético durante el periodo de instalación. Las diversas condiciones de campo hacen que el valor del factor de reducción por instalación no sea una constante, por lo tanto, para cada proyecto se debe estimar este factor. Otra opción, es realizar pruebas de campo y observar el comportamiento del geosintético con el fin de establecer un factor acorde con el desempeño del material en el sitio del proyecto. (Wavin, 2022), p.83.

b) *Fluencia o Creep:* Este factor se refiere a la deformación del material en el tiempo sometido a una carga o esfuerzo constante. En general, todos los Geosintéticos experimentan este efecto en mayor o menor intensidad según la carga a la que se encuentren sometidos. Los ensayos más conocidos en el mundo para el estudio de este fenómeno son realizados en una condición inconfiada en la cual se cuelga una pesa a una muestra de Geosintético y se mide la elongación del material con el paso del tiempo; sin embargo, en el estudio de este fenómeno ha encontrado que este efecto disminuye considerablemente bajo esfuerzos de confinamiento y según el tipo de Geosintético. Así como en los Geotextiles, la resistencia de las Geomallas también se ve afectada por este efecto, sin embargo, para este último el efecto es menor debido al espesor y rigidez del material. (Wavin, 2022), p.83.

c) *Degradación Química Y Biológica:* Según los trabajos realizados por Koerner (2005), se pudo demostrar que los agentes biológicos que atacan a las materias primas de los Geosintéticos son casi nulos y no presentan ninguna afectación a las propiedades del material con el paso del tiempo. Según lo anterior, el factor por degradación biológica podría ser eliminado, no obstante, ahora se combina con el factor de degradación química y así se evitan confusiones y no desaparece completamente. Con respecto a la degradación química se deben determinar las condiciones ambientales específicas del sitio y tener presente para el diseño

condiciones adversas como la presencia de solventes orgánicos, agua subterránea con PH muy bajo o alto o cualquier sustancia presente en el lugar que amenace con la integridad del geosintético. (Wavin, 2022), p.83.

d) Costuras: Para aplicaciones de refuerzo donde se vean involucradas las costuras del geotextil, se puede incluir un factor de reducción adicional en la ecuación de diseño. El valor de este factor se determina usando el valor de resistencia a la tensión del geosintético contra el valor de resistencia incluyendo la costura. La relación entre las dos resistencias varía entre 1.0 a 3.0 y depende de la aplicación en la que se vaya a considerar. (Wavin, 2022), p.83.

Para elementos de refuerzo tipo geomallas, geotextiles se consideran los siguientes requerimientos generales de la FHWA, respecto a los factores de reducción por daños, estos se muestran en la Tabla 9. El factor de reducción por fluencia se muestra en la Tabla 10, el cual depende del tipo de polímero utilizado. El factor de reducción por durabilidad se define en la Tabla 11.

Tabla 9. Factores de reducción por daños

<i>Geosintético</i>	<i>FACTOR DE REDUCCIÓN RF_{ID}</i>	
	<i>Lleno Tipo 1 Tamaño Máximo 4 in (100 mm) D50 1 1/4"(30 mm)</i>	<i>Lleno Tipo 2 Tamaño Máximo 3/4 in (100 mm) D50 #30 (0,7 mm)</i>
Geomalla uniaxial HDPE	1,20 - 1,45	1,10 - 1,20
Geomalla biaxial PP	1,20 - 1,45	1,10 - 1,20
Geomalla recubierta con PVC	1,30 - 1,85	1,10 - 1,30
Geomalla recubierta con acrílico	1,30 - 2,05	1,20 - 1,40
Geotextil Tejido (PP&PET)	1,40 - 2,20	1,10 - 1,40
Geotextil no tejido (PP&PET)	1,40 - 2,50	1,10 - 1,40

Fuente: Modificado de FHWA-NHI-10-024-Tabla 3-9)

Tabla 10. Factores de reducción por fluencia

<i>Tipo de Polímero</i>	<i>Factores Reducción Fluencia</i>
Poliéster (PET)	2,5 a 1,6
Polipropileno (PP)	5 a 4,0
Poliétileno de alta densidad (HDPE)	5 a 2,6

Fuente: Modificado de FHWA-NHI-10-024

Tabla 11. Factores de reducción por Durabilidad

<i>Producto</i>	<i>Factor de Reducción Durabilidad, RF_D</i>	
	<i>5 ≤ pH ≤ 8</i>	<i>3^b < pH ≤ 5</i> <i>8 ≤ pH ≤ 9</i>
Geotextiles	1,6	2,0
Ma < 20,000, 40 < CEG < 50		
Geomalla recubierta, geotextiles	1,2	1,3
Ma < 25,000, CEG < 30		

Ma= peso molecular medio numérico
CEG= Grupos terminales de carboxilo

Notas:

- El uso de materiales fuera del rango de propiedades moleculares indicado requiere pruebas específicas del producto. Uso de productos con PH por fuera de $3 < \text{pH} < 9$, no es recomendado.
- el límite inferior de pH para aplicaciones permanentes es 4.5 y el límite inferior para aplicaciones temporales es 3. Ver Artículo 11.10.6.4.2b (AASHTO,2007).

Fuente: Modificado de FHWA-NHI-10-024, Tabla 3-11

2.4.3.2 Tensión Admisible del Geosintético

El principio de diseño considera que, al incluir un material con resistencia a la tensión dentro de una masa de suelo, se logra aumentar la resistencia general del conjunto, debido al esfuerzo friccionaste desarrollado entre el geosintético y las capas de suelo adyacente.

A continuación, se describe el procedimiento de diseño básico para el diseño:

- a) En primer lugar, se define la geometría del muro, sobrecargas, coeficientes sísmicos y propiedades geomecánicas del suelo de fundación y suelo de refuerzo.
- b) Se determina la distribución de la presión activa sobre el muro.
- c) Se define el tipo de geosintético y se define la resistencia a la tensión admisible en función de los coeficientes de reducción.
- d) Se determina el espaciamiento vertical de las capas.
- e) Se determina la longitud de cada capa de refuerzo.
- f) Se revisan los factores de seguridad para la estabilidad externa del muro, ante el volcamiento, deslizamiento, capacidad de carga y estabilidad global del modelo geotécnico.

La Resistencia a la tensión admisible (T_{adm}) está relacionada con los factores de reducción como se explica a continuación. Los Factores de Reducción que afectan los geosintéticos por daño durante la instalación, por fluencia y por degradación química y biológica, requeridos para el cálculo de:

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{2a(RF_{id}RF_{cr}RF_{cbd})} \quad (23)$$

Donde:

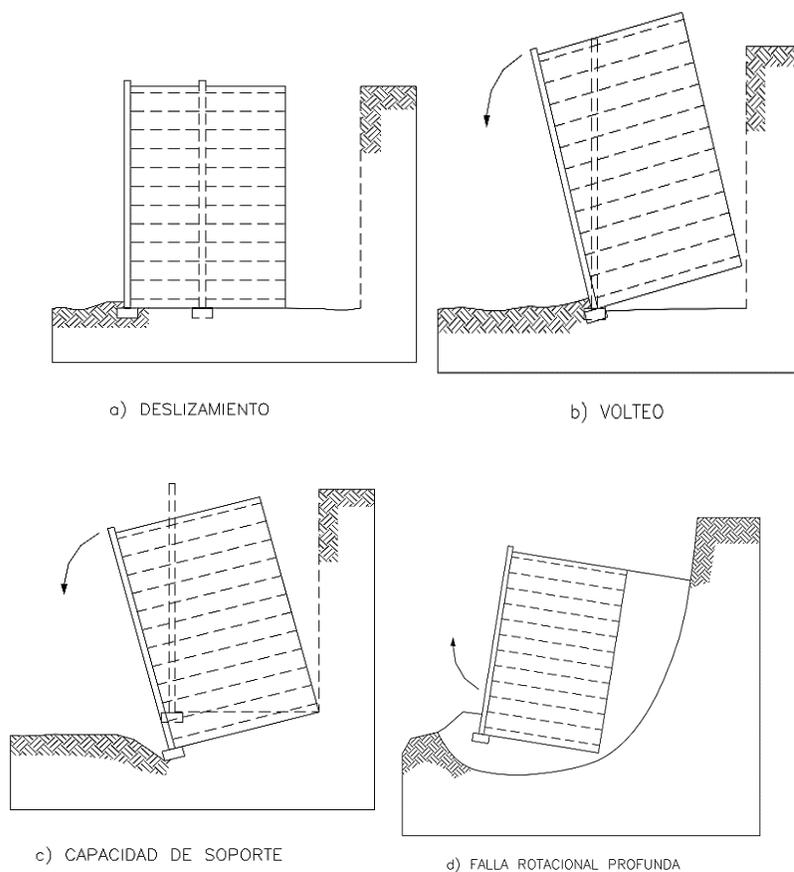
- T_{ult} = resistencia a la tensión última.
- RF_{id} = factor de reducción por daño durante la instalación.
- RF_{cr} = factor de reducción por fluencia.
- RF_{cbd} = factor de reducción por degradación química y biológica.

2.4.4 Análisis Estabilidad Externa del muro

En el cálculo de la estabilidad externa del muro mecánicamente estabilizado, se deben validar los factores de seguridad ante deslizamiento, volcamiento, capacidad de soporte del suelo. También se debe revisar la estabilidad de la excavación que se realice para la construcción del muro, teniendo en cuenta que esta es de tipo temporal. Y por último verificar la estabilidad global incluyendo las características internas del muro.

En la Figura 7, se muestran los esquemas de los tipos de fallo mencionados y que pueden afectar la estabilidad externa de los muros.

Figura 7. Tipos de falla por estabilidad global y externa en muros mecánicamente estabilizados.



Fuente: Tomado y modificado de (Koerner, 2005).

2.5 Diseño de Experimentos

2.5.1 Definición y Generalidades

Un diseño de experimentos consiste en planear y realizar un conjunto de pruebas con el objetivo de generar datos que, al ser analizados estadísticamente, proporcionen evidencia objetiva que permitan responder interrogantes planteados por el experimentador sobre determinada situación. Es la aplicación del método científico para generar conocimiento acerca de un sistema o proceso, por medio de pruebas planeadas adecuadamente. Esta metodología se ha ido consolidando como un conjunto de técnicas estadísticas y de ingeniería, que permiten entender mejor las situaciones complejas de relación causa-efecto.

A continuación, se definen algunos de los elementos que hacen parte de un diseño de experimentos:

- ***Unidad experimental:*** Se refiere a la pieza(s) o muestras(s) que se utilizan para generar un valor que sea representativo del resultado de la prueba. En cada diseño de experimentos, es importante definir de manera cuidadosa la unidad experimental, ya que ésta puede ser una pieza o muestra o sustancia o un conjunto de muestras producidas, dependiendo del proceso que se desea estudiar.
- ***Variable de respuesta:*** A través de estas variables se conoce el efecto o los resultados de cada prueba experimental, por lo que puede ser característica de la calidad de un producto y/o variables que miden el desempeño de un proceso. El objetivo de muchos estudios experimentales es encontrar la forma de mejorar las(s) variable(s) respuesta.
- ***Factores controlables:*** Son variables del proceso y/o características de los materiales y los métodos experimentales que se pueden fijar en un nivel dado. Algunos de estos son los que usualmente se controlan durante la operación normal del proceso y se distinguen

porque, para cada uno de ellos, existe la manera o el mecanismo para cambiar o manipular su nivel de operación y esto es lo que hace posible que se pueda experimentar con ellos.

- **Factores no controlables:** Son variables o características de materiales y métodos que no se pueden controlar durante el experimento o la operación normal del proceso. Por ejemplo, algunos factores que suelen ser no controlables son las variables ambientales, como la luz, humedad, temperatura, partículas, ruidos, entre otras. factor que ahora es no controlable puede convertirse en controlable cuando se cuenta con el mecanismo o la tecnología para ello

- **Factores estudiados:** con las variables que se investigan en el experimento, respecto de cómo influyen o afectan a la(s) variable(s) de respuesta. Los factores estudiados pueden ser controlables o no controlables, a estos últimos quizá fue posible y de interés controlarlos durante el experimento. Para que un factor pueda ser estudiado es necesario que durante el experimento se haya probado en, al menos, dos niveles o condiciones. En principio, cualquier factor, sea controlable o no, puede tener alguna influencia en la variable de respuesta que se refleja en su media o en su variabilidad. Para fines de un diseño de experimentos deben seleccionarse los factores que se considera, por conocimiento del objeto de estudio, que pueden tener efecto sobre la respuesta de interés.

- **Niveles y tratamientos:** Los diferentes valores que se asignan a cada factor estudiado en un diseño experimental se llaman niveles. Una combinación de niveles de todos los factores estudiados se llama tratamiento o punto de diseño. Por ejemplo, si en un experimento se estudia la influencia de la velocidad y la temperatura, y se decide probar cada una en dos niveles, entonces cada combinación de niveles (velocidad, temperatura) es un tratamiento.

- **Error aleatorio y error experimental:** Siempre que se realiza un estudio experimental, parte de la variabilidad observada en la respuesta no se podrá explicar por los

factores estudiados. Esto es, siempre habrá un remanente de variabilidad que se debe a causas comunes o aleatorias, que generan la variabilidad natural del proceso. Esta variabilidad constituye el llamado error aleatorio. Por ejemplo, será parte de este error aleatorio el pequeño efecto que tienen los factores que no se estudiaron, siempre y cuando se mantenga pequeño o despreciable, así como la variabilidad de las mediciones hechas bajo las mismas condiciones. Sin embargo, el error aleatorio también absorberá todos los errores que el experimentador comete durante los experimentos, y si éstos son graves, más que error aleatorio hablaremos de error experimental. De predominar éste, la detección de cuáles de los factores estudiados tienen un efecto real sobre la respuesta será difícil, si no es que imposible. Cuando se corre un diseño experimental es importante que la variabilidad observada de la respuesta se deba principalmente a los factores estudiados y en menor medida al error aleatorio, y además que este error sea efectivamente aleatorio. Cuando la mayor parte de la variabilidad observada se debe a factores no estudiados o a un error no aleatorio, no se podrá distinguir cuál es el verdadero efecto que tienen los factores estudiados, con lo que el experimento no alcanzaría su objetivo principal.

(Gutiérrez Pulido, y otros, 2008)

Según Gutiérrez et. Al (2008), algunas de las utilidades que tienen los diseños de experimentos son:

- Comparar a dos o más materiales con el fin de elegir al que mejor cumple los requerimientos.
- Comparar varios instrumentos de medición para verificar si trabajan con la misma precisión y exactitud.
- Determinar los factores (las x vitales) de un proceso que tienen impacto sobre una o más características del producto final.

- Encontrar las condiciones de operación (temperatura, velocidad, humedad, por ejemplo) donde se reduzcan los defectos o se logre un mejor desempeño del proceso.
- Reducir el tiempo de ciclo del proceso.
- Hacer el proceso insensible o robusto a oscilaciones de variables ambientales.
- Apoyar el diseño o rediseño de nuevos productos o procesos.
- Ayudar a conocer y caracterizar nuevos materiales.

Los cinco aspectos que más influyen en la selección de un diseño experimental, en el sentido de que cuando cambian por lo general conllevan a cambios sobre el diseño; son:

- El objeto del experimento.
- El número de factores a estudiar.
- El número de niveles que se aprueba en cada factor.
- Los efectos que interesan investigar (relación factores – respuesta).
- El costo del experimento, tiempo y precisión deseada.

La validez de los resultados obtenidos en cualquier análisis de varianza queda supeditado a que los supuestos del modelo se cumplan. Estos supuestos son; normalidad, varianza constante o homocedasticidad (igual varianza de los tratamientos) e independencia de los residuales. El supuesto de normalidad consiste en verificar que las distribuciones de los residuales del modelo se ajusten a una distribución normal. Un procedimiento gráfico para verificar el cumplimiento del supuesto de normalidad de los residuos consiste en graficar los residuos en papel o en la gráfica de probabilidad normal que se incluye en la mayoría de los paquetes estadísticos. Esta gráfica del tipo X-Y tiene las escalas de tal manera que, si los residuos siguen una distribución normal, al graficarlos también tienen a quedar alineados en una línea recta; por lo tanto, si claramente no se alinean se concluye que el supuesto de normalidad no se cumple.

El supuesto de homogeneidad de varianzas, también conocido como supuesto de homocedasticidad, considera que la varianza es constante (no varía) en los diferentes niveles de un factor, es decir, entre diferentes grupos.

El supuesto de la independencia de los errores implica que los errores en la medición de las variables explicativas sean independientes entre sí. Verificar este aspecto es especialmente importante en los estudios longitudinales. Ante diferentes observaciones de una misma variable en el tiempo, puede darse una cierta inercia en el sistema que hace que los valores sucesivos se aproximen entre sí. El no cumplimiento de este supuesto generalmente indica deficiencias en la planeación y ejecución del experimento; asimismo, puede ser un indicador de que no se aplicó en forma correcta el principio de aleatorización, o de que conforme se fueron realizando las pruebas experimentales aparecieron factores que afectaron la respuesta observada. (*Bila, y otros, 2019*).

2.5.2. Pruebas de Hipótesis

Un estudio experimental o una investigación, por lo general tiene como último objetivo, responder en forma segura ciertas preguntas y/o tomar decisiones. En este contexto, el experimentador tiene a priori ciertas creencias o hipótesis que desea comprobar. Una hipótesis estadística es una afirmación sobre los valores de los parámetros de una población o proceso, que es susceptible de probarse a partir de la información contenida en una muestra representativa que es obtenida de la población. Por ejemplo, la afirmación “este proceso produce menos de 8% de defectuosos” se puede plantear estadísticamente, en términos de la proporción p desconocida de artículos defectuosos que genera el proceso, como se hace a continuación:

$$H_0: p = 0.08 \text{ (la porción defectuosa es } 0.08)$$

$$H_A: p < 0.08 \text{ (la porción es menor a } 0.08)$$

A la expresión $H_0: p = 0.08$, se le conoce como hipótesis nula y $H_A: p < 0.08$, se le llama hipótesis alternativa. El nombre de hipótesis nula se deriva del hecho de que comúnmente se plantea como una igualdad, lo cual facilita el tener una distribución de probabilidad de referencia específica. En general, la estrategia a seguir para probar una hipótesis es suponer que la hipótesis nula es verdadera, y que en caso de ser rechazada por la evidencia que aportan los datos, se estará aceptando la hipótesis alternativa. Así, en el caso de las proporciones, la afirmación que se desea probar se aceptará como cierta, sólo en caso de rechazar la hipótesis nula.

Cuando se rechaza la H_0 (hipótesis nula) y se acepta la H_A (hipótesis alternativa) como probablemente cierta, afirmando que hay una asociación ($p < 0.05$), o que hay diferencia, Asimismo, si la p es $>$ de 0.05 se acepta la H_0 (hipótesis nula) y se dice que el azar puede ser la explicación de dicho hallazgo afirmando que ambas variables no están asociadas o correlacionadas. Por su parte el valor p es una probabilidad que mide la evidencia en contra de la hipótesis nula. Las probabilidades más bajas proporcionan una evidencia más fuerte en contra de la hipótesis nula. Donde τ_i , es el efecto del tratamiento i sobre la variable respuesta. Si se acepta la H_0 se confirma que los efectos sobre la respuesta de los k tratamientos son estadísticamente nulos o iguales a cero, y en caso de rechazar se estaría concluyendo que al menos uno del efecto es diferente de cero.

$$H_0: \tau_1 = \tau_2 = \dots = \tau_K = 0 \quad (24)$$

$$H_A: \tau_i \neq 0 \text{ para algún } i$$

Probar una hipótesis estadística es una decisión probabilística, por lo que existe un riesgo de cometer error tipo I o error tipo II. El primero ocurre cuando se rechaza la hipótesis cero, y el tipo II, es cuando se acepta la hipótesis cero y ésta es falsa. En toda prueba de hipótesis cada

tipo de error tiene una probabilidad de ocurrencia, α y β se denotan las probabilidades de los errores de tipo I y II respectivamente, de la siguiente manera:

$$\alpha = p \{\text{error tipo I}\} = \text{probabilidad de rechazar } H_0 \text{ siendo verdadera}$$

$$\beta = p \{\text{error tipo II}\} = \text{probabilidad de aceptar } H_0 \text{ siendo falsa}$$

A $1-\beta$ se le llama potencia de la prueba, y es la probabilidad de rechazar H_0 cuando es falsa. A α también se le conoce como la significancia dada de la prueba y es la probabilidad de la región o intervalo de rechazo; su valor se especifica por parte del investigador de acuerdo con su objetivo específico. Por lo general se utilizan los valores de $\alpha=0,05$ o $0,01$, dependiendo del riesgo que se quiera admitir en el resultado.

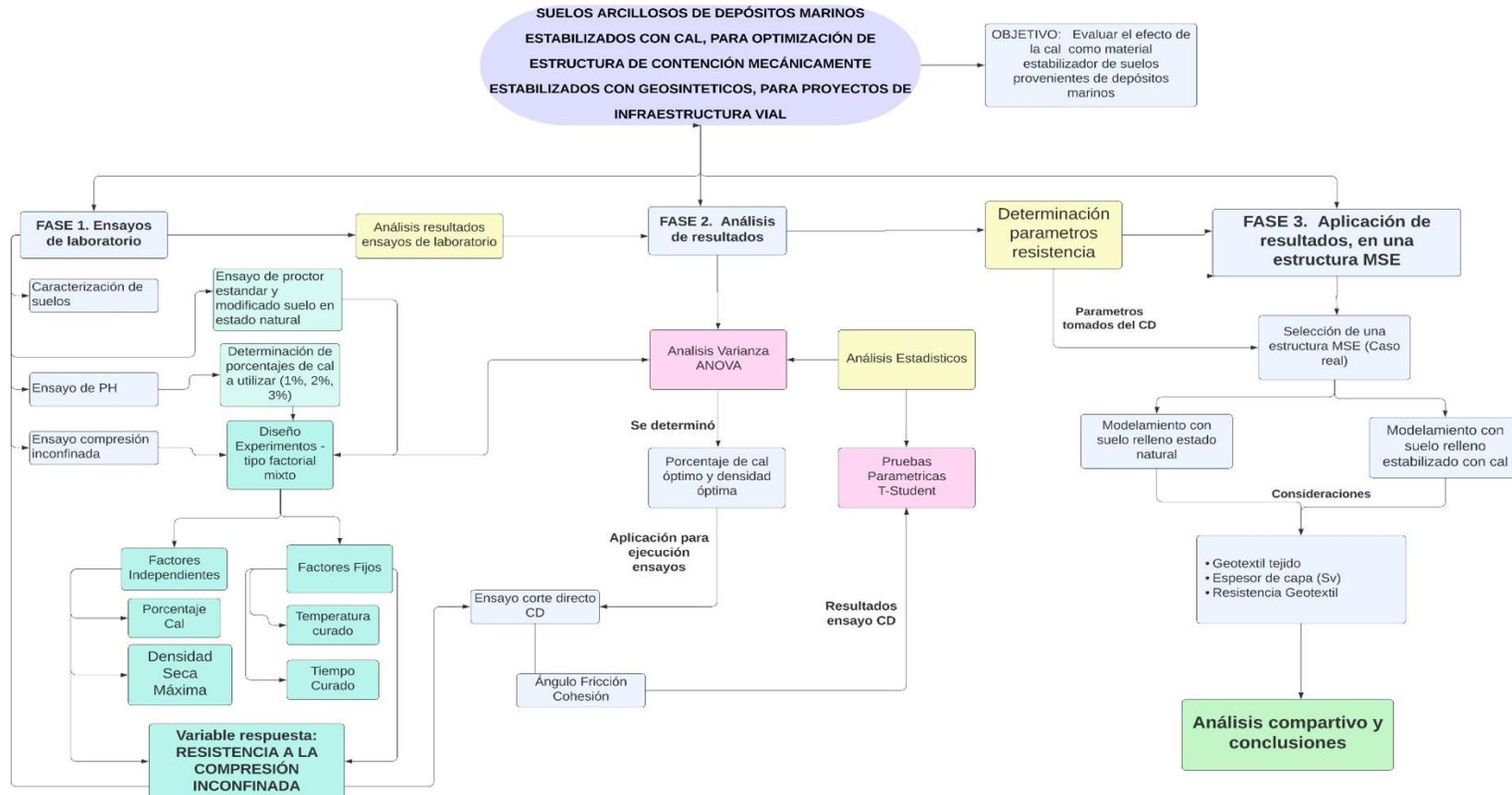
Mientras más pequeño es el valor de α se requiere más evidencia en los datos para rechazar H_0 . Por ejemplo, si la acción a tomar después de rechazar H_0 implica una inversión fuerte de recursos, se recomienda utilizar $\alpha = 0.01$ para tener mayor confianza de que la decisión será la adecuada. Si la decisión no implica una inversión fuerte, es suficiente trabajar con $\alpha = 0.05$, que es el valor más utilizado para este riesgo. Esto es, un valor más pequeño que α no necesariamente será mejor, ya que si se admite poco riesgo ($\alpha \leq 0.01$) se está cortando la posibilidad de muchos cambios que serían positivos para la empresa. Utilizar $\alpha = 0.05$ significa que por cada 100 veces independientes que se aplica el procedimiento y se rechaza H_0 , se espera que, en un promedio de 95 veces, tal decisión sea la correcta.

Por lo general, en las pruebas de hipótesis se especifica el valor de α y se diseña la prueba de tal forma que el valor de β sea pequeño. Esto es, la probabilidad del error tipo I se controla directamente, mientras que la probabilidad de error tipo II se controla de manera indirecta con el tamaño de la muestra, ya que a más datos β será menor. En otras palabras, con una muestra grande es mayor la potencia de la prueba, es decir, se incrementa la probabilidad de rechazar H_0 .

3 Metodología

En la Figura 8, se presenta el resumen de la metodología mediante un mapa conceptual.

Figura 8. Mapa Conceptual Metodología Investigación



3.1 FASE 1: ensayos de laboratorio

3.1.1 Materiales Utilizados.

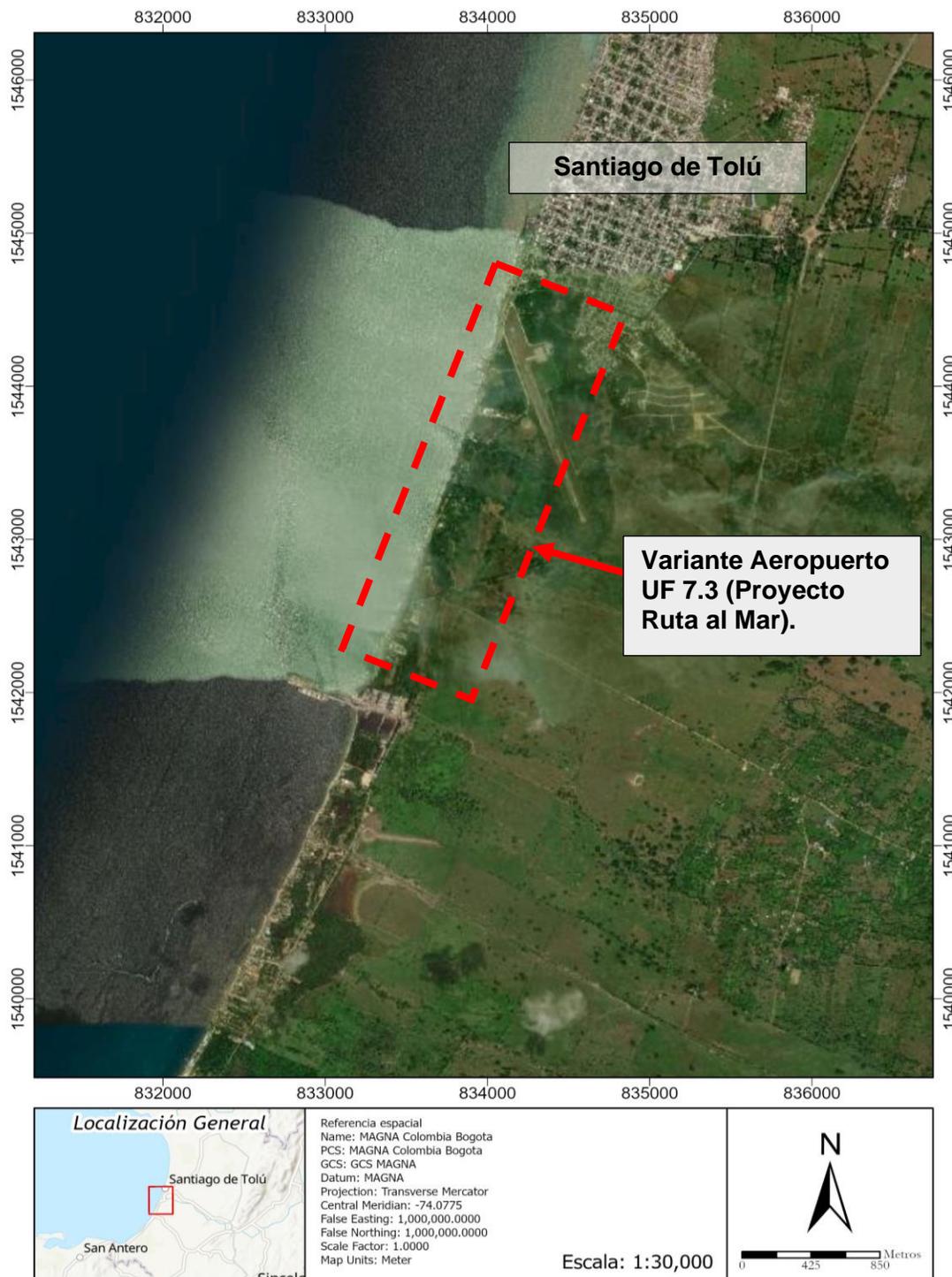
Para llevar a cabo la investigación, se realizó una campaña de ensayos de laboratorio, utilizando suelos provenientes del Proyecto de Infraestructura Vial Ruta al Mar, el cual se encuentra en fase de construcción. Las muestras fueron tomadas de la zona en la vía que conduce desde el Municipio de Coveñas a Santiago de Tolú, justo entre las abscisas K0+000 al K4+165, que corresponde a la Unidad Funcional 7.3 del Proyecto vial mencionado y que fue denominada internamente por la Concesionaria como Variante Aeropuerto. Y como material estabilizador del suelo, se utilizó cal viva. A continuación, se describen los suelos que se utilizaron y las especificaciones de la cal viva.

3.1.1.1. Suelo Arcilloso – Depósitos Marinos, Qma. Municipio Coveñas

a) Geología Regional

Tal como se mencionó, las muestras del suelo son provenientes de la vía que conduce desde el Municipio de Coveñas a Santiago de tolú, en el Departamento de Sucre, entre las abscisas K0+000 y K4+165.47. El relieve en esta zona está conformado por pendientes ligeramente medias a bajas, con algunos drenajes naturales. En la Figura 9, se muestra la ubicación general de la zona de donde se tomaron las muestras para el desarrollo de esta investigación.

Figura 9. Localización zona de extracción muestras (UF 7.3)



Fuente: "Elaboración propia

Geológicamente la zona de donde se tomaron las muestras para esta investigación se relaciona a las formaciones sedimentarias paleógenas de los denominados cinturones de Sinú – San Jacinto. Dichas unidades son cubiertas por extensos depósitos recientes de origen marino, coluvio-aluvial y de sustrato de manglar, relacionados a la dinámica e interacción del mar Caribe, los sistemas lacustres y los arroyos de la región.

Predominan a nivel regional los depósitos de llanura marino aluvial (Qma), los cuales constituyen la llanura costera del golfo de Morrosquillo, conforman una zona de extensas planicies ligeramente onduladas, producto en parte de la acumulación de sedimentos transportados por los arroyos que drenan sus aguas del flanco occidental de los Montes de María, Inter digitados con depósitos marinos producto de las variaciones de la línea de costa en el tiempo. (INGEOMINAS, 2003).

Se incluyen con esta nominación todas aquellas acumulaciones de sedimentos débilmente consolidados, y con base en las características principalmente litológicas y geomorfológicas, se han diferenciado varios de tipos de estos depósitos. A continuación, se describen dichos depósitos.

- ***Depósitos de Llanura Marino Aluvial (Qma):*** Los depósitos de llanura marino aluvial constituyen la llanura costera del golfo de Morrosquillo, al oriente del área conforman una zona de extensas planicies ligeramente onduladas, producto en parte de la acumulación de sedimentos transportados por los arroyos que drenan sus aguas del flanco occidental de los Montes de María, Inter digitados con depósitos marinos producto de las variaciones de la línea de costa en el tiempo. Con base en información geofísica, su espesor puede variar entre 10 y 100 metros, y los mayores espesores son los asociados a paleocauces. (El paleocauce del antiguo arroyo Pecherín, al suroriente de Tolú, alcanza un espesor de 60 metros.)

- ***Depósitos de Playa (Qmp):*** Los depósitos de playa corresponden a franjas litorales de amplitud variable entre menos de 10 metros hasta 50 metros. Están compuestos por sedimentos tamaño arena, cuya composición es variable dependiendo del origen de los sedimentos, algunas están compuestas por minerales esencialmente terrígenos (líticos, cuarzo, feldespatos y chert) que confieren un tono oscuro a las playas, como las presentes en San Bernardo del Viento. Otras están constituidas por sedimentos bioclásticos, de tono claro, como las presentes en Playa Blanca (bahía de Cispatá), alrededores de punta Piedra, al occidente del área, y algunos sectores entre Tolú Coveñas.

- ***Depósito de playas (Qmp):*** Los depósitos de playa corresponde a franjas litorales de amplitud variable entre menos de 10 m hasta 50 m. están compuestos por sedimentos tamaño arena, cuya composición es variable dependiendo del origen de los sedimentos, algunas están compuestas por minerales esencialmente terrígenos (líticos, cuarzo, feldespato y chert) que confieren un tono oscuro a las playas, como las presentes en San Bernardo del Viento. Otras estan constituidas por sedimentos bioclásticos, de tono calo, como las presentes en Playa Blanca (bahía Cispatá), alrededores de punta Piedra, al occidente del área y algunos sectores entre Tolú y Coveñas.

b) Geología Local.

En el tramo vial en estudio K0+000 - K4+100, se presentan unidades geológicas cuaternarias (Depósitos) a nivel superficial y unidad residual de la formación el Carmen a profundidad. Se identifican tres diferentes orígenes para los materiales cuaternarios: Depósitos aluviales recientes (Qal), Depósitos marino-aluviales (Qma) y Depósitos Antrópicos (Qan).

Los depósitos marinos, corresponden a la unidad más representativa de la zona, ocupando la mayor parte del área de influencia. Está representada por abundantes mezclas de materiales

aluviales antiguos provenientes de inundaciones a través de diversos años y de aumentos en los niveles marinos dejando interdigitación de los materiales. Cabe resaltar que superficialmente se presentan grietas de desecación que indica susceptibilidad del material a expandirse y contraerse con los cambios de humedad al que el suelo pueda estar sometido. En la Figura 10, se muestra un ejemplo de la condición mencionada, referente a la susceptibilidad del suelo ante procesos de expansión y contracción.

Figura 10. *Material superficial – Depósito Marino Aluvial (UF 7.3)*



Fuente: Tomado del Volumen V – Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes de la Unidad Funcional 7.3.

Concesionaria Ruta al Mar (2019). P. 12.

Con el fin de conocer el tipo de suelo y sus características físicas, se realizaron ensayos de caracterización para las muestras de suelo tomadas en la zona en mención. De acuerdo con

esto los resultados obtenidos, los suelos clasifican según el sistema unificado de suelos (SUCS) como arcillas de alta plasticidad CH; también se observa que el porcentaje de finos es mayor al 50%. (Los resultados de los ensayos de caracterización se presenta en el capítulo 3).

Cabe aclarar que, de acuerdo con las descripciones geológicas y estudios geológicos realizados en la zona, el material utilizado corresponde estratos de depósitos marinos, siendo este una sola unidad litológica a tener en cuenta dentro de la investigación.

Durante la revisión y descripción de las muestras, y apoyados en los registros de campo de los apiques y exploración realizada por la Concesionaria para la elaboración de los volúmenes III y V de la unidad funcional 7.3, se observó que; el material arcilloso puede ser encontrado en la mayor parte de los apiques y sondeos exploratorios realizados en la zona de estudio; esto permite inferir que este depósito está conformado principalmente por acillas; estas son de color gris; tienen alta plasticidad; su humedad es moderada sin embargo se puede variar dependiendo de la ubicación siendo mayor cerca de caños o arroyos; su consistencia es baja presentando valores de CP por debajo de los 0,5 m, esta es comparable con la baja resistencia a la penetración con valores de SPT por debajo de los 20 (N de campo). (Concesion Ruta al Mar, 2019).

3.1.1.2 Cal Viva

La cal viva se produce de la transformación química del carbonato de calcio (piedra caliza – CaCO_3) en óxido de calcio. La cal más utilizada para el tratamiento de suelos es la cal alta en calcio, que contiene un máximo de 5% de óxido o hidróxido de magnesio. No obstante, en algunas ocasiones se utiliza cal dolomítica. La cal dolomítica contiene de 35 a 46% de óxido o hidróxido de magnesio. Con la cal dolomítica se puede lograr la estabilización, aunque la fracción de magnesio reacciona más lentamente que la fracción de calcio (<https://calidra.com.co/>,

2022). En la Tabla 12, se presenta la ficha técnica de la cal viva utilizada en los ensayos como estabilizante. Para el ensayo se utilizarán porcentajes de cal viva del orden de 1%, 2% y 3%.

En este caso, la cal utilizada para el presente estudio fue adquirida en CALIDRA, quienes son una empresa dedicada a la producción y suministro de diferentes productos para estabilización de suelos en construcción y agricultura.

Tabla 12. Ficha Técnica Cal Viva (CALIDRA, 2022)

<i>Características Físico/Químicas</i>	<i>Método Ensayo De Referencia</i>	<i>Cal Viva Pulverizada</i>
CaO (Total), %	ASTM C-25/NTC 5059	90,0 Mín.
CaO (Disponibile), %	NTC 1398	87,0 Mín.
MgO, %	FRX	0,5 Máx.
SiO ₂ , %	FRX	2,5 Máx.
Fe ₂ O ₃ + Al ₂ O ₃ , %	FRX	0,7 Máx.
Granulometría (% que pasa)-Malla 100	ASTM C-110/NTC 5233	95 Mín.
Granulometría (% que pasa)-Malla 200	ASTM C-110/NTC 5233	90 Mín.
Reactividad, ΔT 30 segundos, °C min	ASTM C-110/NTC 5233	30 Mín.

Fuente: Tomado y Modificado de CALIDRA

El diseño de experimentos se desarrolló para el ensayo de Compresión inconfínada (ASTM, D5102, 2004), previo a la ejecución de los ensayos, se realizó la selección de las muestras de suelo acorde al ensayo de PH (NORMA INV E-152, 2013), cuyo procedimiento se describe a continuación.

3.1.2 Selección Porcentaje de Cal para Estabilización del Suelo.

Tal como se mencionó en el numeral anterior, el suelo en el que se realizaron los ensayos de laboratorio es proveniente de los cortes de vía del Proyecto Ruta al Mar, localizado en Municipio de Coveñas, cuyo origen fue corresponde a Depósitos Marinos (Qam) y clasifica en general como suelos arcillosos.

Se consideró el uso de este suelo para la investigación, puesto que, de acuerdo a los resultados de los ensayos de caracterización de suelos realizados, como granulometría por tamizado, humedad natural, límites de consistencia (ASTM, D422-63, 2002), y tal como se muestra en la Tabla 14, y como resultado se obtuvo que el suelo presenta alto contenido finos y clasifica como limos o arcillas expansivas (ASTM, D.4318, 2010). Por lo tanto, se concluye que el suelo ensayado no cumple con los requerimientos de la norma Invias (Instituto Nacional de Vías, 2013), Art. 220 para ser utilizado como material de terraplén puesto que tiene un porcentaje de finos alto mayor al 50% además, los límites de consistencia son mayores a los mínimos requeridos, y, por lo tanto, es apto para ser estabilizados con algún tipo de elemento, en este caso, cal viva para su implementación dentro del proyecto.

Se considera importante mencionar que con el ensayo del PH, se determinaron los porcentajes de cal bajo los cuales, el suelo tiende a reaccionar, no obstante, el porcentaje óptimo de cal para estabilizar el suelo se definió con base en los resultados del diseño de experimentos que se presenta más adelante en este documento.

El criterio que se utiliza para determinar si el porcentaje de cal adicionado a utilizar se basa en el resultado del PH de la mezcla suelo – cal. Par esto, se adiciona al suelo diferentes porcentajes de cal, y se determina el PH, se considera que el porcentaje óptimo corresponde a la muestra cuyo valor de PH sea más cercano a 12,4.

El procedimiento mencionado, ha sido utilizado para diferentes estudios, con los que se buscó determinar el PH de los suelos respectivos de cada investigación, con el fin de conocer el porcentaje de cal óptimo y favorable en cada caso de estudio. (*Consoli y otros, 2011*), (*Strength development in fine-grained paddy field soil by lime addition, 2019*) y (*Pekan Soft Clay Treated With Hydrated Lime As a Method of Soil Stabilizer, 2012*).

A continuación, se describe de manera breve el procedimiento utilizado para la prueba de Eades & Grim (*Pekan Soft Clay Treated With Hydrated Lime As a Method of Soil Stabilizer, 2012*).

- Se tamizó la muestra con una malla # 40 (425 micras) procurando desbaratar todos los grumos manualmente para hacer pasar la mayor cantidad de material por la malla.
- Se pesó una serie de 5 muestras de 20 g c/u y colocarlo en frascos iguales con tapa roscada.
- Se pesó por separado una serie de muestras de cal con equivalentes de 3, 4, 5,6 y 7 % del peso de la muestra de suelo.
- Se adicionó cada frasco las muestras de cal.
- Se debe homogeneizar muy bien las muestras en los frascos.
- Se adicionó 100ml de agua preferencialmente de la que se utilizara en la obra; se agita vigorosamente durante un minuto cada 15 o 20 minutos durante 1 hora.
- Posteriormente se midió el PH de la solución obtenida, con ayuda de un potenciómetro o un papel PH.
- La mezcla que de un PH cerca de 12.4 será la elegida, en caso contrario de que no llegue. Se debe probar con otra dosificación.

Se considera importante mencionar, que el porcentaje de cal agregado no es un indicativo de la variación de las propiedades del suelo, solo sirve para determinar el porcentaje óptimo de cal en el que se satisfacen por completo las reacciones de intercambio catiónico del suelo. Para conocer el comportamiento de suelo bajo la adición de cal, y corroborar el aumento o mejora en sus propiedades, se deben realizar ensayos de laboratorio dependiendo de la propiedad a analizar.

Ya con las muestras seleccionadas, se procedió con la elaboración y ejecución del diseño de experimento, el cual se describe a continuación.

3.1.3 Diseño Experimentos

La metodología utilizada para el diseño del modelo experimental fue tomada del libro de Gutiérrez Pulido & De la Vara Salazar (2008).

El diseño de experimentos (DOE) puede definirse como un proceso que consiste en plantear los pasos necesarios que se deben seguir, así como el orden de estos, para una recolección y posterior análisis de la información que requiere estudiar un problema de investigación. Su objetivo es el de obtener el máximo de información requerida por el experimento con el mínimo costo y la máxima eficiencia. Un buen diseño es aquel que es capaz de proporcionar exactamente el tipo de información que se busca, con precisión, y es más eficiente cuando proporciona esta información con un número menor de datos. Sin embargo, para esto es necesario saber que se está buscando, lo cual parece obvio, pero no siempre es así.

Se seleccionó el ensayo de compresión inconfiada ASTM-D5102 (ASTM, 2004) para el diseño de experimentos, puesto que con este se obtiene la magnitud de la resistencia a la compresión inconfiada que se correlaciona con la cohesión del suelo, que es uno de los parámetros de resistencia a analizar. En diferentes investigaciones similares, se utiliza el diseño de experimentos con el fin de optimizar los recursos, rendimientos y procesos; ya que este tipo de análisis estadísticos permiten analizar la incidencia entre diferentes variables de manera rápida y teniendo en cuenta una cantidad significativa de datos, y de esta manera tomar decisiones más acertadas. (Siaw, Hailiang, y otros, 2022); (Moretti, Conficconi y otros, 2020).

El diseño de experimento se definió de tipo Factorial Mixto, con tres factores independientes, los cuales son; la densidad seca máxima y el porcentaje de cal, cada uno de estos

cuenta con tres niveles respectivamente. Y un tercer factor independiente que corresponde a la temperatura de secado, este por su parte se definió con dos niveles.

De igual manera, se consideró definir factores fijos, que son debidos a condiciones pre establecidas para la ejecución de los ensayos. Como factor fijo se tiene el tiempo de curado, el cual es el mismo para todas las muestras tratadas con cal y corresponde a 7 días.

La variable respuesta del diseño de experimentos se definió como la resistencia a la compresión inconfiada del suelo (q_u). Cabe anotar que se realizaron ensayos de resistencia a la compresión inconfiada tanto para el suelo en estado natural como para el suelo mezclado con cal bajo los diferentes porcentajes (niveles) de cal definidos.

Los niveles establecidos para el porcentaje cal viva son 1%, 2% y 3%. Para la densidad seca máxima, dos de los niveles corresponden al valor obtenido del ensayo del Proctor modificado y Proctor normal respectivamente, y el tercer nivel se definió como el punto medio de los resultados de los ensayos nombrados, completando así los 3 niveles establecidos para este factor independiente.

En cuanto a la temperatura se definió con dos niveles, siendo estos 22° que se considera la temperatura ambiente y de 40° en horno. La temperatura de 22° corresponde a la temperatura ambiente; y la temperatura de 40°, teniendo en cuenta que se han desarrollado métodos de curado acelerado que permiten observar los efectos de las relaciones puzolánicas en menos tiempo. Se considera como aceptable el curado acelerado de 48 horas a 49°C, y se recomienda realizar el curado a 40° por siete días. (Castañeda Garay , 2022).

En la figura 12 se presenta el resultado del ensayo de Proctor modificado realizado para el suelo en estudio. Y los valores de los factores variables y fijos se describen y en la Tabla 13.

Se reitera que este diseño de experimentos se realizó solo para ensayo de compresión inconfiada.

Tabla 13. Variables fijas e independientes Suelo Arcilloso-Coveñas

<i>Factore Fijos</i>		<i>Niveles</i>	
Tiempo de Curado (1 nivel)	7 días		
<i>Factores Independientes</i>		<i>Niveles:</i>	
Densidad Seca Máxima (kg/m ³)	1.198,0	1.297,0	1.396,0
% Cal	1%	2%	3%
Temperatura	22°	40°	

Fuente: elaboración propia.

Para el diseño de experimentos, se ejecutaron un total de 54 ensayos de compresión inconfiada, con el fin de garantizar la viabilidad del modelo y evitar sesgos en los resultados, se realizó un proceso de aleatorización del orden de ejecución de los ensayos en Excel, con esto se minimiza la ocurrencia de sesgos en los resultados.

En la Figura 11, se muestra un esquema de la distribución de los niveles de cada factor, de acuerdo a esto, el total de ensayos es el resultado de multiplicar los tres niveles de la cal viva por los tres niveles de la densidad seca, teniendo como resultado nueve ensayos de compresión inconfiada bajo la adición de diferentes niveles de cal. Esto se realizó para cada nivel de temperatura, siendo así un total de 18 ensayos considerando los tres factores independientes; porcentaje de cal, temperatura de curado y densidad seca.

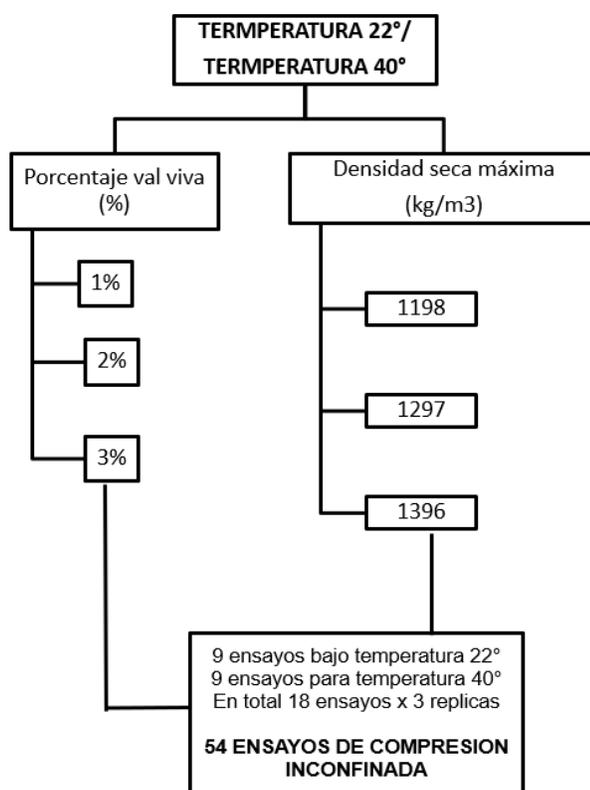
Con el fin de tener un modelo experimental de mayor confiabilidad, se realizaron tres réplicas de cada combinación, lo que significa que en total se realizaron 54 ensayos de compresión inconfiada. Se reitera que el orden de los ensayos se determinó de manera aleatoria para evitar sesgos en los resultados o la ocurrencia de errores aleatorios. El principio de aleatorización aumenta la posibilidad de que el supuesto de independencia de los errores se

cumpla, lo cual es un requisito para la validez de las pruebas estadísticas que se realizan.

También es una manera de asegurar que las pequeñas diferencias generadas por los materiales, equipos y otros factores no controlables, se repartan de manera homogénea en todos los tratamientos.

observa, al tener 3 niveles de cada factor independiente, se tiene un total de 9 ensayos; pero como son dos niveles de temperatura (22° - 40°), serían 18 ensayos. De dicha combinación se realizaron 3 réplicas teniendo en cuenta las mismas condiciones de los ensayos iniciales, siendo así en total 54 ensayos de compresión inconfiada.

Figura 11. *Distribución de los ensayos de compresión inconfiada*



Fuente: elaboración propia.

3.1.3.1 Análisis ANOVA

Con el fin de validar el modelo experimental utilizado en la investigación, se realizó un análisis de varianza ANOVA, con los resultados del ensayo de compresión inconfiada.

El objetivo del ANOVA es probar la hipótesis de igualdad de los tratamientos con respecto a la media de la variable de respuesta, en este caso es determinar si la cal presenta incidencia en la resistencia a la compresión inconfiada del suelo (q_u). (*Gutiérrez Pulido, y otros, 2008*).

El análisis ANOVA realizado para esta investigación, se desarrolló por medio de la herramienta estadística R, la cual es de uso libre. El análisis de varianza se realizó para corroborar la validez del modelo del diseño de experimentos. En el ANOVA se incluyeron todos los resultados del de compresión inconfiada, teniendo en cuenta las combinaciones de las variables mencionadas, en total 54 ensayos, estos resultados se presentan en el Anexo. El análisis se realizó con un valor alfa fijo en $p = 0,05$ con un nivel de confianza de $\beta = 95 \%$. Este valor es la probabilidad de rechazar la hipótesis nula cuando es verdadera. Por ejemplo, un nivel de significancia de 0.05 indica un riesgo de 5% de concluir que existe una diferencia cuando en realidad no hay ninguna diferencia.

Con el fin de validar el modelo experimental propuesto para los ensayos de compresión inconfiada, se realizó la validación de los supuestos de normalidad, homocedasticidad e independencia de los residuales.

Para esta investigación se utilizó la prueba de Shapiro-Wills para determinar el supuesto de normalidad. El supuesto de homogeneidad de varianzas, también conocido como supuesto de homocedasticidad, se determinó por medio del studentized Breusch-Pagan. Y para el supuesto de la independencia de los errores se utilizó la prueba de Durbin-Watson.

3.1.4 Ejecución Ensayos De Laboratorio

Estos se realizaron en las muestras de suelo en estado natural y tratadas con cal viva. El diseño del modelo experimental se realizó puntualmente con los ensayos de compresión inconfiada y con estos resultados se determinó el porcentaje óptimo de cal y se analizó el comportamiento de la resistencia inconfiada del suelo y la variación del material bajo la adición de cal (Optimizing the evolution of strength for lime-stabilized rammed soil, 2018).

Adicionalmente, se realizaron ensayos de corte directo, a muestras de suelo en estado natural y tratadas con cal, a diferencia de los ensayos de compresión inconfiada, para los cortes directos se adicionó el porcentaje de cal óptimo, el cual fue definido con base en los resultados del modelo experimental. Dicho porcentaje se presenta más adelante con el análisis de los resultados del ensayo de compresión inconfiada.

Cabe anotar que con los ensayos de corte directo no se desarrolló un modelo experimental como con la compresión inconfiada; puesto que los cortes directos son ensayos que ameritan mayor tiempo de ejecución y además son mucho más costosos.

Los ensayos de corte directo se realizaron con el fin de determinar los parámetros de resistencia del suelo, tanto en estado natural como tratado con cal.

Acorde a lo anterior, se considera pertinente aclarar el orden de los ensayos realizados:

- Ensayos de caracterización (granulometría por tamizado, límites de consistencia, humedad natural). Con esto se realizó la selección de las muestras, y se determinó que el suelo apto para ser mezclado con cal.
- Ensayo de PH, para determinar los porcentajes de cal a adicionar en el suelo. Se determinó utilizar 1%, 2% y 3%.

- Ensayos de compresión inconfínada. Se realizaron 54 ensayos de compresión inconfínada que hicieron parte del diseño de experimentos de tipo mixto factorial. Estos se realizaron en suelo mezclado con cal y en estado natural.
- Ensayos de corte directo. Se realizaron 18 ensayos de corte directo tipo CD, tanto en suelo mezclado con cal como en estado natural.

A continuación, se detalla el procedimiento realizado para los ensayos de compresn inconfínada y corte directo, puesto que son los que mayor relevancia tienen dentro de la investigación.

3.1.4.1 Ensayo Compresn Inconfínada.

Para la realización del ensayo de compresn inconfínada se procedió a secar el suelo en horno hasta peso constante a 110 C (+5C), para después proceder a reducir los grumos formados dejando el suelo suelto y homogéneo, totalmente tamizado por el tamiz de abertura 425 micrómetros (N 40).

Paso seguido, se definieron las dimensiones del molde metálico para las probetas cilíndricas requeridas para el ensayo de compresn inconfínada. Este molde cumple con una relación diámetro/altura de 2 - 2,5. Teniendo en cuenta que se conoce la densidad (la cual fue determinada bajo el ensayo de Proctor modificado y estándar) y el volumen del suelo (acorde a las dimensiones del molde), se procede a calcular la masa de suelo necesaria para ocupar el volumen ya definido y así garantizar el cumplimiento de la densidad.

Se realizaron ensayos de compresn inconfínada del suelo en estado natural y mezclado con cal viva. Los porcentajes de cal viva a utilizar fueron definidos como 1%, 2% y 3%, utilizando como referencia los resultados obtenidos con el ensayo del PH. La adición de cal se

realizó de manera manual, y la cantidad utilizada para cada probeta se calculó como el producto del porcentaje de cal viva por la masa de suelo.

Paso se seguido, se realiza el proceso de compactación de la muestra, utilizando un gato hidráulico mediante la aplicación de presión constante hasta que la totalidad de la muestra ocupe el volumen del cilindro metálico. Cabe anotar que el proceso de compactación es el mismo tanto para las probetas de suelo natural como para las de la mezcla suelo cal.

Después de realizado el proceso de compactación de cada probeta de suelo, se envolvió la muestra con plástico stretch para protección de materia y para garantizar que la humedad de compactación no se evapore, cabe anotar que esta humedad se refiere a la humedad óptima obtenida del ensayo de Proctor modificado y estándar. Es importante conservar la humedad de la muestra para garantizar que se genere la reacción química entre el suelo y la cal viva.

Seguidamente las probetas de suelo mezclado con cal se colocan en proceso de curado a las temperaturas de 22 °C (temperatura ambiente) y 40 °C (en horno de convección forzada) durante un tiempo de curado definido de 7 días. Cumpliendo el tiempo de curado, se procede a realizar el ensayo de compresión simple según la norma de ensayo ASTM D 2166 (INV E-152) y se obtiene como resultado la resistencia a la compresión inconfiada *qu*.

3.1.4.2 Ensayo Corte Directo

Para la ejecución del ensayo de corte de directo, se procedió a secar el suelo en horno hasta peso constante a 110 °C (+5°C), para después proceder a reducir los grumos formados dejando el suelo suelto y homogéneo, totalmente tamizado por el tamiz de abertura 425 micrómetros (N° 40).

Paso seguido. teniendo en cuenta que se conoce la densidad del suelo (la cual fue determinada bajo el ensayo de Proctor modificado y estándar) y el volumen del suelo (acorde a

las dimensiones del molde las cuales están normatizadas), se procede a calcular la masa de suelo necesaria para ocupar el volumen ya definido y así garantizar el cumplimiento de la densidad.

Se realizaron ensayos de corte directo del suelo en estado natural y mezclado con cal viva. El porcentaje de cal utilizado fue el determinado como óptimo dentro de la investigación el cual fue es 3. La adición de cal se realizó de manera manual, y la cantidad utilizada para cada probeta se calculó como el producto del porcentaje de cal viva por la masa de suelo.

Paso se seguido, se realiza el proceso de compactación de la muestra, utilizando un gato hidráulico mediante la aplicación de presión constante hasta que la totalidad de la muestra ocupe el volumen del cilindro metálico. Cabe anotar que el proceso de compactación es el mismo tanto para las probetas de suelo natural como para las de la mezcla suelo cal.

Después de realizado el proceso de compactación de las pastillas de suelo, estas se envolvieron con plástico stretch dentro del molde, para protección del material y para garantizar que la humedad de compactación no se evapore, cabe anotar que esta humedad se refiere a la humedad óptima obtenida del ensayo de Proctor modificado y estándar. Es importante conservar la humedad de la muestra para garantizar que se genere la reacción química entre el suelo y la cal viva. Los ensayos de corte directo se realizaron utilizando tres humedades, las cuales son 11,3%, 15,3% y 19,3%; la primera corresponde a la humedad óptima del ensayo de Proctor estándar y la tercera a la humedad óptima del ensayo del Proctor modificado, por su parte la segunda corresponde al punto medio entre las dos ya mencionadas.

Seguidamente las pastillas de suelo mezclado con cal se colocan en proceso de curado a las temperaturas de 22 °C (temperatura ambiente) y 40 °C (en horno de convección forzada) durante un tiempo de curado definido de 7, 14 y 28 días. Cumpliendo el tiempo de curado, se procede a realizar el ensayo de corte directo tipo CD (consolidado drenado) según la norma de

ensayo ASTM D 3080 (INV E-154-13) y se obtiene como resultado la envolvente de falla definida por 3 puntos, que son la combinación del esfuerzo cortante T (Eje x) y el esfuerzo normal (Eje y) y de dicha gráfica se obtienen los parámetros de resistencia, que son cohesión y ángulo de fricción.

3.2 FASE 2: Análisis de resultados y validaciones estadísticas

3.2.1. Resultados Ensayos de Laboratorio

Los resultados de los ensayos de laboratorio ejecutados para esta investigación se relacionan al final del documento (Anexo 1). Teniendo en cuenta el objetivo de la investigación, que trata de analizar el comportamiento de la resistencia al corte en suelos arcillosos estabilizados con cal, se realizó un análisis estadístico de manera independiente para los ensayos de compresión inconfiada y corte directo.

Ya que el ensayo de compresión inconfiada se utilizó para desarrollar un modelo experimento factorial mixto; los resultados del ANOVA fueron analizados para definir en primer lugar la incidencia de la cal en la resistencia inconfiada, y en segundo lugar, para determinar el porcentaje óptimo de cal, bajo el cual el suelo arcilloso utilizado, presentó un aumento significativo en términos de la resistencia inconfiada.

Posterior a la selección del porcentaje de cal óptimo para el suelo, se realizaron los ensayos de corte directo tipo CD, los cuales se ejecutaron tanto para muestras de suelo en estado natural y mezclados con cal.

Los ensayos de corte directo a diferencia de los de compresión inconfiada, no hacen parte de un modelo experimental o un análisis ANOVA, puesto que estos son más costosos y tienen un procedimiento que requiere mayores recursos. No obstante, para analizar la incidencia de la cal en los parámetros de resistencia que se obtienen con este ensayo (cohesión y ángulo de

fricción), se aplicó la prueba T-Student para comparación de varianzas de dos muestras; siendo en este caso la muestra 1 los parámetros del suelo en estado natural, y muestra 2 del suelo tratado con cal viva bajo el porcentaje óptimo definido previamente.

Se considera importante mencionar que los ensayos de corte directo se realizaron adicionaron al suelo el porcentaje de cal óptimo previamente determinado y bajo la densidad seca del ensayo de Proctor modificado, puesto que este ensayo es el más utilizado en obra.

Por su parte, los ensayos de caracterización fueron utilizados para conocer las características físicas y geomecánicas del suelo a utilizar dentro de la investigación.

3.2.2 Comprobaciones Estadísticas

3.2.2.1 Ensayo de Compresión Inconfinada

En el *Capítulo 2*, numeral 3.1.3.1 Análisis ANOVA, se explicó el análisis estadístico realizado para los ensayos de compresión inconfinada, los cuales conformaron el diseño de experimentos desarrollados para la investigación.

3.2.2.2 Ensayo de Corte Directo

Y para el ensayo de Corte Directo, se reitera que no se desarrolló un diseño de experimentos que permitiese definir un modelo puntual con el que se estableciera la relación entre las variables independientes y la variable respuesta. Puesto que para que el diseño de experimentos tenga mayor validez, y que los resultados sean confiables, se requieren tener un número de datos significativos, incluyendo replicas para evitar sesgos y errores. Así las cosas, teniendo en cuenta el alcance de esta investigación y que el ensayo de corte directo es mucho más costoso y requiere más tiempo para su ejecución respecto al de la compresión inconfinada, se consideró solo implementar dicha metodología (DOE) para el ensayo que mayor número de resultados se tiene, siendo este el de compresión inconfinada.

De igual manera, con el fin de validar la interacción y efecto que tienen las variables como temperatura y tiempo de curado en la cohesión y ángulo de fricción, se utilizaron pruebas paramétricas para comparación de varianzas, para ese fin se seleccionó la Prueba T Student.

Las pruebas para comparación de variables T-Student; se clasifican como paramétricas y pruebas no paramétricas, dependiendo del cumplimiento de ciertos supuestos. En este caso, se tienen dos grupos de dos muestras independientes, y lo que se busca definir es si los datos de una muestra tienen relación con la otra. Tal como se mencionó, para que los datos puedan ser analizados por medio de prueba paramétricos, las distribuciones deben ajustarse a una distribución normal, de lo contrario, se deben aplicar pruebas no paramétricas.

Los grupos de variables son; cohesión y ángulo de fricción del suelo en estado natural y estabilizado con cal. Con el fin de verificar si los datos se ajustan a una distribución normal, se realizaron pruebas de bondad y ajuste a los resultados de manera independiente para cada variable (cohesión, ángulo de fricción) separados por temperatura y humedad, puesto que de esta manera se tiene una menor dispersión.

3.3 FASE 3. Aplicación de resultados a un caso real.

Se realizó el análisis de un muro MSE tomado de un Proyecto Vial, el cual se modeló en la herramienta de uso libre GEOSOFTE, desarrollada por PAVCO.

En esta investigación, se dimensionó una estructura de contención utilizando parámetros de resistencia para el material del lleno estructural, del suelo en condiciones naturales y del suelo estabilizado con cal. Con esta información, se realizó un comparativo en términos de la geometría, para analizar si hay reducción o cambios entre las variables de cada modelo. Esto con el fin de evidenciar que la robustez de la estructura disminuye con un material de mejores

características geotécnicas, en este caso con el suelo mezclado con cal. (Ministerio de Transporte, 2014) (FHWA, 2009), (Instituto Nacional de Vias, 2013), (Koerner, 2005).

La metodología de diseño de muros mecánicamente estabilizados (MSE - Mechanically Stabilized Earth) se fundamenta en las siguientes normatividades:

- Código de Colombiano de puentes CCP-14, capítulo 11 de la Norma.
- Artículo 683-13 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras INVIAS.
- Publicaciones de Federal Highway Administration de los Estados Unidos, que será nombrado en adelante en el documento como FHWA. Documento FHWA-NHI-10-024/25, titulados *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes*, Volumen I y II.
- Lineamientos dispuestos por Koerner (2005) en su libro *Designing With Geosynthetics*.

4 Resultados ensayos de laboratorio

En este capítulo se presentan los resultados de los ensayos de resistencia al cortante, los cuales fueron compresión confinada y corte directo. El procedimiento realizado se detalló en el capítulo 2, y se describió puntualmente como Fase 1 y 2 de dicho numeral.

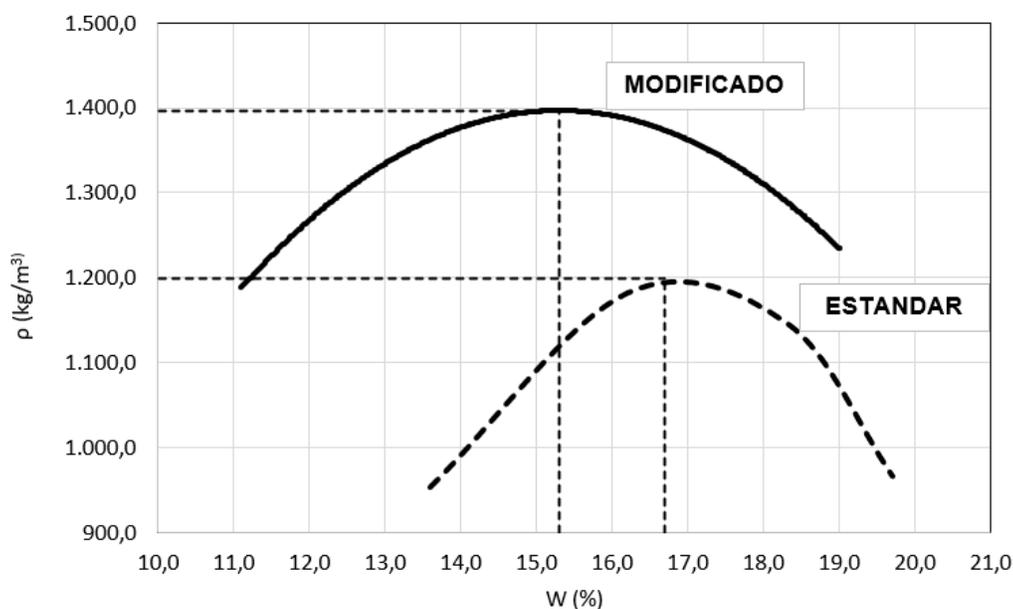
4.1 Ensayos de Caracterización

En la Tabla 14 **Tabla 14**, se presenta el resultado de los ensayos de caracterización del suelo, tal como se observa este clasifica según el sistema unificado como una arcilla de alta plasticidad CH. En la Figura 12 se presenta el resultado del ensayo de Proctor modificado y estándar.

Tabla 14. *Resultados Clasificación Suelo*

	<i>Granulometría Suelo 2 Estado Natural</i>			<i>Limites Atterberg</i>			<i>Clasificación SUSC</i>
	<i>grava %</i>	<i>arena %</i>	<i>fino %</i>	<i>Ll %</i>	<i>Lp %</i>	<i>Ip %</i>	
<i>Arcillas</i>	0	2,5	97,5	78	33	45,3	CH

Figura 12. *Resultado Ensayo Proctor Modificado y Normal*



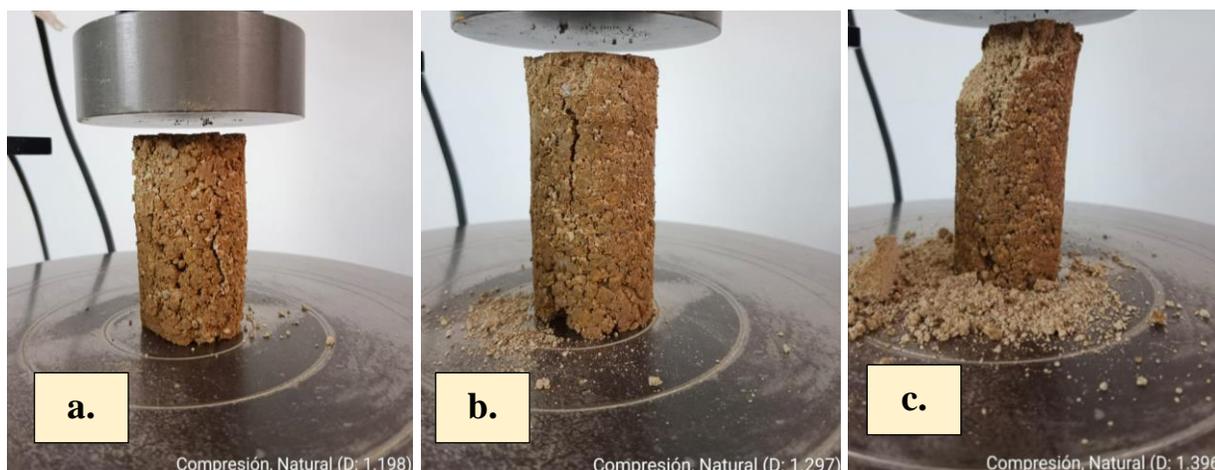
4.2 Ensayo compresión inconfiada

El modelo definido para el diseño de experimentos se desarrolló con el ensayo de compresión inconfiada, del cual se realizaron 54 ensayos con 3 réplicas. Tal como se mencionó en capítulos anteriores, se fallaron probetas de suelo en estado natural y estabilizado con cal viva, bajo diferentes porcentajes (1%, 2%, 3%).

En la Figura 13 y Figura 14 se muestran las probetas falladas del suelo en estado natural, bajo los tres niveles de compactación definidos para el diseño de experimentos. Se observa que en las probetas se presentan fisuras longitudinales, y el material presenta apariencia de grumos. Se considera que esto puede ser debido al proceso de compactación manual, el cual, al no ser controlado correctamente, puede generar variaciones en la geometría y densidad lo largo de la muestra, además, la heterogeneidad del material, ya que las muestras fueron tomadas de diferentes zonas a lo largo del tramo comprendido entre el K0+000 al K4+165, que conforman la UF 7.3 de la Concesionaria Ruta al Mar.

En la Figura 14 se muestran tres probetas seleccionadas de manera aleatoria, las cuales están conformadas por suelo estabilizado con cal bajo los 3 niveles establecidos. De igual manera, la dosificación de la cal viva, también se realiza de manera manual, lo que puede conllevar a posibles diferencias en la edición de dicho material. No obstante, estas observaciones son puntuales de las fotos mostradas.

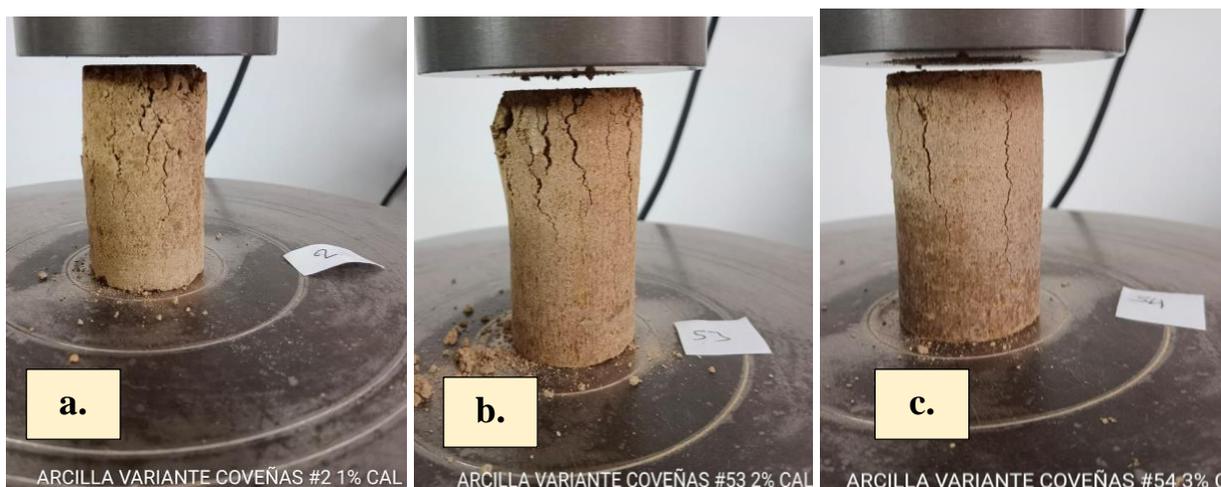
Figura 13. *Ensayo Compresión Inconfinada Suelo Arcilloso sin Cal*



Fuente: elaboración propia. a. Densidad seca máxima 1.189 kg/m³, b. Densidad seca máxima 1.297 kg/m³, a.

Densidad seca máxima 1.396 kg/m³

Figura 14. *Ensayo Compresión Inconfinada Suelo Arcilloso con Cal*

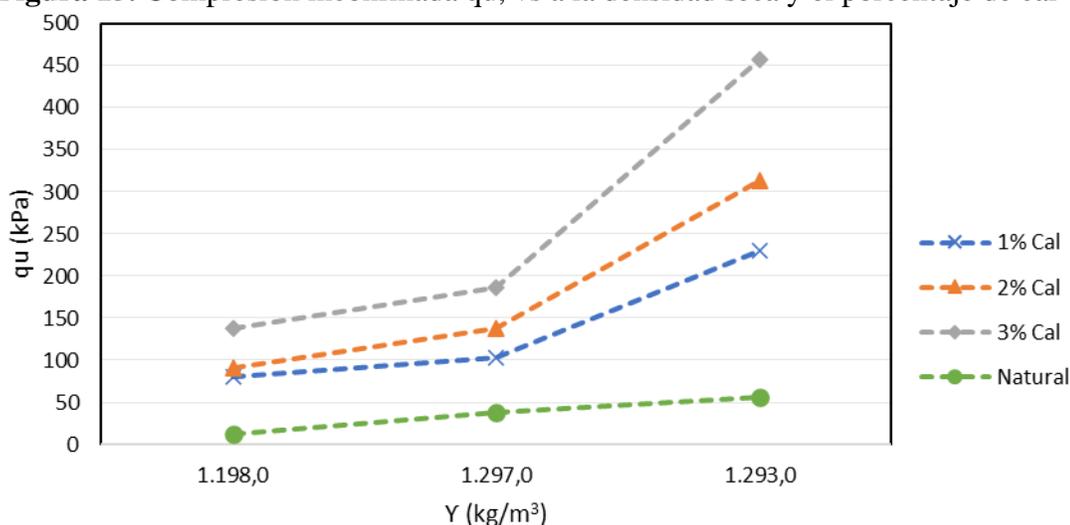


Fuente: elaboración propia. a. ensayo #2, b. Ensayo #53, a. Ensayo #54

En la Figura 15 se muestra la variación de la resistencia a la compresión inconfinada (q_u), respecto al porcentaje de cal y la densidad seca (γ). Los datos graficados corresponden a todos los resultados obtenidos del ensayo de resistencia a la compresión inconfinada, cabe anotar que para esta figura no se diferenciaron los resultados por temperaturas.

La línea verde corresponde a la resistencia del suelo en estado natural, se observa que esta se ubica por debajo de los resultados del suelo tratado, la tendencia respecto al comportamiento bajo los diferentes porcentajes de cal es muy similar, ya que por cada nivel se obtiene un mayor valor en términos de resistencia. Tal como se esperaba, a mayor porcentaje de cal, mayor resistencia (Parameters Controlling Strength of Industrial Waste-Lime Amended Soil, 2011).

Figura 15. Compresión inconfiada q_u , vs a la densidad seca y el porcentaje de cal



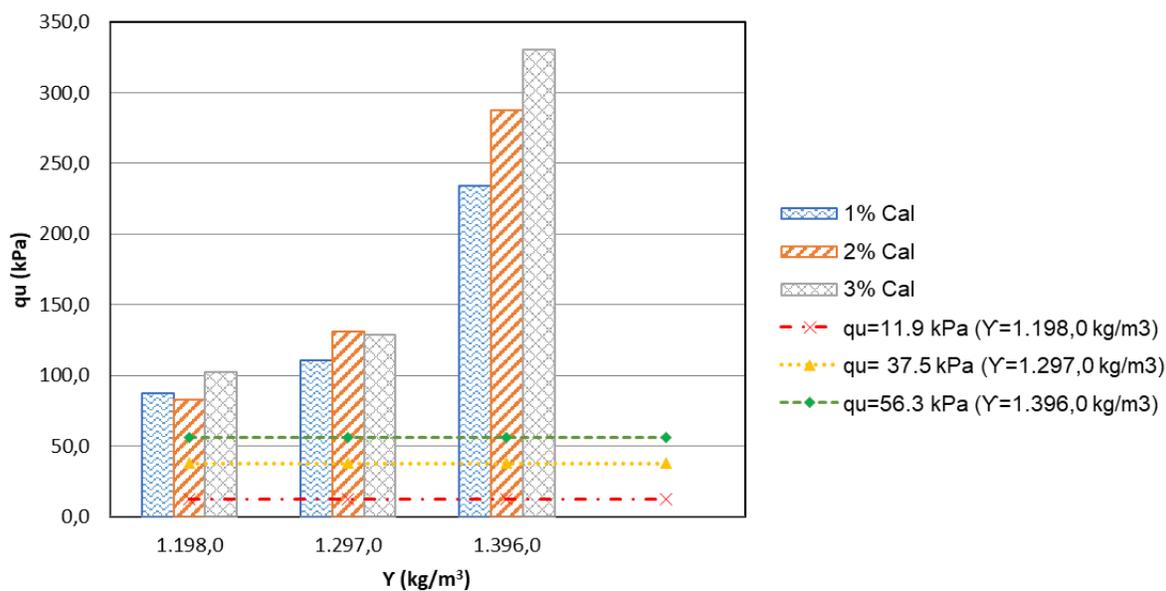
Fuente: Elaboración Propia

En la figura 16 y 17 se presentan los resultados obtenidos de la resistencia a la compresión inconfiada del suelo, tanto en estado natural como tratado con cal, pero a diferencia de la figura 15 en este caso se separaron los datos por temperaturas, con el fin de conceptuar sobre la incidencia de esta variable en la resistencia. En dichas figuras, las líneas horizontales corresponden a la resistencia del suelo en estado natural bajo diferentes niveles de densidad, y las barras verticales corresponden a la resistencia del suelo estabilizado con cal bajo diferente

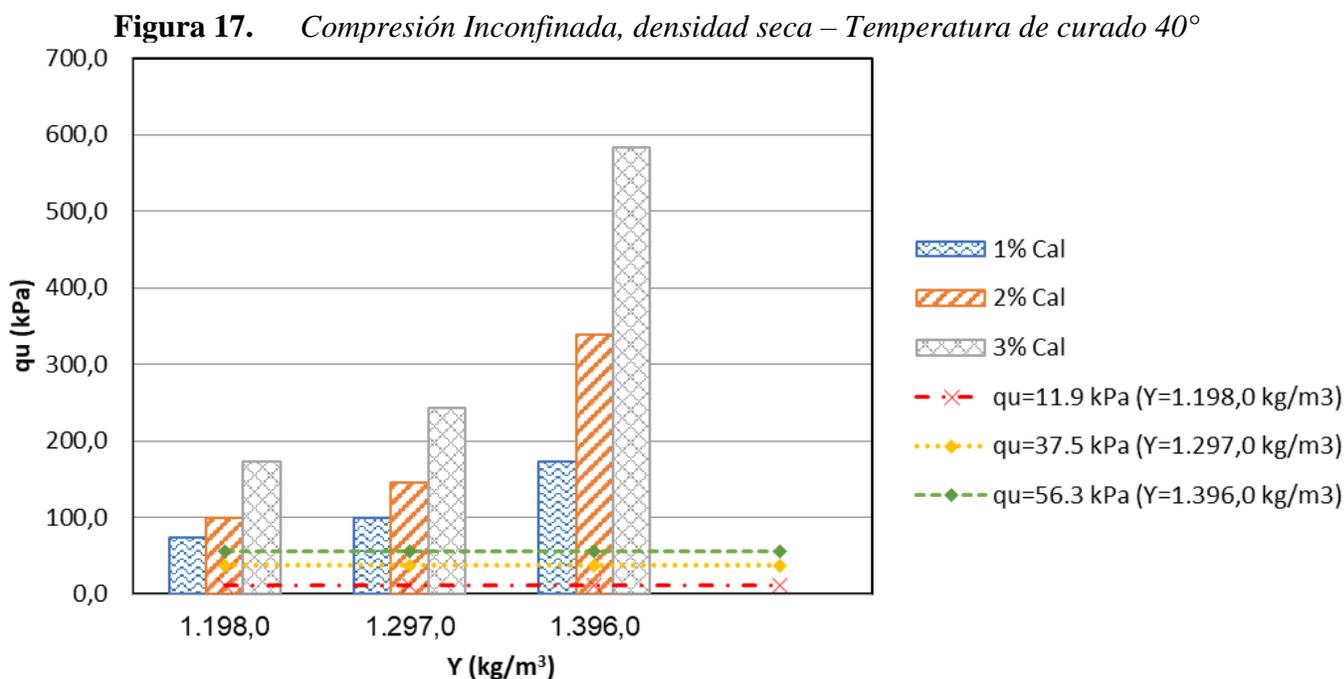
porcentaje. Estas figuras se diferencian por que los materiales fueron curados bajo diferentes temperaturas, siendo de 22° y de 40° respectivamente.

En ambas gráficas se observa que, el suelo estabilizado con cal presenta valores de resistencia a la compresión inconfiada mayores respecto al suelo en estado natural, aún bajo el porcentaje más bajo que es del 1%. Respecto a la temperatura, se observa una incidencia mayor bajo la temperatura de 40°, ya que se alcanzan valores mucho más altos de resistencia del suelo estabilizado con cal respecto a los valores de 22°. Un comportamiento similar se observado en otras investigaciones, donde la resistencia a la compresión inconfiada del suelo analizado, aumentó con el aumento del porcentaje de cal. (An investigation on the effect of lime addition on UCS of Indian black cotton soil, 2022).

Figura 16. *Compresión Inconfiada, densidad seca – Temperatura de curado 22°.*



Fuente: elaboración propia. Las líneas horizontales corresponden al suelo en estado natural bajo diferentes densidades. Barras verticales al suelo mezclado bajo diferentes porcentajes de cal.



Nota. Elaboración Propia. Las líneas horizontales corresponden al suelo en estado natural bajo diferentes densidades. Barras verticales al suelo mezclado bajo diferentes porcentajes de cal.

Se realizó un análisis gráfico para conocer la dispersión de los datos del ensayo de resistencia a la compresión inconfinada, el cual se muestra en la Figura 18 por medio de gráficos de caja y bigotes. En la caja de bigotes mostrada en la Figura 18 a, se presenta la variación de la densidad respecto a resistencia bajo los tres niveles de densidad seca, en este caso se observa que la densidad más baja presenta menor dispersión puesto que es el cajón más pequeño en relación con los otros dos, también se observa que los bigotes en las tres cajas son cortos, aunque hay presencia de outliers hacia la parte que indican mayor resistencia en las tres cajas. Por su parte, el cajón correspondiente a la densidad de 1.396,0 kg/m^3 respecto a las otras dos cajas tiene mayor dispersión, puesto que es mucho más amplios, lo que es un indicativo de mayor variabilidad de los resultados.

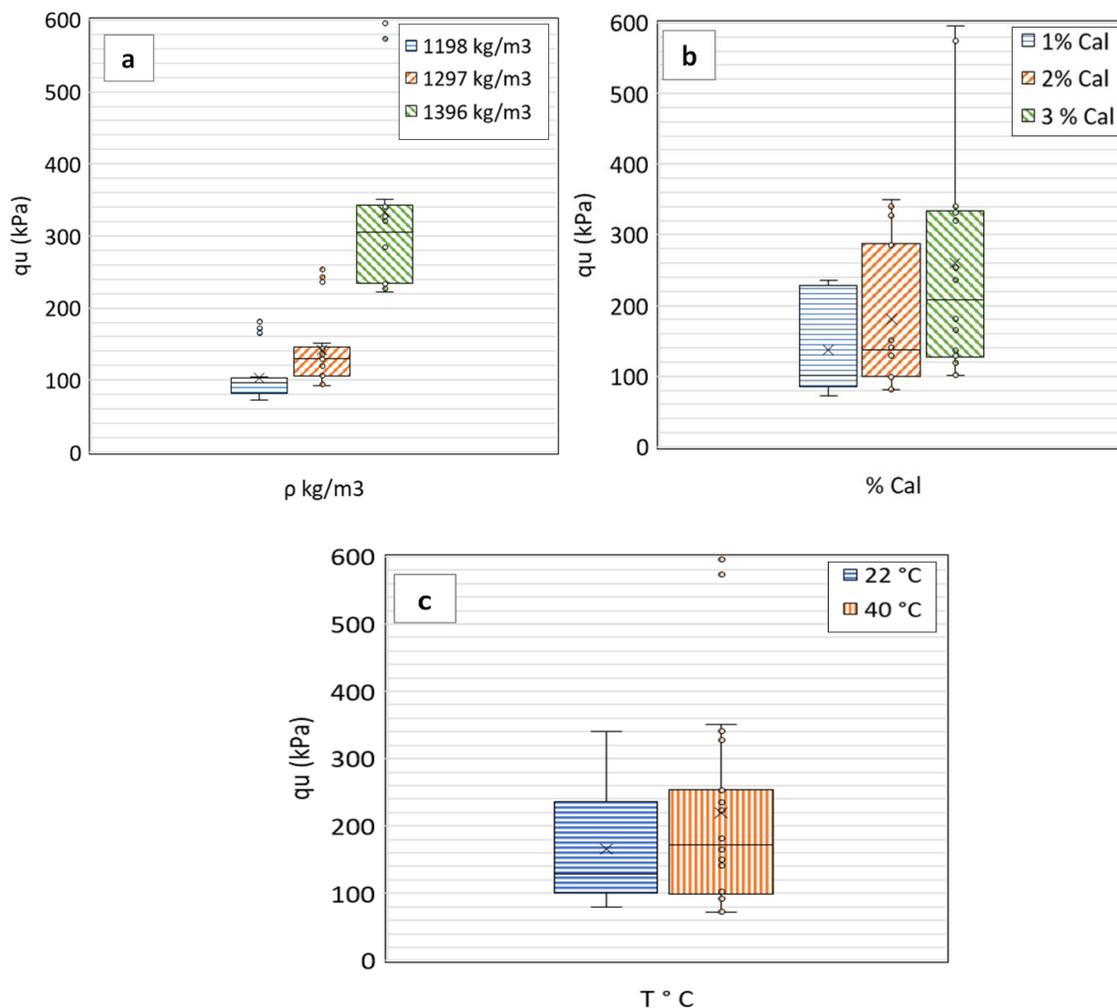
En la Figura 18 b, se muestra la variación de los porcentajes de cal adicionado respecto a la resistencia. A diferencia del anterior, los tres cajones resultantes son más amplios, lo que

indica que con la cal se genera mayor dispersión en los resultados de la resistencia. En los dos cajones que corresponden a los porcentajes del 1% y 2%, se observa que la línea central no se ubica en la zona central, si no que se desplaza hacia la parte inferior, lo que significa que los datos presentan mayor asimetría. De igual manera, la línea central indica la posición de la mediana, lo que permite inferir que el cajón que representa el 3% de cal, la mediana esta cercana a la zona media y es similar a la media aritmética del grupo de datos. El hecho de que el bigote superior se extienda hacia la parte superior, indica que el límite superior de los datos se aleja del tercer cuartil del grupo de datos. Y en la Figura 18 b, se presenta la variación de la resistencia a la compresión inconfiada, respecto a los dos niveles de temperatura de curado. En este caso los tamaños de las cajas son similares, lo que indica que la variabilidad y dispersión de los datos, que corresponden a la resistencia a la compresión inconfiada, presentan un comportamiento similar bajo el cambio de temperatura. Respecto a la caja que corresponde a la temperatura de 40°, se observan valores atípicos o outliers hacia el bigote superior, se considera que esta condición se da debido a que dicho valor de temperatura genera en la muestra un curado acelerado, y tal vez esto produjo la obtención de valores de resistencia mucho más altos. Respecto a la caja que se relaciona a la temperatura de 22°, la línea media se acerca hacia la parte inferior, lo que indica que la mediana se acerca al primer cuartil y al límite inferior de los datos. En ambos cajones se observa que el bigote superior es mucho más largo respecto al inferior.

Figura 18. Gráficas Cajas y Bigotes de Cada Factor vs Resistencia Suelo Arcilloso.

a) Resistencia vs Densidad; Suelo Arcilloso Coveñas. b) Resistencia vs %Cal.

c) Resistencia vs Temperatura



Fuente: elaboración propia

En la Figura 19 se presentan los gráficos de correlación de la resistencia a la compresión inconfiada, respecto a los factores densidad y porcentaje de cal viva. Estas se separaron por temperaturas de curado de 22° y 40° respectivamente, con el fin, de visualizar la incidencia que tiene la temperatura en la variable respuesta. Estos gráficos fueron realizados mediante la herramienta estadística de uso libre R-Studio. Y de acuerdo con los resultados, la correlación es positiva en ambos casos, lo que indica que, al aumentar el factor independiente, aumenta también

la variable respuesta. La mayor incidencia la presenta la densidad respecto a la resistencia inconfiada. Entre las variables independiente (porcentaje de cal y densidad) no existe correlación, por lo que se concluye, que los cambios en una de ellas no afectan o tienen incidencia directa en la otra.

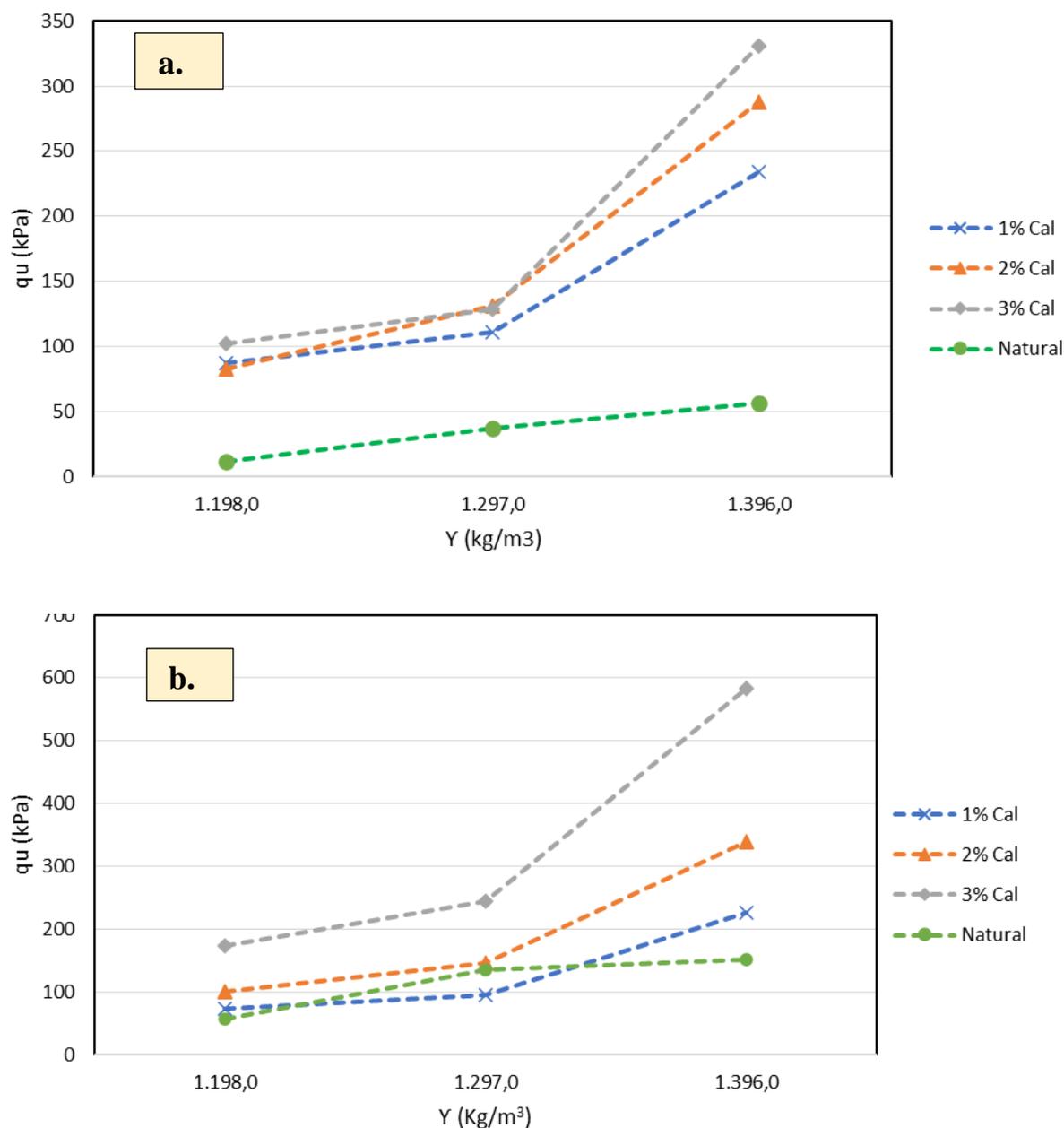
Figura 19. Gráficas Correlación Temperatura. *a* Temperatura 22°. *b* Temperatura 40°.



Fuente: elaboración propia

En la Figura 20 se presentan las gráficas de interacción de resistencia, densidad y el porcentaje de cal, para la temperatura de 22° y 40° respectivamente. De estos se observa que para la temperatura de 40°, se tiene mayores valores de Resistencia (*Consoli y Batista, 2019*), (*Consoli y Silvano, 2022*), (*Geetanjali y otros, 2021*).

Figura 20. Interacción Resistencia Inconfinada vs densidad. a. Temperatura 22°; b. Temperatura 40°.



Fuente: elaboración propia

4.2.1 Resultado Análisis ANOVA

A continuación, se muestra el análisis de varianza ANOVA, en este se presentan todos los resultados obtenidos bajo la temperatura de 22° y 40°. Alfa, se fijó en $p = 0,05$ con un nivel de confianza de $\beta = 95 \%$. De acuerdo con el resultado obtenido para el nivel de significancia, los tres factores tienen significancia estadística en la resistencia a la compresión inconfiada para ambos tipos de suelo. Este análisis se realizó posterior a la verificación de los supuestos de normalidad, homocedasticidad e independencia de los residuales realizado para cada suelo.

En la Tabla 15, se presentan los resultados de la validación de supuestos. De acuerdo con el resultado, el modelo cumple con los supuestos requeridos para ser valido, y se ajustan los datos a una distribución normal.

Tabla 15. *Resultados Validaciones Supuestos del Modelo Experimental*

<i>SUPUESTO</i>	<i>P-VALUE</i>
Normalidad	0,147
Homocedasticidad	0,259
Independencias Residuales	0,147

Fuente: elaboración propia

En la Tabla 16 se presenta el resultado del análisis de varianza ANOVA, realizado a todos los valores obtenidos para la compresión inconfiada de las muestras de suelos tratadas con cal viva (1%, 2% y 3%) y curados a temperatura de 22° y 40°. De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que las variables densidad, cal y temperatura tienen incidencia en la resistencia inconfiada ($pr < 0,05$). Por otra parte, se observa que las variables entre si no tienen incidencia.

Tabla 16. Resultado ANOVA (todos los datos)

	<i>Df</i>	<i>Sum Sq</i>	<i>Mean Sq</i>	<i>F value</i>	<i>Pr(>F)</i>	
Densidad	2	87322	43661	7,609	0,002	**
Cal	2	192204	96102	16,747	7,22E-06	***
Temperatura	1	136920	136920	23,86	2,14E-05	***
Densidad: Cal	4	17875	4469	0,779	0,546	
Densidad: Temperatura	2	6452	3226	0,562	0,033	
Cal: Temperatura	2	43212	21606	3,765	0,033	*
Densidad: Cal: Temperatura	4	25492	6373	1,111	0,367	
Residuals	36	206583	5738			
Signif. codes: 0		0.0 01	***	0.01	**	0.05
‘***’		0.1	‘ ’	1		

Fuente: Elaboración Propia, Generada y Modificada Herramienta Estadística R

En la Tabla 17 se presentan un cuadro comparativo del promedio de la resistencia inconfiada del suelo en estado natural y del suelo mezclado con cal y curado bajo temperatura de 22° y 40°, sin tener en cuenta el tiempo de curado, y el promedio de resistencia al corte del suelo estabilizado con el 3% de cal viva. Esta tabla se presenta con la finalidad de evidenciar en términos de porcentuales, el aumento de la resistencia del suelo al ser tratado con cal. Tal como se observa en la última columna el incremento es mayor al 50% respecto al estado natural, y aumenta a mayor temperatura de curado.

De acuerdo con el resultado del análisis ANOVA referente a la resistencia a la compresión inconfiada del suelo mezclado con cal; se concluye como porcentaje óptimo de cal el 3% de cal viva, puesto que se observa un aumento significativo de la resistencia inconfiada, además debido al tipo de suelo que es arcilloso, se requiere una mayor cantidad de cal.

Tabla 17. *Comparativo Q_u suelo natural vs estabilizado con cal*

γ	$q_u SN$ Prom (kPa)	T ($^{\circ}$)	$q_u Tra$ Prom (kPa)	$\Delta q_u T$ %
1.396,0	37,46	22 $^{\circ}$	128,29	242%
		40 $^{\circ}$	243,91	551%

Donde; γ (kg/m³) = Densidad óptima Proctor Modificado. $Q_u SN prom(kPa)$ = Resistencia a la compresión inconfiada del suelo natural. $Q_u Tra prom(kPa)$ = Resistencia a la compresión inconfiada del suelo tratado con el 3% de cal viva. $\Delta q_u T$ %= Variación en porcentaje de la resistencia. T ($^{\circ}$) = Temperatura de curado.

Fuente: elaboración propia

4.3 Ensayo corte directo CD

De acuerdo con los datos obtenidos de los resultados del ensayo de compresión inconfiada y los análisis realizados mediante el ANOVA; se seleccionó como porcentaje de cal óptimo para el suelo arcilloso de Coveñas el 3%, puesto que presenta un aumento en la resistencia a la compresión inconfiada mayor al 50%, en el suelo estabilizado respecto al suelo en estado natural. Y la densidad seca máxima utilizada en los ensayos de corte directo es 1.396,0 Kg/m³, puesto que bajo este valor se obtuvo un aumento significativo en términos de resistencia de resistencia al cortante, además este valor corresponde al resultado del ensayo del Proctor modificado, que es el comúnmente utilizado en las obras de infraestructura vial.

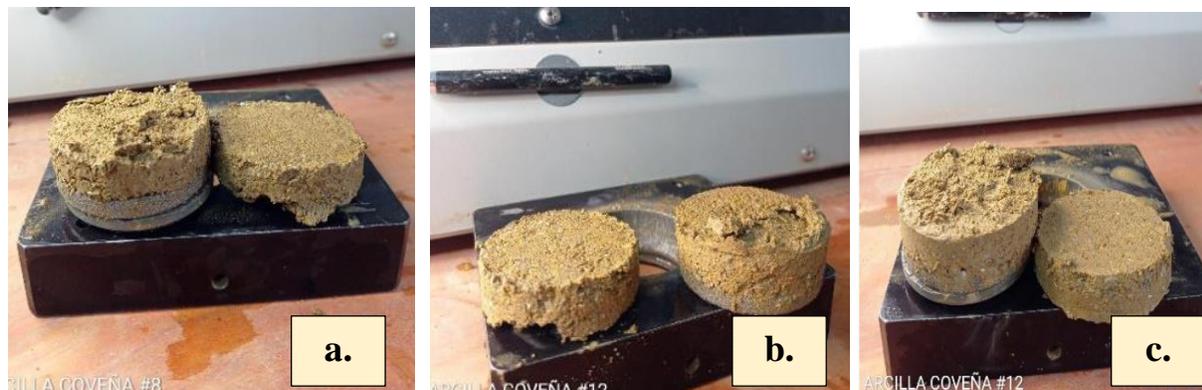
Se realizaron 18 ensayos de corte directo (ASTM, D-3080-04) con el suelo tratado bajo las condiciones definidas en la metodología. Se adicionó el 3% de cal viva, se compacto bajo la densidad seca de 1.396,0 Kg/m³, que corresponde a la densidad óptima del Proctor modificado.

En este caso se varió la humedad de compactación en tres niveles; siendo el punto medio 15,3%, que corresponde a la humedad óptima de compactación del ensayo de Proctor modificado, los otros dos niveles de definieron como 11,3% y 19,3% (cuatro unidades por encima y por debajo del valor medio). En cuanto a la temperatura se continuó trabajando con los

valores de 22° (temperatura ambiente) y de 40° (curado rápido). Por su parte, el tiempo de curado se trabajó con tres tiempos de curado, siendo estos a los 7, 14 y 28 días. (ver tabla 18)

En la Figura 20, se muestran algunas de las muestras falladas por medio del ensayo de corte directo.

Figura 21. Muestras resultantes ensayo Corte Directo CD



Fuente: elaboración propia. Donde; a) muestra #8 con 3% cal; b) muestra #12 con 3% de cal; c) muestra #12 con el 3% de cal

Tabla 18. Variables y Niveles Definidos para Ensayo Corte Directo

<i>TEMPERATURA (°)</i>	<i>TIEMPO CURADOD DIAS</i>	<i>HUMEDAD (%)</i>
22°	7	11,3
40°	14	15,3
	28	19,3

Fuente: elaboración propia. a. ensayo #2, b. Ensayo #53, a. Ensayo #54

En la Tabla 19, se presentan los resultados de los ensayos de corte directo realizados tanto para el suelo en estado natural, como el estabilizado con cal. Los datos están separados respecto a los tenores de la humedad de compactación y por temperatura.

No se observa una tendencia específica de aumento en los parámetros de resistencia respecto a la variación de la humedad, posiblemente por la cantidad de ensayos no es suficiente

para tener una tendencia clara con dicha variación. Por el contrario, con temperatura y tiempo de curado, si presenta una relación de aumento directamente proporcional; donde a mayor temperatura y mayor número de días de curado hay mayor resistencia, esta misma tendencia se observó en los ensayos de compresión inconfina.

Aunque se observan dichas tendencias, los resultados presentan una alta variabilidad debido a los factores antrópicos que intervienen en la elaboración y manejo de las muestras de suelo, al igual que anisotropía propia del material. En las siguientes tablas, las variables se representan así;

- H (%) = Porcentaje Humedad.
- Cn (kPa)= Cohesión del suelo natural.
- Ct (kPa)= Cohesión del suelo tratado con cal.
- ϕ_n (°) = Ángulo de fricción del suelo natural.
- ϕ_t (°) = Ángulo de fricción del suelo tratado con cal 2%.
- Tc (días)= Tiempo curado en días.

Tabla 19. Resultados Ensayo Corte Directo, Temperatura 22° y 40°

<i>Temperatura 22°</i>								
<i>Tc (días)</i>			<i>7</i>		<i>14</i>		<i>28</i>	
H	Cn	ϕ_n	Ct	ϕ_t	Ct	ϕ_t	Ct	ϕ_t
11,3	6,3	30,7	2,8	32,0	4,4	30,5	4,3	29,2
15,3	9,0	23,8	9,4	29,8	7,0	31,0	5,0	32,2
19,3	12,8	14,5	17,1	25,8	8,5	25,1	7,0	32,9
<i>Temperatura 40°</i>								
<i>Tc (días)</i>			<i>7</i>		<i>14</i>		<i>28</i>	
H	Cn	ϕ_n	Ct	ϕ_t	Ct	ϕ_t	Ct	ϕ_t
11,3	6,3	30,7	2,6	33,7	3,4	28,9	14,4	27,0
15,3	9,0	23,8	10,1	28,7	6,2	32,9	10,6	30,3

19,3	12,8	14,5	11,4	26,9	5,6	33,2	7,4	28,5
------	------	------	------	------	-----	------	-----	------

Fuente: elaboración propia

En la figura 22, se muestra la gráfica comparativa de la cohesión del suelo en estado natural (línea horizontal verde) y tratada con el 3% de cal viva. El suelo fue curado bajo dos niveles de temperatura (22° y 40°) y el tiempo de curado se dio en tres niveles, a los 7, 14 y 28 días.

De acuerdo con lo mostrado en la figura 22, la cohesión presenta una alta variabilidad respecto al tiempo de curado, por lo que no hay una tendencia clara respecto a la variación. No obstante, se considera que este parámetro tiende a disminuir con el aumento de los días de curado y la temperatura. Es importante mencionar que la variación puede ser debida a factores humanos, ya que la preparación y manejabilidad de las muestras es manual y se realiza para uno de los ensayos, lo que puede inducir a que se generen variaciones y alteraciones en el material y por ende en los resultados obtenidos. Por lo tanto, las variables mencionadas inciden en los esfuerzos y tensiones del suelo y por ende en la resistencia (Variación de las propiedades mecánicas de suelos arcillosos compresibles estabilizados con material cementante, 2016) (Variación de las propiedades mecánicas de suelos arcillosos compresibles estabilizados con material cementante, 2016).

Respecto al ángulo de fricción, se muestran los resultados en la Figura 23, se observa una menor dispersión respecto a la cohesión, y en todos los resultados, el valor del ángulo de fricción en estado natural es menor al tratado.

Figura 22. Cohesión (kPa) suelo Natural y Tratado vs temperatura y tiempo curado

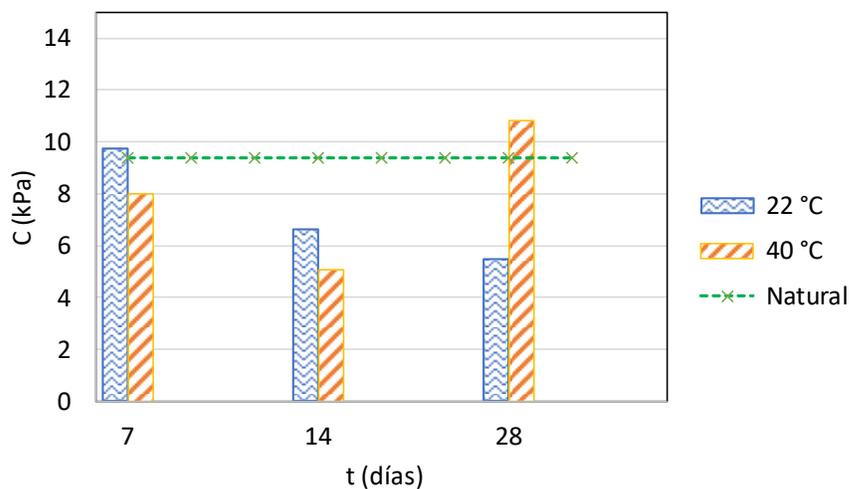
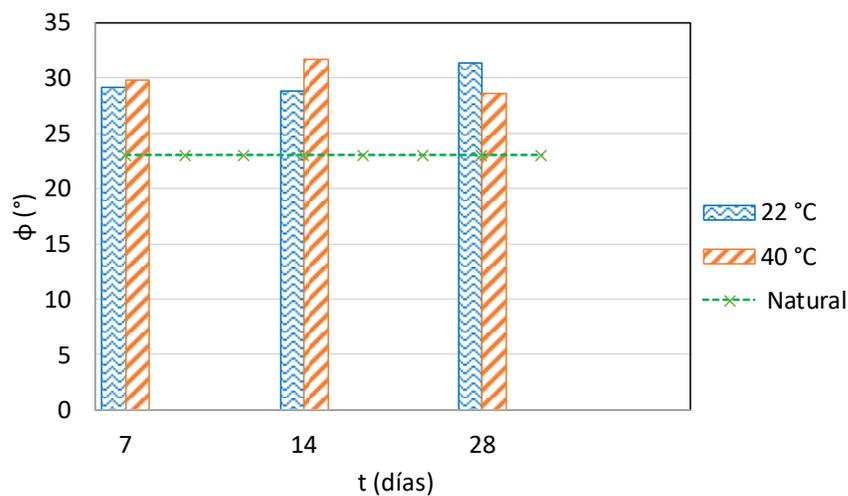


Figura 23. Á. fricción (ϕ°) suelo Natural y Tratado vs temperatura y tiempo curado



Fuente: elaboración propia

Con la finalidad de analizar como varia la cohesión y el ángulo de fricción, respecto a la humedad del suelo; se presentan a continuación, las gráficas respectivas para el suelo estabilizado con cal (3%), separados por diferentes temperaturas de curado (22° y 40°) y los tres tenores del tiempo de curado (7, 14 y 28 días). En la Figura 24 y Figura 25, se muestran las

gráficas de la cohesión respecto a la humedad de curado del suelo de 22°, bajo los tres tiempos de curado. En las Figura 26 y Figura 27 ,se presenta el resultado de la variación de la cohesión y el ángulo de fricción respecto a la humedad de secado del suelo, para una temperatura de 40°.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se concluye que la cohesión del suelo tratado tiende a disminuir, respecto al suelo en estado natural. Tal como se mencionó, la cohesión no presenta una tendencia clara, de igual manera, este comportamiento se reflejó con los análisis estadísticos realizados para el ensayo de corte directo, los cuales se presentan más adelante.

Puesto que de acuerdo con los resultados de la prueba realizado para determinar si la varianza de los datos de la cohesión se ajusta a una distribución normal, se encontró que esta no se ajusta, por lo que tiene una mayor dispersión. En cuanto al ángulo de fricción, en general se observa un aumento en el suelo tratado, respecto al suelo sin estabilizar. Acorde a lo anterior, y teniendo en cuenta los resultados obtenidos, se concluye que la adición de cal genera mayor incidencia en el ángulo de fricción que en la cohesión. En otras investigaciones, se realizó un procedimiento similar, estabilizando suelos arcillosos con cal u otros elementos estabilizadores, y se concluyó que con la adición de cal los parámetros de resistencia cohesión y fricción aumentaron con la adición de estos elementos y con el tiempo de curado. (Khodaparast, y otros, 2021) (Fattah, y otros, 2020). En sus investigaciones, (Silvani, y otros, 2016) (Consoli, 2019), indicaron que el suelo estabilizado alcanzó mayor resistencia a mayor tiempo y temperatura de curado. Incluso, se han realizado estudios que demuestran que con el tiempo el suelo estabilizado con cal continúa alcanzando resistencia, cabe anotar que no se establece un límite de tiempo en el que dicho proceso cese (Das, y otros, 2021). Los resultados de dichas investigaciones se relacionan con esta ya que se utilizaron metodologías y ensayos de laboratorio similares. En cuanto a los resultados obtenidos, en las diferentes investigaciones al igual que esta investigación se observó

que, para a mayor tiempo de curado y mayor temperatura, se obtuvo mayor resistencia o mejoras de los factores estudiados del suelo estabilizado.

Se considera que posiblemente no se observa una tendencia clara respecto a la cohesión del suelo, debido a que la humedad de saturación del suelo, puede presentar variaciones al momento de la preparación de la muestra, ya que tal como se mencionó, la preparación del suelo se realiza de manera manual, y este aspecto puede incidir de manera directa en el resultado de la cohesión. Adicionalmente, el número de ensayos puede ser poco para este parámetro que presenta una alta variación según el tipo de suelo, no obstante, para el alcance de la investigación, se considera valido la cantidad realizada.

Figura 24. Variación Cohesión vs Humedad Natural, temperatura de curado 22°

7 días de curado. b. 14 días de curado. c. 28 días de curado

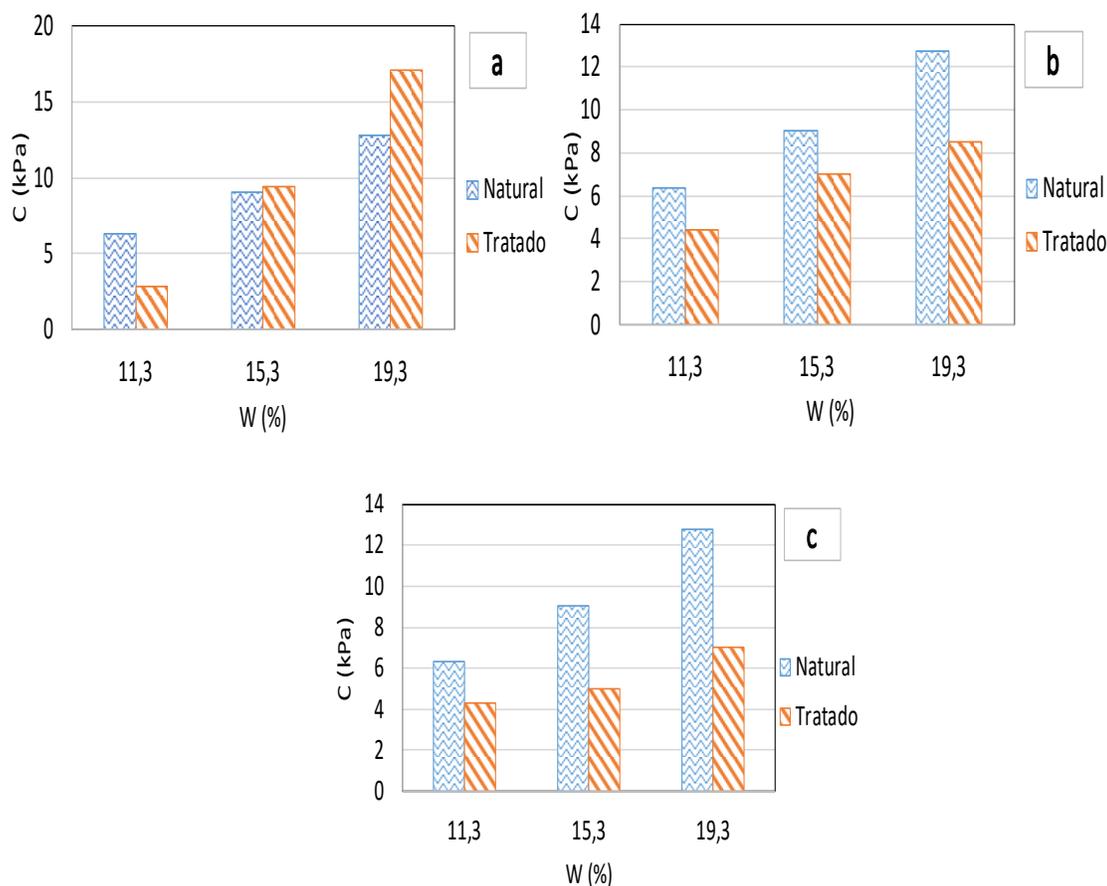
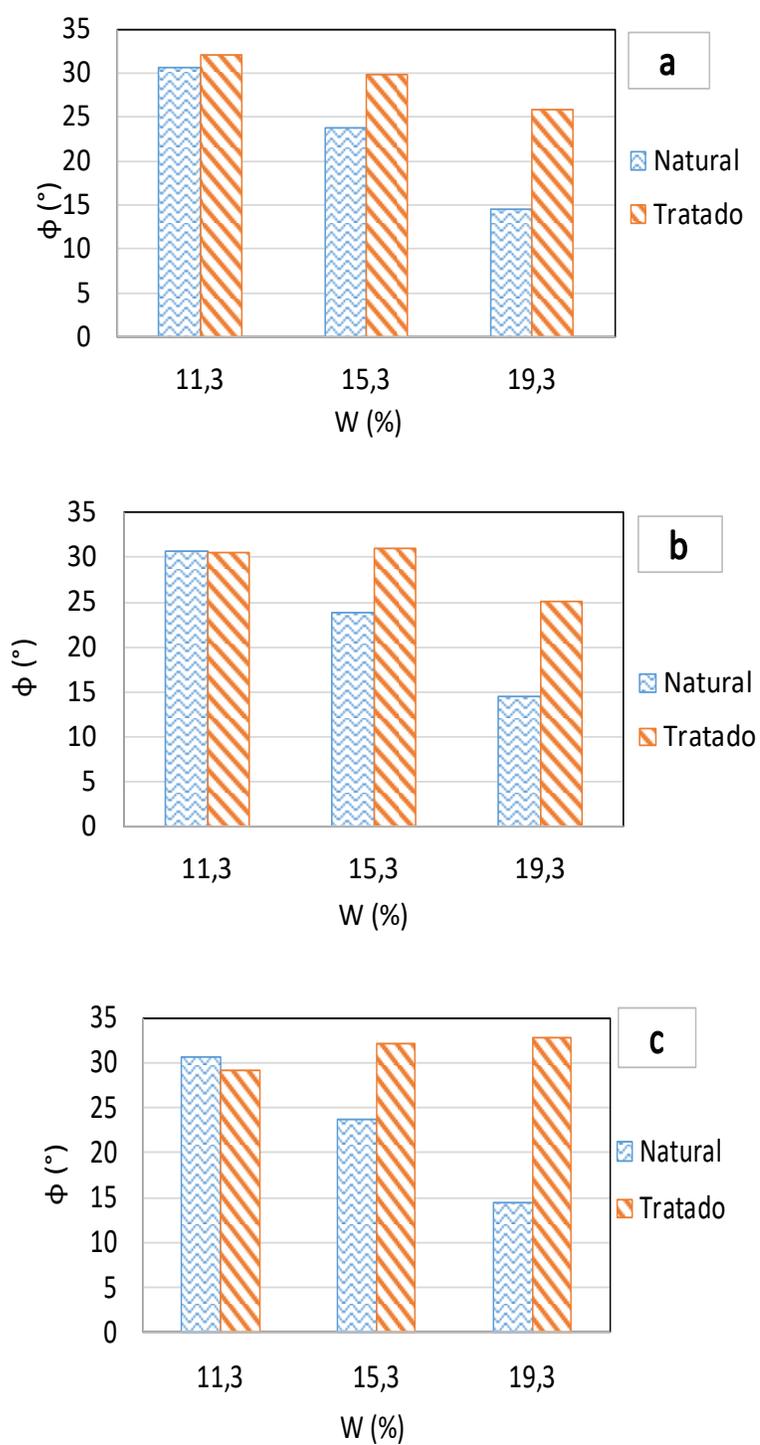
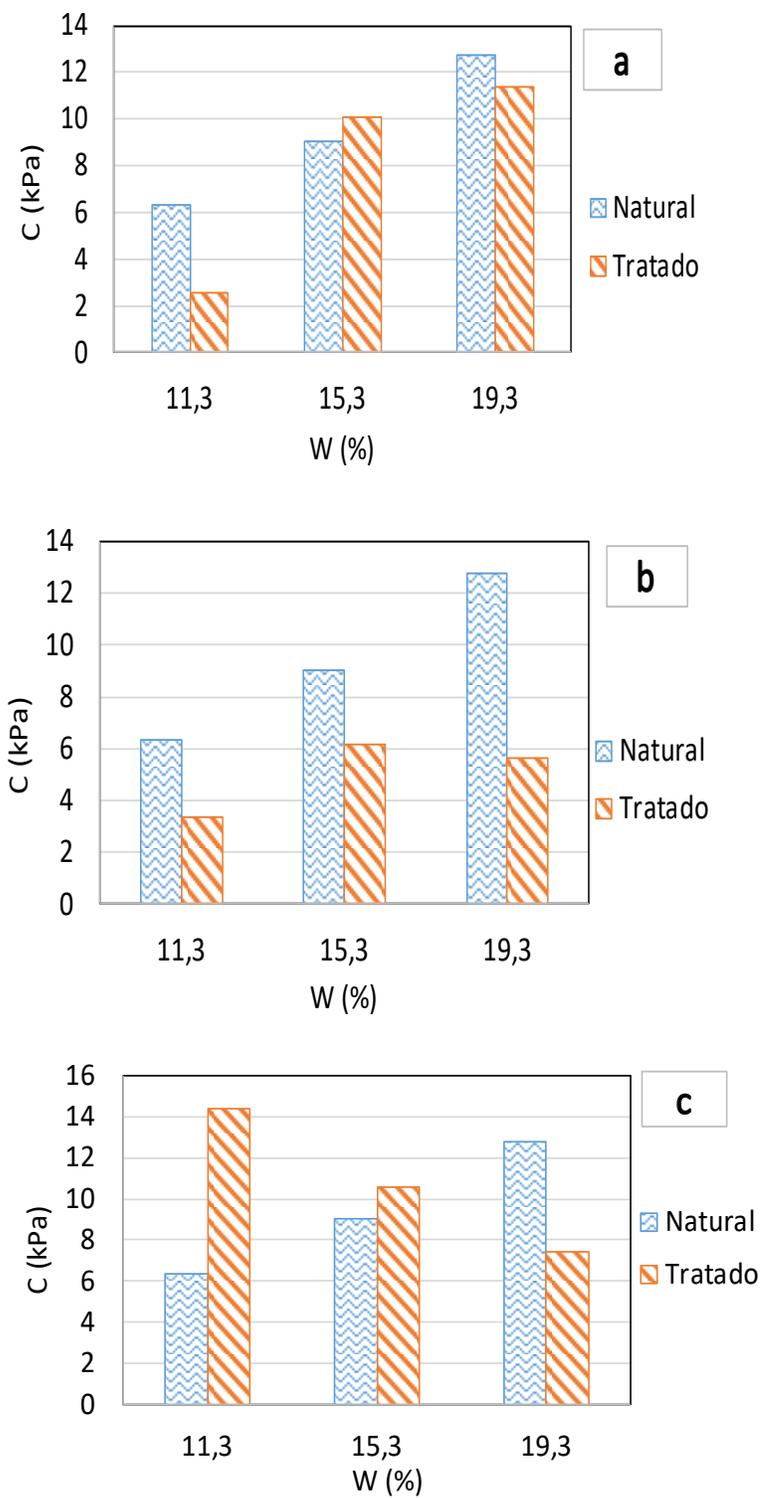


Figura 25. Variación Fricción vs Humedad Natural, temperatura curado 22°. a. 7 días de curado. b. 14 días de curado. c. 28 días de curado



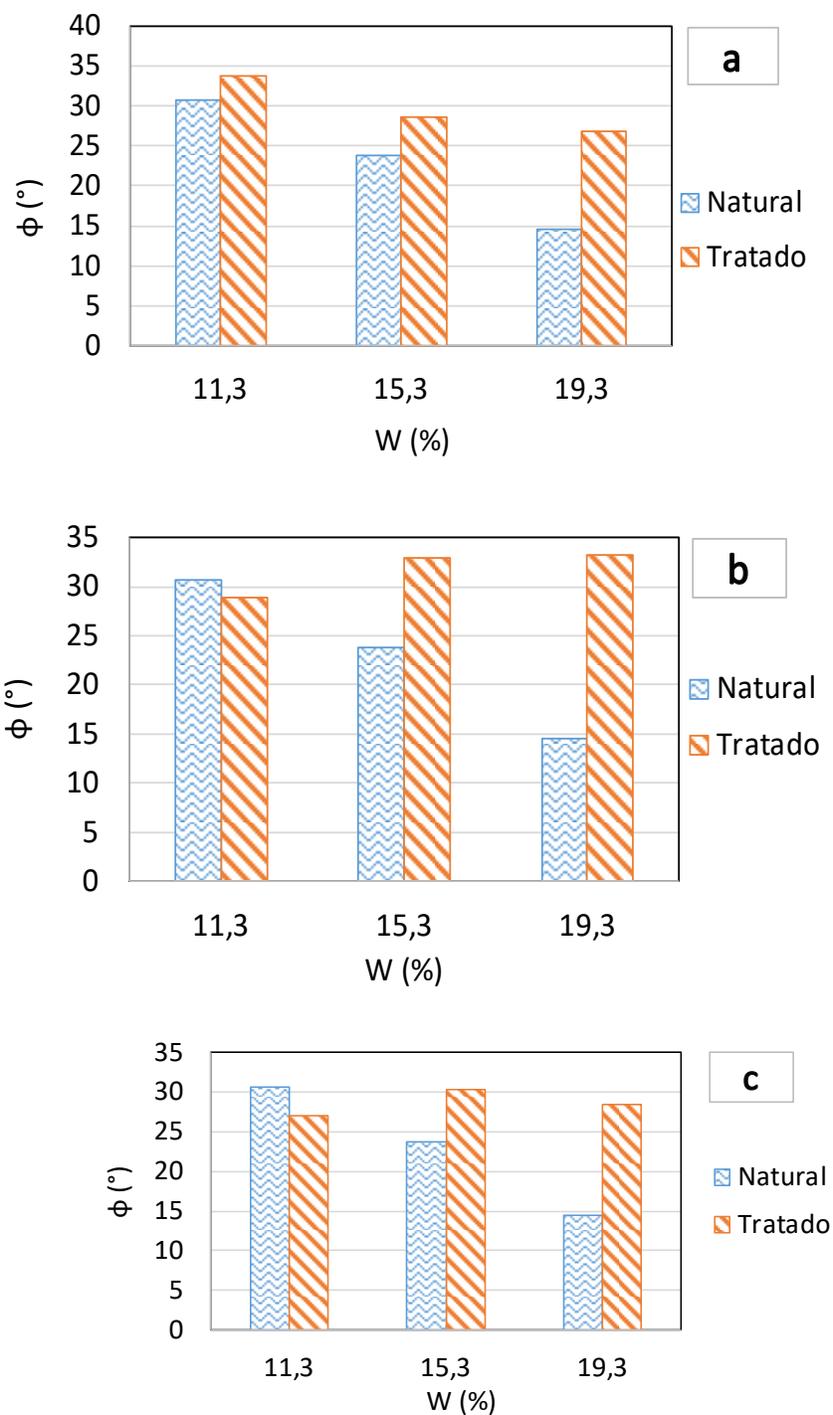
Fuente: elaboración propia

Figura 26. Variación Cohesión vs Humedad Natural, temperatura curado 40°
a. 7 días de curado. b. 14 días de curado. c. 28 días de curado



Fuente: elaboración propia

Figura 27. Variación Fricción vs Humedad Natural, temperatura curado 22°. a. 7 días de curado. b. 14 días de curado. c. 28 días de curado



Fuente: elaboración propia

En la Tabla 20, se presenta el resumen del resultado de los ensayos de corte directo, los parámetros de resistencia cohesión y ángulo de fricción natural y tratados con el 3% de cal viva; en este caso solo se muestran los valores correspondientes a la humedad óptima del Proctor modificado, que es del 15,3%.

Respecto al ángulo de fricción, se observa un aumento del suelo tratado con cal, lo que es acorde a los resultados de las pruebas estadísticas, donde se obtuvo que las varianzas de los dos grupos (suelo sin tratar, y suelo tratado) presentan diferentes, por lo tanto, se concluye que, para el suelo utilizado en esta investigación, el cual clasificó como arcilloso, se observa que la adición de cal genera un aumento significativo en el ángulo de fricción.

Se considera que el proceso de floculación que sufre el suelo y que genera un cambio en la granulometría del suelo arcilloso estabilizado, es una de las razones por las que se da este comportamiento, ya que el suelo se comporta como un material más granular y posee menor cantidad de finos.

Tabla 20. Variación cohesión/fricción vs humedad óptima ($H=15,3\%$)

$T(^{\circ})$	T_c (días)	C_n kPa	C_t kPa	Φ_n ($^{\circ}$)	Φ_t ($^{\circ}$)	$\Delta C_t=$ $W=15,3\%$	$\Delta \Phi$ $W=15,3\%$	$\% \Delta C_t$	$\% \Delta \Phi$
22,0	7,0	9,0	9,4	23,8	29,8	0,4	6,0	0,0	0,3
	14,0		7,0		31,0	-2,0	7,2	0,2	0,3
	28,0		5,0		32,2	-4,0	8,4	0,4	0,4
40,0	7,0	9,0	10,1	23,8	28,7	1,0	4,9	0,1	0,2
	14,0		6,2		32,9	-2,8	9,1	0,3	0,4
	28,0		10,6		30,3	21,3	-2,5	2,4	0,1

Fuente: elaboración propia

4.3.1 *Validaciones Estadísticas*

Con el fin de validar la variabilidad y consistencia de los resultados del ensayo de Corte Directo, se realizaron pruebas de bondad y ajuste a los datos de manera independiente para cada variable (cohesión, ángulo de fricción), teniendo en cuenta la variabilidad, estos se separaron por temperatura y humedad, con el fin, de tener una menor dispersión.

Cabe anotar que los ensayos de corte directo no hacen parte de un diseño de experimentos estadístico como tal, por lo que no se consideró necesario realizar la validación de los supuestos de homocedasticidad, normalidad e independencia, ya que no hay un modelo definido. De igual manera, se considera que si se realizará el análisis ANOVA para los datos de cohesión y ángulo de fricción, posiblemente los grupos de datos de la cohesión no cumplan con el criterio de normalidad y homocedasticidad, puesto que la hipótesis cero de ambos criterios se basa en que los datos se ajustan a una distribución normal y que las varianzas de los grupos son iguales; y teniendo en cuenta los resultados obtenidos con el F-Student, se concluyó que los datos de la cohesión presentan alta variabilidad y que la varianza de los grupos (suelo natural y tratado) es diferente.

Las pruebas de bondad y ajuste se realizaron por medio de la herramienta estadística R, utilizando la prueba de Shapiro. Con los resultados obtenidos se verificó que los grupos de datos se ajustan a una distribución normal. En este caso la hipótesis nula (H_0) es que los datos se ajustan a una distribución normal, y por lo tanto el valor-p debe ser mayor a 0,05, para aceptar H_0 . Tal como se muestra en la Tabla 21, todos los valores son mayor a 0,05 en todos los casos analizados.

Como parte de este proceso se aplicaron pruebas paramétricas (para muestras que se ajustan a una distribución normal) como t student, o f student; y determinar si las medias y/o

varianzas de los grupos presentan variaciones, lo que es un indicativo de que la cal genera un cambio en el suelo en estado natural y que por lo tanto hay significancia estadística.

Con el fin de validar de manera estadística si la adición de cal en suelo genera un efecto significativo, se aplicó la Prueba F para varianza de dos grupos, la cual se usa para determinar si la varianza de dos muestras es igual.

Esta prueba considera como hipótesis nula (H_0) que las varianzas de los grupos son iguales, y como hipótesis alternativa (H_1) que son diferentes. Este análisis se realizó utilizando la herramienta análisis de datos de Excel, y de manera independiente para cada parámetro (cohesión y fricción). Es decir, se analizó la incidencia de la cal en las muestras, siendo la Muestra 1 el suelo en estado natural y la Muestra 2, el suelo tratado con el 3% de cal viva.

Tabla 21. Resultado Pruebas de Bondad y Ajuste (Test Shapiro)

	C_t	C_t	C_t	C_t	C_t	C_t
C_n	22° - 7 días	22° - 14 días	22° - 28 días	40° - 7 días	40° - 14 días	40° - 28 días
p-value	0,8205	0,9216	0,7117	0,8205	0,2646	0,3561
	ϕ_t	ϕ_t	ϕ_t	ϕ_t	ϕ_t	ϕ_t
ϕ_n	22° - 7 días	22° - 14 días	22° - 28 días	40° - 7 días	40° - 14 días	40° - 28 días
p-value	0,8411	0,6828	0,1461	0,4244	0,4933	0,1194

Fuente: elaboración propia, se presentan los resultados para cohesión y ángulo de fricción

De acuerdo con el resultado obtenido, para la cohesión se obtuvo un valor “p” mayor al nivel de significancia ($p < 0,05$); por lo que se acepta la hipótesis nula y se considera que las varianzas de los grupos son iguales; por lo tanto, la cal no genera un efecto significativo desde el punto de vista estadístico en lo referente a la cohesión. (Ver Tabla 22).

Por su parte, para el ángulo de fricción, el valor “p” es menor a alfa; por lo que se rechaza la hipótesis nula, y se considera que hay una variación en las varianzas de los grupos. Por lo

tanto, la adición en el suelo arcilloso genera un cambio en la fricción, el cual se considera beneficiosos desde el punto de vista de la investigación. Los resultados de las pruebas T para el ángulo de fricción se presentan en la Tabla 23.

Tabla 22. Resultado Prueba F, Comparación de Variables (variable Cohesión)

	C_n (kPa)	C_t (kPa)
Media	9,378	7,624
Varianza	10,422	15,924
Observaciones	3	18
Grados de libertad	2	17
F	0,654	
P(F<=f) una cola	0,468	Se acepta H0
Valor crítico para F (una cola)	0,051	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 23. Prueba F, Comparación de Variables (Variable Ángulo de Fricción ϕ)

	ϕ_n (°)	ϕ_t (°)
Media	22,989	29,922
Varianza	66,064	6,877
Observaciones	3	18
Grados de libertad	2	17
F	9,606	
P(F<=f) una cola	0,002	Se rechaza H0
Valor crítico para F (una cola)	3,592	

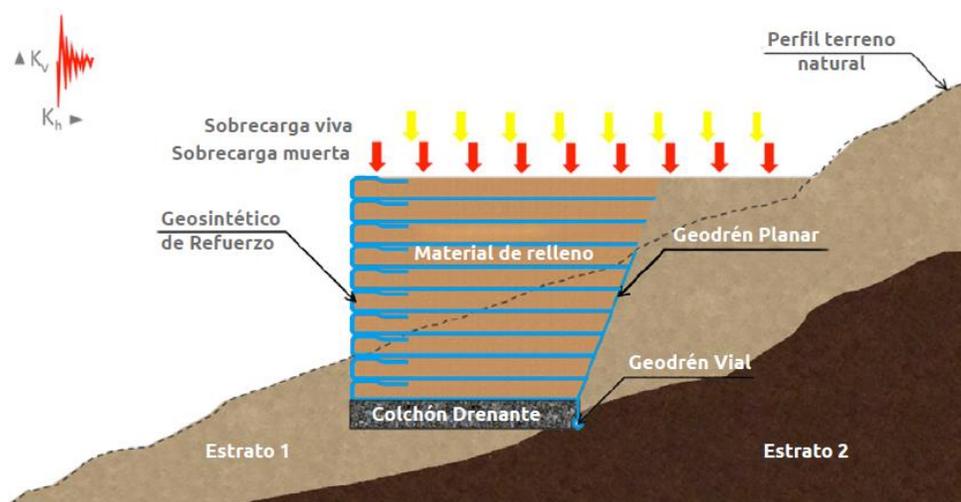
Fuente: elaboración propia

5 Análisis muro caso real (FASE 3)

Con el fin de analizar el comportamiento de una estructura mecánicamente estabilizada, reforzada con geosintéticos. Se tomó una estructura existente de un proyecto vial ubicado en el Nordeste de Antioquia, y se modeló considerando como parámetros de resistencia de dicho suelo, los del material en estado natural y el suelo tratado con cal. (Ver, Tabla 24, Tabla 25 y Tabla 26).

El modelo del muro se realizó siguiendo la metodología descrita en el capítulo 2. En el caso de los muros, se pueden utilizar geotextiles o geomallas, en ambos casos de diferentes especificaciones y resistencias. Para esta investigación se modeló la estructura MSE con geotextiles tejidos. La herramienta de diseño utilizada (GEOSOFT) cuenta con la información técnica de los productos que distribuye la compañía PAVCO, como es resistencia, materiales, referencias; entre otras. En la Figura 28, se muestra el esquema de los elementos que conforman la geometría del muro, y son estos los datos de entrada para la herramienta mencionada.

Figura 28. Esquema de Geometría del La Estructura MSE (Wavin, 2022)



Se considera importante mencionar que, el diseño de un muro en suelo reforzado se realiza en 4 etapas principalmente, cada uno de estos análisis busca garantizar una estabilidad y

funcionamiento adecuado de la estructura a largo plazo. El análisis que se presenta a continuación se basa en el comportamiento de la estabilidad interna del muro, utilizando diferentes tipos de relleno, no obstante, se presentarán los resultados obtenidos en términos de estabilidad global y externa, determinados con la herramienta de diseño GEOSOFT.

El ángulo de fricción y la cohesión utilizados en los modelos fueron los determinados con los ensayos de corte directo realizados para el suelo mezclado con el 3% de cal y bajo la densidad seca máxima resultante del ensayo de Proctor modificado. Para el suelo estabilizado, se utilizó el 3% de cal viva, porcentaje que fue determinado como óptimo para obtener una mejora en el suelo arcilloso. En la Tabla 27 se presentan los parámetros definitivos para modelar la estructura de contención propuesta.

En cuanto al peso específico del suelo, se utilizó el valor de la densidad seca máxima, puesto que las muestras con las que se realizaron los ensayos de corte directo fueron compactadas bajo dicha densidad, se utilizó el mismo valor para los análisis del suelo en estado natural como para la mezcla suelo cal, esto debido a que no se realizaron ensayos de Proctor para el suelo mezclado con cal.

Tabla 24. *Parámetros de Resistencia Suelo Estado Natural (sin cal)*

<i>Humedad (%)</i>	<i>Cn (kPa)</i>	<i>Øn (°)</i>	<i>Cn Prom</i>	<i>Øn Prom</i>
			<i>(kPa)</i>	<i>(°)</i>
11,30	6,56	30,40	6,34	30,70
	6,04	30,10		
	6,41	31,60		
15,30	8,51	23,20	9,03	23,77
	8,83	23,30		
	9,75	24,80		
19,30	13,54	11,90	12,77	14,50
	11,31	13,40		
	13,46	18,20		
<i>PROMEDIO</i>			9,38	22,99
<i>MEDIA</i>			9,01	21,95
<i>DESVIACIÓN</i>			3,23	8,13

Fuente: elaboración propia

Tabla 25. *Parámetros de Resistencia Temperatura 22° (3% cal)*

<i>Tc</i>	<i>HUMEDAD (%)</i>	<i>Ct</i>	<i>Øt</i>	<i>Ct prom</i>	<i>Øt prom</i>
<i>(Días)</i>		<i>(kPa)</i>			
7	19,3	17,11	25,80	9,77	29,20
	11,3	2,77	32,00		
	15,3	9,43	29,80		
14	19,3	8,52	25,10	6,65	28,90
	15,3	7,00	31,00		
	11,3	4,42	30,50		
28	11,3	4,33	29,20	5,46	31,40
	15,3	5,00	32,00		
	19,3	7,04	32,90		
<i>PROMEDIO</i>				7,29	29,81
<i>MEDIA</i>				7,07	29,79
<i>DESVIACIÓN</i>				2,23	1,36

Fuente: elaboración propia

Tabla 26. *Parámetros de Resistencia Temperatura 40° (3% cal)*

<i>Tc</i> (Días)	<i>HUMEDAD (%)</i>	<i>Ct</i> (kPa)	<i>Øt</i> (°)	<i>Ct prom</i> (kPa)	<i>Øt</i> <i>Prom</i>
	11,3	2,575	33,7		
7	15,3	10,059	28,7	8,001	29,767
	19,3	11,37	26,9		
	19,3	5,64	33,2		
14	11,3	3,386	28,9	5,071	31,667
	15,3	6,187	32,9		
	19,3	7,419	28,5		
28	11,3	14,42	27	10,805	28,6
	15,3	10,576	30,3		
<i>PROMEDIO</i>				7,29	29,81
<i>MEDIA</i>				7,07	29,79
<i>DESVIACIÓN</i>				2,23	1,36

Fuente: elaboración propia

Tabla 27. *Parámetros Definitivos para Modelación*

	<i>Peso específico</i> <i>kn/m3</i>	<i>Cohesión</i> <i>Promedio (kPa)</i>	<i>Ø Promedio (°)</i>
Suelo Natural	14	9,38	22,99
Estabilizado 3% cal - t 22°	14	7,29	29,81
Estabilizado 3% cal – t 40°	14	7,96	30,01

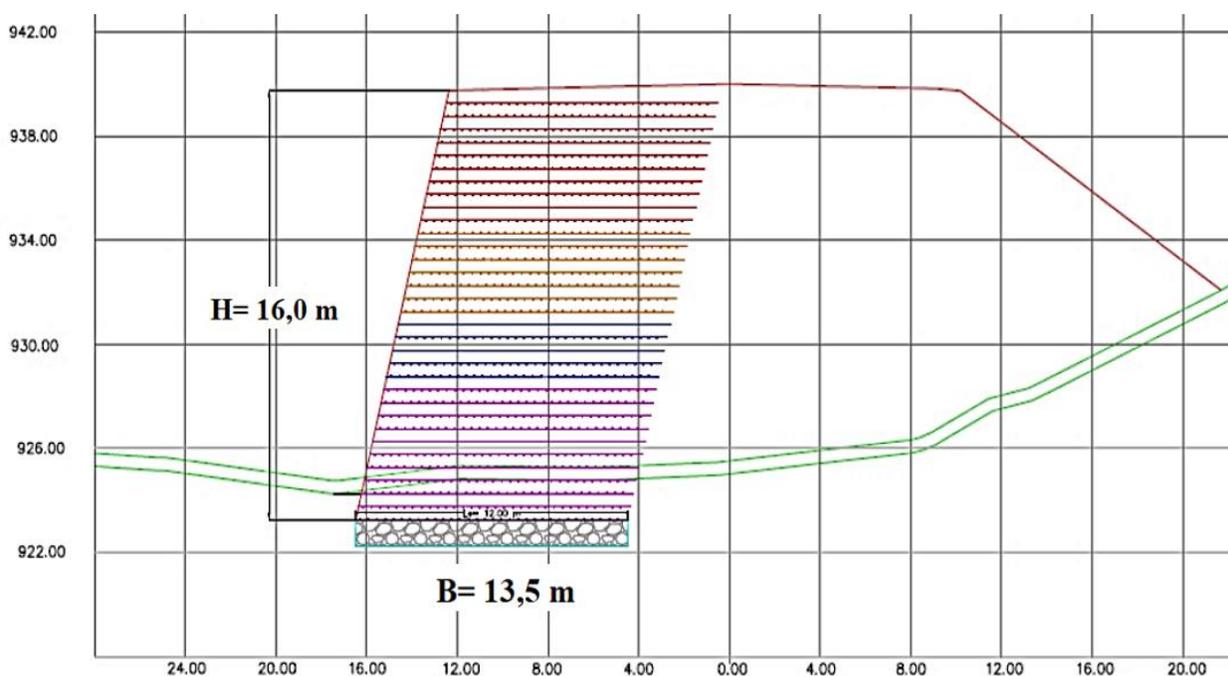
Fuente: elaboración propia

5.1 Geometría del Muro y Cargas

La geometría bajo la cual se modeló el muro MSE, corresponde a la establecida en los diseños particulares del Proyecto del cual se tomó la estructura a analizar. Por lo tanto, la altura, base y pendiente del muro, son condicionadas por las características propias de la obra, como pueden ser, temas ambientales, prediales o recomendaciones puntuales de proveedores y diseñadores. Así las cosas, y en aras de tener un modelo de una estructura real, las condiciones geométricas se mantuvieron tal cual para esta investigación.

Se contempló un muro con altura máxima de 16,0 m incluyendo desplante (empotramiento en terreno natural), con una base de 13,5 m, por lo que se tiene una relación B/H de 0,84. La pendiente de la fallada del muro, se modelo bajo inclinación de 76. En general, los muros MSE deben funcionar como una masa coherente de suelo reforzado. En la figura 29, se presenta un esquema del muro a analizar en la sección más crítica, que, en este caso, corresponde a la de mayor altura.

Figura 29. Esquema Geometría Muro MSE K6+490 – H=16,0 m B=13,0 m.



Fuente: elaboración propia

En cuanto a la sobrecarga viva se utilizó el valor que por defecto se implementa en los diferentes diseños del proyecto de donde se tomó el muro, la cual es de 20,0 kPa. Y una carga muerta debida al espesor de la estructura de pavimento de 5,0 kPa.

En cuanto al ángulo de fricción entre el suelo y el geotextil (δ), este depende directamente del tipo de geosintético y de las propiedades físicas y mecánicas del suelo de relleno, tales como su granulometría, plasticidad y las más importantes la cohesión y fricción del suelo. Teniendo en cuenta que para esta investigación no se realizaron ensayos de corte directo con geosintéticos, se toman como referencia los valores mostrados en las Tabla 6 y Tabla 7. Para este fin, se asumió que, tanto en el desplante como en la primera capa del muro, se llenó con material granular para generar una especie de estrato filtrante en la base de la estructura. Por lo tanto, y siendo conservadores se define un valor de $\delta=21,1$ a $25,6^\circ$.

Cabe anotar que el ángulo de fricción entre el suelo y el geosintético tiene incidencia principalmente en la estabilidad externa del muro, más no en la interna.

A continuación, en la Figura 30, se presentan los datos de entrada con que se realizó la modelación en la herramienta de diseño GEOSOFTE, cabe anotar que los datos que se variaron para cada análisis fueron los parámetros de relleno, natural y estabilizado, y el espesor de las capas.

Figura 30. Datos de Entrada GEOSOF

GEOMETRIA	
Número de Niveles	1,0
Altura Total H (m)	16,0
Base total B (m)	13,5
Desplante D (m)	1,5
Inclinación cara muro $\beta=1$	76,0
Inclinación cara muro $\beta=2$	15,0
SOBRECARGAS	
Sobrecarga Muerta (kPa)	5,0
Sobrecarga Viva (kPa)	20,0
PARÁMETROS SÍSMICOS	
Parámetros Sísmicos Kh	0,13
Parámetros Sísmicos Kv	0,03
FACTORES REDUCCIÓN GEOSINTÉTICOS	
Factor de reducción por daños durante la instalación RF_{ID}	1,1
Factor de reducción por carga continua sobre el geosintético (fluencia o creep) RF_{CR}	2,0
Factor de reducción por degradación química/biológica RF_D	1,1

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES					
Propiedad	Relleno Suelo Natural	Relleno Suelo Tratado cal 3%	Fundación	Confinar	Desplante
Cohesión (kPa)	9,4	8,0	24,0	20,0	28,0
Fricción (°)	23,0	30,0	29,0	28,0	12,0
Peso Unitario (kN/m ³)	14,0	14,0	18,0	18,0	19,0

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES					
Propiedad	Relleno Suelo Natural	Relleno Suelo Tratado cal 3%	Fundación	Confinar	Desplante
Cohesión (kPa)	9,4	8,0	24,0	22,0	22,0
Fricción (°)	23,0	30,0	29,0	26,0	24,0
Peso Unitario (kN/m ³)	14,0	14,0	18,0	18,0	19,0
Ángulo de fricción entre la primera capa de refuerzo y el material subyacente ϕ_c (°)	21,1				
METODOLOGÍA UTILIZADA	WSD				
Factor de adhesión Suelo - Geosintético Ca	0,8				
Factor de seguridad global	1,5				

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA		
Análisis	Estático	Sismo
Deslizamiento	1,5	1,1
Volcamiento	3,0	2,0
Capacidad Portante	2,0	

Fuente: Elaboración Propia

5.2 Análisis Modelos

Se evaluaron 4 alternativas, variando el espesor de las capas (S_v) entre 0,30 m a 0,45 m en incrementos de 0,05 m. Para casa alternativa se realizó un modelo utilizando los parámetros del suelo en estado natural y del suelo estabilizado con el 3% de cal viva.

Con el fin de realizar un comparativo entre cada modelo, y concluir respecto a la incidencia que tienen la cal viva en términos de la estabilidad interna de la estructura; se graficó la resistencia última de los geotextiles que se determinaron con el análisis realizado en el GEOSOFTE, versus el número de la capa.

En la Tabla 28, se muestra la referencia del geotextil y las resistencias respectivas (Wavin, 2022).

Tabla 28. *Resistencia última Geotextiles Tejidos (PAVCO WAVIN)*

<i>Referencia</i>	<i>Tensión última (kN/m)</i>
TR2400	40
TR400	67
TR5000 HF	90
TR6000 HF	110
TR7000 HF	140
Geotextil HR-160	160
Geotextil HR-220	220

Nota. Elaboración propia, modificado de fichas de referencia PAVCO.

Se realizó un comparativo en términos de cantidad de geosintético, para este fin se estableció el uso de dos tipos de geosintéticos, siendo estos el TR 6000 HF y TR 7000 HF, de 110 kN/m y 140 kN/m respectivamente. En este caso, se calculó la longitud total de geosintético de cada referencia, tal como se muestra en la Tabla 29, se muestran las cantidades de geotextil requerido para alternativa de muro, bajo la variación de Sv.

Tal como se observa en la Tabla 29, para cada alternativa se requiere mayor cantidad de geotextil TR7000 HR, para el muro con relleno en estado natural, mientras que, para el muro con relleno estabilizado con cal, se suplen las solicitaciones con geotextil TR6000 HR en la mayoría

de los casos, requiriendo menor cantidad de TR7000 HR. Lo que se traduce a mayores costos para el geosintético de mayor resistencia.

Tabla 29. Variación de la cantidad de geotextil según el espesor de capa Sv

<i>Sv (m)</i>	<i>Suelo Natural</i>		<i>Suelo tratado 3% cal</i>	
	<i>Ltotal TR6000 HF</i>	<i>Ltotal TR7000 HF</i>	<i>Ltotal TR6000 HF</i>	<i>Ltotal TR7000 HF</i>
0,30	680,6	118,4	799,0	0,0
0,35	490,0	193,1	683,0	0,0
0,45	342,7	253,3	491,7	104,3
0,50	313,5	224,3	388,3	149,5

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa que, para el suelo en estado natural, se requieren geosintéticos de mayor resistencia. Teniendo en cuenta la distribución de presiones que se presenta en este tipo de estructuras, posiblemente los refuerzos de mayor resistencia, se requieran en las capas inferiores, puesto que en la zona inferior del muro se concentran cargas mayores.

Por su parte, para los modelos en los que se utilizó suelo estabilizado con cal respecto a los del suelo natural, se observa que, teniendo el mismo espesor de capa, se pueden utilizar geosintéticos de menor resistencia. Un ejemplo de esto se evidencia con los valores que se obtuvieron en cero, referentes a la cantidad de metros de geotextil tejido TR700HF, para los espesores de 0,30 m y 035 m. Esto quiere decir que los muros rellenos con suelo tratado con al, la resistencia del geotextil es menor, aún a mayores espesores de capa.

De igual manera, los resultados muestran que el geotextil tejido TR600HF, para el muro relleno con suelo natural, se requieren menos cantidades respecto al del material estabilizado con

cal; no obstante, esta cantidad de geotextil se le suma el total de TR700HF; siendo mayor la cantidad de geosintético de mayor resistencia.

Así las cosas, se considera viable la utilización de suelo estabilizado con el 3% de cal, en este caso, arcillas provenientes de depósitos marinos, como elemento de relleno en estructuras mecánicamente estabilizadas con geotextiles tejidos.

Y, por lo tanto, se aprueba la hipótesis de que el suelo arcilloso estabilizado con cal viva sirve como material de relleno para estructuras reforzadas con geosintéticos. Puesto que se evidenció un cambio en los parámetros de resistencia respecto al suelo en estado natural.

Adicionalmente, considerando la mejora de las propiedades del suelo en términos de resistencia, también se está generando una optimización del material no renovable, como es el suelo proveniente de las excavaciones y cortes de vía del Proyecto. Aunque el alcance de esta investigación no está enfocado en temas de sustentabilidad, se considera importante mencionar que, al reutilizar el material no competente, como en este caso son las arcillas de alta plasticidad; se disminuyen las explotaciones de fuentes de materiales y, por ende, los impactos ambientales negativos que dicha actividad pueda generar al medio ambiente. También en términos económicos, se reflejaría en la disminución de uso de zonas de depósitos “ZODMES” o botaderos, y en compra de materiales.

6. Conclusiones

Se Verifica la hipótesis de la investigación, puesto que el material estabilizado con cal, utilizado como relleno de una estructura MSE reforzada con geosintéticos; posibilita dentro del diseño, dimensionar capas de mayor espesor, respecto al suelo en estado natural. Además, para el suelo estabilizado se requieren geosintéticos con menor resistencia o menos cantidad con la misma resistencia, lo que podría equivaler en términos económicos como una optimización del diseño, puesto que al requerir menor material y de menor especificación, se reducen los costos.

El porcentaje óptimo de cal viva, para el suelo arcilloso que se utilizó en esta investigación, corresponde al 3% y la densidad seca definida es de $1.397,0 \text{ kg/m}^3$, la cual corresponde a la densidad óptima del Proctor modificado.

La resistencia a la compresión inconfiada del suelo, presenta una relación directamente proporcional respecto al aumento del porcentaje de cal y la temperatura. Por lo que se concluye, que la cal como elemento estabilizador del suelo arcilloso proveniente de los depósitos marinos de Coveñas, tiende a tener a generar mejoras en términos de resistencia.

En los diferentes ensayos realizados de compresión inconfiada, el valor obtenido del suelo tratado con cal es mayor en todos los casos a la resistencia del suelo en estado natural, por lo tanto, se considera que adicionar cal para el tipo de suelo ensayado, genera beneficios en términos económicos para el proyecto, puesto que el material no aprovechable, cambia sus características y por ende puede ser usado en otras actividades.

Se concluye que el aumento de la temperatura y tiempo de curado, presentan una incidencia directa en el aumento de la resistencia a la compresión inconfiada. Este efecto también se observó en otras investigaciones, donde se utilizaron diversos materiales como elemento estabilizador del suelo y se realizaron pruebas de compresión y tracción bajo diferentes

niveles de temperatura y tiempo de curado, considerándose estos factores como catalizadores del material estabilizante en el suelo analizado

En los análisis utilizando el suelo estabilizado con cal, se observa que con un geosintético de menor resistencia (en este caso referencia TR6000 HR) se satisfacen los requerimientos de carga internos del muro. Por lo tanto, con el suelo estabilizado se puede utilizar la misma cantidad de geotextil, pero de menor resistencia, lo que se traduce en beneficios económicos.

Respecto a la normatividad que regula la construcción de muros mecánicamente estabilizados y la estabilización de suelos mediante la adición de cal u otro tipo de elementos, se considera que presenta falencias en términos del control de temperatura de curado de los materiales. De acuerdo con los resultados obtenidos, la temperatura genera un aumento en la resistencia del suelo mezclado con cal, no obstante, dicho parámetro puede variar drásticamente según la zona donde se realice el proceso, por lo que los resultados se verán alterados si es un clima muy caliente o frío. Por lo anterior, se considera pertinente que en otras investigaciones se realicen análisis o se mejore la normatividad respectiva, teniendo en cuenta el control de la temperatura.

Referencias bibliográficas.

- Abd, I., Fattah, M., & Mekkiyah, H. (2020). Relationship between the matric suction and the shear strength in unsaturated soil. *Case Studies in Construction Materials*, 0-12.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.cscm.2020.e00441>
- Abello Giraldo , C., Ortiz Bravo, J., Ospina Zapata , M., & Ospina Zapata , W. (2014). FORMULACIÓN DE CRITERIOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES COMPUESTOS POR CENIZAS VOLCANICAS MEDIANTE EL TRATAMIENTO QUÍMICO DE LOS SUELOS. *Tesis pregrado*. Pereira, Risaralda, Colombia .
- Arrieta Baldovino, J., dos Santos Izzo, R. L., Batista Moreira, E., & Lundgren Rose, J. (2018). Optimizing the evolution of strength for lime-stabilized rammed soil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11, 882-891.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.10.008>.
- ASTM. (2004). *ASTM Standard Test*. West Conshohocken, PA: ASTM Internatinal.
- Bhanupratap Rathod, R. S., & Reddy, B. V. (2022). Behaviour of plain and fibre reinforced cement stabilised rammed earth under compression, tension and shear. *Construction and Building Materials*, 344, 0-19. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128125>.
- Bicalho, K., Boussafir, Y., & Cui, Y.-J. (2018). Performance of an instrumented embankment constructed with lime-treated silty clay during four-years in the Northeast of France. *Transportation Geotechnics*, 17-parte B, 100-116.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2018.09.009>.
- CALIDRA. (2022). <https://calidra.com.co/>. Retrieved from CALIDRA-KALTEC:
<https://calidra.com.co/productos/oxid-oxido-de-calcio-pulverizado/>

- Cartes Melo, I. A. (2016). *Repositorio Academico Universidad de Chile*. Retrieved 2022, from
URI: <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/143477>
- Castañeda Garay , F. (2022). *Estabilización de suelos con cal*. Mexico: Trillas S.A. Retrieved
2023
- Concesion Ruta al Mar. (2019). *Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes Unidad
Funcional 7.3*. Medellin. Retrieved 2023
- Consoli , N., Gravina da Rocha , C., & Silvani, C. (2014). Devising dosages for soil–fly ash–
lime blends based on tensile strength controlling equations. *Construction and Building
Materials*, 55, 238-245. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.01.044>
- Consoli, N. C., Batista Leon, H., Da Silva Carreta, M., Linch Daronco, J., & Lourenço, D. E.
(2019). The effects of curing time and temperature on stiffness, strength and durability of
sand-environment friendly binder blends. *Soils and Foundations*, 59, 1428-1439.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2019.06.007>
- Consoli, N. C., Marques Prietto, P. D., da Silva Lopes, L., & Winter, D. (2014). Control factors
for the long term compressive strength of lime treated sandy clay soil. *Transportation
Geotechnics*, 1, 129-136. doi:<https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2014.07.005>.
- Consoli, N., da Rocha, C., & Silvani, C. (n.d.). Devising dosages for soil–fly ash–lime blends
based on tensile strength controlling equations.
- Consoli, N., Dalla Rosa, A., & Beck Saldanha, R. (2011). Parameters Controlling Strength of
Industrial Waste-Lime Amended Soil. *Soils and Foundations*, 51, 265-273.
doi:<https://doi.org/10.3208/sandf.51.265>
- Consoli, N., Silvano, L., Lotero, A., Scheuermann Filho, H., Moncaleano, C. J., & Cristelo, N.
(2022). Key parameters establishing alkali activation effects on stabilized rammed earth.

Construction and Building Material, 345.

doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128299>

Das, B. (2012). *Fundamento de Ingenieria de Cimentaciones*. Mexico D.F.: Cengage Learning.

Das, G., Razakamanantsoa, A., Herrier, G., Saussaye, L., Lesueur, D., & Deneele, D. (2021).

Evaluation of the long-term effect of lime treatment on a silty soil embankment after seven years of atmospheric exposure: Mechanical, physicochemical, and microstructural studies. *Engineering Geology*, 281, 16.

doi:<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105986>.

FHWA. (2009). *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and*

Reinforced Soil Slopes – Volume I (Vols. Volumen I,). (N. H. Institute, Ed.) Retrieved

2023, from <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/nhi10025/nhi10025.pdf>

FHWA. (2009). *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and*

Reinforced Soil Slopes – Volume II (Vol. Volumen II). (N. H. Institute, Ed.) Retrieved

from <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/nhi10025/nhi10025.pdf>

Geetanjali , D., Andry , R., Gontran , H., Lucile, S., Didier , L., & Dimitri , D. (2021).

Evaluation of the long-term effect of lime treatment of silty soil embankment after seven years of atmospheric exposure: Mechanical physicochemical, and microstructural studies.

Engineering Geology, Elsevier, 16. doi:<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105986>

Gómez Pérez , L., Guillin Acosta, F., & Gallardo Amaya, R. (2016, 08 23). Variacion de las

propiedades mecánicas de suelos arcillosos compresibles estabilizados con material cementante. *Revista Tecnura*, 95-107. doi:

<http://dx.doi.org/10.14483/udistrital.jour.tecnura.2016.2.a07>

- Gutiérrez Pulido, H., & De la Vara Salazar, R. (2008). *Análisis y Diseño de Experimentos*. Guadalajara, México: Mc Graw Hill, Segunda Edición.
- INGEOMINAS. (2003). GEOLOGÍA DE LA PLANCHA 43-43BIS SAN ANTERIO-SAN BERNARDO DEL VIENTO. Bogotá, Colombia: INGEOMINAS.
- INGEOMINAS. (2003). Servicio Geológico Colombiano, SGC. *GEOLOGÍA DE LOS CINTURONES SINÚ - SAN JACINTO PLANCHAS 50 PUERTO ESCONDIDO, 51 LORICA, 59 MULATOS, 60 CANALETE, 61 MONTERÍA, 69 NECOCLÍ, 70 SAN PEDRO DE URABÁ, 71 PLANETA RICA, 79 TURBO, 80 TIERRALTA* 71 PLANETA RICA, 79 TURBO, 80 TIERRALTA. Bogotá, Colombia : INGEOMINAS. Retrieved from SGC.
- Instituto Nacional de Vías, I. (2013). *Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras*. Bogota. Retrieved 2022, from <https://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/14480-especificaciones-generales-de-construccion-de-carreteras-2022-1>
- Islam, S., Robiul Hoque, N., Aminul Haque, M., Mishra, P., Mamun, M., & Dey, S. (2019). Strength development in fine-grained paddy field soil by lime addition. *Journal of Building Engineering*, 26, 0-7. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100857>
- Jahandari, S., Li, J., Saberian, M., & Shahsavari Goughari, M. (2017). Experimental study of the effects of geogrids on elasticity modulus, brittleness, strength, and stress-strain behavior of lime stabilized kaolinitic clay,. *GeoResJ*, 13, 49-58. doi:<https://doi.org/10.1016/j.grj.2017.02.001>.
- Jara Mori, G. (2008). *Archivo Digital Universidad Politecnica de Madrid, UPM*. Retrieved 02 2023, from https://oa.upm.es/1169/1/GONZALO_ANDRES_JARA_MORI.pdf

- Jofré , C., & Kramer , C. (2003). *MANUAL DE ESTABILIZACIÓN DE SUELS CON CEMENTO O CAL*. Madrid: Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones.
- Khodaparast, M., Rajabi, A., & Mohammadi, M. (2021). Mechanical properties of silty clay soil treated with a mixture of lime and zinc oxide nanoparticles. *Construction and Building Materials*, 281, 8. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122548>.
- Koerner, R. (2005). *Designing With Geosynthetics - Fifth Edition*. New Jersey: Prentice Hall.
Retrieved 2023
- Mancisidor Aramburú, G. J. (2018). *Universidad Cesar Vallejo, Lima-Perú*. Retrieved 2022, from <https://hdl.handle.net/20.500.12692/41501>
- Ministerio de Transporte, I. N. (2014). *Norma Colombiana de Diseño de Puentes, CCP-14*. Bogota. Retrieved 2022, from <https://www.invias.gov.co/index.php/normativa/documentos-tecnicos1>
- Moretti, L., Conficconi, M., Natali, S., & D'Andrea, A. (2020). Statistical analyses of SEM-EDS results to predict the quantity of added quicklime in a treated clayey soil. *Construction and Building Materials*, 253, 0-9. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118852>
- National Lime Association, N. (2004). *MANUAL DE ESTABILIZACIÓN DE SUELOS TRATADOS CON CAL*. Retrieved from LIME National Lime Association, NLA: https://www.lime.org/documents/publications/free_downloads/construct-manual-spanish2004.pdf
- Negi, A., Faizan, M., Pandey Siddharth, D., & Singh, R. (2013). Soil Stabilization Using Lime. *International Journal of Innovative Reserarch in Science, Engineering and Technology*, 448-453. doi:https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/52337709/16_-libre.pdf?1490675412=&response-content-

disposition=inline%3B+filename%3DSOIL_STABILIZATION_USING_LIME.pdf&Expires=1679158075&Signature=Fdtd~ymhXnopp9dHQQRvC8a5p~p6rAjR00~1nuaLUDiJ~leBgjGluvW~AnbFKRzU3-97L

- Rubio Hurtado, M., & Berlanga, V. (2012, Julio). Cómo aplicar las pruebas paramétricas bivariadas t de Student y ANOVA en SPSS. *REIRE. Revista d'Innovació i Recerca en Educació*, vol. 5, num. 2., 5, 83-100. doi: DOI:10.1344/reire2012.5.2527
- Shen, Y.-s., Tang, Y., Yin, J., Li, M.-p., & Wen, T. (2021). An experimental investigation on strength characteristics of fiber-reinforced clayey soil treated with lime or cement. *Construction and Building Materials*, 294, 0-10.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123537>.
- Siaw Ackah, F., Hailiang, W., Huaiping, F., Cheng, L., & Feng, L. Z. (2022). Use of Taguchi method to evaluate the unconfined compressive strength of quicklime stabilized silty clayey subgrade. *Case Studies in Construction Materials*, 17.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01417>.
- Silvani, C., Braun, E., Borges Masuero, G., & Consoli, N. (2016). Behavior of Soil–Fly Ash–Lime Blends under Different Curing Temperatures. *Procedia Engineering*, 143, 220-228.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.028>
- Singh Randhawa, K., Chauhan, R., & Kumar, R. (2022). An investigation on the effect of lime addition on UCS of Indian black cotton soil. *Materials Today: Proceedings*, 50, 797-803.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.05.586>.
- SUAREZ, J. (2013). *Deslizamientos Técnicas de Remediación*. Retrieved from Erosión, Geotecnología S.A.S: <https://www.erosion.com.co/deslizamientos-tomo-ii-tecnicas-de-remediacion.html>

- Tharani, K., Selvan, G., Sembagam, T., & Karunakaran, G. (2021). An Experimental investigation of soil stabilization using hybrid fibre and Lime. *Materials Today: Proceeding*. doi:<https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.03.380>.
- Vila Baños , R., Torrado Fonseca, M., & Reguant Alvarez , M. (2019). Análisis de regresión lineal múltiple con SPSS: un ejemplo práctico. *REIRE Revista de Innovación*. doi:<http://doi.org/10.1344/reire2019.12.222704>
- Wavin, P. (2022). *Diseño de Infraestructura con Geosinteticos* (Decima ed.). Bogota: PAVCO Wavin. Retrieved enero 10, 2023
- Yang, G., Liu, H., LV, P., & Zhang, B. (2012). Geogrid-reinforced lime-treated cohesive soil retaining wall: Case study and implications. *Geotextiles and Geomembranes*, 35, 112-118. doi:<https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2012.09.001>.
- Zukri, A. (2012). Pekan Soft Clay Treated With Hydrated Lime As a Method of Soil Stabilizer. *Procedia Engineering*, 53, 37-41. doi:<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.02.006>

ANEXOS

Anexo A. Resultados ensayos de laboratorio

Anexo 1A. Resultados ensayos compresión inconfínada suelo tratado bajo diferentes porcentajes de cal.

# Ensayo	Densidad Seca Máxima gr/cm ³	% Cal	Temperatura (°)	Resistencia a compresión inconfínada (kPa)
1	1,396	2	22	286,98
2	1,297	1	40	94,77
3	1,297	1	22	106,15
4	1,396	1	40	222,75
5	1,198	2	22	85,36
6	1,198	2	22	80,12
7	1,198	3	40	181,27
8	1,198	2	40	102,76
9	1,198	3	22	101,55
10	1,396	3	40	574,05
11	1,396	1	40	229,84
12	1,198	3	40	165,4
13	1,297	3	40	235,68
14	1,198	1	40	72,25
15	1,396	1	22	234
16	1,198	1	22	93,89
17	1,396	2	40	327,86
18	1,396	1	22	235,45
19	1,297	2	22	130,56
20	1,396	2	40	350,21
21	1,297	2	40	143,67
22	1,396	3	40	579,45
23	1,297	2	22	128,76
24	1,297	1	40	96,79
25	1,297	3	22	128,62
26	1,198	2	40	99,32
27	1,396	3	22	331,29
28	1,198	2	40	98,53
29	1,297	3	40	253,41
30	1,198	1	22	81,65
31	1,396	1	22	233,5

<i># Ensayo</i>	<i>Densidad Seca Máxima gr/cm³</i>	<i>% Cal</i>	<i>Temperatura (°)</i>	<i>Resistencia a compresión inconfiada (kPa)</i>
32	1,396	2	40	340,55
33	1,396	2	22	284,9
34	1,198	1	40	74,49
35	1,198	3	40	172,19
36	1,396	3	22	320,32
37	1,297	2	22	133,31
39	1,297	3	22	92,72
40	1,297	2	22	119,79
40	1,198	1	40	81,98
41	1,297	3	22	136,45
42	1,297	1	22	119,5
43	1,396	3	22	340,15
44	1,297	3	40	242,64
45	1,198	1	22	85,41
46	1,198	3	22	100,89
47	1,198	3	22	104,58
48	1,198	1	40	73,54
49	1,297	1	22	106,21
50	1,297	2	40	150,93
51	1,396	2	22	290,74
52	1,396	1	40	226,83
53	1,297	2	40	140,75
54	1,396	3	40	595,53

Anexo 1B. Resultados ensayos compresión inconfiada suelo sin cal

<i>Muestra No.</i>	<i>Densidad gr/cm³</i>	<i>Resistencia a Compresión Inconfiada (kPa)</i>
M1	1,98	11,35
M2	1,98	12,49
M3	1,98	11,92
M1	1,297	38,95
M2	1,297	36,1
M3	1,297	37,32
M1	1,396	56,03
M2	1,396	57,08
M3	1,396	55,9

Anexo 1.C. Resultados ensayos corte directo suelo estabilizado con el 3% de cal,densidad de curado 1.397,0 kg/m³

<i>ORDEN ENSAYO</i>	<i>TEMPERATURA</i>	<i>TIEMPO CURADO</i>	<i>HUMEDAD (%)</i>	<i>C (kPa)</i>	<i>Ø •</i>
1,0	40,0	14,0	19,3	5,6	33,2
2,0	22,0	14,0	19,3	8,5	25,1
3,0	22,0	7,0	19,3	17,1	25,8
4,0	22,0	14,0	15,3	7,0	31,0
5,0	22,0	28,0	11,3	4,3	29,2
6,0	40,0	7,0	11,3	2,6	33,7
7,0	40,0	28,0	19,3	7,4	28,5
8,0	22,0	28,0	15,3	5,0	32,0
9,0	22,0	7,0	11,3	2,8	32,0
10,0	40,0	14,0	11,3	3,4	28,9
11,0	40,0	7,0	15,3	10,1	28,7
12,0	22,0	14,0	11,3	4,4	30,5
13,0	40,0	28,0	11,3	14,4	27,0
14,0	40,0	7,0	19,3	11,4	26,9
15,0	40,0	28,0	15,3	10,6	30,3
16,0	22,0	28,0	19,3	7,0	32,9
17,0	22,0	7,0	15,3	9,4	29,8
18,0	40,0	14,0	15,3	6,2	32,9

Anexo 1.D. *Resultados ensayos corte directo suelo en estado natural (sin cal)*

ORDEN ENSAYO	HUMEDAD (%)	C (kPa)	ϕ °
1,0	11,3	6,6	30,4
1,2	11,3	6,0	30,1
1,3	11,3	6,4	31,6
2,0	15,3	8,5	23,2
2,2	15,3	8,8	23,3
2,3	15,3	9,8	24,8
3,0	19,3	13,5	11,9
3,2	19,3	11,3	13,4
3,3	19,3	13,5	18,2

Medellín, 03 de abril de 2023

INGENIERA
GLORIA ISABEL CARVAJAL
Jefe Maestría en Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería Universidad de Medellín

ASUNTO: Radicación Tesis Maestría

Respetada Ingeniera,

Cordial Saludo,

Por medio de la presente, remito el Documento de la Tesis, la cual es prerequisite para la obtención del título de Maestría del cual soy actualmente aspirante. El título de la investigación es "Suelos Arcillosos De Depósitos Marinos Estabilizados Con Cal, Para Optimización De Estructuras De Contención".

La tesis de la investigación mencionada, cuenta con la aprobación de mi tutor, el Ingeniero Cesar Hidalgo.

Quedo atenta a sus observaciones y comentarios al respecto.

Muchas gracias por la atención prestada.

Atentamente;



NATALIA RIVERA VILLA
C.C. 1 128 269 373



CESAR AUGUSTO HIDALGO
Director Proyecto de Grado