

UNIVERSIDAD DE CUENCA



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL.**

**“SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS: INFLUENCIA DEL PORCENTAJE
DE VOLUMEN DE SUELO CONFINADO POR EL GEOSINTÉTICO EN LA
RESISTENCIA DEL CONJUNTO”**

Trabajo de Titulación Previo a la Obtención del Título de Ingeniero Civil

AUTOR:

MARÍA PAZ ROJAS FLORES.

CI: 0302316294.

DIRECTOR:

ING. KARLA JHOANNA SANTACRUZ REYES, Msc.

CI: 0301731394

CUENCA-ECUADOR

2018



RESUMEN.

Desde tiempos ancestrales se ha usado refuerzo en los suelos para mejorar sus propiedades mecánicas, en tiempos modernos este tipo de mejoramiento de suelo se ha extendido dramáticamente. El uso de geosintéticos como material de refuerzo dentro de suelos granulares, es una metodología que ha estado en continuo uso y desarrollo. La literatura existente no muestra un análisis concreto de la influencia del confinamiento del suelo, generado por el geosintético, dentro del conjunto. El presente trabajo abarca este tema específico, a través de ensayos de compresión simple sobre un suelo granular reforzado. Se utilizan materiales disponibles en la ciudad de Cuenca: un suelo arenoso de la mina Rookaazul y un geotextil NT 1600. Se usa una cantidad de refuerzo variable, en tamaño y cantidad. Esta variación genera diferentes volúmenes de confinamiento del material. Los resultados indican un incremento en la resistencia del suelo reforzado a medida que se incrementa tanto el número de refuerzos como el diámetro. Esto desencadena en una clara influencia del volumen de suelo confinado por el geosintético en la resistencia del conjunto. Pero existe una dispersión de algunos resultados que debería ser analizada a través de replicación de los ensayos o a través del incremento de ensayos realizados. Con los resultados obtenidos constituyen una primera incursión en el análisis de la influencia del volumen de confinamiento, que podría profundizarse y llevarse a teorías de diseño de obras específicas.

Palabras clave:

Suelo reforzado, Geosintético, construcción de muestras, influencia de diámetros de refuerzo, volumen de confinamiento de suelo, capas de refuerzo.



ABSTRACT.

Since ancient times soil reinforcement has been used to improve its mechanical properties, in modern times this type of soil improvement has spread dramatically. The use of geosynthetics as a reinforcing material within granular soils is a methodology that has been in continuous use and development. The existing literature does not show a concrete analysis of the influence of soil confinement, generated by the geosynthetic, within the set. The present work covers this specific topic, through simple compression tests on a reinforced granular soil. Materials available in the city of Cuenca are used: a sandy soil from the Rookaazul mine and an NT 1600 geotextile. A variable amount of reinforcement is used, in size and quantity. This variation generates different confinement volumes of the material. The results indicate an increase in the strength of the reinforced soil as both the number of reinforcements and the diameter increases. This triggers a clear influence of the volume of soil confined by the geosynthetic in the resistance of the whole. But there is a dispersion of some results that should be analyzed through the replication of the trials or through the increase of the tests carried out. With the obtained results they constitute a first incursion in the analysis of the influence of the volume of confinement, that could be deepened and taken to the theories of design of specific works.

Keywords:

Reinforced soil, Geosynthetic, construction of samples, influence of diameters, confinement volume, reinforcement layers.

Contenido

1	CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.....	11
1.1	JUSTIFICACIÓN.....	12
1.2	OBJETIVOS.	12
1.2.1	OBJETIVO GENERAL	12
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	12
2	CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO.	13
2.1	SUELO REFORZADO.	13
2.1.1	DEFINICIÓN.....	13
2.1.2	PRINCIPALES USOS DEL SUELO REFORZADO A TRAVES DEL TIEMPO. 13	
2.2	GEOSINTÉTICOS DENTRO DE LA INGENIERÍA CIVIL.	14
2.2.1	DEFINICIÓN.....	14
2.3	CLASES DE GEOSINTÉTICOS.....	15
2.3.1	GEOMALLAS.	15
2.3.2	GEONETS.....	15
2.3.3	GEOMEMBRANA.	15
2.3.4	GEOSINTETICOS CON FORRO DE ARCILLA (GCLs).	16
2.3.5	GEOESPUMA.	16
2.3.6	GEOCOMPUESTOS.	16
2.3.7	GEOTEXTIL.....	16
2.4	EXPERIMENTACIÓN EN LABORATORIO CON SUELOS REFORZADOS CON GEOSINTETICOS.....	17
2.4.1	TEST DE CELDA UNITARIA (Andrawes & et al, 1978).....	17
2.4.2	ENSAYOS TRIAXIALES PARA COMPARAR EFECTOS DE CAPAS DE TELA ORIENTADAS, CON CAPAS DE TELA ALEATOREAMENTE DISTRIBUIDAS (Gray & Al-Refeai, 1986).	18
2.4.3	PARÁMETROS QUE AFECTAN AL COMPORTAMIENTO DE SUELOS REFORZADOS (Andrawes & et al, 1978).....	19
2.5	TEORIAS REFERENTES A LA CAPACIDAD DEL SUELO REFORZADO CON GEOSINTETICO.....	21
2.5.1	TEORÍA DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EQUIVALENTE (Yang, 1972). 21	
2.5.2	COHESION EQUIVALENTE (Schlosser & Long, 1974).	23
2.5.3	CARGAS DE FALLA EN ESTRUCTURAS DE SUELO REFORZADO (Zhao, 1996). 23	
2.5.4	SOLUCIÓN ISOTRÓPICA PERFECTAMENTE PLÁSTICA PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS COMPRESIBLES DE UN SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS (Tatsuoka, 2004).	25



3	CAPITULO 3: MATERIALES Y MÉTODOS.	28
3.1	DETERMINACIÓN DEL MATERIAL GRANULAR Y SUS PROPIEDADES.	29
3.1.1	GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO.	29
3.1.2	LÍMITES DE ATTENBERG.	31
3.1.3	CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS.	32
3.2	ENSAYO PROCTOR MODIFICADO.	33
3.2.1	MUESTRA.	33
3.2.2	CÁLCULOS Y PROCEDIMIENTO.	34
3.3	PROPIEDADES Y FUNCIONES DEL GEOSINTÉTICO ELEGIDO PARA ESTE TRABAJO.	35
3.3.1	FUNCIONES DEL GEOTEXTIL NO TEJIDO.	35
3.3.2	PROPIEDADES DEL GEOTEXTIL NO TEJIDO.	35
3.3.3	USOS PRICIPALES.	36
3.3.4	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL GEOTEXTIL NO TEJIDO NT1600.	36
3.4	COMPRESIÓN SIMPLE.	37
3.4.1	MUESTRA.	37
3.4.2	CÁLCULOS Y PROCEDIMIENTO.	37
3.5	VOLUMEN DE SUELO CONFINADO.	38
4	CAPITULO 4: RESULTADOS Y DISCUSIÓN.	41
4.1	SUELO GRANULAR.	42
4.1.1	GRANULOMETRÍA POR CRIBADO.	42
4.1.2	LIMITES DE ATTERBERG.	44
4.2	CLASIFICACIÓN DEL SUELO.	45
4.3	ENSAYO DE COMPACTACIÓN.	46
4.4	ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE.	47
4.5	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LAS MUESTRAS DE SUELO EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE CAPAS DE SUELO Y DEL TAMAÑO DE LOS GEOTEXILES USADOS.	50
4.6	VOLUMEN DE SUELO CONFINADO VERSUS LA RESISTENCIA DEL MATERIAL.	54
5	CAPITULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	57
6	REFERENCIAS.	59
7	ANEXOS.	61

INDICE DE FIGURAS.

Figura 3. 1. Disposición del geosintético en una muestra de suelo.....	41
Figura 3. 2. Modo de falla de una muestra de suelo.....	41
Figura 4. 1 Curva granulométrica resultante.....	43
Figura 4. 2 Comparación entre curvas granulométricas, establecidas por la Federal Highway Administration y la obtenida del ensayo.....	44
Figura 4. 3 Curva resultante de compactación.....	46
Figura 4. 4 Curvas tipo para proctor modificado, según Lee y Suedkamp 1972.....	47
Figura 4. 5. Muestra fallada.....	51
Figura 4. 6. Muestra no reforzada antes del ensayo.....	51
Figura 4. 7. Distribución de la resistencia de suelo reforzado, agrupados según el diámetro del refuerzo.....	51
Figura 4. 8. Distribución de la resistencia de suelo reforzado, agrupados según el número de capas de suelo.....	52
Figura 4. 9. Muestra fallada.....	53
Figura 4. 10. Muestra con 5 geotextiles de 5.1 cm de diámetro.....	53
Figura 4. 11. Muestra fallada.....	54
Figura 4. 12. Muestra con 6 geotextiles de 6.1 cm de diámetro.....	54
Figura 4. 13. . Resistencia a compresión simple versus porcentaje de volumen de suelo confinado.....	55
Figura 4. 14. Resistencia a compresión simple versus porcentaje de volumen de suelo confinado (puntos significativos).....	56



INDICE DE TABLAS.

Tabla 3.1. Serie de tamices usados para granulometría. 29

Tabla 3.2. Determinación del tamaño de la muestra, según ASTM C136. 30

Tabla 3.3. Tabla 2.1. Especificaciones del geotextil NT1600, PAVCO S.A. 36

Tabla 3.4. Datos para compresión simple. 38

Tabla 3.5. Resumen de ensayos realizados incluyendo el porcentaje de volumen de suelo confinado..... 39

Tabla 4.1. Granulometría proveniente de la mina RookaAAzul. 42

Tabla 4.2. Resultados de la clasificación mediante el método S.U.C.S. 45

Tabla 4.3. Resultados de la clasificación mediante AASTHO M145. 45

Tabla 4.4. Datos generales para la compresión simple. 48

Tabla 4.5. Resultados del ensayo a compresión simple a un suelo sin refuerzo. 49

Tabla 4.6. Resultados del ensayo a compresión simple en suelo reforzado..... 49



Yo María Paz Rojas Flores en calidad de autora y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación " **SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS: INFLUENCIA DEL PORCENTAJE DE VOLUMEN DE SUELO CONFINADO POR EL GEOSINTÉTICO EN LA RESISTENCIA DEL CONJUNTO**", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, abril de 2018

María Paz Rojas Flores.

C.I.: 0302316294



Yo María Paz Rojas Flores, autor/a del trabajo de titulación "SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS: INFLUENCIA DEL PORCENTAJE DE VOLUMEN DE SUELO CONFINADO POR GEOSINTÉTICOS EN LA RESISTENCIA DEL CONJUNTO", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, abril de 2018

A handwritten signature in blue ink, appearing to read "María Paz Rojas Flores", positioned above a horizontal line.

María Paz Rojas Flores.

C.I.: 0302316294



AGRADECIMIENTOS.

Mi más profundo y sincero agradecimiento a la Ing. Karla Johana Santacruz Reyes, por haberme brindado su confianza, tiempo, sabiduría, pero sobre todo por la motivación y soporte durante el desarrollo del presente trabajo de titulación desde el inicio hasta su culminación.

De igual manera agradezco a los señores encargados del laboratorio de Geotécnica y Materiales de la facultad de ingeniería, por los equipos para el desarrollo de este trabajo de titulación.



DEDICATORIA.

“Si no puedes volar entonces corre, si no puedes correr entonces camina, si no puedes caminar entonces arrástrate, pero lo que sea que hagas, sigue moviéndote hacia adelante” Martin Luther King JR.

A Dios, por nunca dejarme sola, a mis padres, por ser mi soporte en cada paso y tropiezo de mi carrera universitaria. A mis hermanos por su amor, en especial a mi hermano Marcos, por mostrarme que siempre se puede ser una mejor versión de uno mismo y que con perseverancia se alcanzan las metas.

A mis amigos con quienes he compartido los años de universidad y que ahora formar parte de mi familia Carolina, María de Carmen, Ana, Martín y Erika.

María Paz

1 CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.

La tecnología de suelo reforzado consiste en la colocación de tiras o capas de refuerzo dentro de la masa de suelo, con la finalidad de proporcionar cierta resistencia a la tensión e incrementar la resistencia al corte. Dentro de este tipo de mejoramiento del suelo, está el suelo reforzado con geosintéticos. En este caso el refuerzo es una lámina de geosintético ubicada entre dos capas de suelo, se pueden colocar tantas láminas como la geometría o el diseño de la estructura lo requiera.

El uso de suelos reforzados dentro de las estructuras civiles fue instaurado por Henri Vidal en 1966. Sin embargo, durante muchos años un gran número de estructuras de tierra han sido combinadas con geosintéticos para formar paredes de refuerzo, taludes, cimentaciones superficiales (Hausmann, 1976). El uso de este tipo de mejoramiento se justifica por ofrecer una solución constructiva rápida y una buena respuesta, tanto a fuerzas estáticas como a sísmicas. Permite además la construcción sobre cimentaciones débiles, disminuye asentamientos diferenciales y ahorra espacio; puesto que elimina la necesidad de incrementar la dimensión de cualquier estructura de contención. Algunos autores consideran que en la actualidad es inevitable el uso de materiales geosintéticos principalmente en la construcción de obras civiles, de drenaje como por ejemplo muros de contención, ferrocarriles, autopistas, etc (Tatsuoka et al., 1998; Naeini & Gholampoor, 2014).

Las principales aplicaciones de geosintéticos en obras civiles, están enfocadas a su uso en pavimentos, obras de drenaje, y estabilización de suelos; cada tipo de geosintético suele tener un uso preferencial o especializado. Las geomallas son muy usadas en el diseño de pavimentos flexibles, estas presentan ventajas al aumentar la capacidad portante del conjunto, así como la resistencia a movimientos y deformaciones laterales de la estructura del pavimento; la presencia de geomallas también evita y reduce la aparición de grietas por reflexión (Beltran, 2013) y disminuye la deformación. Por su parte los geotextiles en sus inicios fueron usados para prevenir la erosión en el hormigón y también han sido usados como filtros de suelos granulares detrás de las paredes de retención, bajo obras hidráulicas, entre otros. Actualmente sus principales aplicaciones son como separadores de materiales, como estabilizador de suelos blandos y como drenaje, principalmente en obras viales y puentes (Koerner, 2012). Sin embargo, al ser muy flexibles se deforman con facilidad, convirtiéndose en superficies de debilidad para el deslizamiento. El geotextil al descomponerse con la luz, puede permitir que el agua se acumule entre las capas, deteriorando las estructuras hidráulicas.

En la actualidad existe una gran variedad de investigaciones realizadas en suelos reforzados con geosintéticos. La mayoría de los estudios experimentales se han enfocado en evaluar la influencia de algunos parámetros dentro del comportamiento del suelo reforzado con geosintéticos, tales como: la presión de confinamiento, el tipo de geosintético, el espaciamiento entre capas de geosintéticos, las propiedades del suelo tanto físicas como mecánicas, etc.

Sin embargo, a pesar de la amplia investigación realizada a suelos reforzados con geosintéticos existe un parámetro que no se ha estudiado como tal: la influencia del porcentaje de volumen de suelo confinado por el geosintético en la resistencia del conjunto. Cuando mallas de geosintético se ubican dentro de la masa de suelo, éstas ofrecen una restricción al movimiento lateral, generando cierto tipo de confinamiento al material entre ellas ubicado. Mientras el porcentaje de volumen de material confinado sea mayor, el comportamiento del conjunto debe mejorar. Esta relación no ha sido abordada en la literatura existente y se considera que puede tener una influencia muy importante en el diseño de obras con suelo reforzado con geosintético.

El presente trabajo busca determinar una relación entre el porcentaje de suelo confinado por el geosintético y la resistencia que este suelo reforzado presenta. Por lo tanto, en la presente tesis se analizan los cambios en deformación y resistencia que experimenta el suelo reforzado con geosintético a medida que las dimensiones del geosintético de refuerzo disminuyen. Se utilizan ensayos de comprensión simple con material granular proveniente de una mina cercana a la ciudad de Cuenca, reforzado con capas de geosintético. Los resultados obtenidos constituirán un gran aporte para revisar actuales metodologías de diseño de suelos reforzados que son aplicadas a varios problemas de ingeniería. Además, contribuirán con una guía para la aplicación práctica de este tipo de mejoramiento de suelos.

1.1 JUSTIFICACIÓN.

La importancia del presente trabajo radica en la incursión en un nuevo parámetro de influencia en el comportamiento del suelo reforzado con geosintético. Este parámetro no ha sido abordado en la literatura existente. Indirectamente se podría llegar a establecer una relación entre el confinamiento que ejerce el geosintético en el suelo y los resultados de resistencia que el conjunto presenta; sin embargo, esta interrelación no ha sido directamente analizada en la bibliografía disponible. Constituye entonces un trabajo original en el tema.

Los resultados obtenidos en el presente trabajo pueden impulsar nueva investigación en la metodología tradicional de diseño de estructuras con suelo reforzado con geosintético. Además, puede aclarar la correspondencia entre investigación en laboratorio con su aplicación en campo. Actualmente existen diseños muy singulares para cada aplicación del suelo reforzado, es el caso de paredes reforzadas con geosintéticos y estribos de puentes con suelo reforzado. A pesar de que las dos aplicaciones tienen los mismos componentes y un sistema constructivo muy similar, su diseño es drásticamente distinto (Phillips et al., 2015). El presente trabajo constituye un aporte al entendimiento del comportamiento básico de un suelo reforzado, los conceptos presentados pueden transferirse hacia aplicaciones más específicas y colaborar de esta manera con el desarrollo ingenieril de obras con suelos reforzados.

1.2 OBJETIVOS.

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general que persigue el presente trabajo es colaborar en la comprensión del comportamiento del suelo reforzado con geosintéticos a través del análisis de la interrelación entre el volumen de suelo confinado y su respuesta frente a esfuerzos. Se pretende determinar cómo cambia el comportamiento del suelo reforzado con geosintéticos, a medida que cambia el porcentaje de volumen de suelo confinado por el refuerzo.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

1. Determinar un suelo predominantemente granular, que provenga de alguna de las minas cercanas a la ciudad de Cuenca y que posea las características necesarias para ser usado con refuerzo de geotextiles y sometido a ensayos de comprensión simple en laboratorio.
2. Determinar las propiedades físicas del suelo obtenido, tales como granulometría y límites de Atterberg.
3. Especificar las características físicas de densidad y humedad, a las cuales el suelo será conformado para realizar los ensayos de resistencia.
4. Determinar las propiedades mecánicas del suelo conformado.
5. Elegir un geosintético de uso frecuente en el medio y especificar sus características.
6. Determinar las dimensiones y cantidades de refuerzo adecuadas para conseguir diferentes volúmenes de confinamiento en el suelo y calcularlas.

7. Realizar ensayos de compresión simple con el suelo reforzado usando las cantidades y dimensiones de refuerzo especificadas.
8. Analizar la deformación y la resistencia del suelo reforzado ensayado.
9. Obtener conclusiones referentes al tipo y magnitud de influencia del porcentaje del volumen de suelo confinado con el refuerzo dentro del comportamiento del suelo reforzado con geosintético.

2 CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO.

Este capítulo trata sobre la evolución que han tenido las estructuras geotécnicas dentro de la ingeniería civil; a través de la aplicación de refuerzos como son los geosintéticos. También se da una descripción de los principales tipos de refuerzos y su aplicación dentro las obras civiles, para finalmente enfocarse en el tipo de geosintético y el tipo de suelo usado en este trabajo. Por otro lado, en este capítulo se trata de algunas investigaciones de laboratorio enfocadas ya sea a un parámetro de suelo en específico o al comportamiento del conjunto suelo-refuerzo.

2.1 SUELO REFORZADO.

2.1.1 DEFINICIÓN.

El término *suelo reforzado* fue establecido por el ingeniero civil francés Henry Vidal (Francois & Than Long, 1974). El suelo reforzado con geosintético es un tipo de mejoramiento del material, en el cual capas de geosintético son colocadas dentro de la masa del suelo. De esta manera se proporciona un cierto confinamiento lateral que se traduce en un incremento de resistencia, debido a la fricción que se desarrolla entre el suelo y el refuerzo. El uso de “inclusiones” en el suelo para mejorar algunas de sus propiedades, tiene una larga historia, desde tiempos remotos hasta la actualidad (Francois & Than Long, 1974) (Beltran, 2013).

A continuación, se presentan algunos datos recopilados de literatura existente que muestran la importancia que continuamente se ha venido dando al mejoramiento del suelo a través de inclusiones.

2.1.2 PRINCIPALES USOS DEL SUELO REFORZADO A TRAVES DEL TIEMPO.

La historia cuenta que antiguamente se adicionaban algunos tipos de elemento dentro del suelo; con el fin de mejorar su calidad. Algunos usaron las ramas de palmeras enlazadas para retener el material durante el desarrollo de sus obras verticales, tal es el caso de los babilonios. En la construcción de la muralla china se incluyó palmera en la arcilla y también arena en zonas específicas de la estructura. Finalmente, durante la guerra de Golfo, el ejército de Estados Unidos confino la arena mediante el uso de geoceldas con el fin de aumentar la capacidad de soporte del suelo y acelerar el tránsito de sus tropas (Beltran, 2013).

El primer uso de geosintéticos en obras viales fue realizado por el departamento de autopistas de Carolina del Sur en 1926; este mecanismo de mejoramiento consistió en la adición de fibras sintéticas dentro de la estructura. El ensayo básicamente era la colocación de una capa de algodón sobre la base granular; sobre ésta se colocó el asfalto caliente y sobre este una capa de arena. Los resultados mostraron que se logró reducir la fisuración y el agrietamiento en la estructura (Koerner, 2012).

En la década de los 60, el arquitecto francés Henry Vidal patentó el concepto de “Estructuras de Tierra Armada”. Esta tecnología consistía en reforzar las estructuras de tierra, usando materiales inextensibles como láminas de acero. Estas inclusiones generaban un fortalecimiento del suelo y mejoraban sus propiedades (Andrawes et al., 1978). A partir de estos años, muchas

investigaciones se han derivado respecto al análisis de suelos reforzados con inclusiones en su masa. Yang (1972) propone la inclusión de material flexible como membranas sintéticas. Originalmente se utilizaron láminas de acero. Posteriormente se han utilizado mallas metálicas, geosintéticos (Suárez Díaz, 1998).

El uso de membranas de tela no tejidas muy extensibles como inclusiones creció durante los años 60. Las funciones principales de estos tejidos han sido la separación y la filtración, pero desde las primeras investigaciones de su uso, también se ha sugerido una función de refuerzo, (McGown & Ozelton, 1973; Andrawes et al., 1978).

Adicionalmente, se han utilizado una variedad de inclusiones extensibles que van desde materiales polímeros de bajo módulo de elasticidad hasta inclusiones metálicas relativamente rígidas y de alta resistencia para reforzar los suelos. Estas inclusiones de tracción vienen en muchas formas que van desde tiras y rejillas hasta fibras discretas y telas tejidas y no tejidas (Gray & Al-Refeai, 1986).

Un requisito importante en el diseño de estructuras reforzadas es asegurar su estabilidad. Hay algunos enfoques analíticos, esencialmente extendidos a partir de métodos simplificados de equilibrio límite (por ejemplo, (Christie & El-Hadi, 1977); (Ingold, 1982); (Murray, 1982) (Ruegger, 1986); (Schneider & Holtz, 1986); (Schmertmann, 1987)), que fueron capaces de hacer frente al problema de la estabilidad (Leshchinsky et al., 1990). Dada la resistencia y el peso unitario del suelo de relleno, la altura y la inclinación de la cara de la estructura de tierra, el número de hojas de refuerzo a utilizar, y un factor de seguridad, se pueden determinar a partir de gráficos de diseño: la resistencia a la tracción geosintética requerida y la longitud de empotramiento necesaria para asegurar la estabilidad. Los resultados pueden aplicarse a sistemas de drenaje libre colocado sobre una base firme. Cabe destacar que un análisis de estabilidad es sólo un paso en el diseño de estructuras de suelo reforzado. Un panorama completo e instructivo de los muchos aspectos asociados al refuerzo de los geosintéticos son detallados en el artículo “ Soil Reinforcement Design Using Geotextiles and Geogirds” (Bonaparte et al., 1985; Leshchinsky et al., 1990).

Un suelo reforzado debe tener tanto estabilidad interna como externa. La estabilidad interna se ocupa de la resistencia a la falla de arranque dentro de la zona de suelo reforzado como resultado de la interacción entre el suelo y el refuerzo. La estabilidad externa se refiere a situaciones en las que una porción reforzada puede deslizarse horizontalmente como un bloque monolítico a lo largo de una de las hojas de refuerzo. Más adelante se describirán detalladamente los análisis de estabilidad interna y externa de una estructura de suelo geosintético reforzado, con drenaje libre sobre una base firme (Leshchinsky et al., 1990).

2.2 GEOSINTÉTICOS DENTRO DE LA INGENIERÍA CIVIL.

2.2.1 DEFINICIÓN.

Un geosintético es un producto plano o laminado, hecho a base de polímeros que se aplican sobre suelos, roca, tierra o cualquier otro material relacionado con la ingeniería geotécnica, como una parte integral de un proyecto, estructura o sistema hecho por el hombre (ASTM D4439, 2006). Los materiales que se utilizan para su fabricación son generalmente compuestos plásticos, aunque también se pueden utilizar fibras naturales, fibra de vidrio u otros compuestos de origen natural, como las arcillas (Koerner, 2012).

Los geosintéticos dentro de las obras civiles, forman 3 grupos en cuanto se refiere a su aplicación. Son usados principalmente como separación, refuerzo y mejoramiento de suelos,

también como drenaje y filtración de sólidos y como barrera impermeabilizante que prevenga el movimiento del líquido (Koerner, 2012). Las razones principales de sus usos dentro de la ingeniería civil son las que siguen:

- Su calidad al momento de ser manufacturados.
- Su rápida instalación.
- Pueden reemplazar materias primas.
- Su uso requerido en algunos casos
- Su uso ha permitido la realización de diseños antes imposibles.
- Su costo es cómodo, comparado con suelos u otros materiales de construcción.
- Su huella de carbono es baja comparada con otras soluciones.

Los campos de la ingeniería en los que más se usan los geosintéticos son transporte, geotecnia, hidráulica, así como también es aplicable para aguas subterráneas. Los materiales de los que se obtiene el geosintético son principalmente de la industria del plástico, generalmente llamados geo-polímeros (Koerner, 2012).

2.3 CLASES DE GEOSINTÉTICOS.

Dentro de la amplia clasificación de los geosintéticos podemos mencionar: geomallas, geonets, geomembrana, geosintéticos con forros de arcilla (GCL), geospuma, geocompuestos, geotextiles, entre otros. A continuación, se presenta una breve descripción de cada uno de ellos, para posteriormente enfocarnos específicamente en el geosintético usado en el presente estudio.

2.3.1 GEOMALLAS.

Las geomallas son planchas sintéticas con aberturas variables, elaboradas principalmente de polietileno, tienen un peso específico relativo que oscila entre 0.935 y 0.942, su ancho varía entre 0.2” y 0.3”. Se usan principalmente como refuerzo. Normalmente van acompañados de un geotextil o geomembrana, para evitar el transporte de partículas con el agua. Existe un amplio rango de uso para este material, por ejemplo, es usado dentro del balastro en la construcción de ferrocarriles, como refuerzo de asfalto en pavimentos, como refuerzo basal entre pilotes o cimentaciones profundas, como refuerzo de vertederos para permitir su expansión vertical (Koerner, 2012).

2.3.2 GEONETS.

También son llamados geo-espaciadores y fueron desarrollados en Reino Unido. Básicamente están formados por una continua extrusión de polímeros y polipropilenos de alta densidad, no es muy dúctil o flexible como los geotextiles, pero a diferencia de ello es bastante resistente. Este tipo de geosintéticos es principalmente usado para reforzar suelos como materiales de construcción, se usa también como drenaje detrás de muros de contención, como drenaje en suelos susceptibles al congelamiento, drenaje en rellenos sanitarios, como drenaje debajo de autopistas y aeropuertos (Koerner, 2012).

2.3.3 GEOMEMBRANA.

Fueron desarrollados en Estados Unidos y Alemania. Este tipo de geosintéticos están hechos de un polímero de tipo termoplástico, lo que significa que en presencia de calor se vuelven suaves y maleables. Su uso principal es como contenedor de líquidos o como barrera de vapor. Es ampliamente usado en áreas geotécnicas, hidráulicas y de transporte, por ejemplo: como forro

para el agua potable, como forro para contener líquidos, para controlar la expansión de suelos, como una barrera de olores en vertederos, debajo del asfalto como barrera impermeable (Calles Ponce, 2002).

2.3.4 GEOSINTETICOS CON FORRO DE ARCILLA (GCLs).

Una GCLs, está formada por una fina capa de arcilla bentonítica envuelta en dos capas de geotextil (Calles Ponce, 2002). Los espesores de este tipo de geotextil varían entre 4 y 6 mm. Su objetivo principal es ser una apropiada barrera para el agua y otros líquidos, entre sus principales aplicaciones están, como capa primaria en rellenos sanitarios, debajo de geomembranas como capa primaria en vertederos, como revestimiento para canales y también junto a geomembranas en muros de corte (Koerner, 2012).

2.3.5 GEOESPUMA.

Es un bloque de material geosintético polimérico espumado, normalmente usado en la rama de la ingeniería geotécnica. Normalmente se usa como relleno liviano en suelos compresibles, como elementos de compresión detrás de los muros de contención, como elementos de compresión dentro de las cimentaciones, como elementos de compresión dentro de las estructuras mecánicas (Koerner, 2012).

2.3.6 GEOCOMPUESTOS.

Es la unión de dos o más geosintéticos, cuyo objetivo es resolver un problema específico de la forma más rápida posible. Las posibilidades de combinarse son infinitas; entre las cuales están: geotextil con geomalla para solucionar problemas de drenaje, geotextil y geo red para incrementar la resistencia y capacidad a fricción. También, geotextil con geomembrana para aumentar la resistencia al corte y adicionar fricción y es usualmente empleado para prevenir deslizamientos (Calles Ponce, 2002).

2.3.7 GEOTEXTIL.

Los geotextiles son un tipo de geosintético permeable que abarca únicamente los textiles (ASTM D4439, 2006). Normalmente son usados en cimentaciones en suelo, en rocas, como un material integral de una estructura o sistema dentro de la ingeniería geotécnica. Se forman a partir de un entrelazado de fibras o filamentos de polipropileno mezclados aleatoriamente, conformando una capa textil con altas propiedades de filtración y drenaje (Koerner, 2012). Existen 2 tipos de geotextiles fabricados, los tejidos y no tejidos, sin embargo, los estilos de fabricación son numerosos. En cuanto a los geotextiles tejidos podemos decir que se forman al entrelazar transversal y longitudinalmente 2 o más fibras, hilos o filamentos. Usados principalmente en proyectos ferroviarios, pistas de aterrizaje, muros de contención, como refuerzos o separadores. Por otro lado los geotextiles no tejidos son materiales muy permeables (Geotexan S.A., n.d.). Los geotextiles fabricados por este proceso tienen buenas características mecánicas, manteniendo un espesor uniforme, el cual les confiere mayor estructura tridimensional, gran elongación pudiendo estirarse desde un 40% hasta un 120% o más, antes de entrar en carga de rotura, esta propiedad les proporciona muy buena adaptación a las irregularidades de los terrenos, excelentes propiedades para protección que suele denominarse efecto colchón y muy buenas funciones de filtración y separación. Existen algunos tipos de estilos de fabricación que sub clasifican a este tipo de geosintéticos (Koerner, 2012).

2.4 EXPERIMENTACIÓN EN LABORATORIO CON SUELOS REFORZADOS CON GEOSINTETICOS.

Dentro de la literatura disponible, se puede encontrar un gran número de investigaciones realizadas con suelo reforzado con geosintéticos. Muchas de estas investigaciones utilizan ensayos de laboratorio ya sea para determinar la influencia de un parámetro en específico o para determinar el comportamiento de un suelo reforzado en contraste con el mismo suelo sin refuerzo. A continuación, se resumen algunos artículos de utilidad para el presente trabajo.

2.4.1 TEST DE CELDA UNITARIA (Andrawes et al., 1978).

El efecto de las propiedades de la inclusión (el refuerzo) y su orientación, sobre el comportamiento de la arena se examinó experimentalmente utilizando un aparato de celda unitaria de deformación plana (unit cell tests). Los ensayos se realizaron utilizando muestras de densidad media y de arena suelta, con o sin inclusiones. Cuando se utilizaron inclusiones, se colocó una sola capa en la muestra que pasaba a través del centroide de la sección transversal de la muestra, ya fuera horizontalmente, es decir, en la dirección de las tensiones principales de tracción, o inclinada en varios ángulos respecto a la horizontal.

El aparato consistió en una máquina de compresión triaxial sobre la que se ensayó una muestra de 152 x 102 x 102 mm. La muestra tenía platos superior e inferior lubricados rígidos en los que se montaron discos porosos y se conectaron a manómetros externos. La condición de deformación plana se impuso utilizando dos platos laterales lubricados rígidos 152 x 127 x 12 mm que se atornillaron a través de las 102 x 102 caras. Se colocó una placa de vidrio de 10 mm de espesor en cada plato para permitir que se tomaran sucesivas fotografías individuales de toda la sección transversal de la muestra en diferentes etapas de las pruebas. La presión de confinamiento se aplicó usando vacío y se mantuvo constante durante el ensayo. En todos los ensayos se utilizó una velocidad de ensayo constante de 0,2 mm/min. La tensión del desviador se midió usando una célula de carga, pero la tensión principal intermedia no se midió en estas pruebas.

Para los ensayos se utilizó arena que tiene un tamaño de partícula de 0,4 a 1,0 mm y un coeficiente de uniformidad de 1,13 se usó en todas las pruebas. Las porosidades máximas y mínimas de la arena fueron 0,45 y 0,345 respectivamente. Se utilizaron tres tipos de inclusiones: no tejido, papel de aluminio y malla de aluminio. El no tejido estaba compuesto por un 25% de nylon y un 75% de polipropileno en forma de homo-filamentos de polipropileno al 50% y un 50% de polipropileno con hetro-filamentos de vaina de nylon.

Los resultados de este test, se consideran siguiendo dos aspectos; el primero la relación esfuerzo- deformación y segundo la tensión interna. En el caso de la relación esfuerzo-deformación, el análisis se centra en la influencia del refuerzo de papel aluminio, la malla de aluminio y el T 140 al ser colocadas en la arena densa de manera horizontal. El comportamiento mostrado por el conjunto al comparar el radio de esfuerzo (obtenido de la división de esfuerzo aplicado para la presión de confinamiento) vs la tensión axial; establece que los ensayos con inclusiones de malla metálica son los más resistentes, a comparación con los ensayados con T 140 y con papel aluminio. Pero recalcando que el ensayo con malla metálica presenta un punto de quiebre muy pronunciado, mientras que el resto de ensayos presentan un punto de ruptura más suavizado. La variación de estos picos puede deberse a factores como la ruptura del refuerzo, al deslizamiento de este, durante la duración del ensayo. Por otro lado, la tensión interna desarrollada en la muestras, debido a su colocación en posición horizontal e inclinada, revelan que cuando la orientación de inclusión se aproxima a la orientación de los planos de corte cuando estos se desarrollan solo en el suelo, la tensión de corte en la zona alrededor de la

inclusión es pronunciada. Esto sugiere que las inclusiones en estas orientaciones indujeron el deslizamiento de casi rígido bloque de suelo a lo largo de la interfaz de inclusión del suelo. Como fricción de inclusión del suelo en el sistema ensayo es siempre menor que la fricción suelo-suelo, la presencia de inclusiones cerca de estas orientaciones críticas debe producir menos resistencia a la fricción que la arena sola.

2.4.2 ENSAYOS TRIAXIALES PARA COMPARAR EFECTOS DE CAPAS DE TELA ORIENTADAS, CON CAPAS DE TELA ALEATOREAMENTE DISTRIBUIDAS (Gray & Al-Refeai, 1986).

Los ensayos de compresión Triaxial se realizaron en muestras reforzadas de una arena seca. Esta arena es una arena limpia, uniforme, de grano medio que se ha utilizado en estudios previos de refuerzo en la Universidad de Michigan.

Los autores seleccionaron geotextiles comercialmente disponibles con una gama variada de propiedades mecánicas y reológicas, y los usaron como refuerzo de la arena; además usaron fibras discretas distribuidas aleatoriamente dentro de la masa del suelo.

Para los geotextiles, tanto las telas tejidas como las no tejidas se ensayaron; para las fibras se usaron variación entre fibras naturales y sintéticas, fibras de caña y fibras de vidrio. Las fibras sintéticas se usaron en tres tamaños según eran manufacturas, de 13, 25 y 38 mm de longitud y de 0,3 a 1,75 mm de diámetro, estaban hechas de vidrio y disponibles comercialmente como aditivos para hormigón reforzado con fibra. Estas fibras sintéticas son considerablemente más densas y más rígidas que las fibras de caña naturales, pero también tienen propiedades de fricción de superficie mucho más bajas. Las fibras de naturales se cortaron de fibras largas a las mismas longitudes que las fibras de vidrio. Aunque las longitudes de los dos tipos de fibras eran las mismas, las fibras de vidrio tenían relaciones de aspecto mucho mayor (longitud / diámetro) debido a sus diámetros más pequeños.

Se utilizó un aparato triaxial Geonor estándar para analizar la arena reforzada con geotextil. Todos los ensayos se realizaron en muestras cilíndricas con un diámetro de 36 mm y una altura de 80 mm. Los refuerzos consistían en discos circulares de tela, que se cortaron de láminas de tela girando un tubo de aluminio afilado y caliente (diámetro interno de 35 mm) sobre tela colocada sobre un bloque de madera. La arena se probó en condiciones densas con relación de vacíos de 0.54 ($e = 0,54$) y sueltas ($e = 0,72$). Estas relaciones de vacíos correspondieron a densidades relativas de 86% y 21%, respectivamente.

Los ensayos de compresión triaxial en arenas reforzadas con fibras cortas se realizaron sobre las mismas muestras de tamaño utilizadas para la arena reforzada con tela. Las pruebas sobre arena reforzada con las fibras más largas (38 mm) se realizaron en muestras de 71 mm de diámetro y 180 mm de altura.

- CAPAS DE TELA ORIENTADAS CONTINUAS.

Las inclusiones de tejido se colocaron horizontalmente en la dirección del plano principal. En general, los resultados han demostrado que el esfuerzo último aumentó con el incremento de las capas de tela y que la deformación axial tendía a aumentar con la separación decreciente entre las capas de tela (mayor número de capas). Los resultados de estas pruebas también han demostrado que la deformación requerida para alcanzar la resistencia máxima se incrementó y que la tendencia hacia el comportamiento frágil o la pérdida de la resistencia después del pico en la arena densa se redujo notablemente por la presencia de refuerzo.

- FIBRAS DISCRETAS ALEATORIAMENTE DISTRIBUIDAS.

Los autores enfatizan la falta de trabajos sobre refuerzos discretos de fibras distribuidas aleatoriamente en suelos. A diferencia de los geotextiles, estas fibras incluso actualmente no se comercializan para propósitos de refuerzo del suelo. Las fibras cortas que consisten en acero y fibra de vidrio están disponibles comercialmente, sin embargo, como aditivos para el refuerzo de hormigón. Seguramente ese es el motivo por el cual no existía mucha investigación del uso de fibras para reforzar suelo. Los autores mencionan pocos trabajos al respecto.

Se mostraron resultados de una sola prueba triaxial en arena reforzada con virutas de madera de abeto. Sus resultados mostraron que pequeñas cantidades de fibra aumentaron notablemente tanto la resistencia como la rigidez de la arena (Lee et al., 1973).

Se presentaron resultados de ensayos triaxiales en una arcilla de caolín reforzada con fibras de celulosa. Los especímenes se consolidaron a partir de una mezcla de suspensión. La adición de fibras aumentó tanto la rigidez como la resistencia no drenada de la caolinita (Andersland & Khattak, 1979).

También, el artículo “Laboratory Study of Granular Soils Reinforced with Randomly Oriented Discrete Fibers”, informó que los resultados de las pruebas de compresión de laboratorio y CBR en una grava arenosa reforzada con cantidades muy pequeñas (menos del 2% en peso) de fibras aleatorias. Las pruebas de compactación mostraron que las fibras aumentaban la resistencia a la densificación. Cuando se aplicó un esfuerzo de compactación constante a una gama de muestras con un contenido en fibras creciente, la resistencia aumentó casi totalmente. Esto fue causado por el concomitante aumento de la porosidad que se produjo con el aumento del contenido de fibra. Un aumento en la proporción de porosidad del suelo tendería a negar cualquier aumento de la resistencia a partir del refuerzo de fibra (Hoare, 1979).

2.4.3 PARÁMETROS QUE AFECTAN AL COMPORTAMIENTO DE SUELOS REFORZADOS (Andrawes et al., 1978).

Como muchos tipos de materiales están disponibles para su uso como inclusiones (refuerzos), es necesario examinar las propiedades de éstos que son importantes para el rendimiento del comportamiento del sistema. Estas propiedades pueden dividirse en cuatro grupos principales.

- FORMAS DE LOS REFUERZOS.

Esto constituye la forma física y las dimensiones de los refuerzos. Se han utilizado varias secciones transversales de material, incluyendo tiras rectangulares, barras redondas y hojas continuas, pero en la gran mayoría de las estructuras de inclusión de suelo construidas en 1978, han empleado tiras rectangulares.

Sin embargo, las telas tejidas y no tejidas en forma de hoja están ganando un uso más amplio según los autores: (Puig et al., 1977), (Bell & Steward, 1977), (Kern, 1977), (Broms, 1977). Esto es importante ya que al cambiar de tiras a láminas la interacción de inclusión de suelo se verá alterada de alguna manera con el cambio en la forma de sección transversal de la inclusión de tridimensional a bidimensional.

- FRICCIÓN Y ADHERENCIA.

La textura de la superficie del refuerzo, las propiedades resistentes del material de refuerzo y el tipo de suelo utilizado son los factores más importantes que controlan el mecanismo de fricción / adhesión en la interface inclusión-suelo y, por tanto, la transferencia de carga entre el suelo y los refuerzos. El deslizamiento ocurrirá si existe una tendencia a que la oblicuidad en la

interface aumente por encima de la correspondiente a las condiciones limitantes. Hasta ahora se han adoptado dos aproximaciones a las mediciones del coeficiente de fricción / adherencia. La técnica más simple se basa en el deslizamiento del suelo sobre las inclusiones en la caja de corte estándar, mientras que la otra se basa en extraer inclusiones de modelos o estructuras a escala completa, la llamada prueba de extracción.

- **COMPORTAMIENTO ANTE LA CARGA DE DEFORMACIÓN.**

Las características de deformación in situ de las inclusiones ante la presencia de carga, están entre los parámetros más importantes que afectan al comportamiento del sistema. Estos pueden diferir del comportamiento del material en aislamiento, en particular cuando las inclusiones son de material compuesto o geometría interna compleja.

Cuando una inclusión está en contacto con el suelo, se alteran las propiedades globales de tensión-deformación de los diversos componentes o se altera la estructura del material bajo tensión aplicada. Por lo tanto, se recomienda considerar las propiedades de tensión-deformación de las inclusiones in situ. De esta manera se podrá determinar el comportamiento de la interacción suelo-inclusión.

- a. Los refuerzos pueden tener esfuerzos de ruptura que son menores que las tensiones máximas de tracción en el suelo sin refuerzos, bajo las mismas condiciones de estrés operacionales. De este modo, dependiendo de la resistencia última de los refuerzos en relación con las cargas impuestas, estos refuerzos pueden o no romperse durante el funcionamiento. Este tipo de refuerzo se denomina una inclusión relativamente inextensible.
- b. Los refuerzos pueden tener esfuerzos de rotura mayores que las tensiones de tracción en el suelo sin refuerzos, bajo las mismas condiciones de estrés operativos. Estos refuerzos no pueden romperse sin importar su fuerza última o la carga impuesta. Este tipo de refuerzo se denomina inclusión relativamente extensible.

Debido a que las deformaciones en el suelo circundante controlan siempre las deformaciones y por lo tanto las tensiones en los refuerzos de tensión, se hace evidente la importancia de la forma de la relación tensión-deformación del refuerzo con respecto a la del suelo. Algunas inclusiones pueden poseer rangos de deformaciones bajo esfuerzos aplicados mayores o menores que las del suelo en diferentes etapas de funcionamiento y esto influirá significativamente en los comportamientos del sistema de inclusión de suelos en los que operan.

La histéresis, la fluencia y la relajación de la tensión de las inclusiones también son características importantes de los esfuerzos de carga. Tales datos pueden no ser siempre relevantes, particularmente los efectos de la carga cíclica, y por lo tanto siempre deben considerarse en relación con la naturaleza y la vida de diseño del problema de construcción. Se requiere considerablemente más investigación en este campo antes de que se pueda identificar el comportamiento relativo de varios sistemas de inclusión de suelo.

- **ESTABILIDAD AMBIENTAL.**

La estabilidad ambiental de los sistemas de refuerzo de suelos depende principalmente de la capacidad de los materiales de inclusión para mantener una suficiencia de todas sus propiedades críticas de modo que se mantenga el rendimiento del sistema. Las propiedades de inclusión que pueden variar con el ambiente son la estabilidad térmica, la inflamabilidad y la resistencia al ataque de agencias químicas, biológicas y la luz solar. Algunos de estos factores pueden ser más importantes que otros dependiendo del material de inclusión y el tipo de suelo utilizado y las condiciones ambientales que prevalecen en el sitio.

2.5 TEORIAS REFERENTES A LA CAPACIDAD DEL SUELO REFORZADO CON GEOSINTETICO.

2.5.1 TEORÍA DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EQUIVALENTE (Yang, 1972).

Esta teoría hace referencia a un método semi empírico para calcular la fuerza de un suelo reforzado, considerado que esta fuerza es función de la presión de confinamiento generada por la interacción entre el suelo y el refuerzo. Pruebas triaxiales en arena, reforzadas con fibra de vidrio, y placas de acero inoxidable equidistantes fueron realizadas con el fin de investigar las características de un suelo reforzado y sus futuras aplicaciones en cimentaciones superficiales. La serie de ensayos realizados tanto en suelo reforzado como no reforzado se dividen en 3 partes, para su posterior análisis. Uno, ensayos triaxiales drenados aplicados a suelos sin refuerzo con relaciones largo/diámetro de 2.28 así como también colocando 2 placas de acero inoxidable en los extremos. Dos, medición de la tensión en la base del modelo en arena reforzada y no reforzada. Tres, prueba de capacidad de carga ultima en la base circular de una muestra reforzada. Los principales parámetros en análisis fueron: el aumento de resistencia en la arena reforzada bajo las condiciones de carga del triaxial, las características de la deformación y los modos de falla del suelo reforzado, la relación entre el esfuerzo de tensión del refuerzo y el incremento máximo del esfuerzo del suelo reforzado.

Sin embargo, es muy complicado correlacionar la fuerza con las características de deformación de una muestra de suelo reforzado partiendo únicamente de la distribución de esfuerzos. Por esta razón Yang introduce el concepto de una presión de confinamiento, calculada mediante la división entre el ángulo de falla y el pico máximo del esfuerzo desviador; bajo la condición de que el ángulo de falla no debió afectarse por la presencia del refuerzo. Luego de los ensayos realizados, explicados previamente, Yang determina que los principales parámetros que intervienen en la determinación de un incremento en la presión de confinamiento, está dado por la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma_3 \propto \sigma'_1 \frac{f(Sr)}{f(SS)} f \quad (2.1)$$

Donde:

σ'_1 : es el esfuerzo principal mayor, que Yang considera igual al esfuerzo normal aun cuando existe la presencia de un esfuerzo de corte en la interface entre refuerzo y el suelo.

$f(Sr)$: es una función que hace referencia al area de influencia entre el refuerzo y su contacto con el suelo.

$f(SS)$: es una función que implementa la influencia del area de superficie de suelo lateral debajo de la influencia del efecto del refuerzo

f : coeficiente de fricción.

Para la obtención de los 3 parámetros descritos anteriormente; Yang propone la adición de constantes empíricas; mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma_3 = C_0 \cdot \sigma'_1 \left(\frac{Sr}{SS} \right)^m \quad (2.2)$$

Donde:

C_o es una constante empírica,

$\left(\frac{S_r}{S_s}\right)^m$ término empírico, engloba la influencia las características físicas del suelo reforzado, elevado a una constante empírica.

Finalmente, Yang presenta la ecuación 2.3 para determinar el esfuerzo normal máximo de un suelo reforzado, eliminando la influencia de la membrana que cubre al suelo:

$$\sigma'_1 = \left[\sigma_3 + C_o \cdot \sigma'_1 \left(\frac{S_r}{S_s} \right)^m \right] \cdot \tan^2 \left[45 + \frac{\phi}{2} \right] \quad (2.3)$$

Donde:

σ_3 es la presión de confinamiento.

ϕ ángulo de fricción del suelo, mismo que según Yang varía con respecto a la presión de confinamiento.

Yang propone que para relaciones pequeñas entre $\frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_3}$ y con refuerzos continuos horizontales; la presión equivalente puede ser calculada de la siguiente manera:

$$\frac{\sigma_{3e}}{\sigma_3} = \frac{1}{1 - C_o \cdot N\phi \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{D}{L} \right)^m} \quad (2.4)$$

Donde:

σ_{3e} presión de confinamiento equivalente.

σ_3 es la presión de confinamiento actual aplicada a la muestra.

$\frac{D}{L}$ relación entre diámetro y longitud de l muestra.

$$N\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.3)$$

La ecuación presentada anteriormente, simplifica la teoría de la presión equivalente de confinamiento para un refuerzo continuo cuando éste no ha alcanzado la falla durante el ensayo.

2.5.2 COHESION EQUIVALENTE (Schlosser & Long, 1974).

Esta teoría dice que el incremento en la resistencia de un suelo reforzado, es debido a una cohesión equivalente debida a la presencia del refuerzo en la masa de suelo. Esta presión equivalente puede ser función de la fuerza del refuerzo, del espaciamiento de éstos respecto a la masa de suelo, y el ángulo de fricción interna del suelo. Asumiendo que el valor de dicho ángulo es el mismo tanto para suelo natural como para suelo reforzado.

Para calcular esta presión, se tiene la siguiente formula:

$$C = \frac{R_T \cdot \sqrt{K_p}}{2\Delta H} \quad (2.4)$$

Donde:

R_T : es la fuerza del refuerzo.

ΔH : es el espaciamiento entre refuerzos.

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.5)$$

2.5.3 CARGAS DE FALLA EN ESTRUCTURAS DE SUELO REFORZADO (Zhao, 1996).

Esta teoría habla sobre la fuerza que posee un determinado refuerzo cuando es aplicado dentro de estructuras ingenieriles. Zhao presenta un criterio de falla para suelos reforzados, y también para estructuras específicas como: muros de retención, cimentaciones, etc. Incluyendo las características de esfuerzo de los suelos usados para su construcción.

La condición de falla anisotrópica, puede ser presentada mediante, un esfuerzo invariante definido como:

$$R = F(p, \varphi) = \sqrt{q^2 + \tau_{xy}^2} = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad (2.6)$$

Donde:

$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$: representan los esfuerzos presentes en la masa de suelo reforzado y están definidas por:

$$p = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \quad (2.7)$$

$$\tan(2\varphi) = \frac{\tau_{xy}}{q} \quad (2.8)$$

φ : es el ángulo de inclinación definido entre el esfuerzo principal mayor y el eje x.

La ecuación se reduce considerablemente si el modo de falla es sobre un suelo isotrópico y si no depende de φ .

El criterio de falla, puede ser descrita por las siguientes ecuaciones:

$$|2\varphi - 2\alpha| \leq \frac{\pi}{2} - \phi \quad (2.9)$$

$$\frac{R}{k_t} = \frac{p}{k_t} \sin\phi + \frac{c}{k_t} \cos\phi \quad (2.10)$$

Donde α es el ángulo formado entre el refuerzo y el eje x: c, ϕ representan la cohesión y el ángulo de fricción interna. La ecuación 2.12 es una forma del criterio de falla de Mohr-Coulomb, mismo que considera la fuerza del refuerzo (k_t).

$$k_t = \frac{T}{s} \quad (2.11)$$

Donde:

T : es la fuerza de tensión del refuerzo.

s : representa el espaciamiento entre refuerzos.

Considerando las restricciones presentadas en la ecuación (2.13), introduciendo los conceptos explicados en las teorías anteriores, (presión de confinamiento equivalente, cohesión equivalente); se tiene que:

$$\text{Para } \frac{\pi}{2} - \phi + \arctan\left(\frac{0.5}{\frac{p}{k_t} \tan\phi + \frac{c}{k_t} \cos\phi}\right) < |2\varphi - 2\alpha| < \pi \quad (2.12)$$

$$\frac{R}{k_t} = -0.5 \cos(2\varphi - 2\alpha) \quad (2.13)$$

Y efecto del refuerzo es equivalente al incremento de la presión de confinamiento; así:

$$\Delta\sigma_3 = \frac{T}{s} \quad (2.14)$$

Entonces ignorando la naturaleza anisotrópica del suelo reforzado, tal como lo hace Yang (1972) y Schlosser y Long (1979) en sus teorías, se toma:

$$\varphi = \frac{\pi}{2}, \alpha = 0, c = 0 \quad (2.15)$$

Reemplazando la ecuación 2.17 en la ecuación 2.7, y usando la ecuación 2.3; esfuerzo máximo que puede presentar el conjunto suelo-refuerzo, está definido por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.16)$$

Donde:

c: representa la cohesión aparente, expresada en la ecuación 2.6.

2.5.4 SOLUCIÓN ISOTRÓPICA PERFECTAMENTE PLÁSTICA PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS COMPRESIBLES DE UN SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS (Tatsuoka, 2004).

Mediante un estudio analítico integral Tatsuoka ha desarrollado una solución aproximada para la determinación de la fuerza de un suelo reforzado, utilizando algunas simplificaciones. Las simplificaciones usadas en este método son: las propiedades del esfuerzo- deformación del suelo son isotrópicas y perfectamente plásticas, el peso del suelo es ignorado, las propiedades del suelo están definidas mediante el ángulo de fricción interna constante y finalmente para que sea válido el estudio; el autor dice que la relación entre el ancho del suelo reforzado (muestra) sobre el espaciamiento de los refuerzos, debe ser mayor a $\tan(45-\phi/2)$ veces el espaciamiento.

En este artículo se estudian dos mecanismos de falla, mismo que se explican a continuación.

- FALLA DEL SUELO.

Tatsuoka considera que el refuerzo no ha fallado y el análisis del esfuerzo- deformación lo realiza en dos zonas de interés: en la interfaz del conjunto suelo-refuerzo y en el centro del suelo contenido entre dos capas de refuerzo. El autor también relaciona el esfuerzo con el ángulo de inclinación del esfuerzo principal, con el ángulo de fricción interna y con la anchura y espaciamiento del refuerzo. Entonces para encontrar la fuerza del refuerzo, se tiene:

$$P_1 = \frac{\exp(B) - 1}{B} - 1 \quad (2.17)$$

$$B = 2\delta_b \left(\frac{\cos \delta_b + \sin \phi}{\cos \phi} \right) \tan \phi \left(\frac{d}{h} - \tan \varepsilon \right) \quad (2.18)$$

Donde:

B es una relación normalizada.

P_1 representa la máxima carga que el refuerzo puede soportar.

δ_b es el ángulo entre el esfuerzo principal y la vertical.

ϕ es el ángulo de fricción del suelo.

d es la anchura del suelo de refuerzo.

h es el espaciamiento entre las capas de refuerzo.

$$\varepsilon = 45 - \phi/2$$

Para el caso de una carga axisimétrica, la carga máxima, está definida mediante la siguiente ecuación:

$$P_1 = \frac{2(\exp(B) - B - 1)}{B^2} - 1 \quad (2.19)$$

Una vez obtenida la máxima carga normalizada, Tatsuoka define también un radio de esfuerzo máximo definido con la siguiente ecuación:

$$R_1 = \frac{P_1 \left(1 - \frac{h}{d} \tan \varepsilon \right)^2 + 1}{(\tan \varepsilon)^2} \quad (2.20)$$

Multiplicando la ecuación anterior por la presión de confinamiento; el esfuerzo principal máximo es calculado.

- FALLA POR ROTURA DEL REFUERZO.

Según Tatsuoka cuando la falla esta controlada por el refuerzo, es necesario definir un nuevo de esfuerzo máximo, mediante un análisis de la fuerza a tracción del geosintético. Combinando las ecuaciones del primer modo de falla con la ecuación del esfuerzo a tracción del refuerzo, se tiene:

$$R_2 = \frac{8}{d^2 \sigma_c} \left[\frac{(1 + \sin \phi) \exp(\delta_b 2 \tan \phi)}{2 \sin \phi \sin 2\delta_b} (T_{rupture} - T_{connection}) + \frac{h(2d - h \tan \varepsilon)}{d^2 \tan \varepsilon} \right] \quad (2. 21)$$

Donde:

R_2 el radio de esfuerzo máximo, cuando falla el refuerzo

d diámetro del elemento de refuerzo de suelo.

$T_{rupture}$ resistencia a la tensión del refuerzo.

$T_{connection}$ esfuerzo de tensión entre la conexión de los refuerzos y los elementos de revestimiento (cero para este caso)

δ_b es el Angulo entre el esfuerzo mayor máximo y la vertical.

$$\varepsilon = 45 - \phi/2$$

De igual manera para obtener el esfuerzo principal máximo, se debe multiplicar la ecuación anterior por la presión de confinamiento. Para esto es necesario conocer el ángulo formado entre el esfuerzo principal mayor y la vertical δ_b ; Tatsuoka sugiere la siguiente ecuación:

$$\delta_b = \frac{1}{2} \left[\mu + \sin^{-1} \left(\frac{\sin \mu}{\sin \phi} \right) \right] \quad (2. 22)$$

Donde:

μ es el ángulo de fricción del conjunto suelo-refuerzo.

ϕ es el ángulo de fricción del suelo.

Pero existen casos en los que el refuerzo es más rígido que el suelo y no existen un deslizamiento en la interfaz, para esto Tatsuoka presenta la siguiente ecuación:

$$\delta_b = \frac{\pi}{4} + \frac{v}{2} \quad (2. 23)$$

Donde:

v es el ángulo de dilatación de la falla.



3 CAPITULO 3: MATERIALES Y MÉTODOS.

Este capítulo se presenta la metodología general que se siguió, para cumplir con los objetivos planteados en el presente trabajo. Se explican, además, los materiales usados y los métodos de análisis empleados.

La metodología usada consiste básicamente de cuatro etapas:

1. Determinación del material granular a ser empleado y la obtención de sus propiedades físicas y mecánicas.
2. Elección de los volúmenes de suelo confinado que se utilizarán en los ensayos; determinación de la cantidad y dimensión del refuerzo que genera los volúmenes deseados.
3. Realización de ensayos de compresión simple para cada muestra planificada en el paso anterior.
4. Análisis de resultados, cálculos y elaboración de conclusiones.

A continuación, se detallan los pasos 1 y 2 de la metodología expuesta y parcialmente se explican los métodos usados en el paso 3. La presentación de resultados, análisis de los mismos y obtención de conclusiones se presentan en los capítulos 4 y 5.

3.1 DETERMINACIÓN DEL MATERIAL GRANULAR Y SUS PROPIEDADES.

Uno de los componentes básicos en una estructura de suelo reforzado, es justamente el suelo usado en la misma. La literatura que usa suelo reforzado con geosintético, sugiere la utilización de suelo granular, este tipo de suelo es de fácil manipulación, alta permeabilidad y alta resistencia; conjuntamente con el geosintético éste incrementará aún más su resistencia y se convertiría en un material excelente para ser aplicado como pared de retención, por ejemplo. La literatura inclusive sugiere seguir granulometrías específicas para la elección del suelo granular a ser reforzado (Adams et al., 2011).

Siguiendo estas recomendaciones, se busca un material granular disponible en la ciudad de Cuenca, que posea granulometrías similares a las propuestas por la literatura revisada y además que tenga un tamaño máximo de partícula, y una cantidad de finos tal, que permita que el suelo sea usado en ensayos de compresión simple en laboratorio.

Luego de revisar algunos materiales, se elige un suelo granular de la mina Rookaazul perteneciente a la Provincia del Cañar, ubicada en la vía Panamericana Norte S/N Km 15 1/2, sector Javier Loyola (Chuquipata).

El suelo granular elegido es un suelo arenoso de origen aluvial que posee una composición mineralógica perteneciente a los silicatos. El material proveniente de río, es tamizado en el tamiz 3/4" es decir tiene un tamaño máximo muy cercano a 9.52 mm (3/8"). El material necesita ser clasificado usando el método SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos) y el sistema AASHTO. Para realizar esta clasificación se requiere conocer su granulometría y límites de Atterberg. A continuación, se indican los métodos usados para realizar estos ensayos; además de un ensayo de compactación Proctor con la finalidad de determinar las características óptimas de compactación que se podrán usar para la elaboración de las muestras de material reforzado a ser ensayadas.

3.1.1 GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO.

La granulometría por tamizado realizada durante este estudio, se hizo siguiendo la norma ASTM C-136, misma que especifica tanto los materiales a usar, los equipos adecuados, y la cantidad necesaria de material.

En cuanto a los equipos, la normativa específica que se deberían usar los siguientes equipos con las características indicadas para cada caso:

- Balanza: de acuerdo con el tipo de suelo a usarse debe tener una precisión de 0.1gr o el 0.1% de la masa del ensayo.
- Tamices: el juego de tamices que especifica la norma se presentan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Serie de tamices usados para granulometría.

Tamiz	Abertura
-------	----------

3/8 ´	9.5 mm
N-4	4.75 mm
N-10	2 mm
N-20	0.85mm
N-40	0.425 mm
N-60	0.300 mm
N-100	0.15 mm
N-200	0.075 mm
FONDO	-

Sin embargo, debido a que no se disponía de todos los tamices; se hizo un cambio y se usó el tamiz N-50 en lugar del N-60, especificado en la norma.

- Agitador mecánico: el tamizado se hizo usando la tamizadora mecánica, y dejando que funcione durante 3 min, según lo establecido en la norma.

3.1.1.1 MUESTRA.

Respecto a la muestra que debe usarse, la normativa explica que la cantidad de suelo a usar debe ser elegida en función del tamaño máximo nominal. La tabla 3.2 sugerida por la normativa, muestra las cantidades de material a usar según sea el caso.

Tabla 3.2. Determinación del tamaño de la muestra, según ASTM C136.

Tamaño máximo nominal		Tamaño de la muestra de ensayo.
Mm	pulg	Kg.
9.5	3/8	1
12.5	1/2	2
19	3/4	5
25	1	10

37.5	1 1/2	15
50	2	20
63	2 1/2	35
75	3	60
90	3 1/2	100
100	4	150
125	5	300

Como se explicó anteriormente, se eligió un material granular de la mina Rookaazul, este material tiene un tamaño máximo nominal de 9.5 mm. Según la tabla 3.2 mostrada antes, se eligió una muestra de 1kg.

3.1.1.2 CÁLCULOS Y PROCEDIMIENTO.

La normativa también explica el procedimiento que debería seguirse para realizar el ensayo de granulometría por tamizado, para ello: primero se secó el material en el horno a una temperatura de 110°C por 24h, luego se colocaron los tamices en orden decreciente de arriba hacia abajo. Posteriormente se fue colocando el material en el primer tamiz, se puso la tapa para luego ser llevado a la tamizadora mecánica durante 3 min. Y finalmente se registraron los pesos del material retenido.

Se calcularon los porcentajes que pasan, los porcentajes retenidos en cada tamiz con una aproximación del 0.1% en base a la muestra total tomada antes del ensayo.

3.1.2 LÍMITES DE ATTERBERG.

Los límites de Atterberg requeridos para realizar una clasificación de suelos son el límite líquido y el límite plástico. Estos límites de Atterberg representan los extremos del rango de humedad dentro de la cual el suelo se mantiene en estado plástico. Para determinar estos límites, se requiere remoldear la muestra de suelo, destruyendo su estructura original según dice la norma ASTM D 4318-05 y tamizarla por el tamiz N°40. Los materiales necesarios para su determinación son:

- Máquina de Casagrande.
- Acanalador
- Balanza con precisión de 0.1gr
- Espátula

- Placa de vidrio
- Horno
- Muestra: Se debe usar solo la cantidad de material que pasa el tamiz N°40, entre 150 y 200 gramos de material, según lo establecido en la norma.

3.1.2.1 CÁLCULOS Y PROCEDIMIENTO DEL LÍMITE LÍQUIDO Y LÍMITE PLÁSTICO.

El procedimiento que debe seguirse de acuerdo con la norma ASTM 4318-05 para el límite líquido, establece que: primero debe agregarse o quitarse agua, según sea el caso hasta obtener una pasta semilíquida, homogénea en términos de humedad. Posteriormente se debe verificar que la máquina de Casagrande se encuentre limpia y seca y debe colocarse 70 gramos de suelo en la cápsula, cuidando que no existan burbujas de aire en la masa. El siguiente paso es usar el acanalador para dividir la masa en 2 mitades usando el eje de simetría de la cuchara de Casagrande. Luego se debe girar la manivela a una velocidad de 2 rev/ seg y anotar el número de golpes cuando sea inferior a 40. Después se debe revolver el suelo con la espátula y repetir el proceso. También es necesario determinar la humedad, entonces se debe tomar una muestra de 5 gramos de suelo del lugar en donde se cerró el surco. Finalmente se debe vaciar la cuchara de Casagrande y mezclar el material con el resto de suelo, añadir agua y repetir el proceso hasta que el número de golpes esté en un rango de 15 a 20.

Para el caso del límite plástico, la secuencia a seguirse según lo establecido en la norma es: primero, utilizar una porción del material sobrante del límite líquido, se toma una parte del suelo de aproximadamente 1 cm^3 y se la amasa sobre una placa de vidrio hasta formar bastones de 3 mm de diámetro. Posteriormente se elabora una bola de suelo y se vuelve a amasar para hacer los cilindros. Repetir el proceso hasta que los bastones de suelo formados se rompan en pedazos de 0.5 a 1 cm de largo. Pesar el material para obtener su contenido de humedad y tomar un dato promedio de estas.

Se debe elaborar una curva de flujo, gráfica de humedad(%) versus el número de golpes en escala logarítmica, para obtener la humedad (límite líquido, w_l) para un número de golpes igual a 25 mediante una interpolación entre los datos obtenidos. En cambio el valor del límite plástico (w_p), corresponde a la humedad del material cuando se rompe, tal como se explica en el punto anterior. Finalmente el índice de plasticidad (IP) se determina mediante la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

Para poder clasificar el material por el método SUCS, es necesario conocer los límites líquidos y plástico que posee en suelo; sin embargo de acuerdo con la normativa, si el suelo a ensayar posee un porcentaje de finos que pasa el tamiz N° 200 menor al 5%, no es necesario determinar estos límites.

3.1.3 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS.

La clasificación del suelo se hizo siguiendo lo establecido por la AASTHO M-145 y también siguiendo la normativa ASTM D-2487 (método SUCS). Ambos métodos son usados dentro de las obras civiles, el primero de preferencia en obras viales y el segundo es más general para obras geotécnicas. Estos dos métodos de clasificación de suelo, consideran la granulometría del material y sus límites de consistencia líquido y plástico. Sin embargo se debe tomar en cuenta que no se considera las propiedades naturales del material que son las que rigen el comportamiento del suelo durante y después de la construcción (Peck, et al, 1983). Para determinar el tipo de suelo en cuanto al tamaño de los granos y al porcentaje de finos, es necesario la determinación del coeficiente de uniformidad (C_u) y del coeficiente de curvatura (C_c). Las ecuaciones usadas se presentan a continuación.

(3. 1)

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}}$$

(3. 2)

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

En donde D_x representa el diametro del tamiz en el cual queda retenida un cantidad x de material, expresado en terminos de porcentaje.

Para clasificar el suelo por el Sistema Unificado de Clasificación (S.U.C.S), se debe tener en consideración los valores tanto del coeficiente de uniformidad como el de curvatura y también los porcentajes retenidos en cada tamiz mostrados en el anexo 1. Posteriormente con la gráfica mostrada en el anexo 2, en la cual se detalla las diferentes clases de suelos conforme su distribución granulométrica podemos obtener una clasificación para el suelo usado durante el presente trabajo. De la misma manera para clasificar el suelo mediante la American Association of State Highway Officials (AASTHO M 145), se deben considerar los porcentajes que pasan cada tamiz (anexo 1) y la gráfica presentada en el anexo 3. En este anexo se detalla los diferentes tipos de suelos granulares y limo arcillosos. De acuerdo con esto se puede elegir el tipo de suelo que corresponde. Hay que considerar que para esta clasificación también se necesitan los valores del límite líquido y plástico.

3.2 ENSAYO PROCTOR MODIFICADO.

Este ensayo fue realizado con el propósito de determinar la relación entre el contenido de humedad y el peso unitario seco de los suelos compactados, siguiendo la norma ASTM D-1557. Estos resultados nos ayudarán a determinar las propiedades a las cuales se conseguirá un mejor resultado de compactación.

En cuanto a los equipos necesarios para el desarrollo de este ensayo, están:

- Molde cilíndrico con un diámetro de 154 mm y una altura de 116.4 mm
- Un martillo de metal con un peso de 44.5 N.
- Balanza con precisión de 1 g.
- Un enrazador.
- Una probeta de vidrio para la adicción de agua a la muestra.

3.2.1 MUESTRA.

Para determinar la cantidad de material a usarse en el ensayo, la normativa se basa en el tamaño máximo nominal del suelo y el porcentaje retenido en determinados tamices, estableciéndose 3 grupos diferentes, denominadas por la norma como procedimientos A, B, C cada uno de ellos con diferentes cantidades de material. De acuerdo con lo obtenido en el análisis granulométrico del suelo usado, se eligió el procedimiento A, el cual especifica una cantidad mínima de 16 kg de suelo. Esta cantidad de suelo fue dividida en 6 muestras de 2.3 kg aproximadamente, según se especifica en la normativa.

3.2.2 CÁLCULOS Y PROCEDIMIENTO.

El desarrollo de este ensayo puede hacerse usando material seco o húmedo según la norma ASTM D 1557. En este caso se utilizó material húmedo y siguiendo las especificaciones establecidas en el procedimiento A, la secuencia a seguirse fue la siguiente: primero se determinó la humedad natural de la muestra, colocando parte del material en dos cápsulas y llevándolas al horno por 24 horas. Posteriormente, se procedió a llenar el molde cilíndrico, en 5 capas, aplicando para cada capa 25 golpes. Se retiró el collarín y se enrasó el molde con la ayuda de un bailejo. Luego se pesó el molde con el material y se registró su valor. También se tomaron 2 muestras del material compactado para determinar su humedad. Con la ayuda de una probeta se aumentó la cantidad de agua en la muestra con saltos del 3% aproximadamente y sin exceder el 4%, para cada nueva compactación. Finalmente, este proceso se repitió, hasta que se obtuvo seis puntos distribuidos entre humedades de 5 y 17% aproximadamente.

Para determinar el porcentaje de humedad, el contenido de agua, la densidad seca y humedad para cada muestra, se aplicaron las siguientes ecuaciones:

Humedad o contenido de humedad:

$$\text{Humedad (\%)} = \frac{\text{suelo húmedo} - \text{suelo seco}}{\text{suelo seco}} * 100 \quad (3.3)$$

Masa de suelo seco:

$$\text{masa de suelo seco} = \frac{\text{masa húmeda}}{1 + \frac{\text{humedad}}{100}} \quad (3.4)$$

Masa de agua:

$$\text{masa de agua (gr)} = \frac{\text{humedad (\%)} * \text{masa de suelo seco}}{100} \quad (3.5)$$

Densidad húmeda:

$$\text{dens. Húmeda} \left(\frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \right) = \frac{\text{w. suelo hum.}}{\text{vol. molde}} \quad (3.6)$$

Densidad seca:

$$\text{dens. Seca} \left(\frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \right) = \frac{\text{dens. Húmeda}}{1 + \text{conten. de Humedad}} \quad (3.7)$$

Usando las ecuaciones anteriores, se registraron los datos necesarios para obtener la curva humedad vs densidad seca, con la cual se pudo determinar la densidad seca máxima del material ensayado; en los anexos 4 y 5 se muestran los datos calculados.

3.3 PROPIEDADES Y FUNCIONES DEL GEOSINTÉTICO ELEGIDO PARA ESTE TRABAJO.

Para el desarrollo de este estudio se consideró el geotextil no tejido punzonado por agujas, producido por PAVCO SA y nombrado como NT 1600, más adelante se describen las funciones y propiedades de los geotextiles, así como su uso dentro de las obras civiles. Por otro lado, también se muestra una tabla e especificaciones técnicas del geotextil elegido, mismos que fueron tomados del fabricante PAVCO SA.

3.3.1 FUNCIONES DEL GEOTEXTIL NO TEJIDO.

Un geotextil no tejido generalmente cumple funciones de separación, refuerzo y/o filtración. La principal función es la separación de materiales, se coloca una capa porosa textil protegiendo algún tipo de material, ya sea suelo o roca; de manera que el funcionamiento del conjunto no se vea afectado por contaminaciones con materiales de características no deseadas, incluso el geotextil puede generar un mejoramiento del comportamiento del material protegido. El refuerzo es otra función que un geotextil puede cumplir, debido a que los geotextiles poseen resistencia a la tracción, pueden complementar materiales buenos para la compresión, pero malos para la tracción; materiales como arena, arcilla son los generalmente usados con un geotextil. La filtración, el sistema suelo-geotextil no tejido y su adecuado equilibrio, permite el flujo de un líquido cualquiera con pérdida de suelo limitada durante la vida útil del geotextil (Koerner, 2012).

3.3.2 PROPIEDADES DEL GEOTEXTIL NO TEJIDO.

Dentro de las principales propiedades de un geotextil están las propiedades físicas, mecánicas, hidráulicas, de resistencia y las consideraciones de degradación. (Koerner, 2012)

Dentro de las propiedades físicas están: la gravedad específica, cuyo valor es semejante al valor de la gravedad específica del polipropileno, es decir a 0.91; el espesor, denominado también como una propiedad descriptiva, tiene un valor de 0.63 mm para el caso del geotextil no tejido de aguja punzonada; la rigidez, misma que indica la capacidad del geotextil para proveer una adecuada superficie de trabajo al colocarlo en suelos muy suaves, normalmente una alta rigidez es deseada en el ámbito constructivo.

Las propiedades mecánicas de los geotextiles son: la compresibilidad, cuyo valor es importante debido a que normalmente es usado para transmitir líquido dentro del plano de una estructura; la resistencia a la tracción, misma que puede considerarse como la propiedad más importante para los geotextiles, y está definida como la máxima fuerza de tracción que puede soportar el material antes de alcanzar la rotura; la porosidad, definida como el radio del volumen de vacío para el volumen total y está relacionada con la habilidad del líquido para fluir a través o dentro del geotextil (Koerner, 2012).

3.3.3 USOS PRICIPALES.

Dentro de la ingeniería civil, existen muchos ámbitos en los cuales se han implementado geotextiles a lo largo de los años, algunos de estos usos se detallan a continuación.

- Entre cimentaciones y paredes de retención.
- Entre cimentaciones y terraplenes con cargas.
- Encima de suelos suaves para ferrocarriles.
- Como refuerzo en terraplenes.
- Como interceptor de drenaje para flujos horizontales.
- Como drenaje atrás de los muros de retención.
- Como dissipador de agua de poros en rellenos de tierra.

3.3.4 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL GEOTEXTIL NO TEJIDO NT1600.

Luego de haber establecido las características, propiedades y funciones de los geotextiles, para el desarrollo de este trabajo de titulación, se hará uso del geotextil no tejido NT1600, cuyas especificaciones técnicas fueron tomadas de la empresa PAVCO. A continuación, se muestra una tabla en la cual se detallan las propiedades del geotextil NT1600.

Tabla 3.3. Especificaciones del geotextil NT1600, PAVCO S.A.

	PROPIEDADES	NORMA	UNIDAD	VALOR TÍPICO ²
PROPIEDADES	Método Grab Resistencia a la Tensión Elongación	ASTM D 4632	N (lb) %	450 (102) >50
	Método Tira Ancha Sentido Long Elongación	ASTM D 4595	kN/m %	7.2 >50
	Sentido transversal Elongación	ASTM D 4595	kN/m %	7.4 >50
	Resistencia al Punzonamiento	ASTM D 4833	N (lb)	250 (57)
	Resistencia al Punzonamiento CBR	ASTM D 6241	kN	1.3
	Resistencia al Rasgado Trapezoidal	ASTM D 4533	N (lb)	210 (48)
	Método Bullen Burst Resistencia al Estallido	ASTM D 3786	Kpa (psi)	1311 (190)
HIDRAULICAS	Tamaño de Abertura Aparente	ASTM D 4751	mm (No Tamiz)	0.250 (60)
	Permeabilidad	ASTM D 4491	cm/s	46 x 10 ⁻²
	Permitividad	ASTM D 4491	s ⁻¹	3.1
	Tasa de flujo	ASTM D 4491	L/min/m ²	8910
FISICAS	Espesor	ASTM D 5199	mm	1.5
	Resistencia UV (% retenido @ 500 hr)	ASTM D 4355	%	>70
	Rollo Ancho	Medido	m	3.5 - 3.8 - 4.0
	Rollo Largo	Medido	m	160
	Rollo Area	Calculado	m ²	560 - 608 - 640
	Rollo Ancho Máximo	Medido	m	4.1

La tabla 3.3 muestra las propiedades que un fabricante usualmente presenta para sus productos, en la primera sección se muestran resultados de la resistencia del producto frente a diferentes tipos de ensayos, la segunda sección muestra las propiedades hidráulicas.

3.4 COMPRESIÓN SIMPLE.

El ensayo de compresión simple permite obtener un valor de carga última del suelo y la resistencia a compresión de una muestra cilíndrica de suelo semi-cohesivo. Este ensayo se ejecuta en muestras inalteradas, remoldeadas o compactadas, tal como especifica la norma ASTM D 2166. Se puede decir también que la compresión simple es un caso especial del ensayo triaxial, en el cual solamente se aplica a la probeta el esfuerzo axial y la muestra no necesita estar envuelta en una membrana de caucho ya que no hay un líquido a su alrededor para generar una presión de confinamiento.

Permite obtener un valor de carga última del suelo y la resistencia a compresión de una muestra

El equipo necesario consta de:

- Aparato de compresión: para este caso se utilizó el marco de carga de la máquina de ensayos triaxiales con el fin de obtener datos más precisos en cuanto a carga y a deformación.
- Moldes de 16.1 cm de largo, con un diámetro de 7.1 cm.
- Balanza con una precisión de 0.1 gr.
- Un calibrador para medir las dimensiones de la probeta.

3.4.1 MUESTRA.

Para determinar las dimensiones de la muestra, se siguieron las especificaciones de la normativa, la sección de la muestra es constante, con un diámetro de 71 mm; la relación de la altura al diámetro fue de 2.26 es decir estuvo entre los límites establecidos (2- 2.5). La muestra fue preparada aproximadamente con la humedad óptima y la densidad seca máxima, obtenidos del ensayo Proctor modificado.

Se realizaron ensayos de compresión simple en muestras de suelo únicamente y también en muestras con refuerzo. Las capas de refuerzo se ubicaron equidistantes entre la masa de suelo y adicionalmente se colocaron dos capas de refuerzo en la parte superior e inferior de la muestra. Las dimensiones usadas fueron iguales al diámetro del molde y luego fueron disminuyendo en 1 cm hasta llegar a un diámetro de 5.1cm. también se variaron los diámetros en 0.5 cm hasta tener un diámetro de 5.5 cm. Sin embargo, se tomaron otros diámetros aleatorios mismo que se muestran en la tabla 3.5 presentada en el siguiente capítulo.

3.4.2 CÁLCULOS Y PROCEDIMIENTO.

El procedimiento que se siguió para el desarrollo del ensayo fue el especificado en la normativa, recalcando que se usó el marco de carga de la máquina triaxial para efectuarla; entonces: primero se determinó la masa de suelo necesaria para elaborar la muestra, así como las

dimensiones del molde donde se la conformaría. Luego se colocó por capas el material, compactando de modo que queden estables y homogéneas y entre éstas se fueron colocando las capas de geotextil equidistantes entre sí. Luego, se colocó el espécimen en el marco de carga. Posteriormente se ajustó el instrumento de carga, de modo que la platina superior apenas haga contacto con el espécimen, se encerraron los indicadores de deformación y carga. Se introdujo la velocidad de deformación de acuerdo con la normativa, misma que fue del 1% por minuto de la altura. Finalmente se registraron los valores de carga cada 25 segundos, excepto para algunos ensayos en los que se optó por tomar valores en un intervalo más corto de tiempo, hasta que los valores de carga decrecieron al ir aumentando la deformación y cuidando siempre que el tiempo del ensayo no supere los 15 min.

Velocidad	1.61 mm/min
Long. Muestra	16.1 cm
∅ prom. Muestra	7.117 cm
Volumen	283.087 cm ³
Densidad seca máxima	1.801 gr/cm ³
Humedad óptima del suelo	11.7 %

Tabla 3.4. Datos para compresión simple.

Por otro lado, es necesario determinar el área del molde y hacerle una corrección para finalmente determinar el esfuerzo de compresión(σ) que es lo que se busca con este ensayo.

$$\text{Área molde}(\text{cm}^3) = \frac{\varnothing^2 * \pi}{4} \quad (3. 8)$$

$$\text{Área corregida} (\text{cm}^3) = \frac{\text{Área molde} * \text{longitud de la muestra}}{\text{longitud de la muestra} - \frac{\text{Deform} (\text{mm})}{10}} \quad (3. 9)$$

$$\sigma (\text{kg}/\text{cm}^2) = \frac{\text{carga axial}}{\text{Área corregida}} \quad (3. 10)$$

3.5 VOLUMEN DE SUELO CONFINADO.

Con el fin de determinar la influencia que tiene el volumen de suelo confinado con respecto a los esfuerzos que éste puede soportar, fue necesario usar diferentes volúmenes de

confinamiento. Estos volúmenes están en función de la cantidad de refuerzos incluidos en la muestra, así como también de sus dimensiones, es decir del diámetro del geotextil usado para cada ensayo.

Diámetro (cm)	# geosintéticos	Número de Capas de suelo	Vol. total conf(cm ³)	% Vol. confinado
---------------	-----------------	--------------------------	-----------------------------------	------------------

Cuando se colocan capas de material geosintético dentro de la masa del suelo, estas capas ejercen un cierto tipo de retención de las partículas de suelo adyacentes, es un tipo de restricción al movimiento lateral; a medida que las partículas se alejan del refuerzo, el área de restricción será menor. Para conseguir un método de cálculo del volumen de este suelo “confinado”, se ha realizado una analogía con la teoría de presión lateral de suelos. Cuando se realiza una compresión de una muestra, las capas de geosintético ubicadas en el suelo, se acercarán entre sí. Sería similar al efecto generado por un muro moviéndose hacia la masa de suelo. El plano de falla formaría un ángulo de $\phi/2+45$ con respecto al muro, se consideraría entonces que el suelo bajo la influencia del movimiento del muro sería aquel que queda dentro de ese plano de falla.

Utilizando este concepto para las muestras cilíndricas de suelo reforzado, se tendría entonces volúmenes en forma de conos truncados entre el geotextil y la sección media del suelo contenido entre dos capas de refuerzo; el ángulo formado entre el plano del geotextil y la cara lateral del cono truncado sería de $\phi/2+45$, los volúmenes usados se muestran en la tabla 3.5 y el resultado de la analogía usada en las muestras se presenta en la figura 3.2.

Tabla 3.5. Resumen de ensayos realizados incluyendo el porcentaje de volumen de suelo confinado

7.1	5	4	452	71
7.1	4	3	400	63
7.1	3	2	311	49
6.1	5	4	314	49
6.1	4	3	272	43
6.1	3	2	203	32
5.1	5	4	202	32
5.1	4	3	170	27
5.1	3	2	120	19
5.5	5	4	244	38
5.7	4	3	228	36
5.7	3	2	167	26
6.6	5	4	380	60
6.6	6	5	410	64
6.6	4	3	333	52
6.6	3	2	254	40
7.1	6	5	485	76
6.1	6	5	342	54

La tabla anterior, presenta un resumen de los volúmenes de confinamiento que se usaron en el desarrollo de este trabajo, mismo que está en función del número de refuerzos usados en cada ensayo, del diámetro y del número de capas de suelo. Por otra parte, la figura 3.1 y 3.2 mostradas a continuación detallan: la distribución del refuerzo en la muestra, el límite del volumen confinado, y el número volúmenes de confinamiento que pueden obtenerse en función del número de refuerzos colocados en la muestra.

Siguiendo los criterios expresados anteriormente, para determinar el volumen de suelo confinado por el geosintético, se debería entonces usar la ecuación del cono truncado, ésta se presenta a continuación.

$$\text{volumen} = \frac{h * \pi}{3} (R^2 + r^2 + R * r) \quad (3.11)$$

Donde:

R: Radio

r: radio menor.

h: altura del

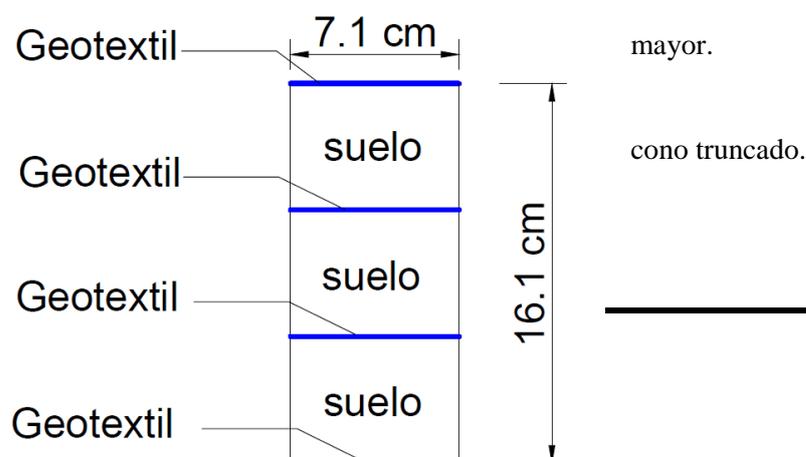


Figura 3.1. Disposición del geosintético en una muestra de suelo.

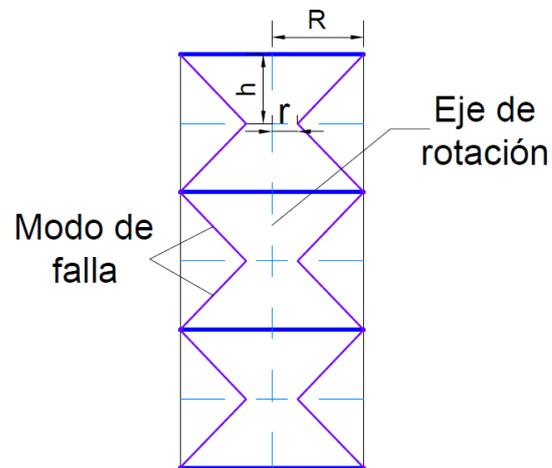


Figura 3.2. Modo de falla de una muestra de suelo.

4 CAPITULO 4: RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

En este capítulo se muestran los resultados obtenidos en cada ensayo realizado y siguiendo la secuencia presentada en el capítulo anterior se tienen: los resultados del material granular utilizado en este trabajo y posteriormente los resultados obtenidos en los ensayos de compresión simple realizados sobre el suelo reforzado con geosintético a diferentes volúmenes de confinamiento, según la tabla 3.5 presentada en el capítulo anterior.

4.1 SUELO GRANULAR.

El suelo granular usado pertenece a una arena gruesa, según lo especificado en la cantera ROOKAAZUL, de este material se realizó un proceso de clasificación y un ensayo de compactación; posteriormente se realizaron varios ensayos de compresión simple del suelo sin ningún refuerzo y con suelo reforzado con el fin de establecer su resistencia a compresión simple. A continuación, se detallan los resultados obtenidos en cada uno de los ensayos de laboratorio y su posterior análisis.

4.1.1 GRANULOMETRÍA POR CRIBADO.

Con el propósito de clasificar el suelo se realizó una granulometría por cribado del material. Se usó la normativa ASTM C 136; se trabajó con un peso inicial del material de 1 kg, y usando los tamices mostrados en la tabla 3.1, se procedió a realizar el ensayo.

Los resultados obtenidos se muestran a continuación en la tabla 4.1 y en la figura 4.1. Todos los datos adicionales se adjuntan en el anexo No. 1.

Tabla 4.1. Granulometría proveniente de la mina RookaAAzul.

CANTERA ROOKA AZUL-MUESTRA		
TAMIZ	Diámetro (mm)	%Pasa
3/8"	9.5	90.0
#4	4.75	81.4
#10	2	55.5
#20	0.85	34.2
#40	0.3	17.6
#50	0.25	11.6
#100	0.15	3.6
#200	0.075	1.4
FONDO		0.0

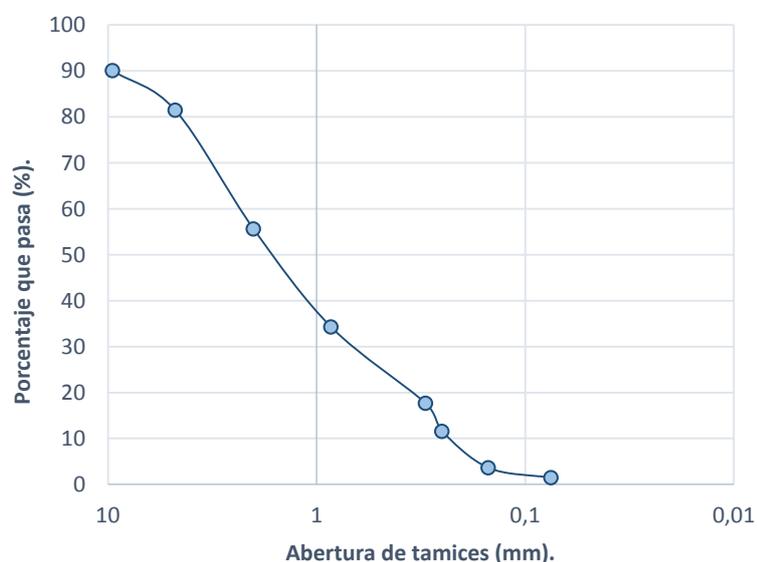
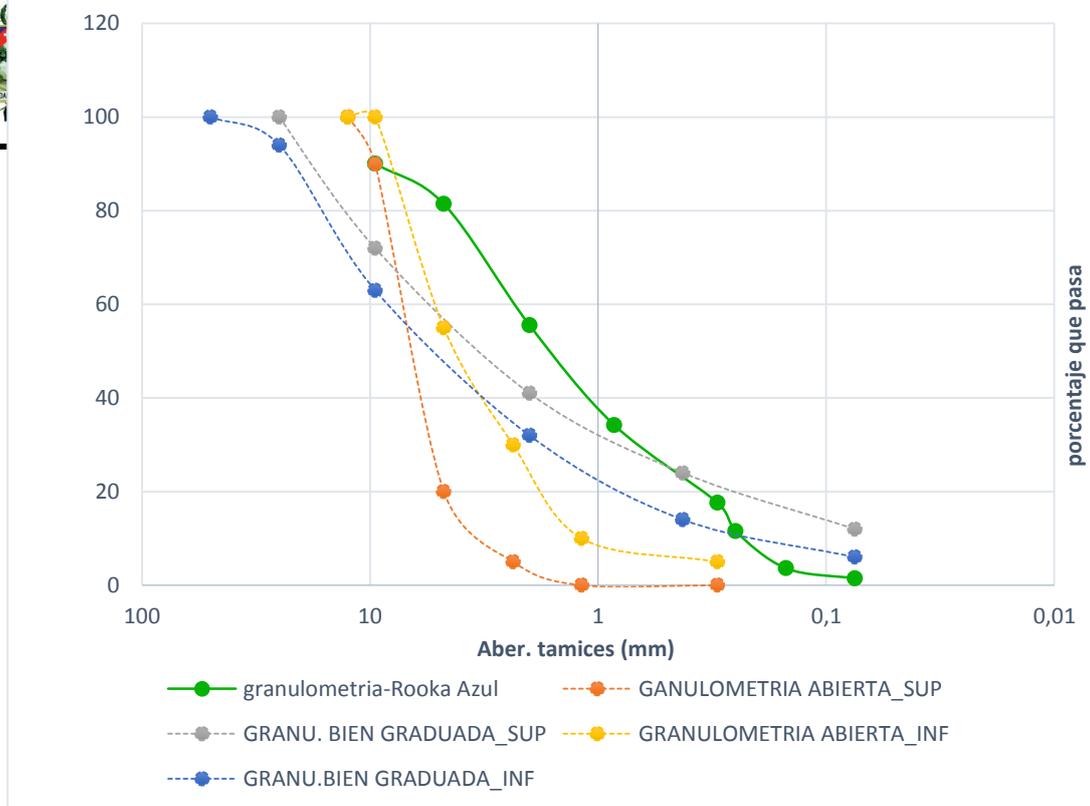


Figura 4.1 Curva granulométrica resultante.

A continuación, se presenta la comparación entre la granulometría típica presentada por la Federal Highway Administration (Adams et al., 2011), misma que establece tipos de granulometrías recomendadas para ser usadas con geotextiles en la elaboración de distintas estructuras ingenieriles (a escala real), y la obtenida de los ensayos realizados con el suelo usado en el presente trabajo.



Las recomendaciones presentadas en la gráfica constan de dos tipos de granulometrías, una granulometría bien graduada y otra “abierta” que resulta más o menos uniforme. Adams (2010) propone un límite superior y un límite inferior para cada tipo de granulometría propuesta y entonces recomienda utilizar un material que caiga dentro de uno u otro rango.

Figura 4.2 Comparación entre curvas granulométricas, establecidas por la Federal Highway Administration (líneas discontinuas) y la obtenida del ensayo (línea verde continua).

Al comparar la granulometría del material usado, con las recomendaciones, se puede anotar dos aspectos básicos: el tamaño de material usado no puede ser de dimensiones muy altas debido al tipo de ensayo al cual será sometido. Un cilindro de suelo sometido a un ensayo de compresión simple no debería tener partículas mayores a $1/7$ del diámetro, en este caso 10.1 mm. Por lo tanto, la granulometría usada no podría acercarse más a las recomendaciones de granulometrías bien graduadas.

Al realizar un ensayo de compresión simple sobre el suelo, éste debe tener un porcentaje de finos que le permita mantener la forma, no se podría prescindir de este contenido de finos para acercarse a la recomendación de granulometría abierta.

Como se puede observar en la figura anterior, la granulometría obtenida con el material proveniente de la cantera Rookaazul, se asemeja a una granulometría abierta, pero con un rango de material más fino que el recomendado. En este caso, como el presente trabajo usa ensayos de dimensiones limitadas, no podría usar material de tamaños mayores; además considerando que el material va a ser sometido a ensayos de compresión simple, entonces la cantidad de finos que incluye el material está justificada para permitir la elaboración de la muestra. Esta cantidad de finos le confiere cohesión al material lo cual en este caso es importante para la realización del ensayo de compresión simple.

4.1.2 LIMITES DE ATTERBERG.

De acuerdo con la norma usada para la clasificación de suelos, cuando el porcentaje de finos es menor al 5%, no se requiere de los límites de consistencia. Para este caso el porcentaje de finos que pasa la malla 200 fue del 1.45% entonces no se requiere determinar sus límites para realizar

la clasificación del material. Sin embargo se intentaron realizar los ensayos, para complementar la información del suelo. Dentro de la determinación del límite líquido al colocar la pasta semilíquida en la cuchara de Casagrande y hacer la división, la pasta volvía a unirse casi inmediatamente haciendo imposible realizar el ensayo, en el caso del límite plástico al intentar formar las barras de 1 cm^3 , al momento de amasar, los cilindros se quebraban con facilidad, es decir el material se comportaba como un material no plástico.

4.2 CLASIFICACIÓN DEL SUELO.

Siguiendo la norma ASTM D-2487, la clasificación del suelo a través del Sistema Unificado de Clasificación (S.U.C.S), se resume en la tabla 4.2. En esta, se detallan valores como el coeficiente de uniformidad y de curvatura, mismos fueron obtenidos con las fórmulas 3.1 y 3.2 respectivamente. De acuerdo con estos valores y el porcentaje de material que pasa el tamiz N^o4 el suelo se clasificó como una arena bien graduada con poco o nada de contenido de finos (SW).

Tabla 4.2. Resultados de la clasificación mediante el método S.U.C.S.

División principal	Suelo ensayado.
Arena, más del 50% pasa el tamiz N ^o 4	81.4% pasa el tamiz N4
Criterios para clasificación.	
coeficiente de uniformidad: Mayor que 6	8
coeficiente de curvatura: entre 1 y 3.	1.445
Clasificación resultante.	SW

De acuerdo con la AASHTO M145, según su clasificación de suelos y mezclas de agregados, el suelo ensayado, muestra los resultados especificados en la tabla 4.3. La tabla permite observar la clasificación principal en función del porcentaje de fino que pasa el tamiz 200, conforme a esto el suelo se clasifica en A-1(material granular). Finalmente, al especificar los porcentajes que pasan los tamices 10,40 y 200 el suelo resulta ser un A-1-b. Es decir, un material con fragmentos de grava y arena, en el cual no se especifica el valor del límite líquido y plástico.

Tabla 4.3. Resultados de la clasificación mediante AASTHO M145.

División principal	Suelo ensayado.
Materiales Granulares , 35% o menos pasan el tamiz N 200.	1.45%

Análisis Granulométrico	Porcentaje que pasa
N 10	55.54%
N 40	17.64%
N 200	1.45%
Clasificación resultante.	A-1-b

4.3 ENSAYO DE COMPACTACIÓN.

Con el propósito de determinar las propiedades óptimas del material al ser compactado, y para reproducir esas propiedades al momento de elaborar las muestras, se realizó el ensayo de compactación Proctor modificado. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 4.3.

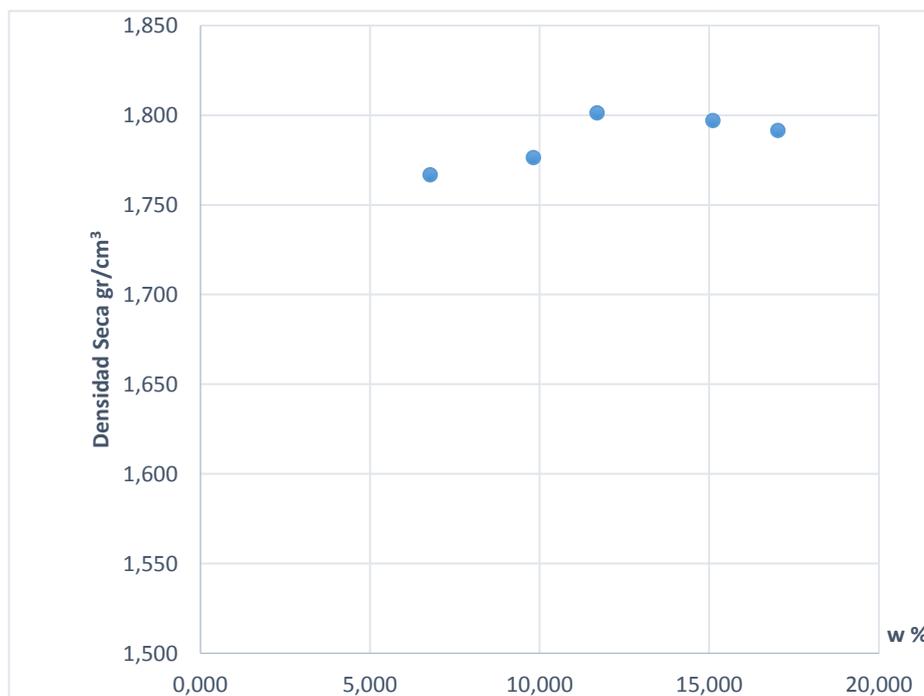


Figura 4.3 Curva resultante de compactación.

La figura anterior, muestra los puntos obtenidos con cada compactación, en total se hicieron 6 muestras cada una de ellas con una humedad diferente. Para obtener estos puntos fue necesario la determinación de las humedades, masa de suelo seco, masa de agua de cada muestra de compactación, mismas que fueron obtenidas con las ecuaciones 3.3, 3.4, 3.5 y son detalladas en el anexo 2. Finalmente, los cálculos de la densidad húmeda y seca se detallan en el anexo 3.

En la gráfica 4.3 se puede observar que el resultado obtenido no muestra una curva bien marcada típica en resultados de compactación, no se ajusta a ninguna de las curvas establecidas por Lee y Suedkamp (1972), quienes estudiaron curvas de compactación de 35 muestras de

suelo diferente y dedujeron que existen 4 tipos de curvas de compactación. Estas curvas tipo se muestran en la figura 4.4. Sin embargo, luego de comprobar los valores obtenidos, éstos fueron tomados como válidos para el desarrollo del ensayo de compresión simple, usando un valor de humedad óptima del 11.7% y una densidad seca de 1.8gr/cm^3 acorde a la figura presentada anteriormente.

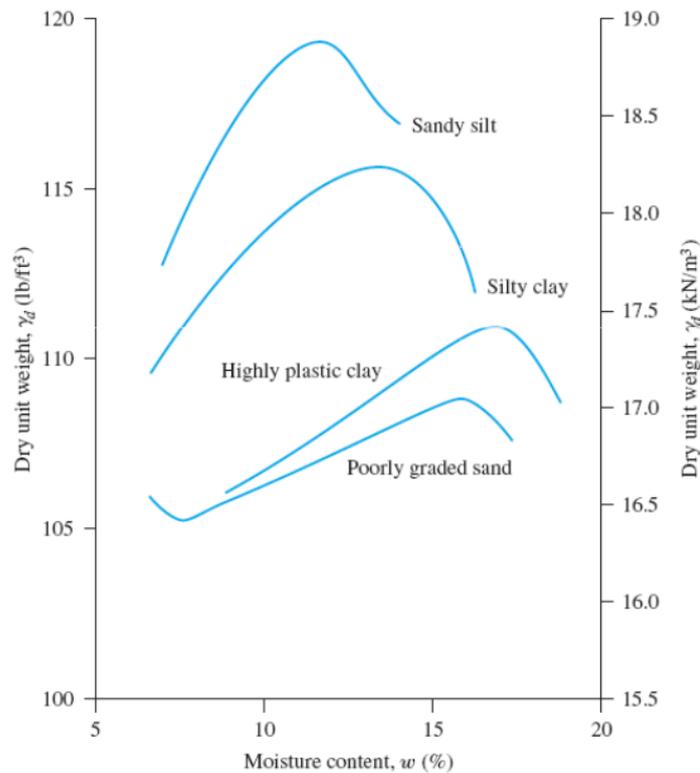


Figura 4. 4 Curvas tipo para proctor modificado, según Lee y Suedkamp 1972.

4.4 ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE.

En este apartado se presentan los resultados obtenidos de 21 ensayos de compresión simple realizados tanto al suelo reforzado como también al suelo en sí. Inicialmente se realizaron 2 ensayos usando solo la arena, con el fin de obtener un dato base en relación a la resistencia que puede alcanzar el suelo sin refuerzo. Posteriormente se realizaron los ensayos con suelo reforzado, en los cuales se pudo ver un aumento notable en cuanto a la resistencia que alcanzaron. La tabla 4.2 que se muestra a continuación detalla aspectos importantes como las dimensiones de la muestra, densidad, la humedad de trabajo, etc. No hay que olvidar que el enfoque de este capítulo fue conocer el comportamiento del conjunto (suelo-refuerzo) y el porcentaje de volumen de suelo confinado por el geotextil. Los cálculos y fotografías de la totalidad de los ensayos se muestran en los anexos.

Sin embargo, es importante mencionar que se realizaron ensayos adicionales de compresión simple tanto a suelo reforzado como al suelo sin refuerzo que permitieron afianzar los resultados aquí presentados.

Tabla 4.4. Datos generales para la compresión simple.

Gravedad (m/s^2)	9.81
Altura del molde (cm)	16.10
Diámetro molde (cm)	7.12
Volumen molde(cm^3)	640.43
Velocidad del ensayo (cm/s)	1.61
Densidad seca máxima (gr/cm^3)	1.801
Humedad óptima del suelo (%)	11.70
Humedad promedio de trabajo (%)	10.86

Como se puede ver en la tabla anterior, no se pudo alcanzar la humedad óptima, a pesar que se calcularon adecuadamente las cantidades de agua requeridas para mezclar con el material granular; sin embargo, el resultado obtenido es lo suficientemente cercano al objetivo.

Las tablas 4.5 y 4.6 detallan todos los resultados obtenidos de los ensayos de compresión simple, especificando la cantidad, diámetro del refuerzo, resistencia máxima a compresión con su respectiva deformación y el porcentaje de suelo confinado, obtenidos de cada ensayo a compresión. El valor de la resistencia máxima se obtuvo aplicando la ecuación 3.11, mostrada en la sección 3.4.3 del capítulo anterior. Entonces, se dividió para la carga axial aplicada a la muestra para el área del suelo corregida (ecuación 3.9).

Los valores obtenidos en cuanto a las densidades secas y húmedas de acuerdo al tipo de material usado, están dentro de los valores típicos establecidos por Terzaghi y Peck (1942). Estos valores están en 1.59 gr/cm^3 y 1.99 gr/cm^3 .

Tabla 4.5. Resultados del ensayo a compresión simple a un suelo sin refuerzo.

Densidad humedad	Densidad seca	Peso específico seco	Cantidad de geosintéticos	σ máx.	Deformación
(gr/cm ³)	(gr/cm ³)	(N/m ³)	(%)	(kg/cm ²)	mm
1.788	1.613	15820.440	0	0.035	0.15
1.789	1.614	15834.257	0	0.040	0.15

Tabla 4.6. Resultados del ensayo a compresión simple en suelo reforzado.

Numeración	Diámetro geotextil ϕ (cm)	Capas de Geotextil	Densidad humedad	Densidad seca	Peso específico seco	Porcentaje suelo confinado	q_u máx.	Deformación
			(gr/cm ³)	(gr/cm ³)	(N/m ³)	(%)	(kg/cm ²)	mm
1	7.1	6	1.788	1.613	15820.440	76	0.507	4.22
2	6.6	6	1.780	1.606	15751.355	64	0.332	4.05
3	6.1	6	1.788	1.613	15820.440	54	0.371	1.81
4	7.1	5	1.786	1.611	15806.623	71	0.319	1.45
5	6.6	5	1.785	1.610	15792.806	60	0.385	0.38
6	6.1	5	1.786	1.611	15806.623	49	0.208	4.58
7	5.5	5	1.786	1.611	15806.623	38	0.189	3.01
8	5.1	5	1.785	1.610	15792.806	32	0.147	2.30
9	7.1	4	1.788	1.613	15820.440	63	0.408	0.96
10	6.6	4	1.785	1.610	15792.806	52	0.139	4.81
11	6.1	4	1.788	1.613	15820.440	43	0.203	2.04
12	5.7	4	1.785	1.610	15792.806	36	0.090	2.21
13	5.1	4	1.788	1.613	15820.440	27	0.142	1.21
14	7.1	3	1.788	1.613	15820.440	49	0.095	1.62
15	6.6	3	1.780	1.606	15751.355	40	0.055	0.77
16	6.1	3	1.788	1.613	15820.440	32	0.092	1.73
17	5.7	3	1.780	1.606	15751.355	26	0.033	1.84
18	5.1	3	1.788	1.613	15820.440	19	0.045	1.48
19	7.1	2	1.803	1.627	15958.610	39	0.048	0.77

4.5 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LAS MUESTRAS DE SUELO EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE CAPAS DE SUELO Y DEL TAMAÑO DE LOS GEOTEXTEILES USADOS.

En esta sección se habla de la resistencia que el suelo reforzado puede alcanzar al ser sometido a un esfuerzo de compresión considerando parámetros como: la división de las capas de suelo y el tamaño de geotextiles usados en cada ensayo. Pero también se muestra cómo actúa el suelo sin refuerzo, a través de imágenes que indican el modo de falla de la muestra luego de ser sometido a un esfuerzo de compresión.

- Muestras no reforzadas.

Para el caso de los ensayos no reforzados, en las figuras 4.5 y 4.6 se puede observar la muestra de suelo antes del ensayo y después del mismo; la muestra de suelo prácticamente no resiste la aplicación de esfuerzos de compresión sobre su masa. Los esfuerzos captados durante los ensayos fueron inferiores a 0.05 kg/cm^2 . El suelo reforzado sin embargo muestra un notable incremento en su resistencia, para muestras con más de 3 capas de geosintéticos, las resistencias varían entre 0.1 y 0.5 kg/cm^2 . Es decir, se ha incrementado la resistencia del suelo de 200 a 1000% .

En la figura 4.5 se ve cómo la muestra fue elaborada cuidadosamente de modo que tenga las dimensiones del molde usado para todos los ensayos, valores que se detallan en la tabla 4.4. Por otra parte, en la figura 4.6 se puede observar la muestra ya fallada, el material se disgrega completamente al ser sometido a una pequeña presión sin confinamiento. La falla se debe a la poca o nula cohesión que presenta el material por sus características granulométricas ya que se trata de una arena bien graduada, SW. Los resultados del suelo con refuerzo indican el incremento de un cierto confinamiento equivalente o una cohesión equivalente que permiten a la muestra ganar resistencia.



Figura 4. 5. Muestra no reforzada antes del ensayo

Figura 4.6. Muestra fallada.

- Muestras reforzadas.

Para el caso de las muestras reforzadas, se presentan también algunas imágenes que detallan el comportamiento del conjunto (suelo-refuerzo), se realiza además un análisis más completo al mostrar la influencia el número de divisiones que se hizo al suelo para colocar el refuerzo, así como también la influencia de los tamaños de refuerzo usados para los diferentes ensayos.

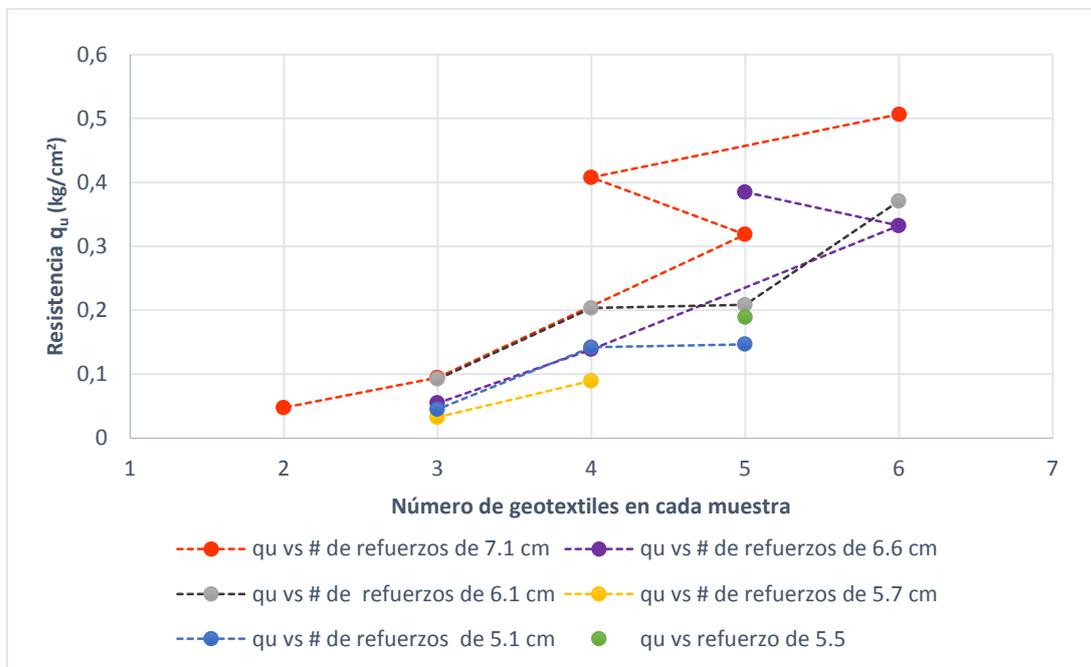


Figura 4. 7. Distribución de la resistencia de suelo reforzado, agrupados según el diámetro del refuerzo.

La figura 4.7, detalla la distribución de la resistencia de un suelo reforzado al ser ensayado con diferentes números de geotextil, agrupados según el diámetro de refuerzo usado; se puede observar una clara tendencia, mientras más número de geotextiles estén presentes en la muestra, más alta será la resistencia del suelo. Este comportamiento es corroborado con muchos resultados de literatura analizada y resumida en el capítulo correspondiente. Sin embargo, existen puntos que no siguen la tendencia, por ejemplo, en la serie de refuerzos de 7.1 cm de diámetro (línea tomate), el punto correspondiente a 4 geotextiles sale de la tendencia y exhibe una resistencia mucho mayor a la esperada. De igual manera se puede observar este mismo comportamiento en la serie de refuerzos de 6.6 cm de diámetro (línea púrpura), el punto correspondiente a 5 capas de geotextil, presenta una resistencia muy alta, fuera de la tendencia. También podemos mencionar que el ensayo realizado con 5 geotextiles de 5.5 cm de diámetro (punto verde), presenta una resistencia más elevada que el ensayo realizado con un mismo número de refuerzos, pero con un diámetro superior, 5.7 cm en este caso. Esto puede deberse a que el refuerzo pudo desplazarse al momento de su colocación en la muestra de suelo.

En definitiva, se puede observar que la mayoría de puntos muestran un incremento de resistencia a medida que se incrementa el número de capas de geotextil, tres muestras de las 19 realizadas no cumplen con este comportamiento.

Con el fin de analizar la influencia del tamaño del geosintético en el comportamiento del suelo reforzado, a continuación, también se presenta un gráfico que muestra la influencia del tamaño de las capas de geotextil, manteniendo constante el número de capas de suelo. Se contrasta este parámetro con la resistencia del conjunto (suelo-refuerzo).

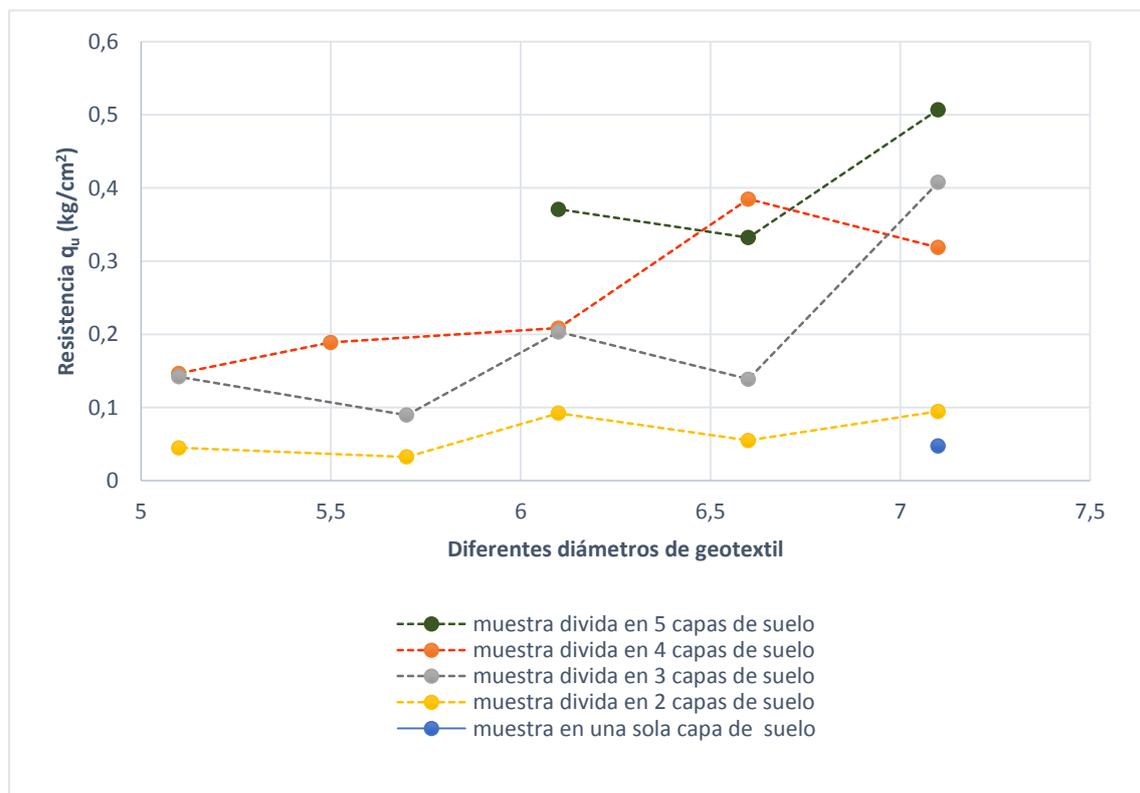


Figura 4. 8. Distribución de la resistencia de suelo reforzado, agrupados según el número de capas de suelo.

La gráfica 4.8 detalla el comportamiento del suelo de acuerdo al número de capas de suelo en las que se dividió la muestra usando diferentes diámetros de geotextil para cada ensayo. La tendencia muestra que, mientras más divisiones tenga la muestra de suelo y cuando el refuerzo cubra casi por completo la muestra la resistencia del conjunto (suelo-refuerzo) se eleva considerablemente. Excepto por algunos puntos que se encuentran fuera de rango en este caso para los ensayos realizados con geotextiles de 6.6 cm de diámetro. Estos ensayos presentan un comportamiento no compatible en comparación del resto. Por ejemplo, la serie de datos para las muestras divididas en 4 capas de suelo (línea tomate) muestra un notable aumento de resistencia para el ensayo realizado con refuerzos de 6.6 cm de diámetro, mientras que presenta una disminución para el ensayo con refuerzos de 7.1 cm de diámetro, lo que produce una contradicción con lo afirmado anteriormente. Sin embargo, para el resto de series de datos (línea verde, ploma y amarilla) el este ensayo, muestra una disminución en la resistencia del conjunto al compararla con los diferentes ensayos realizados con un diámetro inferior. Los resultados mostrados para esta serie de ensayos, representan desde ya una incertidumbre y un posible porcentaje de error para el resultado final mostrado en el siguiente apartado.

Finalmente, a continuación en las figuras 4.10-4.12, se muestran algunos de los ensayos de compresión realizados, con el fin de observar el modo de falla que se produce.

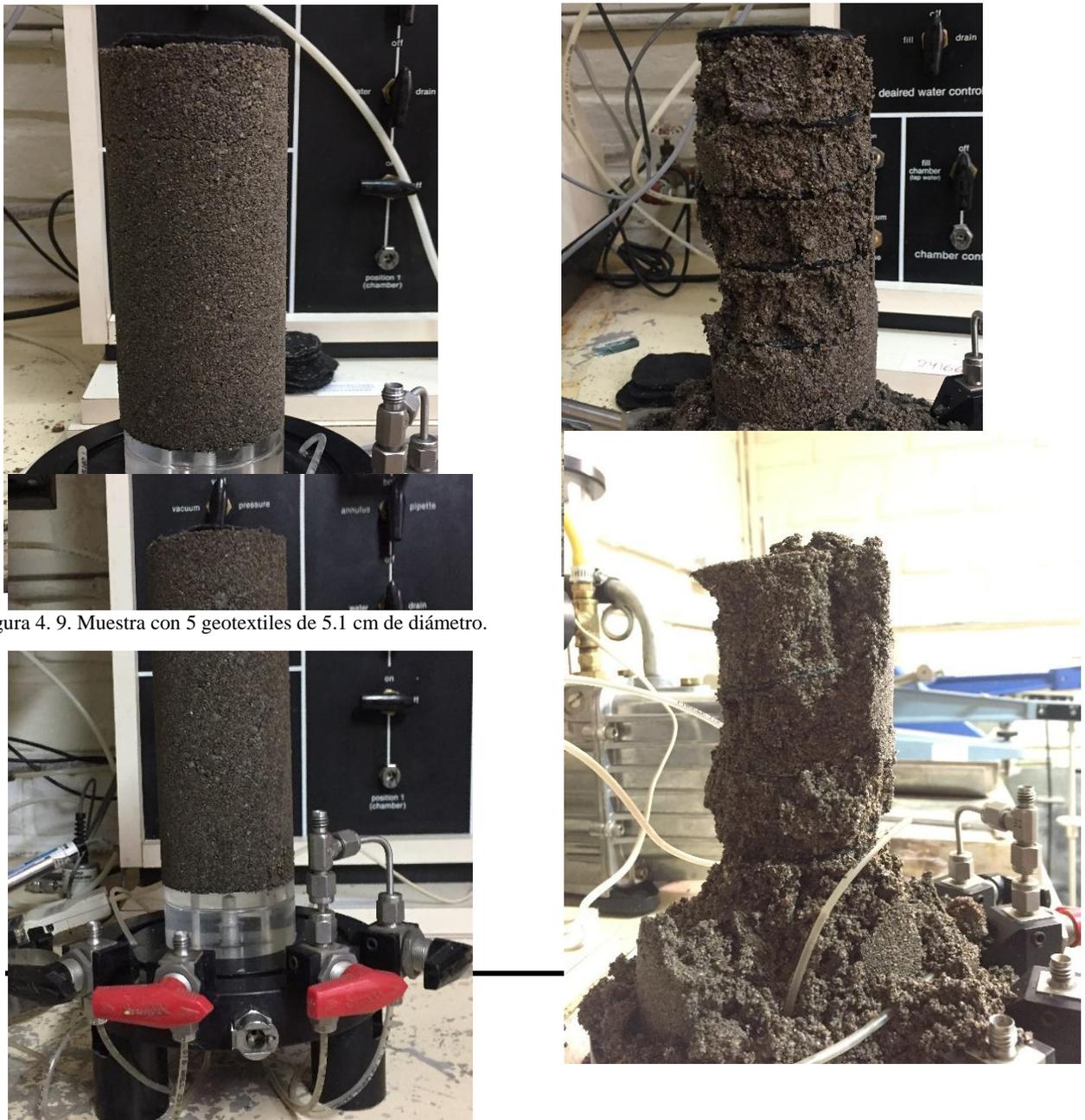


Figura 4. 9. Muestra con 5 geotextiles de 5.1 cm de diámetro.

Figura 4.11. Muestra con 6 geotextiles de 6.1 cm de diámetro

Figura 4.12. Muestra fallada.

Las figuras anteriores, muestran como se va disgregando el material luego del ensayo, normalmente el suelo que empieza a caer es el que no se encuentra cubierto por el geotextil. Claramente se puede observar en la figura 4.10, que el suelo fallado esta dividido en 5 capas de suelo y la disgregacion del material se da en la capas cercanas a la aplicacion de la carga mientras que la ultima capa del suelo esta casi intacta. Por otro lado la muestra fallada, mostrada en la figura 4.12, también detalla la inestabilidad del suelo que no se encuentra bajo los limites del refuerzo, y tambien se puede ver que el fallo es más severo que el mostrado en la figura anterior. Con lo que podemos decir, que es correcto mencionar que mientras más grande es el diámetro del refuerzo más resistencia presentará la muestra.

4.6 VOLUMEN DE SUELO CONFINADO VERSUS LA RESISTENCIA DEL MATERIAL.

Tal como se puede apreciar en la tabla 4.6 las variables de relevancia obtenidas mediante el ensayo de compresión simple son el esfuerzo máximo de compresión y la deformación unitaria que presenta cada uno. También se detalla el valor del porcentaje de volumen de suelo confinado por el geotextil. Primero el volumen fue obtenido mediante la aplicación de la fórmula para cono truncado descrita en la sección 3.3; esta ecuación se hizo válida ya que se asumió que el modo de falla describe esa forma (figura 3.4), que el ángulo de fricción interna es igual a 30° y que el ángulo de falla responde a la fórmula: $45+\phi/2$, definida para el círculo de Mohr (Peck & et al, 1983). Mientras que el valor del porcentaje de volumen de suelo confinado se determinó con una simple regla de tres considerandos como el 100 % del volumen al valor del volumen del molde, especificado en la tabla 4.4.

Como parte de evaluación de este trabajo, el objetivo principal era determinar la relación existente entre el volumen de suelo confinado y la resistencia del conjunto. Se realiza una gráfica entre el porcentaje de volumen de suelo confinado y la resistencia máxima a compresión obtenida de cada ensayo con el fin de obtener una relación entre los mismos. Tal como se puede apreciar en la figura 4.15 mostrada a continuación, la resistencia tiende a incrementar a medida

que se incrementa el volumen de suelo confinado por el geotextil. Sin embargo, existen valores semejantes en cuanto a resistencia, pero con diferentes valores de suelo confinado. Esto se debe a la distribución del geotextil NT1600 entre las capas del suelo, así como también al diámetro del mismo (Jones, 1985).

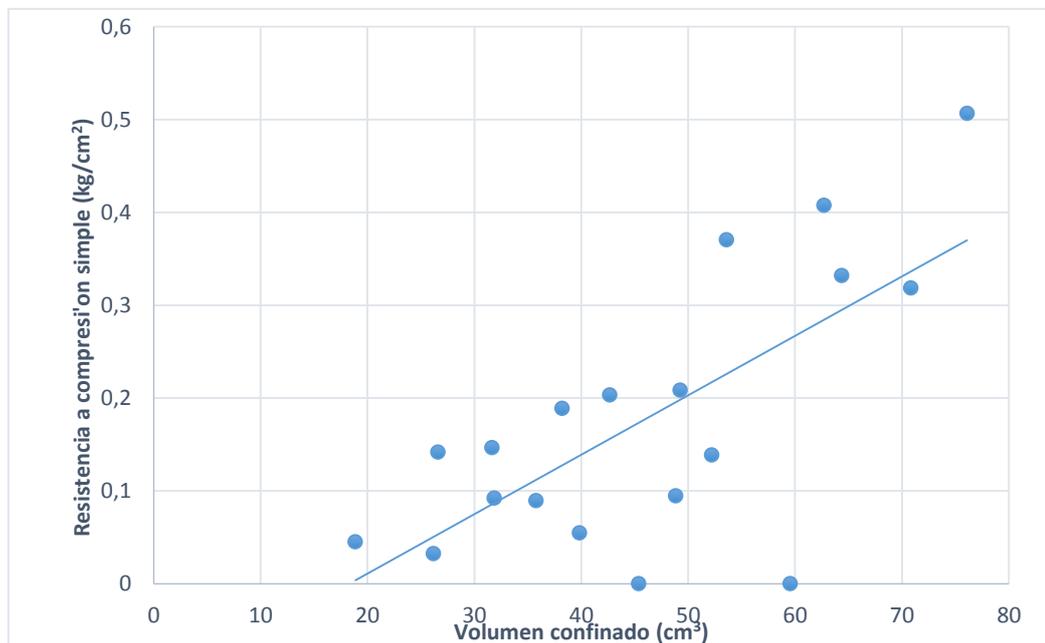


Figura 4. 13. . Resistencia a compresión simple versus porcentaje de volumen de suelo confinado

La figura 4.13 muestra la distribución de la resistencia del suelo reforzado, en función del volumen de suelo confinado, como se puede ver existe una gran dispersión de puntos, es decir no siguen una tendencia uniforme. Por esta razón se vio conveniente la supresión de los puntos más

alejados, con el fin de obtener una tendencia más clara. A continuación se muestra el gráfico con los puntos considerados importantes.

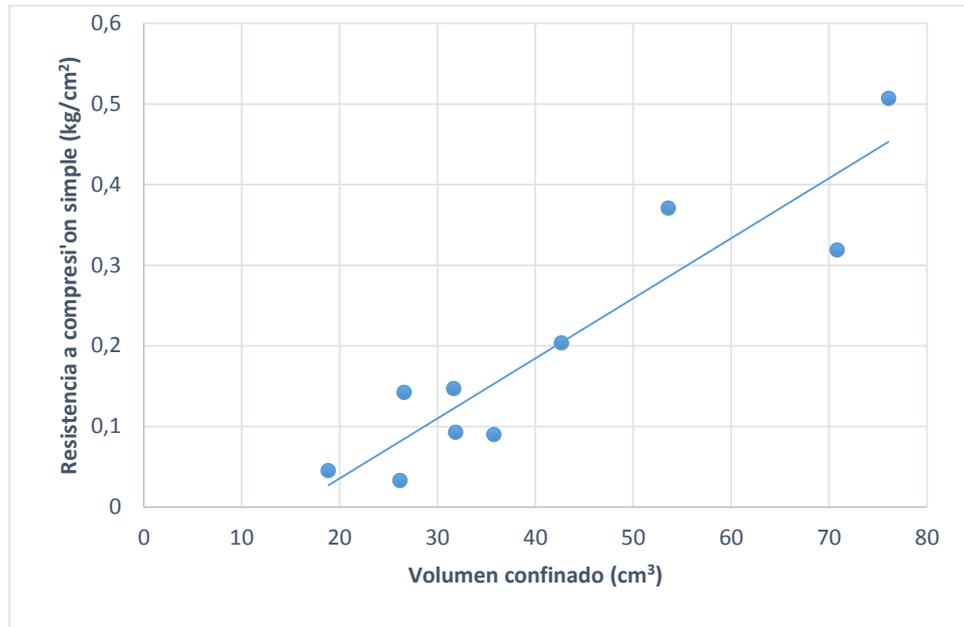


Figura 4. 14. Resistencia a compresión simple versus porcentaje de volumen de suelo confinado (puntos significativos).

Cabe recalcar que la gráfica anterior fue elaborada con los puntos más significativos, es decir se eliminaron algunos de los puntos que no mostraban una tendencia normal comparada con el resto de puntos que se mostraron anteriormente en las figuras 4.7 y 4.8. estos puntos corresponden en su mayoría a los ensayos realizados con un geotextil de 6.6 cm de diámetro, independientemente del número de refuerzos y capas en las que se dividió la muestra. Aunque también se eliminaron puntos correspondientes a ensayos realizados con refuerzos de 7.1 cm de diámetro, 5.7 cm, 6.1 cm y 5.1 cm.

5 CAPITULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Luego de todos los ensayos realizados y de la interpretación y análisis de cada uno, se puede llegar a las siguientes conclusiones:

- El suelo granular con el que se trabajó, corresponde a una arena bien graduada SW con grava y poco contenido de fino, según el método SUCS y la norma ASTM D-2487. El suelo resultó no plástico al momento de intentar ejecutar los límites de Atterberg.
- Según la Federal Highway Administration FWHA (Adams et al., 2011), los suelos óptimos para su uso con refuerzo geosintético en obras civiles deben tener una granulometría bien graduada o abierta, tal y como se observa en la figura 4.2. El suelo usado en este trabajo procedente de la cantera Rookaazul presenta una granulometría ligeramente diferente a la de FWHA (figura 4.2). Considerando que las recomendaciones aplican a proyectos en escala real y que el presente trabajo utiliza el material para ensayos de laboratorio, se considera que la dispersión granulométrica es adecuada y la curva usada reflejaría de cierta manera una reducción en los tamaños de partículas de real a tamaño de laboratorio.
- Los resultados de compactación Proctor modificado realizado sobre la muestra de suelo en estudio, describen una curva con variación muy baja para el peso específico seco entre 1.76 a 1.8 gr/cm^3 y en el rango de humedades del 5 al 17%. La curva no está perfectamente definida, pero tiene una tendencia clara, mostrando una humedad óptima de 11.7% aproximadamente, con un peso específico seco máximo de 1.8 gr/cm^3 .

- El suelo usado, bajo las condiciones de compactación resultantes del ensayo Proctor modificado, se sometió a ensayos de compresión simple. El resultado mostró una resistencia a compresión simple casi nula, con un promedio de 0.038 kg/cm^2 .
- En el presente trabajo se utilizó un geotextil no tejido denominado NT1600 con una resistencia a la tensión de 450 N. Para la determinación de la resistencia a compresión máxima que puede alcanzar el suelo, como se puede evidenciar en el capítulo anterior, se realizaron un total de 21 ensayos, en 2 de ellos sólo se ensayaron muestras de suelo sin refuerzo. El resto de ensayos se fueron variando tanto los diámetros como el número de capas de geotextil NT1600. Casi todos los ensayos con suelos reforzados mostraron un incremento en la resistencia a compresión simple del material. Cuatro de los 19 ensayos mostraron un incremento de resistencia muy bajo o nulo, los demás exhibieron incrementos entre el 200 y 1000% de resistencia.
- También podemos adicionar que a medida que el número de capas de geosintético se incrementa, la resistencia del suelo reforzado también se ve incrementada. Este comportamiento ha sido ya analizado por varios autores entre ellos (Adams et al., 2011; Francois & Than Long, 1974; Gray & Ohashi, 1983; Hausmann, 1976; Leshchinsky et al., 1990; Tatsuoka, 2004), entre otros y mayoría coincide con esta tendencia, validando de cierta manera los resultados obtenidos en el presente trabajo. Existe una cantidad pequeña de ensayos, alrededor de cuatro, mostrados en la figura 4.13 del capítulo anterior, que no encajan dentro de este comportamiento. Se considera entonces que variables propias que escapan al control dentro de laboratorio como: pérdida de humedad al moldear la muestra, deslizamiento de los diferentes refuerzos al momento de su colocación, lo que podrían haber generado estos resultados extremos.
- Por otra parte, a medida que se disminuye el diámetro del refuerzo, manteniendo constante el número de capas de geotextil NT1600, la resistencia del material disminuye entre un 26 y un 91 % aproximadamente, valor obtenido del análisis de la tabla detallada en la sección 4.6 del capítulo anterior. Entonces, cuando se usan 6 capas de geotextil NT1600 con diámetros de 7.1 cm y 6.1 cm la resistencia disminuye un 26.85%. Cuando se usan 5 capas de geotextil NT1600 con diámetros de 7.1 cm y 5.1 cm la resistencia disminuye un 71.10%. La disminución en la resistencia es más evidente cuando las capas de geotextil son inferiores a 5; entonces cuando se usan 4 capas de geotextil NT1600 con diámetros de 6.1 cm, 5.7 cm y 5.1 cm, la resistencia disminuye un 82.32%, valor correspondiente al ensayo con refuerzo de 5.7 cm de diámetro. De igual manera se analizó la disminución de resistencia cuando se redujo el número de capas a 3, para este caso se consideraron ensayos con diámetros de 6.1, 5.7, 5.1 cm y ese valor da un máximo del 93.58%. Estos valores comparados con el porcentaje de suelo confinado que representa cada uno, permitieron la elaboración de la gráfica 4.13 mostrada en el capítulo anterior con la que se establece una relación entre estas variables. Se evidenciaron ciertos puntos que mostraban una dispersión considerable con respecto a otros.

En general los resultados de los ensayos con suelo reforzado muestran una tendencia definida al momento de incrementar el volumen de suelo confinado con el geosintético, mostrada en la figura 4.14 del capítulo anterior. A pesar de que se observan dispersiones, la tendencia es clara y a medida que se incrementa el porcentaje de suelo confinado mayor es la resistencia del conjunto. Por otro lado, los resultados también revelan que se puede garantizar un porcentaje semejante de suelo confinado, usando diferentes diámetros y capas de refuerzo. Eso sí con una

disminución notable en cuanto a su resistencia. Lo que se recomendaría sería realizar más ensayos de laboratorio a fin de obtener una curva resistencia vs volumen confinado con una menor dispersión.

6 REFERENCIAS.

- Adams, M., Nicks, J., Stabile, T., & Schalatter, W. (2011). *Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System (FHWA). Time.*
- Andersland, & Khattak. (1979). Shear strength of kaolinite/fiber soil mixtures. In *Proceedings of International conference Reinforced Earth, Paris* (Vol. 1, pp. 11–16).
- Andrawes, K., McGown, A., & Al-Hasani, M. (1978). Effect of inclusion properties on the behaviour of sand. *Géotechnique*, 28(3), 327–346.
<https://doi.org/10.1680/geot.1978.28.3.327>
- ASTM D4439. (2006). *Standard Terminology for Geosynthetics* (Vol. i).
- Bell, J. R., & Steward, J. E. (1977). Construction and observations of fabric retained soil walls. *Proc. Int. Conf. 011 the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, 1*, 23–128.
- Beltran, C. A. (2013). *Ventajas de la utilizacion de geosinteticos para el refuerzo de pavimentos*. Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá.
- Bonaparte, R., Holtz, R. D., & Giroud, J. P. G Pa., 69- 116. (1985). Soil Reinforcement Design Using Geotextiles and Geogrids. In *Geotextile testing and the design engineer (STP 952)*, J. E. Fluet, ed., Am. Soc. for Testing and Materials, Philadelphia, (pp. 69–116).
- Broms, B. B. (1977). Polyester fabric as reinforcement soil. *Proc. Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, 1*, 129–135.

- Calles Ponce, A. E. (2002). Diseño y Construcción de Confinamientos de Residuos Peligrosos Utilizando Geosintéticos-Edición Única, 193.
- Christie, I., & El-Hadi, K. (1977). Some aspects of the design of earth dams reinforced with fabric. *Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, 1*, 99.
- Francois, S., & Than Long, N. (1974). Recent Results of French Research on Reinforced Earth. *Journal of the Construction Division Article, 100*(3), 223–237. <https://doi.org/10.1017/S000748530002229X>
- Geotexan S.A. (n.d.). GEOSINTETICOS DE ALTA CALIDAD. Retrieved from <https://geotexan.com/geotextiles/>
- Gray, D. H., & Ohashi, H. (1983). Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand. *Journal of Geotechnical Engineering, 109*(3), 335–353. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1983\)109:3\(335\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:3(335))
- Gray, & Al-Refeai. (1986). Behavior of fabric- versus fiber-reinforced sand. *Jounranl of Geotechnical Engineering, 112*, 804–820. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1986\)112:8\(804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:8(804))
- Hausmann, M. . (1976). Strenght of Reinforced pdf. *N.S.W. Institute of Technology., 3*, 8.
- Hoare, D. J. (1979). Laboratory Study of Granular Soils Reinforced with Ran- domly Oriented Discrete Fibers. *In Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement, 1*, 47–52.
- Ingold, T. (1982). An analytical study of geotextile reinforced embankments. *In Proceedings of the 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas*, 683–688.
- Jones, C. J. of N. (1985). *Earth Reinforcement*. UK: Fundamentals of Engineering Geology. Retrieved from <https://es.scribd.com/read/282575351/Earth-Reinforcement-and-Soil-Structures#>
- Kern, F. (1977). An earth dam with a vertical downstream face constructed using fabrics. *Proc. Int. ConJ on the Use of Fabrim Itr Geotechnics, Paris, 1*, 91–94.
- Koerner, R. M. (2012). *DESIGNING WITH GEOSYNTHETICS*. (6th Editio). United States of America: Xlibris Corporation.
- Lee, K. ., Adams, B. ., & Vagneron, J. . (1973). Reinforced Earth Retaining Walls. In *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* (pp. 745–764).
- Leshchinsky, D., Member Associate, ASCE, & Boedeker, R. (1990). GEOSYNTHETIC REINFORCED SOIL STRUCTURES, *115*(10), 1459–1478.
- McGown, & Ozelton. (1973). FABRIC MEMBRANE IN FLEXIBLE PAVEMENT CONSTRUCTION OVER SOILS OF LOW BEARING STRENGTH. *Civil Eng & Public Works Review, 68*(798).
- Murray, R. (1982). An analytical study of geotextile reinforced embankments and cuttings. *Proc, 2nd Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, Nev., Industrial Fabrics Associated Int., 707–713*.
- Naeni, S. A., & Gholampoor, N. (2014). Cyclic behaviour of dry silty sand reinforced with a geotextile. *Geotextiles and Geomembranes, 42*(6), 611–619. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2014.10.003>
- Peck, & et al. (1983). *Ingenieria de Cimentaciones (LIMUSA, NO)*. Chicago.

- Phillips, E., Berg, R., & Filz, R. (2015). Required Ultimate Geosynthetic Reinforcement Tensile Strengths According to Five Analysis Methods for MSE and GRS Walls. *Proc. Geosynthetic 2015 Conference, Portland, 10*.
- Puig, J., Blivet, J. C., & Pasquet, M. (1977). Earth fill reinforced with synthetic fabric. *In Proc. Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics, 1*, 85–90.
- Ruegger, R. (1986). Geotextile reinforced soil structures on which vegetation can be established. *In Proc. 3rd Int Conf. on Geotextiles, Vienna, Austria, 3*, 453–458.
- Schlosser, & Long. (1974). Equivalent cohesion.
- Schmertmann, G. (1987). Design charts for geogrid-reinforced soil slopes. *Proc. Geosynetics '87, St Paul, MN:IFAI*.
- Schneider, H. R., & Holtz, R. D. (1986). Design of slopes reinforced with geotextiles and geogrids. *Geotextiles and Geomembranes, 3*(1), 29–51. [https://doi.org/10.1016/0266-1144\(86\)90013-0](https://doi.org/10.1016/0266-1144(86)90013-0)
- Suárez Díaz, J. (1998). Estructuras de Contención o anclaje 14.1. In *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales* (pp. 473–540).
- Tatsuoka, F. (2004). An approximate isotropic perfectly plastic solution for compressive strength of geosynthetic-reinforced soil. *Geosynthetic International, 11*(5), 390–405. <https://doi.org/10.1680/gein.11.5.390.53140>
- Yang, Z. (1972). *Strength and deformation characteristics of reinforced sand*. University of California, Los Angeles.
- Zhao, A. (1996). Failure loads on geosynthetic reinforced soil structures. *Geotextiles and Geomembranes, 14*(5–6), 289–300. [https://doi.org/10.1016/0266-1144\(96\)89796-2](https://doi.org/10.1016/0266-1144(96)89796-2)

7 ANEXOS.



ANEXO 1.

TABLAS RESULTANTES DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.

CANTERA ROOKA AZUL-MUESTRA					
Tamiz	Diámetro (mm)	Masa retenida (gr)	% Retenido	% Retenido acumulado	%Pasa
3/8"	9.5	200	9.962	9.962	90.038
#4	4.75	172.9	8.614	18.575	81.425
#10	2	519.4	25.876	44.451	55.549
#20	0.85	428.1	21.327	65.778	34.222
#40	0.3	332.8	16.579	82.357	17.643
#50	0.25	122.2	6.088	88.445	11.555
#100	0.15	159.3	7.936	96.381	3.619
#200	0.075	43.6	2.172	98.553	1.447
FONDO		29	1.445	99.998	0.002



Peso antes del ensayo	2007.7 gr
Peso después del ensayo	2007.3 gr
Pérdida	0.4 gr

ANEXO 2.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN SUELOS, ASTM D 2487.

Divisiones principales	Símbolos del grupo	Nombres típicos	Criterios para la clasificación	
Suelos de partículas gruesas Más del 50% es retenido en la malla No. 200	Gravas 50% o más de la fracción gruesa se retiene en la malla No. 4	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	$C_u = D_{10}/D_{60}$ Mayor que 4 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3 No satisfacen ambos criterios para GW Los límites de Atterberg quedan abajo de la línea "A", o el índice plástico es menor que 4. Los límites de Atterberg quedan arriba de la línea "A" y el índice plástico es mayor que 7.
		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	
		GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo.	
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	
		SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	
	Arenas Más del 50% de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	$C_u = D_{10}/D_{60}$ Mayor que 6 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3 No se satisfacen ambos criterios para SW Los límites de Atterberg quedan abajo de la línea "A", o el índice plástico es menor que 4. Los límites de Atterberg quedan arriba de la línea "A" y el índice plástico es mayor que 7.
		SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo	
		SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla	
		ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos	
		CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas dobles	
Suelos de Grano Fino 50% o más pasa la malla No. 200	Limos y arcillas Con límite Líquido de 50% o menor	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	Carta de plasticidad. Para clasificar suelos de partículas finas y las fracciones finas de los suelos de partículas gruesas. Los límites de Atterberg que quedan en la zona sombreada son clasificaciones indeterminadas que requieren el uso de símbolos dobles. La ecuación de la línea "A" es: $PI = 0.73 (LL - 20)$
		MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos	
	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas		
	OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad		
	Suelos con elevada proporción de materia orgánica	Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos.	

ANEXO 3.

CLASIFICACIÓN DE SUELOS Y MEZCLAS DE AGREGADOS DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS, AASTHO M 145.

Clasificación General ^a	Materiales Granulares (35% o menos pasan la malla No. 200)							Materiales Limo Arcillosos (Pasan más del 35 por ciento la malla No. 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación Por Grupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Analisis granulométrico %											
que pasa:											
No. 10	50 máx										
No. 40	30 máx	50 máx	51 mín								
No. 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Características de la tracción que pasa la malla No. 40											
Límite líquido	6 máx		N.P. ^b	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad				10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipos usuales de los materiales componentes importantes	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Arena y grava limosas o arcillosas.				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Clasificación general como subrasante	De excelente a buena						De regular a mala				



ANEXO 4.

DIMENSIONES DEL MOLDE PARA ENSAYO PROCTOR MODIFICADO.

Diámetro	15.4 cm
h	11.5 cm
Área	186.27 cm ²
Volumen molde	2142.05 cm ³

HUMEDADES TOMADAS DE LAS MUESTRAS DE ENSAYO PROCTOR MODIFICADO.

	Muestra 1		Muestra 2		Muestra 3		Muestra 4		Muestra 5		Muestra 6	
cap+suelo hum (gr)	113.4	115.5	108.41	100.6	108.64	117.18	118.81	123.27	140.15	148.22	146.8	144.18
cap+suelo seco (gr)	109.98	112.53	104.5	96.3	102.22	110.53	109.89	115.3	127.37	134.9	132.13	129.95
Peso tara (gr)	38.87	47.12	36.6	41.24	34.93	44.76	37.7	43.2	40.9	48.72	48.43	43.87
peso agua (gr)	3.42	2.97	3.91	4.3	6.42	6.65	8.92	7.97	12.78	13.32	14.67	14.23
contenido hum.	4.809	4.541	5.758	7.810	9.541	10.111	12.356	11.054	14.780	15.456	17.527	16.531
humedad prom. (%)	4.675		6.784		9.826		11.705		15.118		17.029	



ANEXO 5.

DATOS RESULTANTES PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CURVA DE
COMPACTACIÓN.

	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4	Muestra 5	Muestra 6
w. molde +suelo hum gr	10655	11060	11198	11329	11450	11510
w. suelo hum (gr)	3636	4041	4179	4310	4431	4491
humedad prom.	4.675	6.784	9.826	11.705	15.118	17.029
densidad hum. (gr/cm³)	1.697	1.887	1.951	2.012	2.069	2.097
Densidad seca (gr/cm³)	1.622	1.767	1.776	1.801	1.797	1.792

ANEXO 6.

PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS PARA ENSAYO PROCTOR MODIFICADO.



ANEXO 7.

COMPACTACIÓN DE LAS MUESTRAS PARA ENSAYO PROCTOR MODIFICADO.



ANEXO 8.

TOMA DE HUMEDADES Y PESOS DE LAS MUESTRA DE ENSAYO PROCTOR
MODIFICADO.



ANEXO 9.

PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS PARA ENSAYOS DE COMPRESION SIMPLE SIN REFUERZO.



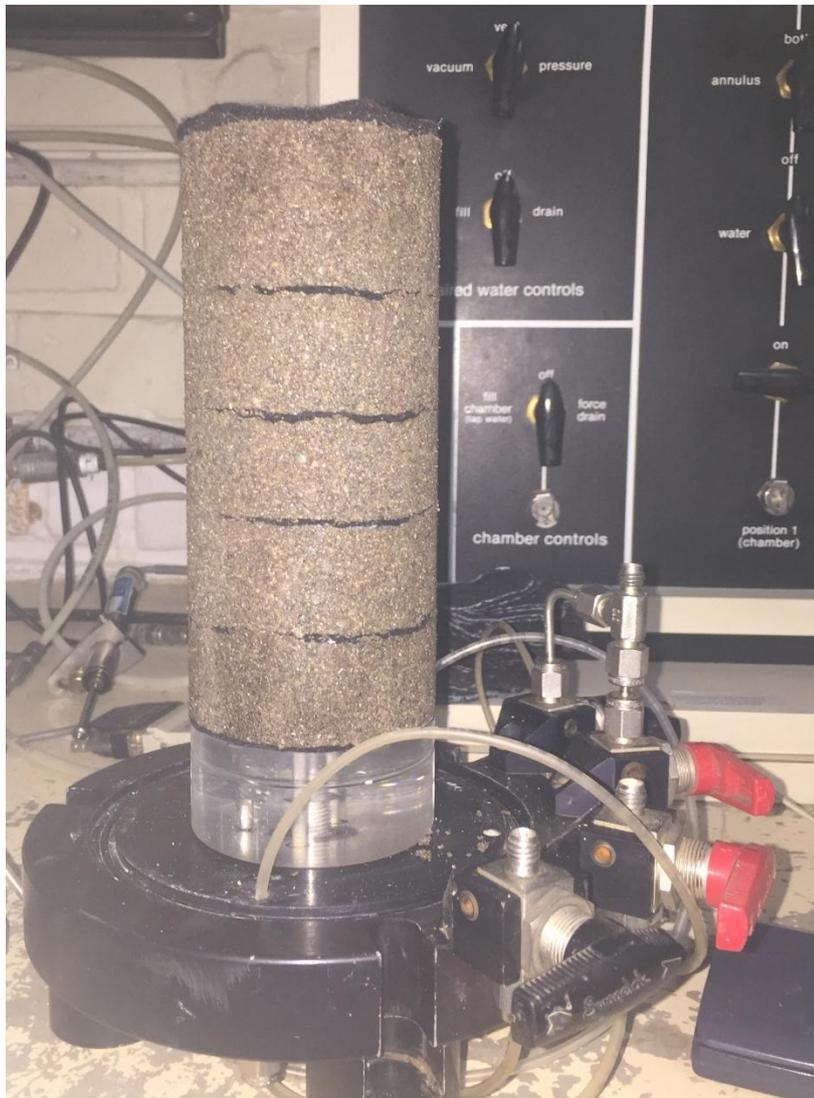
ANEXO 10.

MUESTRAS ENSAYADAS SIN REFUERZO.



ANEXO 11.

PREPARACIÓN DE MUESTRA CON 6 REFUERZOS DE 7.1 CM. DE DIÁMETRO



ANEXO 12.

MUESTRA ENSAYADA CON 6 REFUERZOS DE 7.1CM. DE DIÁMETRO



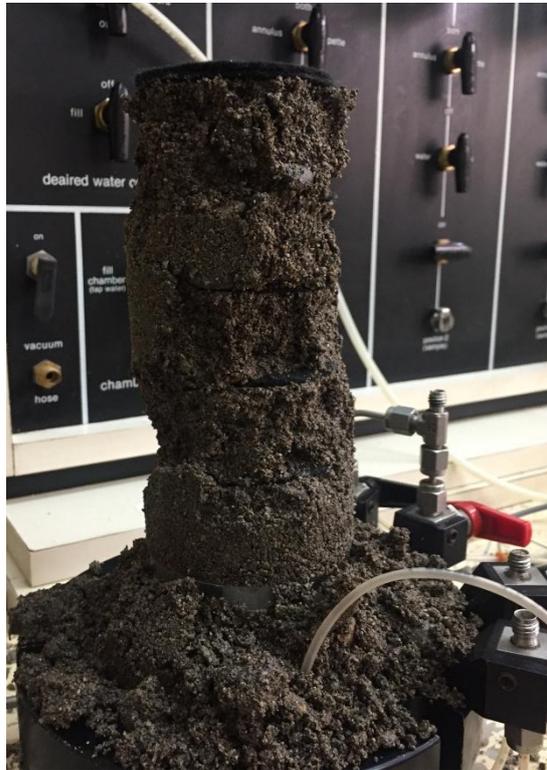
ANEXO 13.

PREPARACION DE MUESTRA CON 6 REFUERZOS DE 6.6 CM. DE DIÁMETRO



ANEXO 14.

MUESTRA ENSAYADA CON 6 REFUERZOS DE 6.6 CM. DE DIÁMETRO



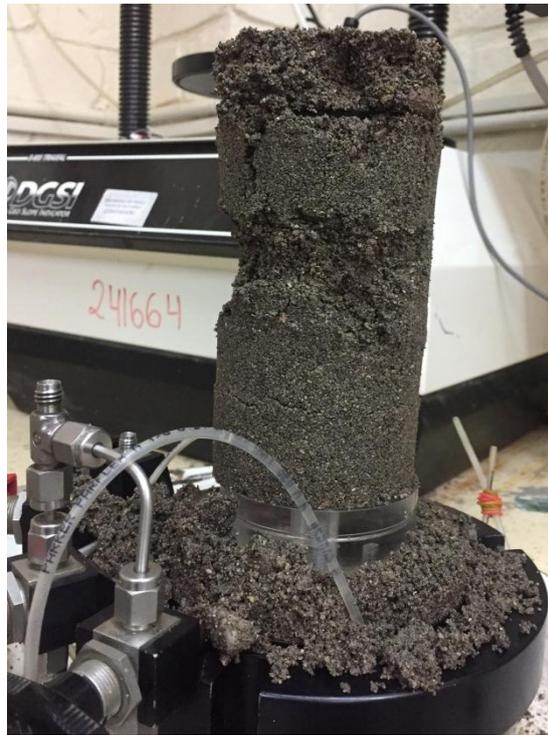
ANEXO 15.

PREPARACIÓN DE MUESTRA CON 6 REFUERZOS DE 6.1 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 16.

MUESTRA ENSAYADA CON 6 REFUERZOS DE 6.1 CM. DE DIÁMETRO



ANEXO 17.

PREPARACION DE MUESTRA CON 5 REFUERZOS DE 7.1 CM. DE DIÁMETRO



ANEXO 18.

MUESTRA ENSAYADA CON 5 REFUERZOS DE 7.1 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 19.

PREPARACION DE MUESTRA CON 5 REFUERZOS DE 6.6 CM. DE DIÁMETRO



ANEXO 20.

MUESTRA ENSAYADA CON 5 REFUERZOS DE 6.6 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 21.

PREPARACION DE MUESTRA CON 5 REFUERZOS DE 6.1 CM. DE DIÁMETRO



ANEXO 22.

MUESTRA ENSAYADA CON 5 REFUERZOS DE 6.1 CM. DE DIÁMETRO



ANEXO 23.

PREPARACION DE MUESTRA CON 5 REFUERZOS DE 5.5 CM. DE DIÁMETRO



ANEXO 24.
MUESTRA
DE

ENSAYADA CON 5
REFUERZOS DE 5.5 CM.
DIÁMETRO.



MARÍA PAZ

ANEXO 25.

PREPARACIÓN DE MUESTRA CON 5 REFUERZOS DE 5.1 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 26.

MUESTRA ENSAYADA CON 5 REFUERZOS DE 5.1 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 27.

PREPARACIÓN DE MUESTRA CON 4 REFUERZOS DE 7.1 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO28.

MUESTRA ENSAYADA CON 4 REFUERZOS DE 7.1 CM. DE DIÁMETRO.



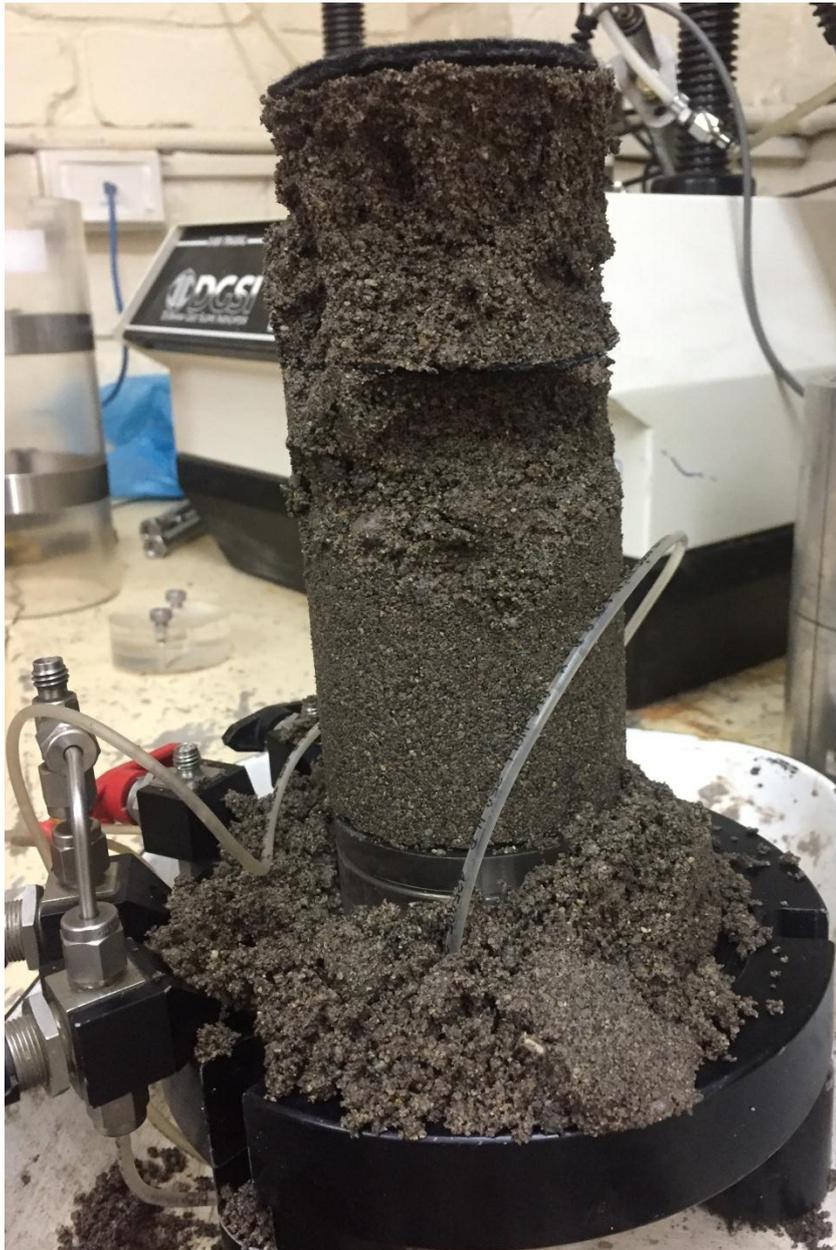
ANEXO 29.

PREPARACIÓN DE MUESTRA CON 4 REFUERZOS DE 6.6 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 30.

DE



MUESTRA
ENSAYADA
CON 4
REFUERZOS
6.6 CM. DE
DIÁMETRO.

ANEXO 31.

PREPARACION DE MUESTRA CON 4 REFUERZOS DE 6.1 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 32.

CON 4
DE

MUESTRA ENSAYADA
REFUERZOS DE 6.1 CM.
DIÁMETRO.



ANEXO 33.

PREPARACIÓN DE MUESTRA CON 4 REFUERZOS DE 5.7 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 34.

MUESTRA ENSAYADA CON 4 REFUERZOS DE 5.7 CM. DE DIÁMETRO.



MARÍA PAZ

ANEXO 35.

PREPARACIÓN DE MUESTRA CON 4 REFUERZOS DE 5.1 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 36.

MUESTRA ENSAYADA CON 4 REFUERZOS DE 5.1 CM. DE DIÁMETRO.



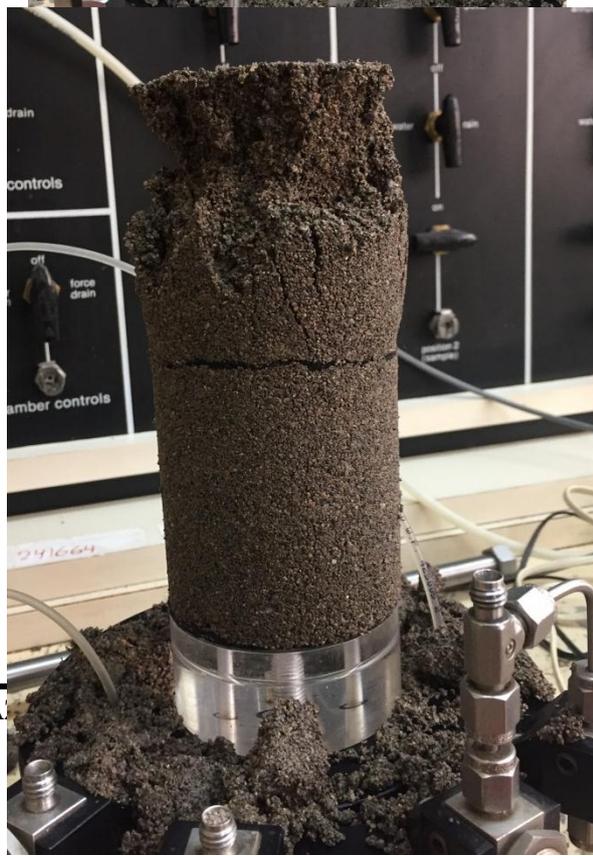
ANEXO 37.

PREPARACIÓN DE MUESTRA CON 3 REFUERZOS DE 7.1 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 38.
MUESTRA

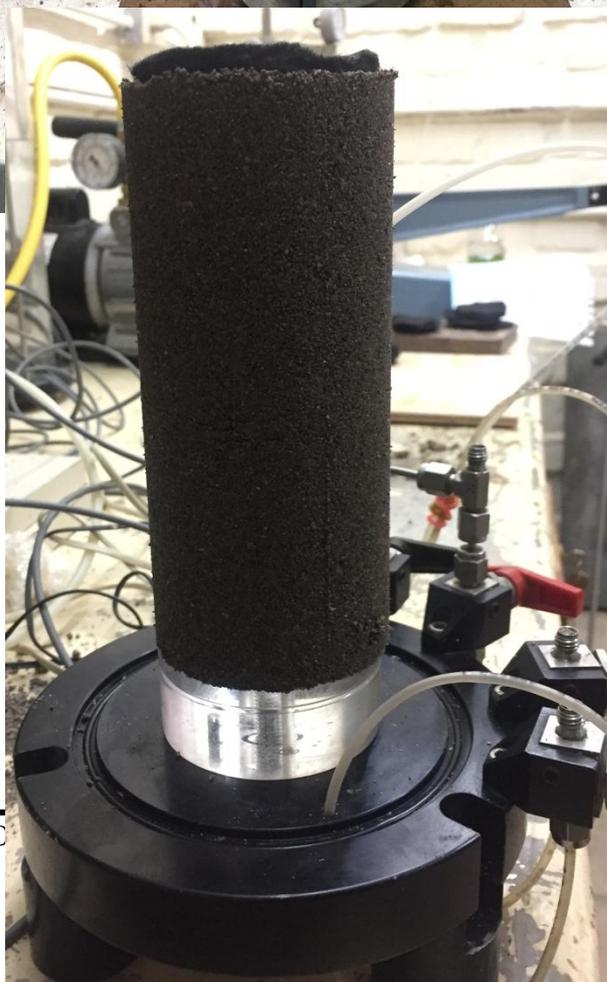
ENSAYADA CON 3
REFUERZOS DE 7.1 CM. DE
DIÁMETRO.



MARÍA PA

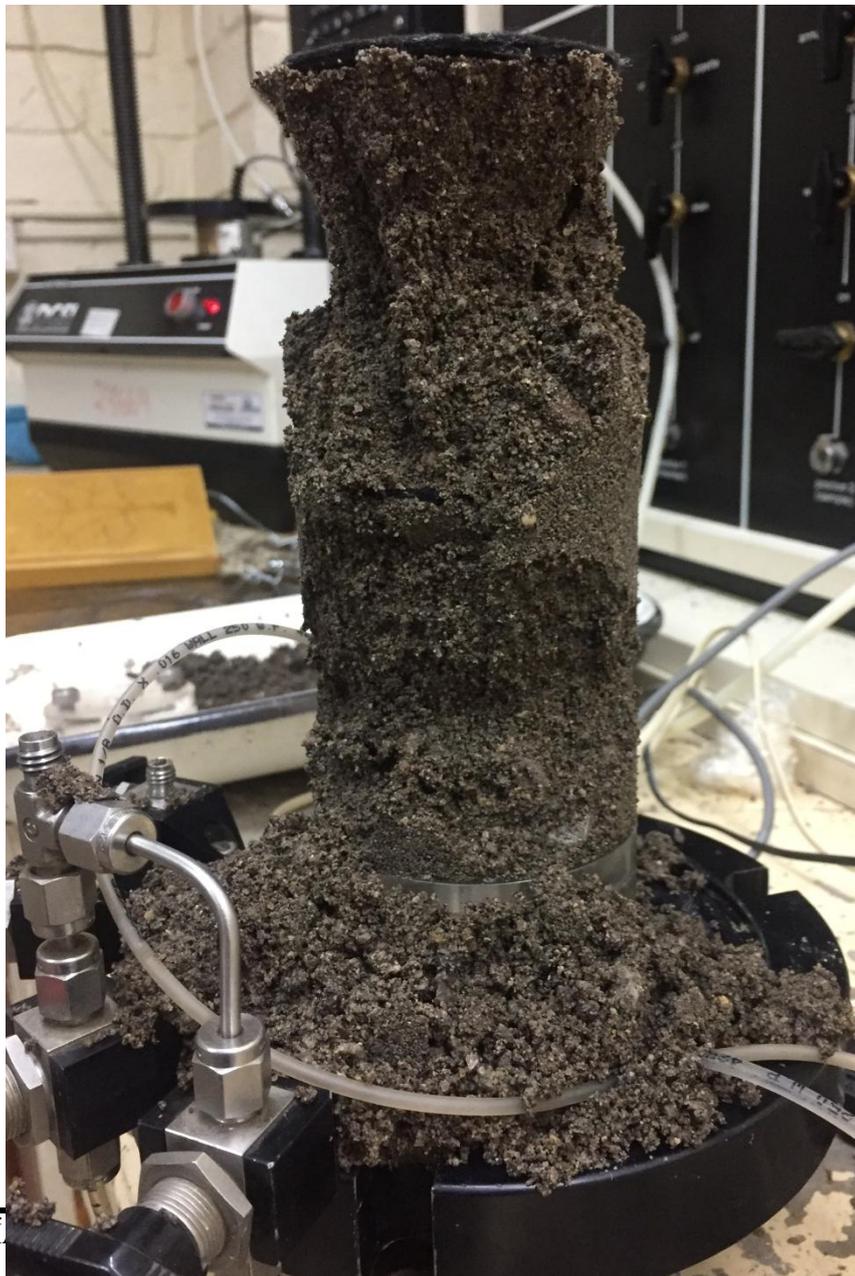
ANEXO 39.

PREPARACIÓN DE MUESTRA CON 3 REFUERZOS DE 6.6 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 40.

MUESTRA ENSAYADA CON 3 REFUERZOS DE 6.6 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 41.

PREPARACIÓN DE MUESTRA CON 3 REFUERZOS DE 6.1 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 42.

MUESTRA ENSAYADA CON 3 REFUERZOS DE 6.1 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 43.

PREPARACIÓN DE MUESTRA CON 3 REFUERZOS DE 5.7 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 44.

MUESTRA ENSAYADA CON 3 REFUERZOS DE 5.7 CM. DE DIÁMETRO.



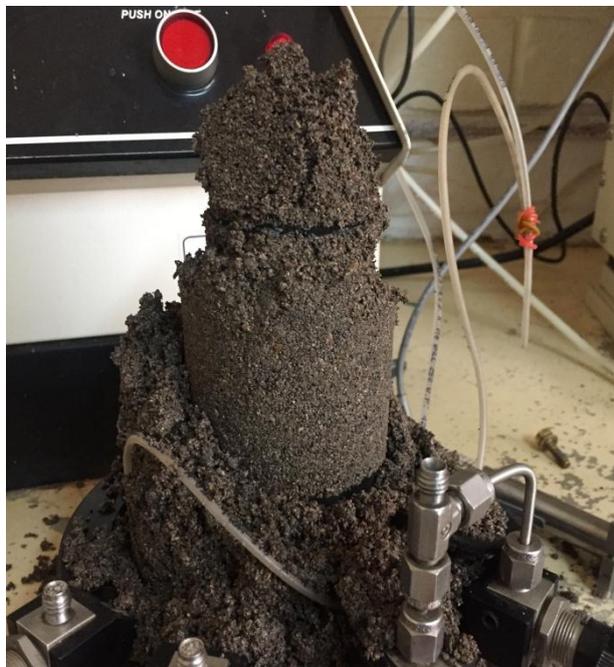
ANEXO 45.

PREPARACIÓN DE MUESTRA CON 3 REFUERZOS DE 5.1 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 46.

CON 3
DE



MUESTRA ENSAYADA
REFUERZOS DE 5.1 CM.
DIÁMETRO.



MARÍA PAZ

ANEXO 47.

PREPARACIÓN DE MUESTRA CON 2 REFUERZOS DE 7.1 CM. DE DIÁMETRO.



ANEXO 48.

MUESTRA ENSAYADA CON 2 REFUERZOS DE 7.1 CM. DE DIÁMETRO.



