

“Estudio del uso de  
Polietileno Tereftalato (PET)  
como material de refuerzo de estructuras térreas  
conformadas por suelo fino”

TESIS PROFESIONAL  
para obtener el título de  
INGENIERO CIVIL

ÁREA  
Ingeniería Geotécnica

PRESENTA  
Guillermo Francisco Sherwell Betancourt

DIRECTOR DE TESIS  
Ph.D. Eduardo Botero Jaramillo

Ciudad Universitaria, México, febrero 2014.





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/43/2012

Señor

**GUILLERMO FRANCISCO SHERWELL BETANCOURT**

Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted conforme a la opción I. "Titulación mediante tesis o tesina y examen profesional", para obtener su título en INGENIERIA CIVIL

**"ESTUDIO DEL USO DE POLIETILENO TEREFALATO (PET) COMO MATERIAL DE REFUERZO DE ESTRUCTURAS TÉRREAS CONFORMADAS POR SUELO FINO."**

**INTRODUCCIÓN**

**I. MARCO TEÓRICO**

**II. MODELO TEÓRICO**

**III. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS**

**IV. CONCLUSIONES**

**BIBLIOGRAFÍA**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 19 de Noviembre de 2013

**EL PRESIDENTE DEL COMITÉ**

**M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ**

JLTS/MTH

*Agradezco a mis padres y hermana por su apoyo.  
Y a ti, lector.*

7	<b>Introducción</b>
10	<b>1. Marco Teórico</b>
12	1.1 Métodos para el mejoramiento de suelos
12	1.1.1 Reemplazo
12	1.1.2 Densificación
13	1.1.3 Consolidación
14	1.1.4 Tratamiento químico
16	1.1.5 Estabilización térmica
17	1.1.6 Reforzamiento
18	1.1.7 Electro-tratamiento
19	1.1.8 Estabilización biotécnica
19	1.2 Polietileno tereftalato (PET)
22	1.2.1 El PET y su situación en México
24	1.2.2 Ventajas ambientales del reciclado de PET
25	1.3 Conceptos
25	1.3.1 Conceptos básicos
26	1.3.2 Contenido de humedad
29	1.3.3 Límites de Atterberg
35	1.3.4 Teoría de Mohr - Coulomb
36	1.3.5 Relación esfuerzo - deformación
38	1.3.6 Tixotropía
39	1.4 Ensayo de compactación Proctor
41	1.5 Pruebas de compresión rápidas
43	1.6 Resistencia al corte de suelos finos
43	1.6.1 Ensayes no drenados en suelos finos saturados
45	1.7 Relación con la distribución de Poisson
46	1.7.1 Relación de $N_v$ con $N_s$
47	1.7.2 Caracterización de las variables de posición de las fibras asociadas con el plano de falla
48	1.8 Mezclado inclusión - suelo
48	1.8.1 Mezclado en laboratorio
50	1.8.2 Mezclado en campo

52	1.9	Reseña de investigaciones anteriores
<b>58</b>	<b>2.</b>	<b>Modelo teórico</b>
58	2.1	Propiedades de los materiales
58	2.1.1	Suelo
59	2.1.2	Elemento de refuerzo
60	2.2	Datos generales del modelo
61	2.3	Procedimiento de las pruebas
61	2.3.1	Disgregación y tamizado
62	2.3.2	Determinación del límite líquido
63	2.3.3	Determinación del límite plástico
64	2.3.4	Determinación de la densidad de sólidos
66	2.3.5	Elaboración de especímenes remoldados
70	2.3.6	Prueba de compactación
71	2.3.7	Montaje en cámara triaxial
74	2.3.8	Prueba de compresión triaxial
<b>76</b>	<b>3.</b>	<b>Resultados de las pruebas</b>
76	3.1	Clasificación del suelo fino
79	3.2	Densidad de sólidos
79	3.3	Curva de compactación
81	3.4	Criterio de Mohr - Coulomb
83	3.5	Comportamiento esfuerzo - deformación
84	3.6	Capacidades de carga
84	3.6.1	Con 10% de deformación
87	3.6.2	Con 15% de deformación
<b>90</b>	<b>4.</b>	<b>Conclusiones</b>
94		Referencias
98		Anexos

# INTRODUCCIÓN

Las técnicas de mejoramiento de suelos aplicadas en la ingeniería geotécnica son herramientas usadas para trabajar con los problemas de un suelo pobre. Con el paso de los años, las estructuras han aumentado su complejidad y tamaño por lo cual las características del suelo han afectado cada vez más las decisiones tomadas por los constructores. Prueba de esto es que la posición, la altura y las configuraciones de algunos monumentos históricos que aún pueden ser vistos, en cierto grado se han modificado por el comportamiento que ha tenido el suelo.

Se sabe que desde tiempos remotos la humanidad ha tenido la tarea de mejorar el suelo en el que se ha sedimentado. Hecho histórico y prueba de ello, específicamente del reforzamiento con algún tipo de fibra, se encuentran ruinas hechas con paja, raíces de plantas y otras fibras naturales como elementos de refuerzo para prevenir la formación de grietas en sus materiales de mampostería. Actualmente se siguen construyendo estructuras de mampostería reforzadas con estos materiales en lugares rurales.

Algunos ovíparos, como los mirlos, abubillas y golondrinas, que utilizan algún tipo de mortero en la realización de sus nidos, también se ven involucrados al mejorarlos por medio de fibras naturales (ramas, hierbas, hojas).

Los beneficios que tienen las fibras con el suelo han sido de interés en la ingeniería. Por lo que, hace no más de medio siglo, se empezaron a realizar investigaciones del comportamiento del suelo con diferentes tipos de inclusiones fibrosas, tanto sintéticas como naturales para el refuerzo de suelos con baja resistencia al corte, como lo es el suelo fino.

Las fibras pueden utilizarse para reforzar el suelo como inclusiones continuas previamente orientadas (geotextiles, geomallas, barras, etc.) tanto como inclusiones discretas orientadas aleatoriamente.

El primer método consiste en introducir al suelo varias capas de inclusiones continuas. Estas inclusiones permiten incrementar la resistencia al corte del suelo entre sucesivas capas e introducir una resistencia a la tensión al suelo reforzado, sin embargo decrece la resistencia al corte en la interfaz suelo-inclusión debido a su baja resistencia que se genera entre ellas, en comparación con el contacto suelo-suelo. Por lo tanto cuando ocurre la falla en suelos reforzados por inclusiones continuas, lo más probable es que sea a lo largo de la superficie suelo-inclusión continua. Además en este método la orientación de las fibras, el número de capas y la distancia entre capas son factores definitivos para la estabilidad de la estructura.

Con fibras orientadas aleatoriamente y distribuidas en todo el volumen del suelo reforzado mediante un proceso de mezclado adecuado, no se deben de presentar planos de debilidad en el suelo reforzado. Lo cual redundaría en la estabilidad de la geoestructura a largo plazo y casi bajo cualquier condición de servicio o carga.

Por otro lado, debido al gran crecimiento de la población mundial se conlleva a una mayor demanda y consumo de productos industriales, lo que genera desechos materiales en la misma proporción. Por ello es crucial encontrar nuevos usos a dichos desechos que ayuden a disminuir el impacto ambiental que generan las obras civiles y a su vez ayudar a mitigar el impacto generado por otras ramas de la sociedad.

Gran parte de los desechos colectados en los rellenos sanitarios pueden reutilizarse pasando o no por el proceso de reciclado. Uno de ellos es el polietileno tereftalato, mejor conocido como PET. Dichos desechos, que pueden ser cualquier botella, envase y empaque de plástico utilizado en el mercado, si pasan por procesos específicos pueden reutilizarse y moldearse de tal forma que se obtengan fibras de los mismos desechos, donde las dimensiones de las fibras pueden ser las que el demandante requiera.

Por estas razones se plantea el realizar un estudio del comportamiento del suelo fino con fibras de PET aleatoriamente orientadas como elemento de refuerzo para tener un mayor aprovechamiento y eficiencia en esos desechos.

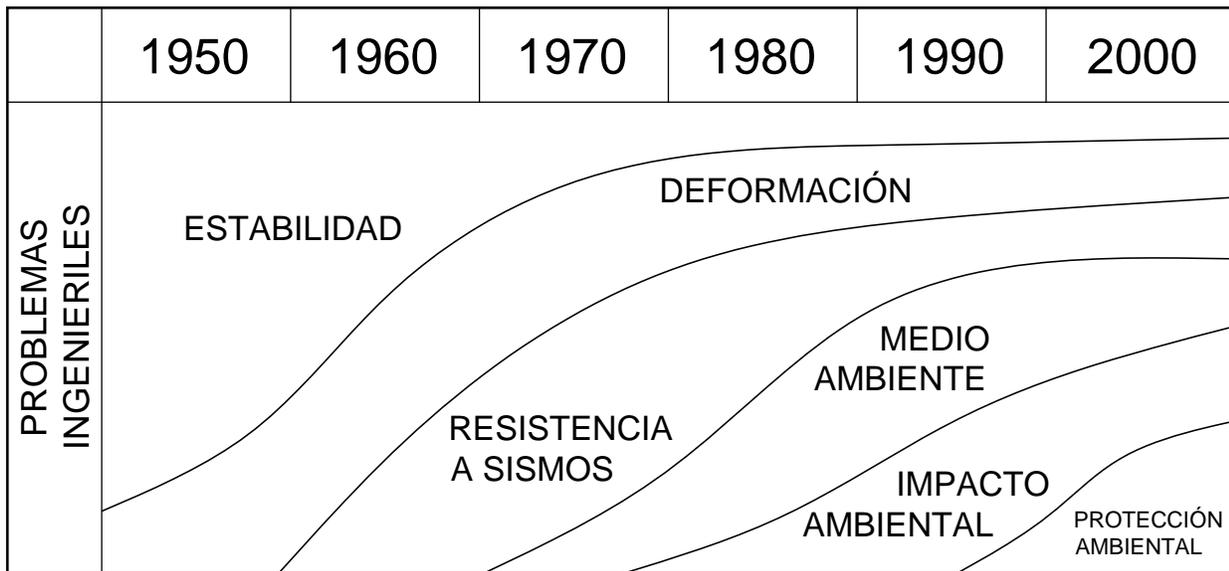
# 1.

## MARCO TEÓRICO

La sobrepoblación en áreas urbanas alrededor del mundo ha causado que sea cada vez más común tener que utilizar sitios con suelos de bajas propiedades mecánicas, debido que cada vez se requieren de más construcciones en áreas marginadas donde el suelo presenta condiciones pobres. Por estas razones y por las restricciones ambientales, el mejoramiento de suelo se ha vuelto parte necesaria de la infraestructura para el desarrollo de proyectos desde hace unas cuantas décadas y continúa tomando fuerza en la actualidad.

Para tener una idea más amplia, en la Gráfica 1.1 se muestra la importancia a los problemas que se han tenido en los diferentes temas geotécnicos a lo largo de 60 años (Nozu, 2000). La estabilidad y asentamientos

en las construcciones son temas viejos, por ejemplo el Templo Mayor y la Torre de Pisa, pero siguen representando un fuerte problema en suelos blandos. Durante las décadas de 1950 y 1960, cuando no se tenían grandes opciones de mejoramiento de suelo, uno de los mayores requerimientos era la seguridad de la construcción sin hundimientos excesivos, buscando el suelo más conveniente para lograrlo. En los años 70, el rápido crecimiento económico instó a utilizar de suelos marginales desfavorables para asentamientos urbanos, impulsando el desarrollo de nuevas tecnologías. Al tener disposición de nuevas tecnologías para el mejoramiento de suelo, el nivel de exigencia en éste aumentó.



*Gráfica 1.1. Problemas en la Ingeniería Geotécnica. (Nozu, 2000).*

Se observa que recientemente los problemas causados al medio ambiente por diferentes usos y desechos de materiales han tomado importancia en el rubro de la ingeniería.

El mejoramiento de suelos tiene cinco principales funciones:

- Incrementar la capacidad de carga.
- Controlar deformaciones y acelerar la consolidación.
- Proveer estabilidad en taludes.
- Eliminar filtraciones y tener un control ambiental.
- Incrementar la resistencia a la licuación.

Las funciones anteriores se pueden obtener modificando las características del suelo con o sin la adición de algún material foráneo.

Para poder estudiar el uso de polietileno tereftalato (PET) en un suelo cohesivo es ineludible encontrarse con diferentes conceptos, métodos y teorías relacionadas que brindan un mejor entendimiento. Por ello, este capítulo se centra en comentar las diferentes bases que se tomaron en cuenta para el estudio. Sin embargo, con el propósito de no extenuar al lector, se omitieron diferentes conceptos dominados en un grado menor a licenciatura.

## 1.1 MÉTODOS PARA EL MEJORAMIENTO DE SUELOS

Día a día se crean nuevos métodos para el mejoramiento de suelo, y sus aplicaciones evolucionan constantemente. Sin embargo, de acuerdo a diferentes autores relacionados (Terashi M., Juran I., Munfakh G.A., Wyllie D.C.), los principales métodos utilizados en el estado actual de práctica se clasifican en 8 categorías basadas en sus principios. A continuación se hace una breve descripción de cada uno.

### 1.1.1 Reemplazo

Es la técnica más simple en concepto y segura si se emplea adecuadamente. Se remueve el suelo blando debajo o cerca de la estructura y se reemplaza por algún suelo foráneo de calidad óptima con un peso menor o igual para mantener la estabilidad o evitar asentamientos de una estructura. Inicialmente se prefería grava y arena porque, aunque fuera suelo granular suelto, tenían un mejor comportamiento que los suelos blandos, orgánicos, limosos y/o arcillosos. Sin embargo, la arena suelta saturada puede causar serios problemas a la estructura en regiones sísmicas.

Aunque sea el método más sencillo, su problema radica en la escasez de materiales granulares de buena calidad y en la preocupación de problemas sísmicos en la

zona. Por ello, países como Japón, los suelos artificiales (con adición de material foráneo) se han vuelto populares. En el caso de México se observa la aplicación de este método en el Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México donde el tezontle fue utilizado como material del reemplazo debido a su ligereza y resistencia satisfactoria.

### 1.1.2 Densificación

Es una práctica común la densificación de suelos granulares sueltos, suelos heterogéneos, residuos municipales y de suelos licuables. El propósito de densificar un suelo es para aumentar su resistencia y reducir los asentamientos posibles. La tecnología precursora de esta categoría son los pilotes cortos de madera que se hincan en la capa de arena suelta.

La densificación en la superficie se puede obtener por rodillos convencionales, pero a mayores profundidades técnicas bien establecidas logran la densificación, como:

-Vibrocompactación: el suelo granular suelto se densifica por medio de barras vibratoras insertadas en el depósito hasta una profundidad de 30 m. La compactación se obtiene por el impacto y la vibración, que puede ser con o sin aire comprimido y la adición de material granular.

-Compactación dinámica: gran cantidad de peso se deja caer usualmente de una altura entre 12 m y 24 m formando cráteres en el suelo que en conjunto crean la forma de una rejilla. La gran cantidad de energía liberada contra el suelo hace que se densifique el suelo hasta una profundidad de 3 m a 8 m. Finalmente los cráteres

formados, algunas veces se rellenan con material granular.

-Compactación por voladura: se entierran explosivos en el suelo suelto y se hacen detonar. Las ondas de choque generadas por la voladura, rompe la estructura inicial del suelo creando una condición de licuación que permite el reacomodo de las partículas en un estado más denso.

Por este método se tienen varios puntos clave que pueden afectar en la efectividad de la densificación: (a) porcentaje de finos en el suelo, (b) capacidad del suelo para disipar la presión de poro en exceso, (c) la energía absorbida por el suelo, (d) la presencia de cantos rodados y estructuras adyacentes, y (e) el fenómeno de la meteorización.

### 1.1.3 Consolidación

Cuando una cimentación está en contacto con un suelo cohesivo con poca resistencia y baja permeabilidad, esta estructura podrá experimentar problemas de estabilidad y en largos periodos asentamientos desfavorables. La carga sobre la capa crea un esfuerzo total que es sostenida por la presión de poro, la cual con el tiempo se disipará creando una disminución en el volumen del suelo y a la vez un aumento en el esfuerzo efectivo y en su resistencia; eso es la consolidación.

Desafortunadamente, esta mejora se acompaña por la disminución del volumen y deformación del suelo. Para mitigar estos impactos en la estructura, el suelo a menudo se preconsolida bajo cargas mayores a las de diseño, de modo que las deformaciones tengan lugar antes de la construcción de la estructura.

Básicamente hay tres métodos del mejoramiento de suelo por consolidación:

-Precarga con o sin drenes verticales: la colocación de terraplenes es la técnica más antigua que entra en esta categoría para mejorar los suelos cohesivos. Cuando el grosor de dicho suelo es grande (aumenta el camino de drenado), el tiempo de consolidación es inaceptable, por ello se busca acelerar el tiempo de drenado por medio de drenajes verticales ya sean artificiales o por medios de suelo granular. Sin embargo, hay lugares donde no se cuentan con recursos, tiempo ni espacio para aplicar una precarga al terreno e incrementar su esfuerzo efectivo.

-Electro-ósmosis: en muchos aspectos es lo mismo que la consolidación bajo tensiones aplicadas externamente, excepto que la fuerza motriz del drenado es inducida internamente por un campo eléctrico.

-Consolidación por vacío: en esta técnica se crean presiones negativas en la superficie del suelo ayudado por un sistema de drenajes verticales y horizontales, provocando la extracción de líquidos y gases dentro del suelo (Munfakh, 1999). Para lograr succión, una membrana hermética se coloca en la superficie y en la periferia del terreno. Una ilustración se puede observar en la Figura 1.1.

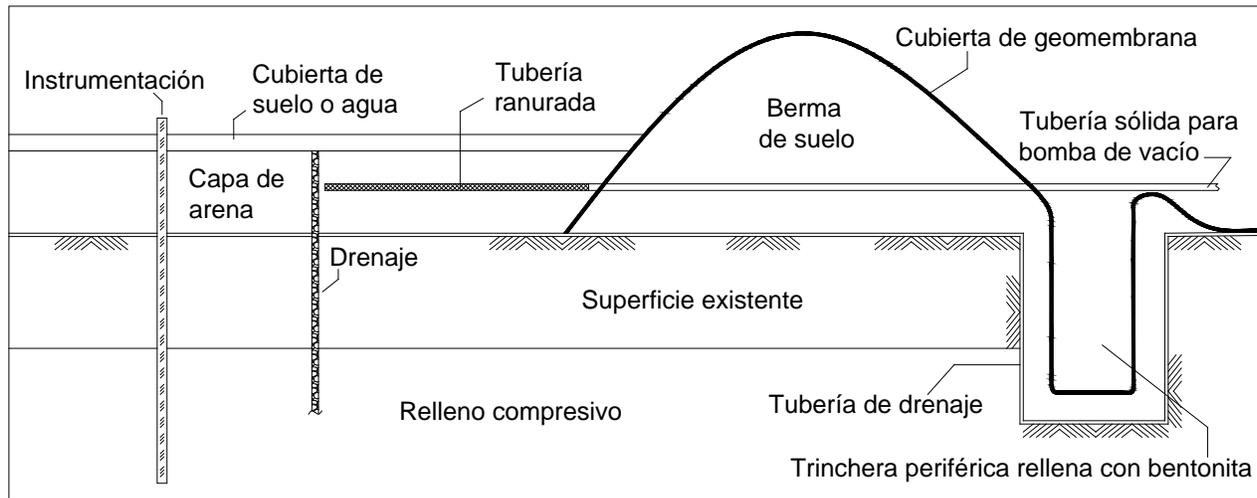


Figura 1.1. Concepto de Consolidación por Vacío (Thevanayagam et al., 1994).

Tanto el método de electro-ósmosis y consolidación por vacío tienen la desventaja que para una buena eficiencia solamente se pueden aplicar en áreas de construcción pequeñas.

Aparte de la aplicación de los drenajes verticales en suelos cohesivos, actualmente se usan para disminuir el potencial de licuación del suelo como disipadores del exceso de presión de poro inducida por terremotos.

Los factores clave para el mejoramiento de suelo por consolidación son: (a) la estabilidad durante la colocación de la sobrecarga, (b) evitar la obstrucción de los drenajes verticales, y (c) mantenimiento del vacío sobre el suelo.

#### 1.1.4 Tratamiento químico

Es una técnica que consiste en mezclar aditivos con el suelo para mejorar la consistencia, resistencia, características de deformación y

la permeabilidad del suelo. Esta mejora es posible por el intercambio de iones en los minerales de la arcilla creada por reacciones de productos químicos, uniendo las partículas del suelo. Debido a su disposición y su costo relativamente bajo, los aditivos más utilizados son cal y cemento.

En la superficie a estabilizar, los químicos son mezclados con el suelo y agua en cantidades apropiadas, luego se compactan utilizando equipos y procedimientos convencionales. Cuando se realiza a profundidad, generalmente se utilizan técnicas de inyección o mezclado profundo, incluyendo:

-Grouting: se define ampliamente como la colocación de un material bombeable que se hará penetrar en aberturas naturales, artificiales o creadas por el proceso de inyección (ASCE Committee on Grouting).

En esta técnica, cemento, cal, bentonita, polímeros, etc., rellenan los espacios en el suelo incrementando su resistencia y cohesión, a su vez disminuyendo la permeabilidad sin cambios en el volumen o estructura del suelo original.

-Jet grouting: utiliza fluidos a alta presión, que son lanzados por una boquilla que se encuentra al final de una tubería de perforación. Dichos fluidos erosionan el suelo mezclándose con la lechada de cemento mientras la broca continuamente gira y se retrae, formando duras columnas impermeables. El suelo cortado en exceso se lleva a la superficie por medio de lodo bentonítico. Las columnas pueden ser verticales, horizontales o angular. Este método se usa principalmente para sostén de excavación, corte de aguas subterráneas y tunelaje.

-Mezclado profundo: es la mezcla mecánica del suelo *in situ* con los aditivos usando una barrena de tronco hueco y arreglo de remo. El intento del mezclado profundo es lograr en el suelo los esfuerzos y/o la permeabilidad previamente diseñados, inmovilizar y/o fijar contaminantes, así como un sistema de tratamiento para la reducción química a un sustrato más amigable.

-Columnas de cal: es una variación del mezclado profundo, en donde la cal viva se utiliza en lugar de, o junto con el cemento. Las columnas de cal son adecuadas para la estabilización de depósitos de arcilla profunda. Una reacción puzolánica se lleva a cabo entre la cal y los minerales de arcilla, resultando un incremento sustancial en la resistencia y una reducción en la plasticidad del suelo nativo. La energía liberada (calor) generada por la hidratación de la cal ayuda a reducir el contenido de agua del suelo arcilloso, haciendo que se acelere la consolidación ganando resistencia.

-Inyección de fractura: es el último método en la tecnología de inyección desarrollado para la estabilización y consolidación de suelos cohesivos no inyectables por técnicas convencionales. Este método implica fracturaciones controladas en una unidad de suelo utilizando un fluido inyectable (lechada de cemento, polímeros, etc.) sin que la estructura del suelo sea afectada significativamente. Lechada de cemento o algún químico se inyecta de manera uniforme por debajo de la estructura para crear una masa reforzada del suelo con la lechada. El mejoramiento del suelo sigue tres mecanismos básicos: reforzamiento, densificación y cambio iónico (Munfakh, 1999).

El tratamiento químico es influenciado por los siguientes problemas clave: (a) reacción y compatibilidad de suelo-lechada, (b) parámetros operacionales, (c) verticalidad de las columnas, y (d) efectos con la intemperie.

La siguiente figura muestra la compatibilidad de varias técnicas de inyección con respecto al tamaño granular del suelo inyectado.

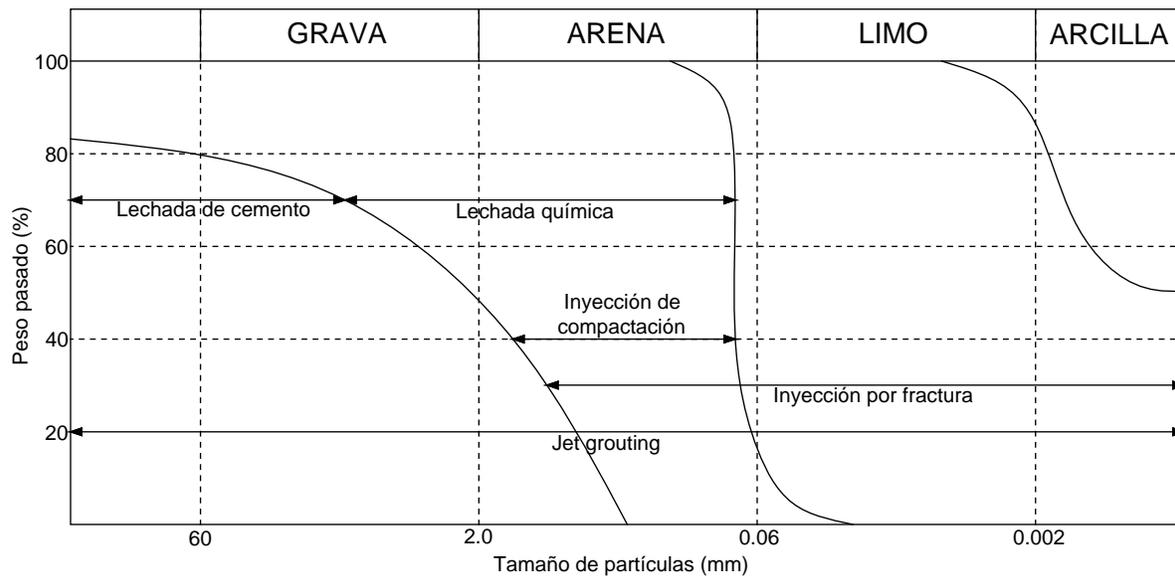


Figura 1.2. Clasificación de método de inyección por tipo de suelo (Elias et al., 1999).

### 1.1.5 Estabilización térmica (calentamiento y congelamiento)

Aún a temperaturas ordinarias bajo el sol, los suelos finos son mejorados por desecación. La costra seca formada en la superficie de los lodos es un ejemplo de ello. Naturalmente el calentamiento artificial es más efectivo.

Una técnica *in situ* para vitrificar el suelo es por medio de corrientes eléctricas causando temperaturas extremas (1600~2000°C). Se logra por medio de electrodos de grafito utilizados para conducir la electricidad por el suelo. El suelo derretido se vuelve conductor de electricidad sirviendo como medio para la transferencia de calor. Esta técnica es efectiva para suelos contaminados por compuestos orgánicos, inorgánicos y radioactivos.

En el caso de congelamiento la resistencia

de un suelo depende de diferentes factores como el tipo de suelo, contenido de agua y velocidad de congelación. Dos sistemas básicos son usualmente utilizados en el congelamiento: un sistema abierto donde el refrigerante (nitrógeno líquido o dióxido de carbono) se pierde en la atmósfera después de absorber energía, o un sistema hidráulico de circuito cerrado utilizando una planta mecánica convencional y un refrigerante circulante. El suelo congelado se acerca a ser un material impermeable. Esta técnica se usa para incrementos temporales de resistencia y cierres de filtraciones de agua a cielo abierto, excavación de ejes y tunelajes. El congelamiento ha ido recibiendo gran aceptación como medida temporal de excavaciones en áreas urbanas.

### 1.1.6 Reforzamiento

Consiste en crear un sistema de suelo reforzado *in situ* por medio de inclusiones en direcciones predeterminadas para mejorar las características de resistencia a corte y capacidad de carga de un suelo existente. Las tecnologías de reforzamiento de suelo tienen un aumento constante de diferentes técnicas de instalación y de materiales de refuerzo que, dependiendo de la aplicación ingenieril, se diseñan para resistir las fuerzas requeridas (tensión, compresión, flexión o sus combinaciones) por encima de la vida útil de la estructura.

El reforzamiento de un suelo usualmente se logra por los siguientes métodos:

-Estabilización mecánica: los elementos de refuerzo se colocan entre capas de suelo compactado. Diferentes materiales (metales, polímeros, geotextiles, geomallas, etc.) y formas (tiras, redes, láminas, barras, etc.) son usadas como reforzamiento. Un ejemplo de esta técnica es la tierra armada, utilizada para retener muros o taludes de terraplenes. Es importante resaltar que la resistencia al corte en la superficie de la inclusión en contacto con el suelo disminuye en comparación con el contacto suelo-suelo, por lo que es muy probable que una falla ocurra en la interfaz del suelo y la inclusión plana.

-Clavado de suelo: este concepto trata en colocar elementos de refuerzo con espacios estrechos entre sí para incrementar la resistencia al corte del suelo y restringir sus desplazamientos durante y después de una excavación. Esta

técnica se realiza mediante un proceso de arriba hacia abajo, que consta de tres etapas repetitivas: (1) excavación hasta una profundidad límite, (2) instalación de los clavos (por conducción, perforación, etc.) y drenaje, y (3) colocación de un revestimiento.

-Anclaje del suelo: se instalan anclas postensadas para reforzar el suelo y ayudar, similarmente al clavado de suelo, con las excavaciones. Las anclas se ligan con elementos o paneles en la superficie.

-Micropilas: son pequeñas pilas, generalmente con diámetros menores a 300 mm, que se hincan verticalmente y con distancias entre ellas más estrechas que una pila convencional para ayudar en la estabilidad del suelo en excavaciones, pendientes o cimentaciones. El complejo del suelo-micropila es análogo al concreto reforzado.

-Columnas de piedra: implica el reemplazo del 10% al 35% del suelo blando por columnas de piedra y a veces de arena (Welsh, Joseph P., 1987). Se aplican a suelos blandos cohesivos para aumentar su capacidad de carga, reducir los asentamientos acelerando su consolidación, mejorar la estabilidad en pendientes y controlar el potencial de licuación. Se pueden construir utilizando el mismo equipo que en la vibrocompactación. La presencia de columnas de piedra transforma al suelo en una masa compuesta de cilindros granulares con la intervención del suelo nativo, mejorando las características

del suelo nativo solo. Las columnas son instaladas por una gran variedad de métodos como:

○Vibroreemplazamiento, adecuado para sitios con suelo desde blandos hasta firmes  $c_u = 15$  a  $50 \text{ kN/m}^2$ .

○Vibrodesplazamiento, adecuado para suelos firmes  $c_u = 30$  a  $60 \text{ kN/m}^2$  con un bajo nivel freático.

○Impacto dinámico, columnas apisonadas, etc. (Welsh, Joseph P., 1987).

-Reforzamiento por fibra: es una técnica de reforzamiento tridimensional, haciendo uso de fibras de polímero o naturales (hilado) mezcladas con suelo para crear un material compuesto capaz de resistir fuerzas tensoras, mejorar su resistencia y sus características de deformación.

Se utilizan fibras orientadas aleatoriamente y distribuidas en todo el volumen del suelo reforzado mediante un proceso de mezclado adecuado para lograr que no se presenten planos de debilidad localizados, por lo que el suelo reforzado presenta estabilidad bajo cualquier condición de servicio o carga. Igualmente se han utilizado fibras de poliéster, madera y de neumático.

Los problemas clave que afectan al reforzamiento de suelo son: (a) la transferencia de carga a los elementos de refuerzo, (b) la superficie de falla, (c) la compatibilidad de tensión entre el suelo y el material de refuerzo, (d) el acomodo de los elementos de refuerzo, y (e) la durabilidad y comportamiento a largo plazo del refuerzo.

Mientras que una gran variedad de preguntas no se han resuelto, se cree que las técnicas de reforzamiento del suelo usadas actualmente, han madurado, se han vuelto seguras y de costo accesible en sitios y condiciones del suelo difíciles en la ingeniería geotécnica.

### 1.1.7 Electro-tratamiento

Actualmente se aplica para remediar suelos contaminados, el método de electro-tratamiento aplica corrientes eléctricas al suelo para remover contaminantes en una forma discreta en lugares tanto con excavaciones y transportes limitados con un mínimo impacto ambiental.

Métodos utilizados en la geotecnología ambiental son:

-Remediación electrocinética: se usa principalmente para la extracción de iones contaminantes como metales pesados, y secundariamente para la remoción de compuestos volátiles y semivolátiles.

Siguiendo el principio de la electro-ósmosis desarrollada para la deshidratación de suelos arcillosos, la remediación electrocinética utiliza una corriente eléctrica aplicada a través de una masa de suelo por un conjunto de electrodos colocados en el suelo por medio de perforaciones. Bajo la influencia del campo eléctrico, los iones se separan de las partículas del suelo y se transportan electrocinéticamente a sus respectivos nodos (cationes hacia cátodo, aniones hacia el ánodo) donde son capturados y removidos.

-Calefacción eléctrica: al aplicar una corriente eléctrica al suelo, se calienta el mismo a temperatura moderada ayudando a la extracción de vapor de compuestos orgánicos volátiles. El desempeño de la extracción de vapor puede mejorar por la inyección de aire caliente por pozos de inyección en el suelo contaminado.

-Valla electrocinética: se utiliza cuando la remoción de un contaminante por electrocinética no es factible. Este método inmoviliza los metales pesados o cualquier contaminante que lo atraviese.

-Inyección bioelectrocínética: funciona como un sistema de transporte de nutrientes para mejorar la biodegradación de contaminantes orgánicos tóxicos. Para las degradaciones aeróbicas, el oxígeno puede ser generado electroquímicamente y colocado en el sistema junto con los nutrientes.

Las cuestiones clave para el tratamiento eléctrico son: (a) la conductividad eléctrica del suelo, (b) la caracterización iónica de los contaminantes, y (c) el impacto en los objetos enterrados y servicios públicos.

### 1.1.8 Estabilización Biotécnica

Esta nueva forma de mejoramiento de suelos utiliza objetos biológicos (vegetación) como elementos de refuerzo. Se utiliza para la estabilización de taludes o rellenos con pendiente, en la construcción de estructuras de retención en zonas verdes o en zonas medioambientalmente sensibles.

La estabilización biotécnica es más económica y medioambientalmente amistosa que otras formas de mejoramiento de suelos, además de mejorar el paisaje proporcionando una ventaja estética.

Alguna de las técnicas de estabilización biotécnicas utilizadas actualmente son: (a) hincado de ramas, (b) estratificación de maleza, (c) estratificación por zanjas de caña, (d) esteras de maleza, (e) malla perimetral. De las mencionadas, la técnica (a) y (b) son las más usadas en el campo. Las descripciones detalladas de cada técnica se explican en los escritos de Gray y Leiser (1982).

El suelo y la vegetación interactúan en tres formas: la fricción se desarrolla a lo largo de la interface suelo-tallos, la cohesión artificial es generada por el crecimiento de las raíces en el suelo y la presión de poro se disipa por la evapotranspiración de la vegetación.

## 1.2 POLIETILENO TEREFALATO (PET)

El PET (siglas en inglés de Tereftalato de Polietileno), inerte al medio ambiente, fue patentado como un polímero termoplástico lineal cristalino para fibra por J.R. Whinfield y J.T. Dickson durante la II Guerra Mundial en 1941 para sustituir la materia prima que se utilizaba en lo textil (algodón) por la fibra de poliéster. A partir de 1976 ha tenido un desarrollo extraordinario para empaques. Siendo en la década de 1980, cuando se empezó a utilizar el PET en México para la

fabricación de envases, que ha recibido una fuerte aceptación tanto del productor como del consumidor, por lo que su uso se ha incrementado de manera considerable año tras año.

Conocido por ser la materia prima de botellas, envases y empaques plásticos, casi siempre transparentes, el PET es el eje de un singular modelo de negocios que promete eliminarlo como basura y convertirlo en un material donde ganen aquellos que lo acopien y compren para reutilizarlo en el mercado. Actualmente, del PET utilizado en el mercado se recupera únicamente el 13%.

Las características más relevantes del PET son:

- Alta transparencia y cristalinidad, aunque admite cargas de colorantes.
- Liviano, permite que una botella pese 20 veces menos que su contenido.
- Alto coeficiente de deslizamiento.
- Alta resistencia química y buenas propiedades térmicas, posee una gran indeformabilidad al calor.
- Levemente tóxico, liberan antimonio (Sb) por debajo de los límites admisibles por la OMS (20  $\mu\text{g/L}$ ).
- Actúa como barrera a  $\text{CO}_2$ , aceptable barrera a  $\text{O}_2$  y la humedad.
- Compatible con otros materiales que mejoran en su conjunto la calidad barrera que permiten su uso en mercados específicos.
- Reciclable, aunque tiende a disminuir su viscosidad con la historia térmica.
- Estabilidad a la intemperie.
- Alta resistencia al plegado y baja absorción de humedad, adecuado para fibras.
- Biodegradación muy lenta.
- Alta resistencia a la corrosión, a esfuerzos permanentes y transitorios.
- Impermeable.

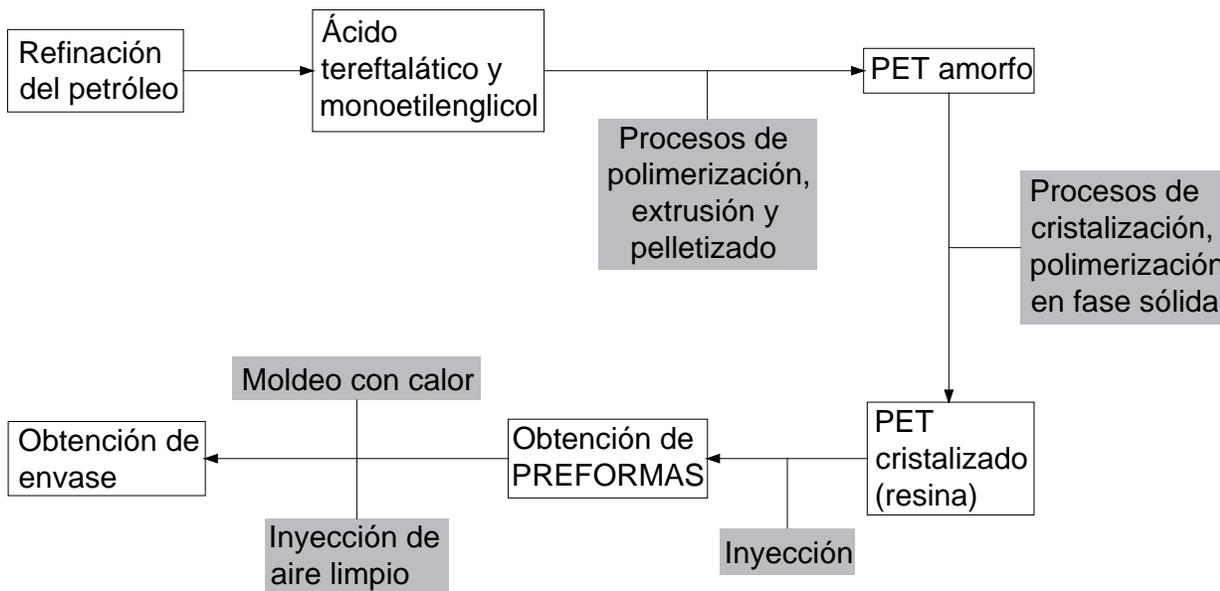
Los grados de productos de PET más utilizados en la industria son tres:

1. Grado Textil: utilizado para fabricar fibras sintéticas, principalmente poliéster, en sustitución de algunas como algodón o lino. El polietileno tereftalato encabeza a los polímeros textiles.
2. Grado Botella: utilizado para fabricar botellas, ya que ofrece características favorables en cuanto a resistencia contra agentes químicos, gran transparencia, ligereza, menores costos de fabricación y comodidad en su manejo. Se asocia con el embotellado, pero tiene infinidad de usos dentro del sector de fabricación de envases.
3. Grado Film: utilizado en gran cantidad para la fabricación de hojas de plástico. En la práctica, películas fotográficas, de rayos X y de audio están hechas de PET.

Existen otros productos, tales como: resinas, combustible alterno, muebles, autopartes, etc. La gama de productos que incluyen al polietileno tereftalato es muy grande, y por consecuencia de los altos niveles de consumo, se tiene de la misma forma gran cantidad de residuos. Por lo que es importante tener una cultura de reciclaje para dicho material.

En la figura 1.3 se muestra un diagrama de flujo para la producción del PET.

Figura 1.3. Diagrama de Flujo para la Producción del PET.



Para la fabricación de la resina PET, se han implementado algunas estrategias para minimizar los impactos adversos al ambiente durante la producción, de los cuales podemos mencionar, que se utiliza gas natural como fuente energética para la generación de vapor y para algunas fases de calentamiento, se han controlado las emisiones a la atmósfera a través de oxidantes térmicos, además del tratamiento de aguas residuales, entre otros.

La ausencia de cementantes y la barrera de gases que tiene el PET, le confirió gran

difusión como envase de bebidas gaseosas, sifones y posteriormente otros productos como aceites, mayonesas, cosméticos, etc. Pero no sólo esas propiedades influyeron en esta elección de los industriales y el público consumidor; su escaso peso en relación al del producto adquirido y fundamentalmente la seguridad de los usuarios ante una eventual rotura fueron factores determinantes para la generalización de su uso.

Existen diferentes alternativas en las cuales se puede reutilizar el PET desde el reciclado

mecánico, químico y algunos procesos planteados en diversos países para reusarlo con el fin de disminuir su impacto ambiental y el volumen de éstos en los rellenos sanitarios. Actualmente se utilizan para el reciclado los procesos mecánicos convencionales, los cuales a grandes rasgos consisten en el triturado del producto, seguido por la limpieza eliminando impurezas de otros materiales a grandes temperaturas para finalmente ser sometido a una extrusión con temperatura y presión requerida para la obtención de un producto final.

El Tereftalato de Polietileno puede ser degradado mediante diferentes métodos: los procesos naturales y procesos químicos. Siendo los procesos químicos los que dan un re-uso del material debido a que puede ser modificada su estructura molecular. El proceso natural de degradación tarda una gran cantidad de tiempo debido al tiempo de vida del PET, el cual es mayor a 50 años.

Con el fin de no adentrarnos mucho en el tema de degradación, únicamente se mencionan a continuación algunos de los procesos químicos y naturales más utilizados.

#### QUÍMICOS

- Por medio de fluido supercrítico.
- Poliestireno disuelto en corrientes petroquímicas.
- Hidrocraqueo.
- Hidrólisis alcalina.

#### NATURALES

- Foto degradación.
- Termo-oxidación.
- Biodegradación por medio de microorganismos.

### 1.2.1 El PET y su situación en México

Un desecho material que su reproducción industrial ha venido aumentando enormemente es el plástico, que ocupa un lugar importante dentro de la industria del empaque y embalaje con una producción en México de 844 mil toneladas anuales, es decir, 7.52 kg/persona al año (Grupo Parlamentario del PVEM). En otras cifras, en el Relleno Sanitario del Bordo Poniente, se reporta una disposición final del plásticos de 761.9 t/día, dentro de éstas, 14.1 toneladas pertenecen a envases hechos de polietileno tereftalato, mejor conocido como PET (Dirección General de Servicios Urbanos del Gobierno del Distrito Federal), ocupando espacios innecesarios en las celdas de confinamiento de cualquier relleno sanitario, con un tiempo de vida medio de 500 años dentro de un tiradero (PNUMA).

En el año 2002 se analizó una propuesta para establecer un esquema obligatorio de depósito-reembolso para los envases de plástico PET, como los ya introducidos en Austria, Alemania, en nueve provincias de Canadá, nueve estados de los EUA y una ciudad en China, o como el que existe en México para los envases de vidrio de cerveza. La negociación con la industria no tuvo éxito.

Con la creciente demanda de PET que México ha tenido, el gobierno se ha preocupado por la recuperación de los residuos sólidos del polímero. Para tener una idea de las magnitudes manejadas como demanda y recuperación, en la Tabla 1.1 se muestra un resumen de los datos estadísticos de PET para el año 2000. El crecimiento anual de la demanda de este material es de 13.1%.

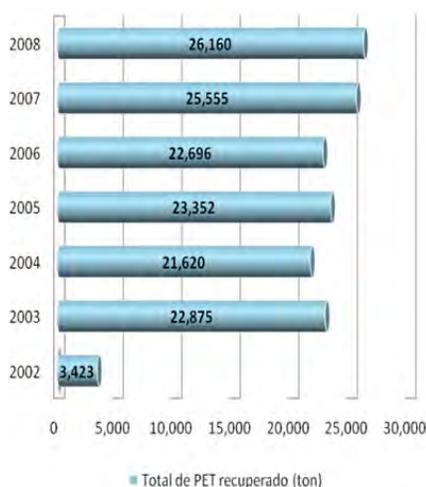
	Demanda PET [t/año]	PET Recuperado [t/año]	% Recuperado
Distrito Federal	55800	20500	36.7
Zona Metropolitana	124000	48000	38.7
A Nivel Nacional	467000	71300	17.3

Tabla 1.1. Datos estadísticos del PET, 2000 (APREPET, A.C.).

México es un país con un alto consumo per cápita de refrescos carbonatados y otros productos envasados en botella de PET. Por ejemplo, durante 1988 (INEGI), se consumieron 2.582 dm<sup>3</sup> de refrescos embotellados en envase no retornable en presentaciones comunes de 0.6, 1 y 2.5 litros. También se consumieron 5.589 dm<sup>3</sup> de agua purificada en envase no retornable en volúmenes de 0.5, 1 y 1.5 litros.

Según la Dirección de Concertación y Participación Ciudadana de la Secretaría del Medio Ambiente, el PET es el cuarto material más usado por la industria mexicana. Si cada mexicano reciclara una botella de PET a la semana:

- Se ahorraría la energía eléctrica que consume el estado de Zacatecas en cinco días.
- Se evitaría quemar el combustible de los automóviles de la Ciudad de México durante un mes.
- Se recuperaría más de 250 millones de pesos en materias primas.



En la Gráfica 1.2 se muestra las cantidades de residuos de PET recuperadas anualmente en toneladas.

Se observa que aproximadamente el 60% del producto PET demandado no llega a los rellenos sanitarios, ya siendo que hayan sido recolectados para su disposición o venta, ó que estén dispuestos inadecuadamente en cauces, calles, drenajes o tiraderos clandestinos. Lo cual genera tres principales problemas:

Gráfica 1.2. Total de PET recuperado en toneladas (Secretaría del Medio Ambiente).

- No obstante sea inerte al medio ambiente, no son biodegradables y su impacto visual es muy alto y perceptible en la población. Su proceso de descomposición tarda hasta 500 años, por lo que produce una contaminación al subsuelo.
- Aunque estén aplastados, la mayoría de productos de PET tienen una relación *peso/volumen* baja a comparación de otros desechos, por lo que disminuyen la capacidad de los rellenos sanitarios provocando la ampliación o construcción de otros nuevos rellenos sanitarios con mayor frecuencia. Reciclar una tonelada de PET ahorra 5.65 m<sup>3</sup> de espacio de relleno aproximadamente.
- Además de la utilidad por la que fue fabricada, no genera ningún otro beneficio una vez que fue usada.

El código utilizado en la identificación mundial para los termoplásticos es el número 1, normado en México en la NMX-E-232-SCFI-1999, ya que cada plástico tiene sus propiedades y aplicaciones específicas.

### 1.2.2 Ventajas Ambientales del reciclado de PET

El consumo responsable es uno de los aspectos trascendentes que contribuyen en gran medida al paradigma del desarrollo sustentable, impulsado por números organismos internacionales, notablemente el Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA).

Para que exista una tendencia global hacia el modelo propuesto de desarrollo sustentable, es indispensable que en el mismo participe toda la cadena producción-consumo-manejo-posconsumo. Lo cual abarca desde la extracción de las materias primas, los procesos intermedios, la máxima incorporación posible de materiales reciclados en el producto final, la minimización de residuos industriales y domiciliarios; y la reutilización de los residuos. Este es el fundamento de la llamada Estrategia de las 3"R", que simbolizan las palabras: Reducir, Reutilizar y Reciclar.

Desde el punto de vista ambiental, es la resina que presenta mayores aptitudes para el reciclado. El principal destino de esta materia prima posconsumo es la fabricación de fibras textiles, utilizándose en la confección de alfombras, cuerdas, cepillos, escobas, sunchos, telas para prendas de vestir, calzados, camisetas, etc.

El PET reciclado no se destina a nuevos envases para bebidas o alimentos en contacto permanente. Otras ventajas ambientales de esta resina es la reducción drástica de la energía utilizada en el transporte, la simpleza de procedimientos y las relativamente bajas temperaturas a las cuales debe ser sometido el PET para ser transformado en nuevos productos reciclables.

## 1.3 CONCEPTOS

### 1.3.1 Conceptos Básicos

#### 1.3.1.1 Fuerza

Se describe usualmente como la influencia que cambia el estado de moción de un cuerpo, por ejemplo, el que resulta en la aceleración. Una unidad de fuerza produce una unidad de aceleración sobre una unidad de masa, por lo que una unidad de fuerza es igual a un kilogramo metro por cada segundo al cuadrado. La unidad de fuerza en el Sistema Internacional se le conoce como Newton ( $N$ ):

$$1N = 1kg \frac{m}{s^2} \quad (1.1)$$

Sin embargo, en problemas estáticos y especialmente en suelos, es más relevante pensar en la fuerza como la influencia que causa o tiende a causar deformación cuando es aplicada a un cuerpo.

La fuerza es un vector, es decir, actúa en cierta dirección y con cierta magnitud. La fuerza puede ser representada por una línea recta con una flecha para indicar su dirección y con cierta longitud escalada para indicar su magnitud. Con esta representación gráfica se permite utilizar el principio de los paralelogramos de fuerzas para ser resueltas.

Una fuerza  $P$  puede ser dividida en dos componentes ( $P_x, P_y$ ), formando entre éstas un ángulo recto. Si se conoce el ángulo ( $\theta$ ) comprendido entre el vector  $P$  y un eje  $x$ , las componentes se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$P_x = F \cos \theta \quad (1.2)$$

$$P_y = F \sin \theta \quad (1.3)$$

El componente  $P_x$  es la fuerza normal, es decir, actúa perpendicularmente a la superficie; y el componente  $P_y$  es el componente tangencial o bien, la fuerza cortante.

#### 1.3.1.2 Esfuerzo

Cuando se aplica una fuerza externa a un cuerpo, ésta provoca una fuerza interna que provee de una reacción opuesta a la externa. La intensidad de esta fuerza, asumiendo que sea uniformemente distribuida, sobre una superficie perpendicular a la dirección de la fuerza se le conoce como esfuerzo. El esfuerzo es la fuerza interna por unidad de área. Las unidades son las mismas que las usadas para la presión (el término presión es usado para fluidos).

La unidad utilizada en el Sistema Internacional y más usada para suelos es el kilonewton por metro cuadrado ( $kN/m^2$ ), también conocido como kilopascal ( $kPa$ ).

$$1 \frac{N}{mm^2} = 1 \frac{MN}{m^2} = 1000 \frac{kN}{m^2} = 1MPa = 1000kPa$$

Existen dos tipos de esfuerzos:

*Esfuerzo Normal o Directo:*

Esfuerzos de compresión y de tensión que actúan en dirección normal al plano de la sección transversal considerada. Pueden ser de signo positivo o negativo dependiendo de la convención del signo utilizada.

Un esfuerzo de compresión ocurre en un cuerpo cuando éste es sometido a fuerzas de compresión y resiste que su tamaño sea acortado por dichas fuerzas.

Un esfuerzo de tensión ocurre cuando un cuerpo es sometido a fuerzas de tensión, provocando el alargamiento de su tamaño. Siendo  $A$  el área transversal del cuerpo donde se aplica perpendicularmente una fuerza  $P$ , el esfuerzo normal,  $\sigma$ , se obtiene:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (1.4)$$

Los suelos poseen poca o casi nula resistencia a la tensión y son analizados usualmente en términos de compresión y esfuerzos cortantes. Por lo tanto es conveniente el adoptar la convención donde los esfuerzos de compresión son positivos y los esfuerzos de tensión son negativos. Esta es una convención opuesta a la usada para los análisis estructurales.

*Esfuerzo Cortante:*

Actúan paralelamente al plano considerado, ocurren cuando las fuerzas aplicadas tienden a causar el deslizamiento de diferentes estratos del suelo. El esfuerzo cortante de un cuerpo resiste un cambio angular en su figura, así como en un esfuerzo normal resiste a ser comprimido o alargado.

El esfuerzo cortante ( $\tau$ ) es la fuerza aplicada entre el área o superficie de contacto de dos capas o estratos del suelo.

$$\tau = \frac{P}{A} \quad (1.5)$$

### 1.3.1.3 Deformación

Para nuestro caso es la relación en el cambio de forma de un cuerpo con su forma inicial, debido a la aplicación de una fuerza. La deformación está relacionada con el esfuerzo; si se tiene un material perfectamente elástico, su deformación sería directamente proporcional a su esfuerzo.

Si en un cuerpo se aplica una fuerza longitudinal que induce a un esfuerzo normal, la longitud medida en esa dirección cambiará. La relación de cambio longitudinal en ese tramo con el inicial se define como la relación de deformación que a menudo se multiplica por 100 para ser expresada como porcentaje. Por lo que:

$$\varepsilon = \frac{\delta L}{L} \quad \text{ó} \quad \frac{\delta L}{L} (100)\% \quad (1.6)$$

#### 1.3.1.4 Fricción

Consideremos un bloque de peso  $W$ , en unidades de fuerza, reposando en una tabla con una superficie no perfectamente lisa. La fuerza de reacción que tiene la tabla sobre el peso del bloque es  $N$ , la cual tiene una misma magnitud pero en dirección opuesta a  $W$ . Si el bloque es empujado por una pequeña fuerza horizontal ( $P$ ) con menor fuerza que la requerida para mover el bloque, una fuerza opuesta a  $P$  actuará en la superficie de contacto con la tabla, evitando su tendencia al movimiento. Esta fuerza ( $F$ ) es debida a la fricción que existe entre la tabla y el bloque. Con la combinación de los vectores  $N$  y  $F$  se obtiene una reacción ( $R$ ), la cual tiene un inclinación ( $\theta$ ) con respecto a la normal de la superficie de contacto.

Si la fuerza  $P$  se incrementa gradualmente, la fuerza friccionante  $F$  incrementa hasta alcanzar su valor límite  $F_{max}$ , que es cuando el bloque comienza a desplazarse. Siendo que el vector  $N$  sigue siendo constante, el ángulo  $\theta$  incrementa gradualmente con el incremento de  $F$ , siendo  $\varphi$  el ángulo obtenido cuando se tiene  $F_{max}$ . La relación  $F_{max}/N$  es conocida como el coeficiente de fricción y se denota como  $\mu$ . El ángulo  $\varphi$ , que es la máxima oblicuidad para la reacción  $R$ , se conoce como el ángulo de fricción.

$$\tan\varphi = \frac{F_{max}}{N} = \mu$$

(1.7)

#### 1.3.2 Contenido de humedad

Los suelos de origen natural casi siempre contienen agua como parte de su estructura. El contenido de humedad de un suelo, se asume como la cantidad de agua dentro de los espacios/poros entre los granos del suelo, la cual se quita por secado en horno a 105-110°C, expresado como porcentaje de la masa del suelo seco. Por "seco" se entiende como el resultado de calentar el suelo en el horno hasta que su masa sea constante, usualmente por un periodo entre 12-24

horas. En suelos granulares no cohesivos este procedimiento remueve toda el agua presente.

Hay diferentes formas en la que el agua es retenida en suelos cohesivos, los que contienen partículas minerales arcillosas de forma laminar menores a 2  $\mu\text{m}$ . La forma, el tamaño tan pequeño y su composición química les permiten retenerse al agua por procesos complejos. Una ilustración simplificada de las zonas que el agua rodea

a la partícula arcillosa se obtiene por la consideración de las siguientes cinco categorías del agua, explicadas a continuación e indicadas en la siguiente figura:

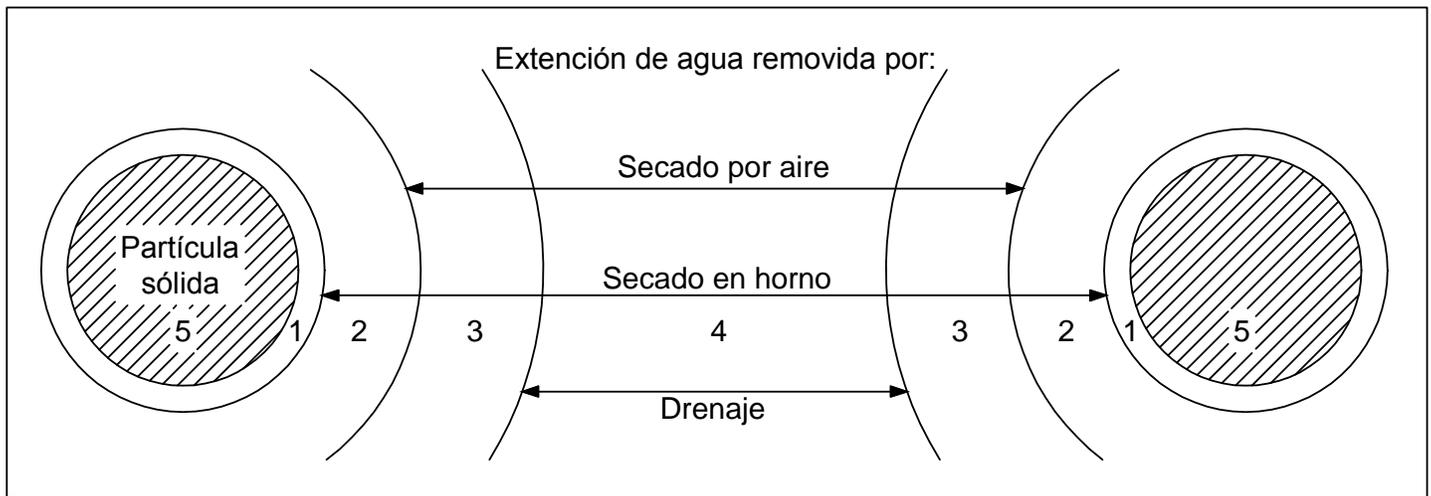


Figura 1.4. Representación de las categorías envolventes del agua en partículas arcillosas.

1) Agua absorbida, retenida en la superficie de la partícula por grandes fuerzas de atracción eléctricas y virtualmente en un estado sólido. Esta capa es de un grosor muy pequeño, quizá del orden de  $0.005 \mu\text{m}$ . Esta agua no se puede remover por secado en horno a  $110^\circ\text{C}$ , por lo que se considera parte del grano del suelo sólido.

2) Agua que no es fuertemente retenida y puede ser removida por secado en horno, pero no por secado en aire (humedad higroscópica).

3) Agua capilar, retenida por tensión superficial, generalmente removible por secado al aire.

4) Agua gravitacional, la cual se puede mover entre los vacíos de los granos del suelo, se remueve por drenaje.

5) Agua combinada químicamente. Crea hidratación dentro de la estructura cristalina, exceptuando el yeso y otras arcillas tropicales. Esta agua generalmente no se remueve por secado en horno.

Para el propósito de ensayos en el suelo, el contenido de humedad se refiere únicamente al agua que se remueve a 105-110°C. El agua de la categoría 1) de arriba no se toma en cuenta en la determinación de contenido de humedad.

El contenido de humedad se expresa usualmente como porcentaje, pero siempre en base a la masa del suelo secado a horno. Si la masa de agua removida por secado en horno se denota por  $m_w$  y la masa del suelo seco por  $m_D$ , el contenido de agua  $w$  se obtiene por la siguiente ecuación:

$$w(\%) = \frac{m_w}{m_D} (100) \quad (1.8)$$

### 1.3.3 Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg, también conocidos como límites de consistencia, son una medida básica de la naturaleza de un suelo granular fino. Se nombran así gracias al científico sueco Albert Mauritz Atterberg (1846-1916), quien definió estas medidas, las cuales fueron mejoradas posteriormente por Arthur Casagrande (1902-1981).

Estos límites se basan en el concepto de que en un suelo sólo pueden existir cuatro estados de consistencia dependiendo del contenido de agua o contenido de humedad que éste tenga: sólido, semisólido, plástico y líquido. La consistencia y comportamiento del suelo en cada estado es diferente, por lo que sus propiedades mecánicas también.

Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

Los límites de Atterberg se utilizan para distinguir un suelo conformado por arcilla con uno conformado de limo, además de clasificarlas con su grado de plasticidad.

Estos límites son usualmente medidos para suelos arcillosos o limosos ya que en éstos existe la contracción y la expansión del suelo dependiendo su contenido de humedad, provocando con éste variaciones en su resistencia al corte. Siendo así que con estos límites se busca asegurar que un suelo cuente con la suficiente resistencia sin que haya mucho cambio volumétrico por su contenido de humedad.

Los cuatro estados o fases antes mencionados se muestran en la Figura 1.5. El cambio de una fase a otra no se puede observar en límites precisos, pero toman lugar como una transición gradual. Sin embargo, tres límites específicos se han establecido empíricamente y son universalmente reconocidos.

El contenido de humedad en estos límites se conoce como los Límites de Atterberg o Límites de Consistencia:

- Límite Líquido  $LL (w_L)$ .
- Límite Plástico  $PL (w_p)$ .
- Límite de Contracción  $SL (w_s)$ .

ESTADO	SÓLIDO	SEMISÓLIDO	PLÁSTICO	LÍQUIDO	SUSPENSIÓN
AGUA	← Disminución del contenido de agua →				
LÍMITE	Contracción SL	Plástico PL	Viscose	Líquido LL	
CONTRACCIÓN	Volumen constante	← Decremento de volumen →			
CONDICIÓN	Rígida	Manejable	Viscosa	Lodosa	Acuosa
RESISTENCIA CORTANTE (kN/m <sup>2</sup> )	← Decremento de resistencia al corte →			Insignificante	
CONTENIDO DE HUMEDAD	$w_s$	$w_p$	Índice plástico		

Figura 1.5. Fases del suelo y Límites de Atterberg.

Se realizan pruebas dentro de un laboratorio para obtener los límites de un estado a otro. Las pruebas para determinar los límites de Atterberg se llevan a cabo sólo en la fracción de suelo que pase el tamiz de  $425 \mu\text{m}$ .

#### 1.3.3.1 Límite de contracción

El límite de contracción ( $SL$  ó  $w_s$ ) es el contenido de humedad en donde no habrá más reducción del volumen del suelo si éste tiene más pérdida de humedad, es decir, el suelo pasa de un estado semisólido a sólido. El límite de contracción es menos usado que el límite de plasticidad y el límite líquido. La prueba para determinar el límite de contracción se encuentra normalizada en el ASTM Internacional D4943.

#### 1.3.3.2 Límite plástico

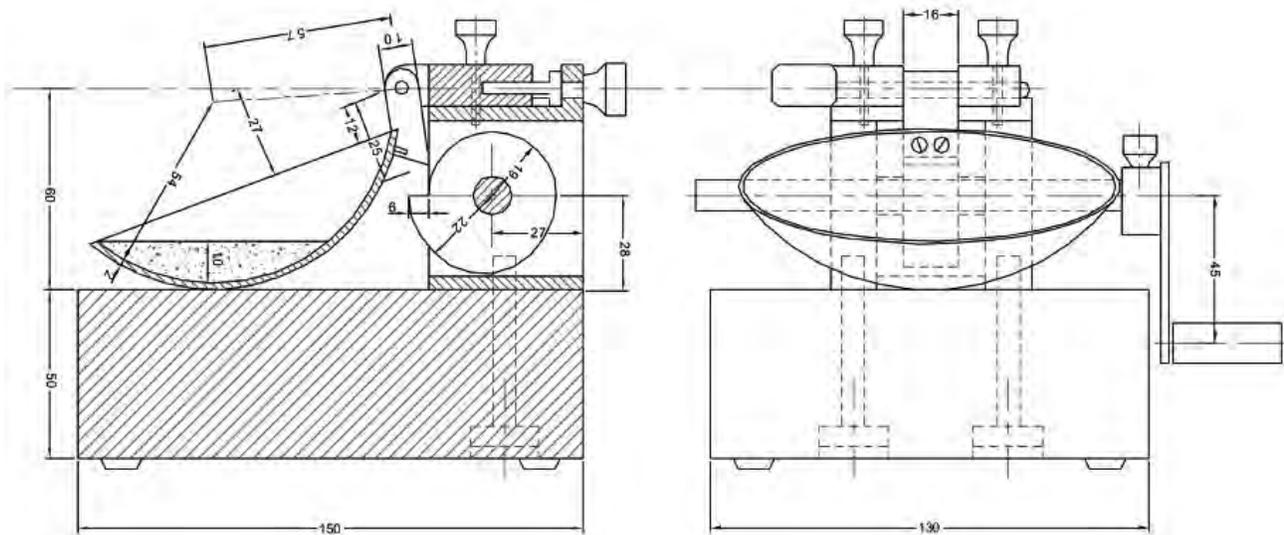
El límite plástico ( $PL$  ó  $w_p$ ) se determina enrollando el suelo en forma cilíndrica con un diámetro de 3.2 mm sobre una superficie plana no porosa hasta que éste, gracias a la evaporación del agua, pase de estado plástico a estado semisólido.

Un suelo es considerado sin plasticidad si éste no puede ser enrollado con un diámetro menor o igual a 3.2 mm con cualquier contenido de humedad. El procedimiento normalizado se encuentra en el ASTM D4318.

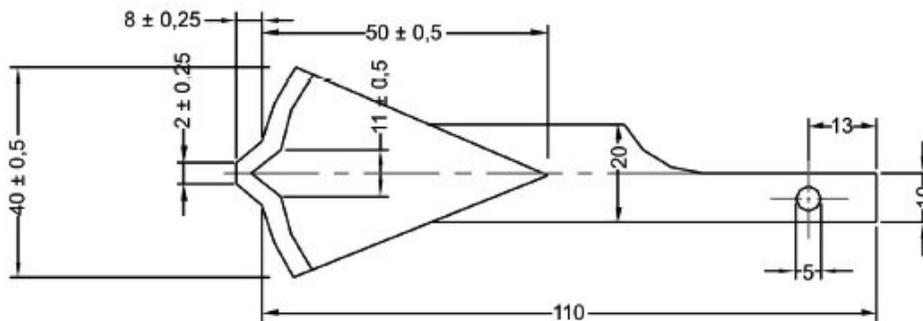
#### 1.3.3.3 Límite líquido

El límite líquido ( $LL$  ó  $w_l$ ) se define como el contenido de humedad, expresado como el porcentaje de la masa de suelo seco en horno, de un suelo remoldeado en el límite entre los estados líquido y plástico. Corresponde al contenido de humedad necesario para que una muestra de suelo remoldeada, depositada en la copa de bronce de la máquina de Casagrande y dividida en dos porciones simétricas separadas 2 mm entre sí, fluya y entren en contacto en una longitud de 10 mm, aplicando 25 golpes.

Los planos de la copa de Casagrande y el acanalador utilizados en esta prueba se muestran a continuación.



a) Copa de Casagrande.



b) Acanalador de Casagrande.

Figura 1.6. Instrumentación para límite líquido.

La importancia de la obtención del límite líquido es para la clasificación de los suelos, ya que éste varía para cada tipo de suelo.

Los valores de los límites antes mencionados no se utilizan únicamente para la clasificación de un suelo granular fino, también son utilizados para obtener diversas propiedades del suelo, tal como la permeabilidad, compresibilidad y su resistencia.

Es por lo tanto muy útil debido a que la obtención de los límites es relativamente más sencilla que la obtención de dichas propiedades mencionadas.

#### 1.3.3.4 Índice plástico

El índice plástico (*PI*) es la medida de la plasticidad de un suelo, siendo el rango del contenido de agua en donde el suelo demuestra propiedades plásticas. Para

obtener el índice plástico de un suelo se utiliza la siguiente ecuación:

$$PI = LL - PL \quad (1.9)$$

Donde:

*PI*: Índice plástico [%].

*LL*: Límite líquido [%].

*PL*: Límite plástico [%].

Los suelos que presenten un alto *PI* tienden a ser arcillas, aquellos con un bajo *PI* tienden a ser limos, y aquellos con un *PI* igual a cero (no plásticos) tienden a tener muy poco o nada de limos y arcillas. En la siguiente tabla se muestran diferentes índices plásticos con su correspondiente grado de plasticidad.

<i>PI</i> [%]	Grado de Plasticidad
0	Plasticidad nula
0-5	Plasticidad muy baja
5-10	Plasticidad baja
10-20	Plasticidad media
20-40	Plasticidad alta
>40	Plasticidad muy alta

Tabla 1.2. Grados de plasticidad.

### 1.3.3.5 Índice líquido

El índice líquido (*LI*) es usado para dar valor al contenido de humedad natural del suelo con respecto a sus límites plástico y líquido. Para calcular el índice líquido se utiliza la siguiente ecuación:

$$LI = \frac{w - PL}{LL - PL} \quad (1.10)$$

Donde:

*LI*: Índice líquido [%].

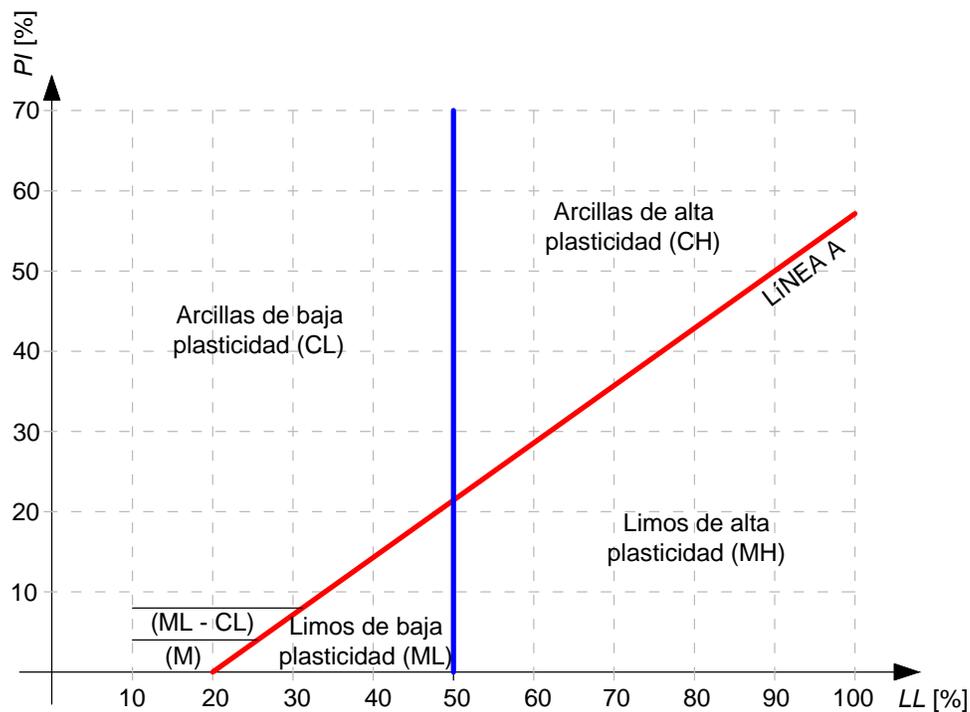
*w*: Contenido de humedad natural [%].

*PL* o  $w_p$ : Límite plástico [%].

*LL* o  $w_L$ : Límite líquido [%].

El efecto que produce el contenido de agua en la resistencia de un suelo saturado remoldado se puede cuantificar con el uso del índice líquido: si  $LI$  es de 100% entonces el suelo se encuentra en el límite líquido y su resistencia al corte no drenado es alrededor de 2  $kPa$ . Si  $LI$  es de 0% el suelo se encuentra en el límite plástico y su resistencia al corte no drenado es alrededor de 200  $kPa$  (Skempton y Northey, 1953; Wood y Wroth, 1978).

De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) se consideran los valores obtenidos del límite líquido y el índice de plasticidad junto con la siguiente gráfica para poder clasificar los suelos finos granulares.



Gráfica 1.3. Clasificación de suelos (USCS).

Cuando los valores del límite líquido y del índice de plasticidad, para arcillas inorgánicas, se grafican en la gráfica de plasticidad, la mayoría de los puntos estarán justo arriba de la línea marcada como "línea-A", la cual es una envolvente de dichos puntos definida por la ecuación:

$$PI = 0.73(LL - 20) \quad (1.11)$$

Esta línea se derivó de evidencia experimental y no representa un límite bien definido entre el tipo de suelos, pero es una referencia útil.

En la práctica británica, esta gráfica es dividida en cinco zonas, dando las siguientes categorías a las arcillas:

- 1) Arcillas de baja plasticidad (*CL*), límite líquido menor a 35.
- 2) Arcillas de media plasticidad (*CI*), límite líquido de 35 a 50.
- 3) Arcillas de alta plasticidad (*CH*), límite líquido de 50 a 70.
- 4) Arcillas de muy alta plasticidad (*CV*), límite líquido de 70 a 90.
- 5) Arcillas con extrema alta plasticidad (*CE*), límite líquido mayor a 90.

Las abreviaturas son símbolos estándar por los que se conoce cada grupo.

Cuando se grafican los limos en la gráfica de plasticidad generalmente quedan por debajo de la *línea-A*. Se dividen en cinco categorías similares al de las arcillas. Los símbolos del grupo son *ML*, *MI*, *MH*, *MV*, *ME*.

Las arcillas que contienen cantidades apreciables de materia orgánica quedan graficadas generalmente bajo la *Línea-A*. Arcillas orgánicas y limos orgánicos deben incluir después de su símbolo la letra "*O*" (por ejemplo: *CIO*, *MLO*).

En América, la gráfica de plasticidad es dividida en tres grupos:

- 1) Arcillas de baja plasticidad (*CL*), límite líquido menor a 30.
- 2) Arcillas de plasticidad intermedia (*CI*), límite líquido de 30 a 50.
- 3) Arcillas de alta plasticidad (*CH*), límite líquido mayor a 50.

Lo mismo para los limos: *ML*, *MI*, *MH*.

### 1.3.4 Teoría de Mohr - Coulomb

La relación entre la resistencia máxima al corte,  $\tau$ , y el esfuerzo normal,  $\sigma$ , de un suelo es representada por la siguiente ecuación:

$$\tau = c_u + \sigma \tan \varphi \quad (1.12)$$

Esta ecuación lineal indica la relación que existe entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal que existe en un suelo, la cual fue primeramente presentada por Charles-Augustin de Coulomb en el año 1773, pero a finales del siglo XIX Christian Otto Mohr desarrolló una forma generalizada de la teoría anterior en donde por medio de una circunferencia presentada en una gráfica bidimensional indica los esfuerzos máximos que presenta un material para condiciones específicas; dicha forma generalizada afectó la interpretación del criterio pero no la substancia de la teoría presentada por Coulomb. Para la mayoría de los propósitos prácticos en suelos, esta relación lineal mantiene y representa el criterio de falla más aceptado. La curva graficada de dicha ecuación es conocida como la "envoltura de falla".

De los círculos de Mohr se tiene que:

$$\sigma = \sigma_m - \tau_m (\text{sen} \varphi) \quad (1.13)$$

$$\tau = \tau_m (\text{cos} \varphi) \quad (1.14)$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (1.15)$$

$$\tau_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (1.16)$$

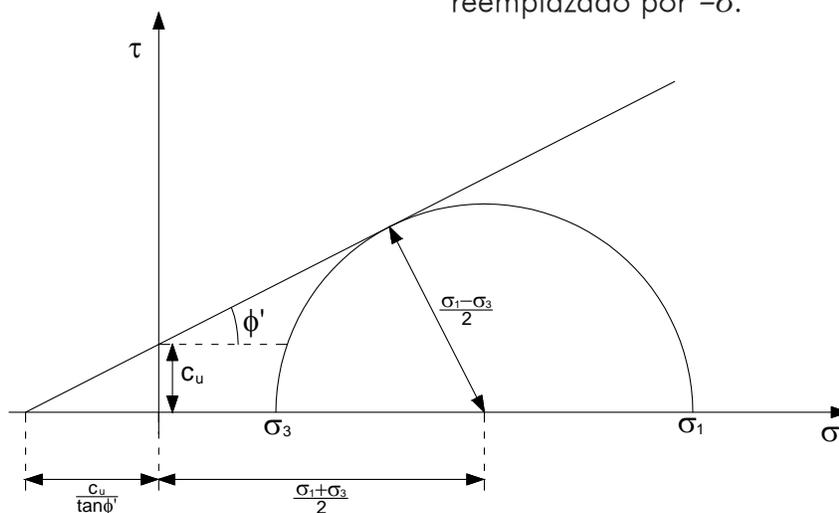
Siendo  $\sigma_1$  el esfuerzo principal mayor y  $\sigma_3$  el esfuerzo principal menor.

Para el criterio de Mohr - Coulomb se puede observar en términos simples que la resistencia al corte de los suelos se realiza generalmente por dos componentes:

-Fricción ( $\tan \varphi$ ): la cual es debida gracias al entrelace de las partículas y la fricción entre ellas cuando son sometidas a un esfuerzo normal.

-Cohesión ( $c_u$ ): la cual es debida a fuerzas internas que mantienen las partículas del suelo juntas en una masa sólida.

Dentro de la geotecnia, la compresión se asume como positiva, si se asume como negativa entonces el esfuerzo  $\sigma$  debe ser reemplazado por  $-\sigma$ .



Gráfica 1.4. Teoría Mohr - Coulomb.

Sin embargo la ecuación anterior no condujo siempre a diseños satisfactorios para estructuras de suelo hasta que Karl von Terzaghi se percató que el agua no puede soportar esfuerzos cortantes substanciales, por lo que la resistencia al corte de un suelo debe ser el resultado únicamente de la resistencia a la fricción que se produce en los puntos de contacto entre partículas; la magnitud de ésta depende solo de la magnitud de los esfuerzos efectivos que soporta el esqueleto de suelo. Por lo que la ecuación de Coulomb que se muestra anteriormente es aplicable únicamente para esfuerzos totales.

Siendo así que Terzaghi publicó el principio de esfuerzos efectivos, donde dice que el esfuerzo total ejercido en un suelo es la adición del esfuerzo que soporta el esqueleto del suelo (esfuerzo efectivo) con la presión que ejercen los poros del mismo suelo:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1.17)$$

Donde:

- $\sigma$ : esfuerzo total [ $kN/m^2$ ].
- $\sigma'$ : esfuerzo efectivo [ $kN/m^2$ ].
- $u$ : presión de poros [ $kN/m^2$ ].

Cuando se consideran esfuerzos efectivos, esta ecuación tiene que ser modificada para tomar en cuenta las presiones de poro. Dicha ecuación es:

$$\tau = c_u' + \sigma' \tan \varphi' \quad (1.18)$$

En la cual los parámetros  $c_u'$  y  $\varphi'$  son propiedad del esqueleto de suelo, denominadas cohesión efectiva y ángulo de fricción efectiva, respectivamente.

El componente friccionante aumenta conforme aumenta el esfuerzo normal, pero la componente de cohesión permanece constante. Si no hay esfuerzo normal la fricción desaparece.

Los suelos deben ser divididos en tres categorías en base con sus propiedades de resistencia:

1) Suelos friccionantes o no cohesivos: suelos granulares tanto como arena seca y arena completamente sumergida. Estos suelos no poseen cohesión ( $c_u=0$ ), pero deriva su resistencia al corte gracias a la fricción intergranular. Su envoltura de falla pasa siempre por el origen.

2) Suelos cohesivos: como las arcillas saturadas, las cuales presentan cohesión, pero si no ocurre un cambio de contenido de agua durante un ensaye la envoltura de falla será virtualmente horizontal ( $\varphi=0$ ).

3) Suelos cohesivos-friccionantes: los cuales poseen cohesión tanto como fricción.

### 1.3.5 Relación esfuerzo – deformación

Cuando un suelo es sujeto a esfuerzos, éste responde con deformaciones. Es práctica común el trazar una historia de los cambios entre los esfuerzos y las deformaciones que experimenta el suelo, así obteniendo la curva Esfuerzo – Deformación.

El grado de deformación producido por un esfuerzo dependerá de la composición, relación de vacíos, esfuerzo aplicado, etc.

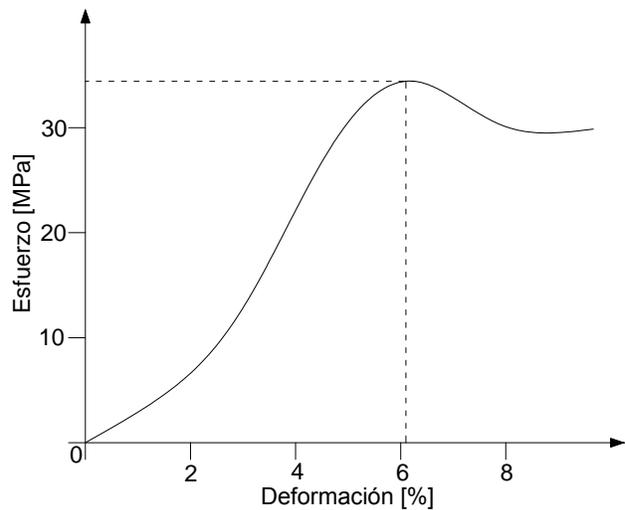
Generalmente se asume que el suelo es un material isotrópico y elástico para facilitar el análisis de su comportamiento cuando es sometido a cargas externas.

El comportamiento del suelo con la relación de esfuerzo – deformación se muestra en la Gráfica 1.5.

### 1.3.5.1 Esfuerzo Residual

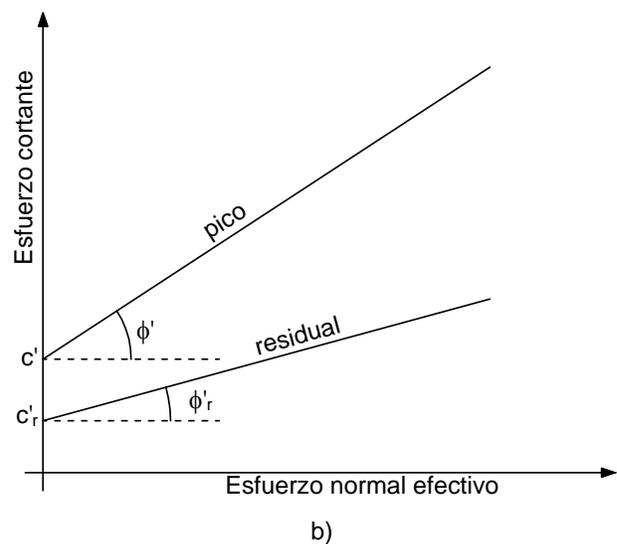
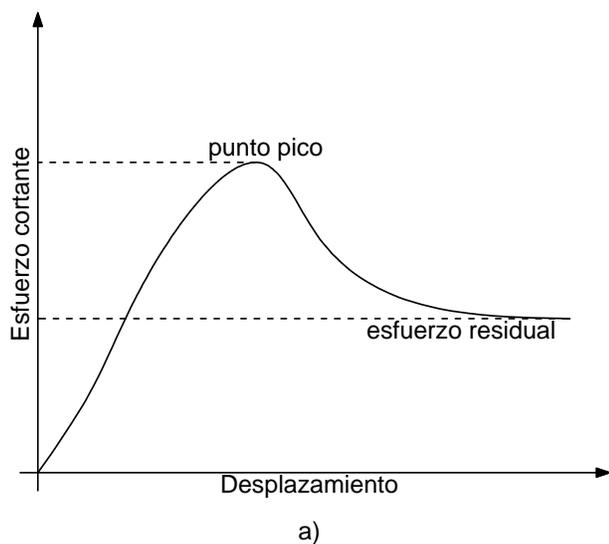
Si se sigue aplicando carga al suelo después de que se llegó al punto de esfuerzo máximo soportado, se obtiene una curva del tipo mostrada en la Gráfica 1.6, a). El esfuerzo cortante decrece rápidamente después del punto pico, pero eventualmente empieza a cambiar su pendiente negativa a una pendiente nula, la cual permanece mientras sigue avanzando la deformación del suelo. En esta condición no existe expansión ni contracción del suelo debido a la carga aplicada y la relación de vacíos permanece constante.

El esfuerzo cortante donde la relación Esfuerzo – Deformación se mantiene constante es conocida como 'Esfuerzo Residual', el cual generalmente es menor que el punto de esfuerzo máximo.



Gráfica 1.5. Relación Esfuerzo – Deformación.

Gráfica 1.6. a) Esfuerzo residual y esfuerzo pico, b) Envoltentes de Coulomb para condición residual y de pico.



### 1.3.5.2 Envolvente residual y envolvente pico

En base a varias pruebas donde se obtenga el esfuerzo residual de tres o más especímenes idénticos, se trazan las envolventes de Mohr-Coulomb correspondientes, tanto para el esfuerzo pico y el esfuerzo residual, como se muestra en la Gráfica 1.6, b). El esfuerzo cortante pico se representa por la ecuación:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (1.19)$$

Y el esfuerzo residual por la ecuación:

$$\tau_r = c_r' + \sigma' \tan \varphi_r' \quad (1.20)$$

En estas ecuaciones la comilla indica los valores de esfuerzos efectivos determinados en pruebas drenadas.

El valor de  $c_r'$  es generalmente tan pequeña que se toma como nula, asumiendo que la curva envolvente del esfuerzo residual pasa por el origen y se puede representar por la ecuación:

$$\tau_r = \sigma' \tan \varphi_r' \quad (1.21)$$

### 1.3.6 Tixotropía

Se le llama tixotropía a la propiedad que tienen algunos fluidos no newtonianos y pseudoplásticos al mostrar un cambio dependiente del tiempo en su viscosidad; cuanto más se someta el fluido a esfuerzos cortantes, más aumenta su viscosidad. Consiste en la pérdida de resistencia de un coloide, al amasarlo, y su posterior recuperación con el tiempo. La tixotropía

depende de la velocidad de recuperación estructural del material.

Algunos materiales tixotrópicos comunes son la tinta, pinturas, pastas de soldadura, pasta de dientes, arenas movedizas y arcillas.

Las arcillas tixotrópicas, cuando son amasadas se rompen momentáneamente las ligaduras fisicoquímicas, lo que se observa macrofísicamente por una pérdida de la resistencia del material convirtiéndose en un verdadero líquido. Si, a continuación, se las deja en reposo, recuperan la cohesión y el comportamiento sólido. Para que una arcilla tixotrópica muestre este comportamiento, también llamado licuefacción, deberá poseer un contenido en agua próximo a su límite líquido. Por el contrario, en torno a su límite plástico no existe posibilidad de comportamiento tixotrópico.

Una medida de la tixotropía puede tenerse con la medición del límite líquido de la arcilla tras su amasamiento y otra medición tras un periodo de reposo. En caso de que la arcilla sea tixotrópica, la primera medida debe ser menor que la segunda. La relación de tixotropía en una arcilla normalmente oscila entre 2 y 4 (Terzaghi).

## 1.4 ENSAYO DE COMPACTACIÓN PROCTOR

Como se ha descrito anteriormente, la compactación no es el único método para el mejoramiento de un suelo, pero sí es uno de los más populares y económicos.

El ensayo de compactación Proctor, gracias al ingeniero Ralph R. Proctor (1933), es uno de los más importantes procedimientos de estudio y control de calidad de compactación de suelos consiste en un proceso repetitivo, cuyo objetivo es conseguir una densidad específica para una relación óptima de agua, al fin de garantizar las características mecánicas necesarias del suelo, lo que se traduce en determinar la humedad requerida con una energía de compactación dada para obtener la densidad seca máxima que un suelo puede conseguir. Se define como densidad seca máxima aquella que se consigue para la humedad óptima.

Es comprobado que al aumentar la humedad de un suelo su densidad seca va aumentando hasta llegar a un punto máximo cuya humedad es la óptima. Al llegar a ese punto, cualquier aumento de humedad no densificará más el suelo, sino por el contrario, existirá una reducción en ésta.

Los ensayos más importantes son el Proctor normal o estándar (ASTM D-698) y el



*Fig 1.7. Molde para ensayo de compactación Proctor.*

Proctor modificado (ASTM D-1557). En ambos ensayos se usa el suelo mezclado con diferentes cantidades de agua, colocándolas en un molde (Figura 1.7) con mediciones específicas y compactándolas con una masa, anotando las humedades y densidades secas correspondientes. Dichos valores se colocan en un gráfico cartesiano donde la abscisa corresponde a la humedad (%) y la ordenada a la densidad seca, pudiendo con éstos trazar una curva que nos da el punto máximo de densidad seca y con él la humedad óptima para dicho suelo.

La diferencia básica entre el ensayo Proctor estándar y el modificado es la energía de compactación utilizada. En el estándar se deja caer un peso de 2.49 kg a una altura de 30.5 cm compactando el suelo en tres capas con 25 golpes; y en el modificado se utiliza

un peso de 4.54 kg a una altura de 45.7 cm compactando el suelo en 5 capas con 50 golpes a cada una. Esta diferencia se debe a la existencia de modernos equipos de compactación más pesados que permiten densidades más altas en el campo.

Existen para ambos ensayos otras diferencias referentes al tamaño de molde utilizado en función del tamaño del suelo, las cuales se listan a continuación:

- Método A: molde de 101.6 mm (4 in) para material que pasa la malla No.4 (4.75 mm).
- Método B: molde de 152.4 mm (6 in) para material que pasa la malla No.4 (4.75 mm).
- Método C: molde de 152.4 mm (6 in) para material que pasa la malla No.3/4 (19 mm).
- Método D: molde de 152.4 mm (6 in) para material que pasa la malla No.3/4 (19 mm).  
Corregido por reemplazo del material retenido en la malla No.3/4.

La calidad de compactación depende del contenido de humedad, método de compactación y energía de compactación. En el ensayo Proctor, la energía específica  $E_e$ , está dada por:

$$E_e = \frac{n * N * W * h}{V} \quad (1.22)$$

Donde:

- $E_e$ : energía específica [ $\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$ ].
- $n$ : número de golpes.
- $N$ : número de capas.
- $W$ : peso del pistón [kg].
- $h$ : altura de caída del pistón [cm].
- $V$ : volumen de la muestra [ $\text{cm}^3$ ].

## 1.5 PRUEBAS DE COMPRESIÓN RÁPIDAS

Las pruebas que se describirán son relativamente pruebas 'rápidas' simples, donde no se permite el cambio en el contenido de humedad del espécimen cilíndrico durante la prueba de compresión axial.

Estas pruebas de compresión se dividen en dos categorías:

- Pruebas de compresión uniaxial o no confinadas.
- Pruebas de compresión triaxial.

La primera prueba realmente es un caso especial de la compresión triaxial donde el esfuerzo de confinamiento es nulo, el cual requiere de un aparato más simple.

Para que una prueba de compresión esté dentro de la clasificación 'rápida', debe de cumplir con los siguientes principios:

- A un espécimen cilíndrico de suelo se le aplica un incremento de carga axial hasta que sucede la falla. En la prueba no confinada, la carga axial es la única fuerza o esfuerzo aplicada al espécimen. En la prueba triaxial se rodea al espécimen por una presión de confinamiento inicial, la cual se mantiene constante mientras va en incremento la carga axial. En ambos casos la velocidad de carga es tal que la falla sucede dentro de un tiempo relativamente corto.

- No se permite el drenaje del espécimen durante la aplicación de la presión de confinamiento ni durante la carga axial. Es por ello que estas pruebas se denominan como pruebas 'no drenadas', por lo que no existe cambio en el contenido de humedad.

- La proporción altura:diámetro de los especímenes son de 2:1 en la práctica Británica, mientras que para las normas ASTM es permisible la proporción 3:1. Si la proporción es menor que 2:1, los resultados pueden ser influenciados por las restricciones terminales. Si la proporción es mayor que 3:1, puede ocurrir una inestabilidad que conduce al hinchamiento y el espécimen no falla en su compresión real.

- Existe un control de la deformación por medio de la aplicación de una velocidad constante de compresión, usualmente es del 2% de deformación de la altura del espécimen por minuto. Rangos del 0.3%-10%/min de deformación dan pequeñas diferencias en los resultados, pero el 2%/min es una velocidad conveniente ya que es reconocida ampliamente como prueba estándar.

- La falla normalmente implica la condición donde el espécimen no soporta más incremento en el esfuerzo.

Se conocen tres tipos de fallas (Figura 1.8):

- (a) Falla plástica, en la cual el espécimen experimenta un hinchamiento lateral (en forma de barril) sin la creación de una fisura.
- (b) Falla frágil, donde el espécimen experimenta una fisura diagonal, debido a las fuerzas cortantes sobre una o más superficies bien definidas.
- (c) Falla intermedia de las dos anteriores.

El modo de falla es una característica significativa en la descripción de las propiedades del suelo.

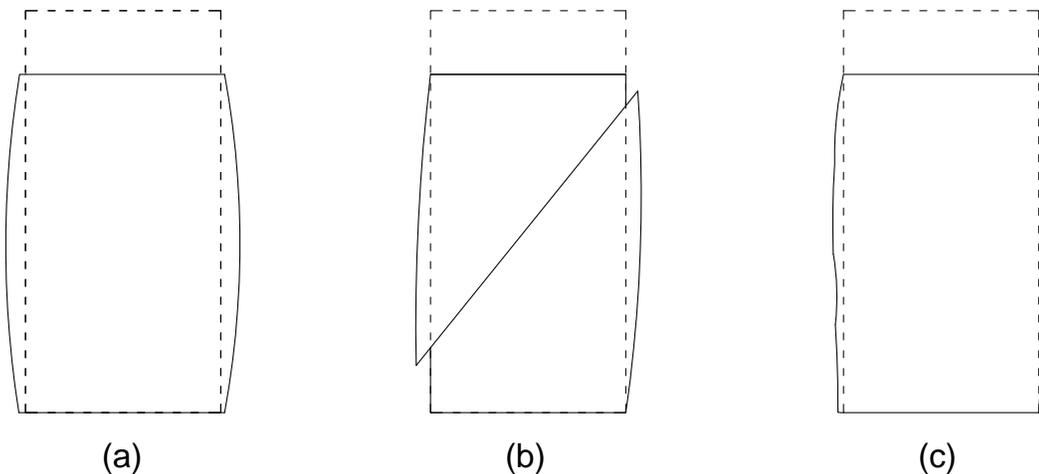


Figura 1.8. (a) Falla plástica, (b) Falla frágil, (c) Falla intermedia.

En una prueba de compresión sin confinamiento, la carga axial y su correspondiente deformación axial son los únicos datos grabados. Si las lecturas de la prueba se obtienen de un aparato autográfico, se obtiene la curva 'Esfuerzo – Deformación', esta curva permite graficar posteriormente la envolvente de resistencia de Mohr, de la cual se derivan los parámetros  $c_u$  y  $\varphi$ . Generalmente se ensayan tres especímenes para obtener dichos parámetros.

## 1.6 RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS FINOS

La resistencia al corte de las arenas depende de diferentes factores, tales como su composición mineralógica, tamaño de las partículas, forma, textura, estructura de los granos y su contenido de agua. Para arenas en estado seco su única variable es el acomodo (estructura) de los granos, el cual se puede expresar en términos de densidad relativa, densidad seca, porosidad, etc. La experiencia ha demostrado que los resultados de resistencia al corte obtenidos en arenas saturadas son muy similares a las arenas en estado seco.

La resistencia al corte en suelos finos, no depende únicamente en los factores mencionados anteriormente para las arenas, sino también en la capacidad para absorber agua y la química del agua con los minerales del suelo presentes; también depende en gran parte del contenido de humedad inicial del suelo y la relación en que la estructura del suelo puede repeler o absorber agua durante un ensaye.

Para algún tipo de suelo fino en particular existen tres factores con mayor importancia para una prueba cortante, las que son:

- El contenido de agua (expresada en términos de índice de liquidez)

- El grado de saturación (si es completamente saturada o parcialmente saturada).

- La relación del desplazamiento cortante con la permeabilidad del suelo – si es ‘rápida’ (sin drenaje), o ‘lenta’ (con drenaje).

### 1.6.1 Ensayes no drenados en suelos finos saturados

Debido a la baja permeabilidad de los suelos finos, virtualmente no hay drenaje en un ensaye de resistencia al corte rápido (máximo 20 minutos).

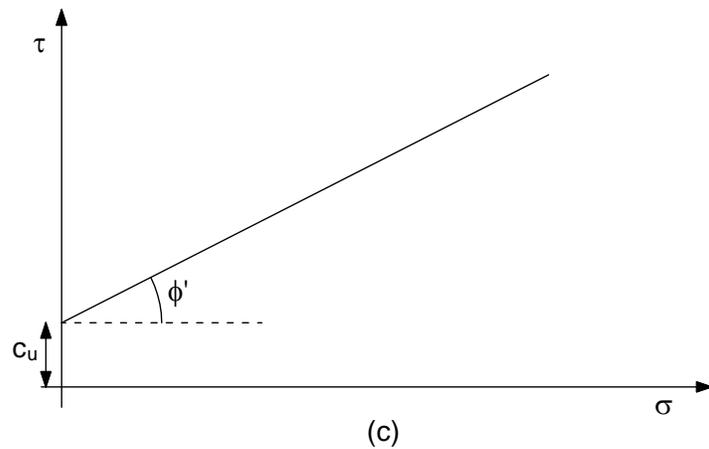
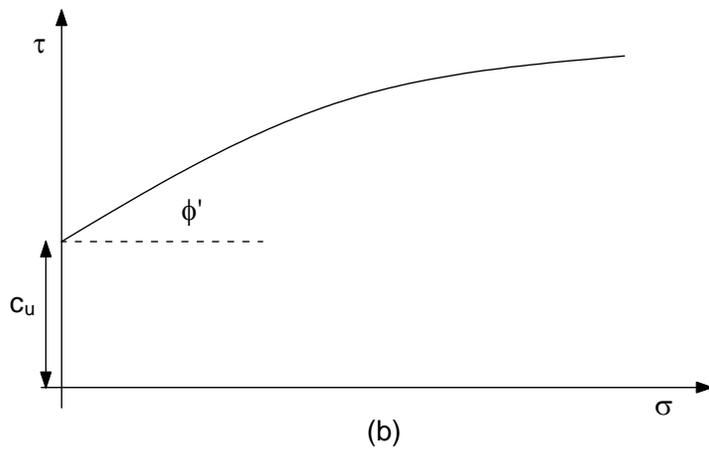
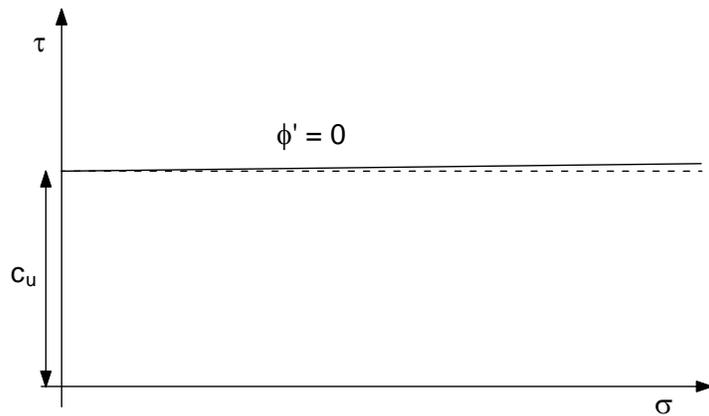
Si sólo se miden esfuerzos totales sin tomar en cuenta las presiones de poro, la resistencia al corte de los suelos finos saturados no drenados es independiente de los esfuerzos normales aplicados.

Pruebas de corte rápidas bajo diferentes presiones normales dan una envoltura de falla similar a la Gráfica 1.7 (a), donde la curva es virtualmente horizontal ( $\varphi$  es prácticamente cero), y donde intercepta con el eje de los esfuerzos cortantes es el esfuerzo cortante no drenado ó la cohesión aparente, denotada por  $c_u$ . Bajo estas condiciones se observa que la resistencia al corte deriva completamente de la cohesión, la cual se puede obtener por una sola medición, como la hecha en la veleta de corte.

Una prueba de corte rápida sobre una arcilla sobreconsolidada nos da una envoltura ligeramente curvada como la indicada en la Gráfica 1.7 (b).

Los suelos que son intermedios, entre arenas y arcillas, tal como las arcillas arenosa o

limos, generalmente tienen tanto cohesión como fricción interna, sin embargo el valor  $\varphi$  es menor que el obtenido en las arenas con pruebas rápidas no drenadas. La envolvente de falla para este tipo de suelos se muestra en la Gráfica 1.7 (c).



Gráfica 1.7. Envolventes representativas de Coulomb para pruebas de corte rápidas: (a) Arcilla saturada, (b) Arcilla sobreconsolidada, (c) Arcilla arenosa o limo.

## 1.7 RELACIÓN CON LA DISTRIBUCIÓN DE POISSON

En la teoría de probabilidad y estadística, la distribución de Poisson (Simeón-Denis Poisson) es una distribución de probabilidad discreta que expresa, a partir de una frecuencia de ocurrencia media, la probabilidad que ocurra un determinado número de eventos durante cierto periodo de un tiempo o en un área determinada.

La función de masa de la distribución es:

$$f(k, \lambda) = \frac{e^{-\lambda} \lambda^k}{k!} \quad (1.23)$$

Donde:

$k$ : número de ocurrencias del evento o fenómeno (la función nos da la probabilidad de que el evento suceda  $k$  veces).

$\lambda$ : es un parámetro positivo que presenta el número de veces que se espera que ocurra el fenómeno durante un intervalo o área dada.

$e$ : base de los logaritmos naturales ( $e=2,71828\dots$ ).

Tanto el valor esperado como la varianza de una variable aleatoria con distribución de Poisson son iguales a  $\lambda$ .

Esta distribución de probabilidad tiene una amplia gama de usos, una de ellas se puede

utilizar para el modelado de la distribución natural de las fibras en un espécimen. Se asume que las fibras en un volumen compuesto se distribuyen en forma de red por un proceso aleatorio, basado en las siguientes condiciones:

- Las fibras se depositan entre ellas de manera independiente en la masa compuesta.
- Cada fibra tiene la misma probabilidad de quedar en todos los posibles ángulos con respecto a un eje arbitrario (orientación aleatoria).
- Cada fibra tiene la misma probabilidad de existencia en cualquier porción de la masa compuesta.

Con base en lo anterior, es posible deducir que los puntos de intersección de las fibras con un plano que pasa a través de ellas, existe una misma probabilidad de aparición de fibras en cualquier parte del plano. La distribución de Poisson es muy conveniente para realizar esta deducción por varias razones, la más importante es que el número promedio de fibras por unidad de volumen  $N_V$  se puede calcular fácilmente con las variables de interés conocidas e independientes, es decir, la fracción de volumen de las fibras  $\beta_f$ , la longitud  $L$ , y el diámetro  $d$  de las fibras (Maher and Gray 1990). Si esto se prueba experimentalmente, entonces lo siguiente es válido:

- Los puntos de intersección de las fibras con el área de sección transversal del plano siguen el proceso de Poisson.
- El número de fibras promedio encontradas por unidad de área, es igual al promedio teórico  $N_S$ , que se obtiene directamente por el valor conocido  $N_V$ .

Para justificar la distribución de las fibras en un volumen unitario siguiendo la distribución de Poisson, se hizo un estudio utilizando una rejilla cúbica de plexiglás dando muestras con cantidades conocidas de fibra y arena. El número promedio de fibras por unidad fue de 15% a 20% de los valores teóricos predichos. Esto se logró comparando los histogramas de la distribución de fibras por unidad de volumen con los valores teóricos. Las pruebas de bondad de ajuste  $\chi^2$  se usaron para evaluar la comparación entre los histogramas observados y los valores estimados (basado en el procedimiento de Poisson). En todos los casos realizados se alcanzó un nivel de confianza del 90% al 95% (Maher 1988).

### 1.7.1 Relación de $N_V$ con $N_S$

Midiendo la proporción de volumen  $\beta_f$ , la longitud  $L$ , y el diámetro  $d$  de las fibras, se puede calcular  $N_V$  de acuerdo con la siguiente relación:

$$N_V = \frac{4\beta_f}{\pi L d^2} \quad (1.24)$$

Además, el número actual de fibras observadas en el volumen unitario del compuesto,  $R$ , está estadísticamente distribuido y relacionado con  $N_V$  por la siguiente función de distribución de Poisson:

$$P(R) = \frac{N_V^R e^{-N_V}}{R!} \quad (1.25)$$

Donde  $P(R)$  = probabilidad de encontrar exactamente  $R$  fibras por unidad de volumen, conociendo que el promedio de ahí hay  $N_V$  fibras por unidad de volumen. De igual forma el número de fibras intersecando una unidad de área de un plano ( $N_S$ ) depende de  $N_V$ .

Ahora, se considera que una sola fibra está orientada aleatoriamente dentro de una esfera  $A$  (Figura 1.9) y también se considera un plano de referencia, por ejemplo, el plano de falla por corte. Si el centro de gravedad de la fibra está a una distancia  $t$  del plano, la probabilidad de intersección de la fibra con el plano está relacionada con la fracción de área de la superficie de la esfera  $A$  que se corta con el plano (zona  $A'$ ). El área de la superficie de la zona  $A'$  es proporcional a la altura  $h$ . Se puede concluir que:

$$P(\text{plano de corte/dado su centro a una distancia } t \text{ de la fibra}) = \frac{\frac{L}{2} - t}{\frac{L}{2}} \quad (1.26)$$

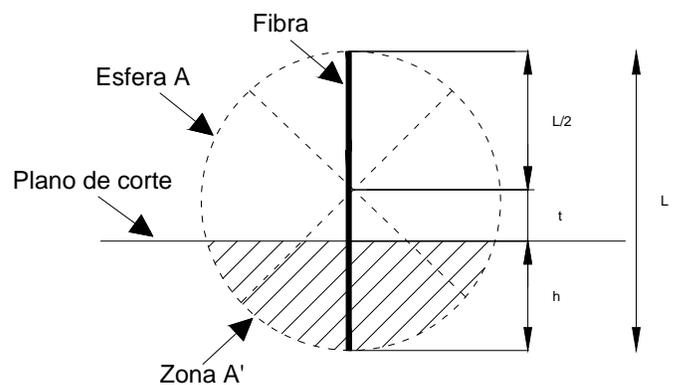


Figura 1.9. Cruce de fibra – plano de corte.

Donde la probabilidad de que interseque si  $t \leq L/2$  es  $P(\text{corte} / t) = 1 - 2t/L$ ; y si  $t > L/2$  la probabilidad  $(\text{corte} / t) = 0$ . Por lo que la distancia  $t$  es uniformemente distribuida para valores entre  $0$  y  $L/2$ .

Considerando un volumen unitario en un lado del plano, el número esperado de

intersecciones con la fibra en el plano del área  $A$  para un área  $A = 1$ , es:

$$\int_0^{L/2} \left(1 - \frac{2t}{L}\right) N_v A dt = N_v \frac{L}{4} \quad (1.27)$$

Si consideramos las fibras en cada lado del plano, el número esperado de fibras en la intersección en el área unitaria es representada por:

$$N_s = 2N_v \frac{L}{4} = N_v \frac{L}{2} = \frac{2\beta_f}{\pi d^2} \quad (1.28)$$

Donde  $N_v$  = número promedio de fibras por unidad de volumen; y  $N_s$  = número promedio de fibras intersecando una unidad de área.

### 1.7.2 Caracterización de las variables de posición de las fibras asociadas con el plano de falla (Plano de falla de Coulomb)

Para caracterizar la posición de las fibras en el suelo compuesto, se considera una fibra aleatoria,  $MP$  (Figura 1.10), cruzando un plano de falla por cortante en una prueba de compresión triaxial, como constantes la longitud  $L$  y el diámetro  $d$ . Definiendo la orientación de la fibra con respecto al plano de corte  $xy$  por los ángulos  $i$  ( $0^\circ < \widehat{SOS'} < 360^\circ$ ) y  $\theta$  ( $0^\circ < \widehat{S'OP} < 180^\circ$ ); y la longitud  $OP$  de la fibra por  $x^*$ , donde el parámetro  $x^*$  representa la longitud más corta de la fibra en cualquier lado del plano de falla (Maher y Gray, 1990). El siguiente paso es asignar a cada variable una función de distribución y, basado en estas funciones de distribución, calcular sus valores esperados.

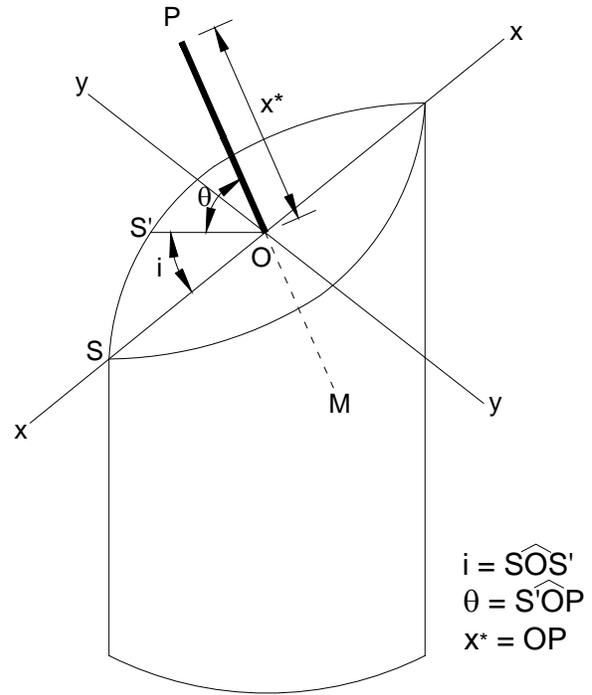


Figura 1.10. Cruce de fibra – plano de falla en prueba de compresión.

- Caracterización estadística de  $x^*$ : el parámetro  $x^*$  es la longitud más pequeña de fibra que sale en caso de deslizamiento en el plano de falla. Tiene una distribución uniforme entre  $0$  y  $L/2$ , por lo tanto la función de probabilidad de densidad de  $x^*$  es:

$$f_{x^*}(x_0^*) = \frac{2}{L} dx^* = P(x_0^* \leq x^* \leq x_0^* + dx^*) \quad (1.29)$$

Con la que se obtiene la función acumulativa:

$$F(x_0^*) = \frac{2}{L} x_0^* = P(x^* \leq x_0^*) \quad (1.30)$$

El valor que nos interesa es el valor esperado de fibras en el plano de falla:

$$E(x^*) = \bar{x}^* = \int_0^{L/2} x^* f_{x^*}(x_0^*) dx^* = \frac{L}{4} \quad (1.31)$$

• Caracterización estadística de  $i$  y  $\theta$ : se asume que las fibras en un cierto volumen tienen la misma probabilidad de estar orientadas en cualquier dirección. Considerando el semiespacio que define la sección activa del plano de falla de la compresión triaxial (Figura 1.10), uno puede discernir que el ángulo  $i$  tiene una distribución uniforme entre  $0$  y  $\pi$ ; y que el ángulo  $\theta$  tiene una distribución uniforme entre  $0$  y  $2\pi$ . Por lo tanto, para ambos ángulos:

$$f_i(i_0) = \frac{1}{\pi} di = P(i_0 \leq i \leq i_0 + di_0) \quad (1.32)$$

$$f_\theta(\theta_0) = \frac{1}{2\pi} d\theta = P(\theta_0 \leq \theta \leq \theta_0 + d\theta_0) \quad (1.33)$$

Obteniendo sus funciones acumulativas:

$$Fi(i_0) = \frac{1}{\pi} i_0 \quad F_\theta(\theta_0) = \frac{1}{2\pi} \theta_0 \quad (1.34) \quad (1.35)$$

Cuyos valores de interés son los valores esperados:

$$E(i) = \bar{i} = \int_0^\pi i f_i(i_0) di = \frac{\pi}{2} \quad (1.36)$$

$$E(\theta) = \bar{\theta} = \int_0^{2\pi} \theta f_\theta(\theta_0) d\theta = \pi \quad (1.37)$$

Inspeccionando los valores esperados de  $i$  y  $\theta$ , uno puede concluir que en promedio, la fibra es perpendicular al plano de falla por corte de la prueba de compresión triaxial. Esta orientación esperada de la fibra aleatoriamente distribuida corrobora las observaciones basadas en pruebas de laboratorio realizadas por Gray y Ohashi (1983), donde las fibras orientadas tanto perpendicular como aleatoriamente en los especímenes, tuvieron un incremento en la resistencia al corte aproximadamente igual al teórico.

## 1.8 MEZCLADO INCLUSIÓN-SUELO

El reforzamiento de un suelo por medio de fibras discretas parte de la teoría que éstas se encuentran distribuidas aleatoriamente en el espécimen para que no se presenten planos de debilidad y así poder absorber la energía aplicada al suelo bajo cualquier condición de carga generando estabilidad en el espécimen. Para lograr lo anterior, la estabilidad de un suelo reforzado por fibras aleatoriamente distribuidas está en función del adecuado proceso de mezclado.

Para cada tipo de suelo, dependiendo de sus propiedades físicas y cantidad de espécimen que se requiera mezclar, el procedimiento en cada mezcla de inclusión-suelo es diferente; y no se cuenta con un protocolo específico a seguir.

### 1.8.1 Mezclado en Laboratorio

Como se mencionó, no existe un protocolo que se siga al pie de la letra para realizar la mezcla de un espécimen de suelo cohesivo con inclusiones fibrosas.

Diferentes autores relacionados han propuesto diversos métodos para el mezclado de suelos cohesivos con inclusión fibrosa. Algunos de ellos son los siguientes.

•Andersland O.B. *et al.* Secaron las fibras de pulpa y las mezclaron con la caolinita igualmente seca en sus respectivas concentraciones. Agregaron agua en cantidades necesarias hasta formar una suspensión acuosa. Esta suspensión se consolidó hasta que la masa formara un cilindro blando, del cual pequeñas muestras podían ser cortadas en tamaños deseados para realizar las pruebas. Una cortadora rotativa de alta velocidad minimizó los problemas con los cortes realizados a la mezcla de suelo-fibra.

•Pradhan P.K. *et al.* Realizaron procedimientos de mezclado para sus pruebas triaxiales, donde las fibras fueron cortadas en longitudes promedio de 15, 20 y 25 mm, las cuales se consideraron para tres diferentes concentraciones en la investigación. El suelo seco se hizo pasar por un tamiz de 2 mm. Las fibras se agregaron a dicho suelo, variando sus porcentajes entre 0 - 1%.

El contenido o concentración de la fibra de refuerzo ( $q$ ) está definida por:  $q = \frac{W_f}{W}$  1.38 donde  $W_f$  es el peso de las fibras, y  $W$  es el peso del suelo seco en horno. El mezclado del suelo con las fibras fue realmente difícil más allá de  $q=1\%$ , dado que se forman grumos, los cuales tienen baja densidad. Por lo que se decidió parar con el 1% de contenido de fibra.

Las muestras del suelo se prepararon mezclando el suelo seco en horno con la cantidad correspondiente de fibra (según el porcentaje por peso del suelo seco en horno). Luego se añadió la cantidad óptima de agua obtenida por la prueba de compactación Proctor estándar y se mezcló nuevamente

hasta que el agua se esparciera en todo el suelo.

El mezclado de suelo-fibra-agua fue hecho sobre una bandeja metálica no porosa para evitar la pérdida de agua. La mezcla del suelo, fibra y agua se realizó manualmente y con suficiente cuidado para que quedara una mezcla homogénea.

La mezcla final fue guardada en bolsas cerradas de polietileno por 24 horas en el cuarto de laboratorio con una temperatura de  $27 \pm 2^\circ\text{C}$  para una mezcla uniforme del suelo con el agua.

•M. Mirzababaei *et al.* Con el fin de preparar una mezcla uniforme de la arcilla con la fibra, se llevaron a cabo varias pruebas. Para la prueba triaxial adoptaron la siguiente propuesta para obtener una mezcla suelo-fibra uniforme.

Primero, la cantidad de fibra requerida, basada en el peso seco del suelo, es pesada y mezclada con agua hasta que todas las fibras parezcan mojadas. Para crear la muestra se esparce sobre las fibras mojadas un 20% del suelo requerido y se mezclan uniformemente hasta que las fibras sean cubiertas por una fina capa de suelo. La mezcla preparada se coloca en horno a una temperatura de  $105^\circ\text{C}$ . Cuando la mezcla esté completamente seca, se aplasta la misma hasta asegurar que tenga forma de polvo. Se le agrega la requerida cantidad de agua para satisfacer que la muestra tenga la humedad predeterminada y al final se mezcla perfectamente con el suelo restante.

### 1.8.2 Mezclado en Campo

El estudio realizado del comportamiento del suelo arcilloso con inclusiones fibrosas tiene alcances relacionados únicamente al laboratorio. Hay que resaltar que los procesos adecuados de mezclado en campo resultan ser ineficaces y costosos. Sin embargo, con fines únicamente informativos, se dará a continuación un posible procedimiento de mezclado en campo sólo para suelos superficiales (terracerías, carpetas, costras superficiales, etc.), dado que para un buen mezclado en el subsuelo es necesario agregar materiales que cambiarían el comportamiento del espécimen en estudio.

Una vez realizadas las pruebas en laboratorio y teniendo proyectada una mezcla, la preparación puede hacerse en el lugar mediante el empleo de máquinas especiales, con el equipo tradicional, o bien, en plantas fijas.

Para tener una mezcla en campo lo más uniforme posible, se recomienda seguir los siguientes procesos (Fernández Loaiza, Carlos):

#### a) Disgregación.

Para disgregar las arcillas se pueden emplear arados de discos o de rastras. El grado de disgregación que se ha considerado necesario es el siguiente:

Malla	% mínimo que debe pasar
1"	100
No. 4	85
No. 10	65

Tabla 1.3. Grados de disgregación  
(J. L. Escario, 1964).

#### b) Mezclado.

De acuerdo al peso seco del suelo, se le agrega la proporción de la inclusión previamente referida en laboratorio. El mezclado se realiza en parte durante el proceso de disgregación, aplicando una tercera parte del refuerzo al suelo, para posteriormente mezclar parcialmente con una motoconformadora, repitiendo lo anterior dos veces sucesivas, empleando en cada vez un tercio del refuerzo total, logrando la homogeneidad.

Si el suelo cohesivo está saturado, la mezcla de éste con la inclusión será extremadamente difícil, por lo que se recomienda utilizar revolvedoras que funcionen como hornos para secar el suelo arcilloso y obtener una mezcla homogénea.

No se deberá realizar la mezcla en situaciones de viento excesivo para evitar pérdidas del material de refuerzo y contaminación en la zona.

c) Adición de agua de compactación.

Esta es una operación delicada, ya que durante el tiempo caluroso puede evaporarse el agua de compactación rápidamente, por lo cual es conveniente que las etapas de construcción posteriores a la adición del agua se lleven a cabo lo más rápidamente posible, e inclusive se puede llegar a requerir que dichas etapas se lleven a cabo durante la noche. La adición de agua en exceso puede resultar en detrimento de la resistencia, por lo que se recomienda utilizar la humedad óptima obtenida por la prueba Proctor. Es necesario regar a las superficies expuestas del suelo antes de colocar una capa y compactarla.

d) Suelo de apoyo de la capa estabilizada.

El suelo sobre el cual se va a colocar la capa estabilizada deberá estar previamente nivelado y compactado. Cuando se juzgue necesario, deberá colocarse una capa de material granular que sirva para cortar la ascensión capilar.

e) Mezclado y extendido del material.

El mezclado del suelo con el agua puede efectuarse con motoconformadora, repitiendo las operaciones todas las veces que se juzgue necesario hasta obtener un material uniforme y homogéneo. Así mismo, la motoconformadora sirve para el extendido del material, debiéndose comprobar en diferentes puntos, la uniformidad en los espesores tendidos.

f) Compactación.

La operación de compactación puede llevarse a cabo en cualquier forma convencional existente.

El rodillo pata de cabra resulta adecuado en el caso de suelos finos y generalmente se ha recomendado lastrarlos para lograr mayor eficiencia. Se recomienda su empleo en la compactación inicial utilizando presiones de contacto de 5 a 9 kg/cm<sup>2</sup> para suelos limosos o finos sin cohesión, de 7

a  $14 \text{ kg/cm}^2$  para suelos con arcilla de plasticidad baja y de  $10$  a  $21 \text{ kg/cm}^2$  para suelos con arcilla de plasticidad alta. Se recomienda asimismo no compactar por capas con espesores superiores a los  $15 \text{ cm}$ .

No obstante, parece recomendable alcanzar, salvo criterios específicos de la obra, densidades del orden del  $95\%$  del Proctor Normal, siendo preferible el uso de compactadores de pata de cabra, con espesores de tongada limitados por la longitud de los dientes. (Carlos Fernández Calvo *et al.*).

A la fecha se han aplicado con éxito y eficiencia algunas máquinas que en forma automática recogen el material acamellonado que generalmente en una sola pasada pulverizan, mezclan en seco con otro material, humedecen, vuelven a mezclar en húmedo y finalmente distribuyen el compuesto. Estas máquinas, en general, son móviles y realizan su trabajo *in situ*, aunque también existen instalaciones fijas que fabrican la mezcla en un punto del cual se recoge en camiones que la trasladan al lugar para su colocación.

El tipo de mezcladoras para concretos asfálticos puede dar buenos resultados cuando se tienen suelos cohesivos.

## 1.9 RESEÑA DE INVESTIGACIONES ANTERIORES

Se tienen registros de estudios realizados hace unas décadas del comportamiento que presenta la interacción del suelo con fibra de refuerzo aleatoriamente distribuidas, en los cuales, principalmente el suelo presenta mejoras mecánicas a diferencia de algunos casos excepcionales.

•(1979) Andersland O.B. y Khattak A.S. Utilizaron fibras de pulpa seca para reforzar un suelo de caolinita saturada. Las fibras de pulpa con diámetro de  $0.02 \text{ mm}$

y longitudes aproximadamente de  $1.6 \text{ mm}$  fueron añadidas en proporciones de  $16\%$  y  $40\%$  del peso de la caolinita seca. Como resultados obtuvieron un incremento en la resistencia pico de la colinita en condiciones de carga no drenada; el ángulo de fricción interna depende del contenido de fibras y del procedimiento de la prueba. Concluyó que la adición de la fibra al espécimen conducía a una resistencia última a la compresión, a una deformación de falla y rigidez mayores.

•(1983) Gray D.H. y Ohashi H. Realizaron pruebas de corte directo a la arena reforzada con diferentes fibras (natural, sintética y metálica). Los diámetros de las fibras utilizadas variaban en el rango de 1 a 2 mm y sus longitudes de 2 a 25 cm; la mayoría de los ensayos se realizaron con una concentración de fibras de 0.25% y 0.5% con respecto a la arena seca. Los resultados mostraron un incremento en la resistencia al corte pico. Existen parámetros en el modelaje del reforzamiento por fibras, que influyen en el incremento de la resistencia al corte es: (1) directamente proporcional a la concentración de fibras en el prototipo, (2) mayor para las fibras inicialmente orientadas a  $60^\circ$  con respecto a la superficie de corte; y (3) aproximadamente la misma para la arena reforzada en un estado suelto y denso.

•(1986) Gray D.H. y Al-Refeai T. Realizaron pruebas triaxiales a un espécimen de arena seca reforzada con láminas de fibra orientadas y continuas para comparar su respuesta esfuerzo-deformación con un espécimen de arena reforzada con fibras discretas y aleatoriamente distribuidas. Ellos demostraron que para ambas configuraciones se presentaba un incremento en la resistencia al cortante pico, en la deformación axial a la falla y en la mayoría de los casos una reducción limitada en la resistencia al corte residual asociada con el incremento del refuerzo. El incremento de resistencia fue generalmente proporcional a la cantidad de refuerzo. Las muestras reforzadas por fibras aleatoriamente distribuidas fallaron a lo largo de un plano de corte clásico, mientras que las reforzadas por fibras laminadas fallaron por pandeo entre sus capas.

•(1990) Maher M.H. y Gray D.H. Realizaron pruebas de compresión triaxial para determinar la respuesta esfuerzo-deformación de arenas reforzadas con fibras discretas aleatoriamente distribuidas y para observar la influencia que éstas tienen en el comportamiento del suelo. Resultado fue el incremento significativo en la resistencia última y la rigidez de las arenas, la cual está en función de la granulometría de la arena (graduación, tamaño y forma de las partículas) y las propiedades de la fibra (relación de aspecto  $L/d$ , peso y módulo de elasticidad). El compuesto arena-fibra tiene un

comportamiento de falla lineal o bilineal, dependiendo de la rotura ocurrida en el umbral del esfuerzo de confinamiento llamado "esfuerzo de confinamiento crítico". La magnitud del esfuerzo de confinamiento disminuye con un incremento en la graduación de la arena, con partículas angulosas y con la relación de aspecto de las fibras, e incrementa con el incremento del módulo de elasticidad de la fibra. El esfuerzo de confinamiento crítico es indiferente con el tamaño de las partículas de arena y con el contenido de fibras.

- (1998) Consoli N.C. *et al.* Evaluaron pruebas de compresión triaxial en un suelo arenoso con fibras aleatoriamente distribuidas e inclusiones de cemento. La longitud de la fibra fue de 12.8 mm, con contenidos de 0 y 3% por peso seco de la mezcla suelo-concreto. Los resultados indican que la adición de cemento al suelo incrementa la rigidez, la fragilidad y el esfuerzo pico; mientras que el reforzamiento por las fibras incrementaron el esfuerzo triaxial y pico, disminuyeron la rigidez y cambiaron el comportamiento frágil del suelo a uno más dúctil. El esfuerzo triaxial pico incremento cuando el suelo reforzado con fibras no presenta cementante, sin embargo, el incremento en el esfuerzo residual es más eficaz cuando la fibra es agregada al suelo cementado. El ángulo de fricción se incrementó de 35° a 46° como resultado de la inclusión de la fibra.

- (1999) Wang Y. Utilizó residuos de alfombras como fibra reforzadora en suelos y en concreto. Llegó a la conclusión que cualquier alfombra es adecuada para el mejoramiento del suelo, sin embargo para el concreto únicamente alfombras de nylon y polipropileno. Demostró que su utilización para suelo reforzado incrementa la resistencia a la compresión triaxial y la ductilidad del mismo.

- (2003) Consoli N.C., Casagrande M.D.T. *et al.* Estudiaron el comportamiento carga-asentamiento y esfuerzo-deformación en una prueba de dos placas de acero aplicando carga a un suelo arenoso compactado y reforzado por medio de fibras de polipropileno aleatoriamente distribuidas, de igual forma para un suelo sin reforzamiento. Los resultados mostraron un cambio dramático en el comportamiento

esfuerzo-deformación para grandes deformaciones. La resistencia aumentó continuamente y en rango constante, independientemente de la presión de confinamiento aplicada, no alcanzando un límite superior asintótico, aún con una deformación axial del 25%. El suelo-fibra presentó una rigidez notablemente mayor que el estrato de arena sin reforzamiento.

- (2006) Fernández Calvo C. Presentó en su estudio dos tipos de suelo cohesivos (marga expansiva y arcilla limosa) reforzados con fibra sintética. Se observó que la mejora de las propiedades geotécnicas por incorporación de fibras textiles sintéticas en los ensayos efectuados, es tanto mayor cuanto peor sea el suelo, es decir, tuvo un mejor desempeño para la marga expansiva que para la arcilla limosa; y cuanto más largas sean las fibras utilizadas igualmente presenta un mejor desempeño.

- (2008) Al-Akhras N.M. *et al.* Investigaron el efecto de dos tipos de fibras (Palmira y nylon) en las propiedades de expansión del suelo arcilloso. Ambas fibras con cuatro diferentes relaciones de aspecto  $L/d$  (25, 50, 75 y 100) y cinco diferentes cantidades de fibra (1%, 2%, 4% y 5%) fueron mezcladas con tres tipos de suelo expansivo con diferentes propiedades físicas. Los resultados del estudio demuestran que ambos tipos de fibra disminuyeron significativamente la presión y el potencial de expansión de los suelos arcillosos. También se notó que para una misma cantidad de fibras, la fibra de Palmira tuvo un efecto mayor que la de nylon en la disminución de la presión de expansión; de la misma manera tuvo mejor efecto en la reducción de presión de expansión la relación de aspecto más baja para ambos tipos de fibra.

- (2009) Mirzababaei M. *et al.* Su trabajo se concentra en la manera en que las fibras afectan las propiedades del suelo reforzado sin drenar. Se usan cuatro diferentes fibras de sobras de alfombra (las más populares en el Reino Unido) con una longitud de 76 mm y diámetro de 38 mm, en concentraciones del 1%, 5% y 10% por masa de suelo sueco. Se preparó una arcilla con un índice de plasticidad relativamente bajo. La eficiencia del mezclado de las fibras de sobras de alfombra con el suelo cohesivo es de importancia

crítica a lo largo de la metodología para preparar muestras estándar uniformes para propósitos de investigación. Se realizaron compresiones triaxiales (*UU*), obteniendo como resultados para la concentración del 1% aumentó su tensión desviadora pico un 10% que el suelo sin refuerzo, sin embargo para las concentraciones de 5% y 10% disminuyó su tensión desviadora pico un 17.6% y 25.4% respectivamente, lo que demuestra que a cierta cantidad de contenido de fibra tiene un efecto adverso en su aumento de resistencia. Todas las concentraciones de fibra mostraron un comportamiento esfuerzo-deformación perfectamente plástico.

- (2011) Maheshwari K.V. *et al.* Realizaron a un suelo arcilloso altamente compresible reforzado con fibras de poliéster aleatoriamente distribuidas pruebas triaxiales y de consolidación a escala pequeña, al igual que en grandes muestras esforzadas por modelos de zapatas cuadradas del laboratorio, con el fin de comparar los resultados con aquellos obtenidos de un suelo sin refuerzo. Se mezclaron fibras de 12 mm de longitud con la arcilla en proporciones de 0 al 1%. Se registraron los resultados de la curva carga-asentamiento a diferentes profundidades para diferentes tamaños de zapatas cuadradas. Los resultados indicaron que el reforzamiento del suelo arcilloso altamente compresible causa un incremento en la última capacidad de carga y una disminución en los asentamientos en la última carga.

- (2011) Olivier Plé y T.N.H. Lê. Para dar solución a los cuarteamientos que existen por las tensiones que provocan los asentamientos diferenciales en los rellenos sanitarios al utilizar la arcilla como capa esencial para la seguridad del sitio propusieron el reforzamiento de la arcilla por medio de fibras de polipropileno. Realizaron pruebas de compresión y tensión para la arcilla reforzada y no reforzada, dando como resultado que en la compresión el material compuesto se volvía cada vez más rígido con el incremento de fibras; por el contrario, en la tensión se observó que hubo un mejoramiento en la ductilidad del material compuesto, el cual puede mitigar el cuarteamiento.

- (2012) Pradhan P.K. *et al.* Utilizaron como inclusión

fibras de polipropileno aleatoriamente distribuidas para observar su efecto en las características de resistencia de un suelo cohesivo reforzado. Las fibras de polipropileno tenían tres relaciones de aspecto ( $L/d = 75, 100$  y  $125$ ) en una concentración de 0 al 1% del peso de suelo seco. Los resultados de las pruebas revelaron que la inclusión en de fibra de polipropileno aleatoriamente distribuida en el suelo incrementó la resistencia al corte pico y residual. El contenido de fibra para alcanzar los máximos esfuerzos se encontraban en el rango de 0.4% - 0.8% del peso del suelo seco para una relación de aspecto de 100.

# 2.

## MODELO TEÓRICO

Si nos basamos en los estudios realizados anteriormente, nos damos una idea de los resultados a los que se llegará en este estudio. Sin embargo, es necesario conocer las propiedades índice de los elementos que estamos manejando, el procedimiento, la cantidad de humedad y tipo de fibra utilizada para la creación de las probetas, el tipo de pruebas que se le realizaron y el manejo de ellas para poder dar una mejor interpretación a los resultados obtenidos.

Dicho lo anterior, en este capítulo se abordarán las características y varios aspectos considerados en modelo utilizado para la realización de las pruebas.

### 2.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Para este estudio se utilizaron dos materiales: fibras de polietileno tereftalato (PET) como elemento de refuerzo y suelo fino. La descripción de cada material se detalla en los puntos siguientes.

#### 2.1.1 Suelo

El suelo utilizado para este estudio se obtuvo de dos muestras proporcionadas por el Instituto de Ingeniería, correspondientes a un suelo ubicado en la zona de Texcoco a una profundidad de 4 y 6 metros aproximadamente.

Las muestras fueron clasificadas previamente en campo como suelo granular fino.

Dichas muestras fueron puestas en el horno para después disgregarlas y tamizarlas únicamente por la malla #60 con el fin de quitar gravas y sales que se crearon por su prolongado tiempo de almacenaje; finalmente se mezclaron ambas muestras obteniendo un suelo homogéneo con las siguientes propiedades:

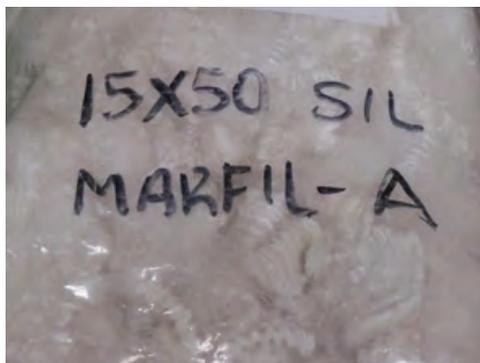
- Tamaño de partículas:  $\leq 250 \mu\text{m}$
- Límites de Atterberg.
  - Límite líquido ( $LL$ ): 89.7%
  - Límite plástico ( $PL$ ): 55.2%
  - Índice plástico ( $PI$ ): 34.5%
- Densidad de Sólidos ( $G_s$ ):  $2.53 \text{ g/cm}^3$
- Densidad seca óptima ( $G_d$ ):  $1.22 \text{ g/cm}^3$
- Contenido de humedad óptimo ( $w$ ): 37.3%
- Cohesión ( $c_u$ ):  $0.173 \text{ kg/cm}^2$
- Angulo de fricción interno ( $\phi$ ):  $33^\circ$

### 2.1.2 Elemento de refuerzo

Se utilizaron fibras de polietileno tereftalato como elemento de refuerzo (Figura 2.1). Las fibras fueron proporcionadas por la empresa Tecnología de Reciclaje S.A. de C.V., dichas fibras cuentan con las siguientes características:

Tabla 2.1. Características de Fibra PET.

Tipo de fibra	Color	Longitud	Diámetro	Punto de fusión	Resistencia química
15x50 SIL	Marfil	50 mm	$15 \mu\text{m}$	$255^\circ\text{C}$	Excelente en condiciones alcalinas



Por lo que la relación de aspecto de las fibras es  $l/d=3333.\bar{3}$ .

Figura 2.1

## 2.2 DATOS GENERALES DEL MODELO

Se realizaron pruebas triaxiales  $UU$  (no consolidada, no drenada) con probetas remoldeadas reforzadas para analizar el comportamiento del suelo en una profundidad equivalente a 2.5, 5.0 y 7.5 metros de profundidad con diferentes cantidades gravimétricas de fibra PET.

La cantidad gravimétrica de fibra ( $X_w$ ), se define comúnmente como:

$$X_w = W_f / W_s \quad (2.1)$$

Donde:

$W_f$ : peso de las fibras.  
 $W_s$ : peso del suelo seco.

Los cantidad de fibra con respecto al peso fue elegida teniendo como base que en pruebas similares la mejora del suelo se obtuvo dentro del rango 0.1% - 1.0%. Además para cantidades mayores al 1.0% el mezclado del suelo con la inclusión de fibras discretas se vuelve bastante complicado.

Los porcentajes de fibra elegidos son:  
 $X_w = 0.0\%, 0.1\%, 0.3\%, 0.6\%$  y  $1.0\%$ .

La relación altura/diámetro de la probeta remoldada reforzada es  $h/d \approx 2.56$ , la cual está dentro del rango que solicita la norma ASTM. Siendo su diámetro de 3.53 cm y su

altura de 9.03 cm. Un total de 30 probetas fueron constituidas.

Para la elaboración de las probetas se utilizó un pisón con un peso de 206.7 gramos y una altura de caída de 26 cm. Las probetas fueron realizadas con 9 capas de suelo, a las cuales se les aplicó 25 golpes a cada una de tal forma que los golpes abarcaran toda el área transversal del espécimen.

Por lo anterior dicho, utilizando la ecuación 1.22, la energía específica con la que se crearon las probetas es de:

$$E_e = \frac{(25)(9)(0.2067\text{kg})(26\text{cm})}{88.375\text{cm}^3} = 13.68 \text{ kg} \cdot \text{cm}/\text{cm}^3$$

Se decidió que la densidad de las probetas formadas fuera aproximada a la máxima (con fines de sencillez), es decir, que fueran remoldeadas con un contenido de humedad del 37%.

Para observar el comportamiento del suelo remoldeado reforzado y sin reforzamiento se aplicaron en las pruebas triaxiales  $UU$  diferentes presiones de confinamiento para simular los esfuerzos horizontales que tendrá el suelo en sus diferentes profundidades consideradas, como se muestra en la siguiente tabla:

Profundidad [m]	$\sigma_v$ [kPa]	$\sigma_h$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
0	0	0
2.5	61.85	0.63
5	123.70	1.26
7.5	185.56	1.89

Tabla 2.2. Presiones de confinamiento.

Los resultados obtenidos en la tabla anterior se obtuvieron con el valor de la gravedad con la que cuenta la Ciudad de México, Distrito Federal, cuyo valor de la aceleración es de  $9.779 \text{ m/s}^2$ .

## 2.3 PROCEDIMIENTO DE LAS PRUEBAS

### 2.3.1 Disgregación y tamizado

Debido a que la disgregación de un suelo fino hecha manualmente se vuelve complicada para un tamaño de partícula menor a  $250 \mu\text{m}$ , se decidió que el suelo utilizado debería pasar únicamente la malla #60 con el fin de obtener un suelo homogeneizado para la creación posterior de las probetas remoldadas.

Para empezar con el disgregado del suelo, éste debe de estar seco y solamente con la humedad ambiental, con el fin de facilitar la disgregación y evitar el levantamiento de polvo al manejar el suelo. Con ayuda de un mortero no poroso se empieza a disgregar el suelo y se vierte sobre la malla #60, generando



Figura 2.2

pequeñas vibraciones sobre la malla para que exista un mejor tamizado (Figura 2.2). Este proceso se repite generalmente de 4 a 5 veces hasta que pasa en su totalidad el suelo.

Cuando existen fibras discretas de PET en el suelo que se quiere disgregar, se sigue el mismo procedimiento mencionado y se retira de ser posible manualmente las inclusiones de fibra de PET. De la misma forma se puede aplicar un viento muy suave en la mezcla del suelo disgregado con fibras para que estas últimas se separen del suelo. (Figura 2.3)

Existirá una muy pequeña filtración de fibras en el suelo tamizado.



Figura 2.3

### 2.3.2 Determinación del límite líquido

Como se mencionó anteriormente, el límite líquido (*LL*) es el contenido de humedad en donde el suelo pasa de un estado líquido a un estado plástico expresado en porcentaje.

El procedimiento para obtener dicho contenido de humedad es el siguiente:

1) En un plato de evaporación de vidrio no poroso se ponen aproximadamente 160 gramos del suelo que pasó por la malla #60. Con ayuda de una espátula se mezcla el suelo con agua destilada hasta que quede totalmente saturado y homogéneo. Se deja curar el suelo para que entre las fases líquida y sólida exista homogeneidad. (Figura 2.4)

2) Se ubica la copa de Casagrande sobre una base firme. Con la espátula se coloca dentro de la copa una porción de la muestra. La masa de suelo se coloca centrándola en el punto de apoyo de máximo espesor. El material excedente se reincorpora al plato de evaporación.

3) Se divide la masa de suelo con el acanalador de Casagrande cuidadosamente a lo largo del diámetro que pasa por el eje de simetría de la copa, de modo que se forma una ranura clara y bien delineada. Se pasa el acanalador, manteniéndolo perpendicular a la superficie interior de la copa; en ningún caso debe existir desprendimiento de la pasta del fondo de la copa; si ello ocurre, reitre todo el material y reinicie el procedimiento. (Figura 2.5)

4) Se gira la manivela levantando y dejando caer la copa con una frecuencia de dos golpes por segundo hasta que las paredes de la ranura entren en contacto con el fondo del surco a lo largo de un tramo de 10 mm; si el cierre de la ranura fue irregular se descarta el resultado.

5) Se registra el número de golpes obteniendo así (*N*).

6) Se retira aproximadamente 10 gramos del material que se junta en el fondo del surco; colocándolo en una cápsula de secado y se determina su humedad (*w*).



Figura 2.4 (arriba) y Figura 2.5 (abajo)

7) Se transfiere el material que quedó en la copa al plato de evaporación; se lava y se seca la copa y el acanalador de Casagrande.

8) Se continúa batiendo con la espátula la pasta de suelo que quedó en el plato de evaporación para obtener un secado homogéneo. Se repiten las operaciones precedentes desde que se cierra la ranura con 20 golpes en adelante para dar origen a un nuevo punto.

9) El ensaye requiere de al menos cinco puntos para el trazado de la curva de fluidez.

10) En una gráfica semilogarítmica, con la humedad ( $w$ ) como ordenada en escala aritmética y el número de golpes ( $N$ ) como abscisa en escala logarítmica, se dibujan los puntos correspondientes a los resultados obtenidos.

11) Se traza una línea recta (curva de fluidez) que pase tan aproximadamente como sea posible por los puntos. Y se obtiene el límite líquido ( $LL$ ) como la humedad correspondiente con la intersección de la curva de fluidez con la abscisa de 25 golpes, aproximando a un decimal.

### 2.3.3 Determinación del límite plástico

El límite plástico corresponde a la humedad necesaria para que bastones cilíndricos de suelo de 3 mm de diámetro se disgreguen en trozos de 0.5 a 1 cm de largo y no puedan ser reamasados ni reconstituidos.

El procedimiento para obtener dicho contenido de humedad es el siguiente:

1) Se coloca sobre el plato de evaporación de vidrio no poroso aproximadamente 40 gramos del suelo utilizado para la obtención del límite líquido.

2) Se reduce la humedad si es necesario mediante revoltura con la espátula, hasta que la pasta se vuelva suficientemente plástica para moldearla como una esfera.

3) Se toma una porción de la muestra de ensaye acondicionada de aproximadamente  $1 \text{ cm}^3$ , amasando la muestra entre las manos; luego se hace rodar sobre el plato de evaporación, ejerciendo una leve presión con la palma de la mano hasta conformar un cilindro. Cuando el cilindro alcance un diámetro aproximadamente de 3 mm, doble, amase, nuevamente y vuelva a conformar el cilindro. (Figura 2.6)



Figura 2.6

4) Se repite la operación manteniendo la velocidad y la presión de amasado, hasta que el cilindro se disgregue al llegar a un diámetro de aproximadamente 3 mm, en trozos de orden de 0.5 a 1 cm de largo y no pueda ser reamasado ni reconstituido.

5) Se reúnen las fracciones del cilindro disgregado y se colocan en una cápsula de secado, previamente tarada. Se determina y se registra el contenido de humedad ( $w$ ) aproximando a un decimal.

6) Repita las anteriores etapas con dos porciones más de la muestra de ensaye.

7) Finalmente se calcula el límite plástico ( $PL$ ) como el promedio de las tres determinaciones efectuadas sobre la muestra de ensaye, aproximando a un decimal. Las determinaciones no deben diferir entre sí en más de dos puntos; se deben considerar dudosos los resultados si difieren en más del 10%; cuando no se cumpla esta condición, repita todo el ensaye.

### 2.3.4 Determinación de la densidad de sólidos

La densidad de sólidos ( $G_s$ ) es una propiedad índice que interviene en la mayor parte de los cálculos relacionados con la mecánica de suelos. Generalmente la densidad de sólidos de un suelo varía de 2.40 a 2.80 g/cm<sup>3</sup>, aunque existen excepciones donde el suelo que presenta materia orgánica generalmente su densidad es menor de 2.40 g/cm<sup>3</sup>.

Una de las aplicaciones más comunes de la densidad, es la obtención del volumen de sólidos. Para la determinación de la densidad de un suelo fino se realizaron los siguientes pasos:

1) Se selecciona una parte del suelo fino utilizado (entre 50 y 100 gramos), los cuales se deberán dejar en una cápsula llena de agua destilada por 24 horas para que se saturen completamente.

2) A las 24 horas se vierte el contenido de la cápsula (suelo con agua destilada) a un matraz aforado con cuello estrecho, empleando para esto un embudo. Si quedan partículas en el embudo, se limpia éste con agua destilada.

3) Se extrae el aire atrapado en el suelo, empleando una bomba de vacíos. Para ayudar a la extracción del aire, se agita ligeramente el matraz. Este procedimiento se realiza mientras el matraz se coloca en baño maría. (Figura 2.7)

4) Se retira el matraz de la bomba de vacíos y del baño maría una vez que deje de "ebullir" el agua dentro del matraz.

5) Se completa la capacidad del matraz con agua destilada hasta la marca de aforo, de tal manera que la parte inferior del menisco coincida con la marca de aforo. Se secan los residuos de agua que queden en el cuello del matraz. Se deja reposar 24 horas.

6) Se toma el peso del matraz (matraz + agua + suelo) con mínimo un decimal.

7) Se toma la temperatura de la suspensión, para con ella entrar a la curva de calibración del matraz y obtener el peso del matraz + agua hasta la marca de aforo. Así obteniendo el volumen de agua que cabría dentro del matraz.

8) El contenido dentro del matraz (sin dejar residuos de suelo) se vacía a una charola previamente tarada para meterla a un horno con 105°C de temperatura, dejando la charola dentro del horno por 24 horas, hasta que se evapore completamente el agua. (Figura 2.8)

9) Se toma el peso de la charola con el suelo, con mínimo un decimal.

10) Se obtiene el peso de los sólidos y el volumen de sólidos para finalmente obtener la densidad de sólidos ( $G_s$ ).

11) Todos los pasos anteriores se realizan de nuevo con otra selección de suelo. Se obtiene la media de ambas densidades de sólidos.



Figura 2.7 (arriba) y Figura 2.8 (abajo)

### 2.3.5 Elaboración de especímenes remoldeados

*Caso A.* Para la elaboración de especímenes sin reforzamiento fibroso se prosiguió de la siguiente manera:

1) Se obtiene el suelo ya disgregado y tamizado por la malla #60.

2) Dicho suelo se mete al horno sobre una charola de acero inoxidable hasta que esté completamente seco.

3) Se saca la charola con el suelo del horno y se introduce al desecador hasta que se enfríe (no se hacen mediciones de peso debido que con el calor de la muestra existe cavitación, produciendo un error en las mediciones) para evitar que el suelo tenga una mayor absorción de humedad ambiental.

4) Sobre otra charola metálica, ya a temperatura ambiente, se pesan 130 gramos del suelo seco. Luego se añaden 55 gramos de agua (se requiere 48.1 gramos de agua para obtener la humedad óptima, pero como existirá evaporización se le agrega un poco más).

5) Se mezcla manualmente con la espátula mediana la muestra evitando la creación de grumos hasta que exista homogenización.

6) Existirá una evaporización del agua, por lo que se vuelve a pesar la muestra. Si es necesario se agrega el agua faltante para alcanzar 178.1 gramos, si el peso es mayor a los 178.1 gramos se sigue mezclando la muestra hasta alcanzar dicho peso.

7) Se tapa la bandeja metálica con una franela húmeda para evitar la pérdida de humedad de la mezcla.

8) En 10 cápsulas de vidrio (la décima sirve de repuesto) se agregan 17.3 gramos de la mezcla a cada una, tapando con otra franela húmeda las cápsulas con muestra para evitar pérdida de humedad.

9) Se arma el equipo de compactación. En la base interna se pone un acetato de forma circular con diámetro igual

al interno del molde, de la misma forma que se cubre con acetato la pared interna del molde para evitar succión del agua del espécimen al momento de sacarlo del molde (se toman las medidas internas del molde con acetato para el volumen total de la probeta). Para evitar deformaciones en el molde, se ajusta con un anillo sin fin, al igual que con otro anillo se mantiene la unión entre el molde y su cresta.

10) Una vez armado el molde para la creación de probetas, se vierte al mismo los 17.3 gramos de la mezcla de la cápsula de vidrio, creando la primera capa del espécimen. Posteriormente se le aplica energía al suelo con 25 caídas con el pisón en diferentes puntos siguiendo la secuencia:

D(abajo)-U(arriba)-R(derecha)-L(izquierda)-DR-UL-DL-

UR-D-DL-L-UL-U-UR-R-DR-D-DL-L-UL-U-UR-R-DR-D.

Se repite lo mismo para las 8 capas restantes.

11) Con cuidado se quita la cresta del equipo de compactación para evitar la succión y agrietamiento del espécimen. Se retira el suelo sobrante del molde con la espátula chica raspando de en medio del molde hacia afuera.

12) Se retira la base y paredes metálicas del molde al igual que la base y pared de acetato, obteniendo la probeta desnuda.

13) Con un manejo cuidadoso se toma el peso de la probeta desnuda con el fin de obtener el contenido de humedad (hacerlo lo más rápido posible para evitar pérdidas en el contenido de humedad del mismo).

14) La probeta formada se mete en una bolsa de plástico, envolviendo la probeta con la misma bolsa tratando que no quede aire dentro de la bolsa. Se marca con plumón indeleble la bolsa dependiendo la probeta formada para evitar confusiones. Finalmente se envuelve con una franela húmeda, se coloca dentro de una charola de acero inoxidable y se deja reposando 24 horas dentro del cuarto de humedad para que no pierda humedad y haya una mejor homogenización (suelo-agua) de la probeta.

*Caso B.* Para especímenes con reforzamiento de fibras aleatoriamente distribuidas se prosiguió de la siguiente manera:



Figura 2.9



Figura 2.10



Figura 2.11



Figura 2.12



Figura 2.13

- 1) Se obtiene el suelo ya disgregado y tamizado por la malla #60.
- 2) Dicho suelo se mete al horno sobre una charola de acero inoxidable hasta que esté completamente seco.
- 3) Se saca la charola con el suelo del horno y se introduce al desecador hasta que se enfríe (no se hacen mediciones de peso debido que con el calor de la muestra existe cavitación, produciendo un error en las mediciones) evitando que el suelo tenga absorción de humedad ambiental.
- 4) Se pesa el porcentaje específico de fibra con respecto al peso del suelo seco (0.1%, 0.3%, 0.7%, 1.0%) y se coloca sobre la charola metálica. (Figura 2.9)
- 5) Una vez que la fibra esté en la charola, se pesan 130 gramos del suelo seco (a temperatura ambiente). Luego se añaden 60 gramos de agua (se requiere 48.1 gramos de agua para obtener la humedad óptima, pero como el mezclado tardará más tiempo que sin fibras existirá más evaporización se le agrega más agua). (Figura 2.10)
- 6) Se mezcla manualmente con la espátula mediana la muestra, ayudándose con la espátula chica, evitando la creación de grumos hasta que exista homogenización. (Figura 2.11)
- 7) Existirá una evaporización del agua, por lo que se vuelve a pesar la muestra. Si es necesario se agrega el agua faltante para alcanzar 178.1 gramos, si el peso es mayor a los 178.1 gramos se sigue mezclando la muestra hasta alcanzar dicho peso.
- 8) Se tapa la bandeja metálica con una franela húmeda para evitar la pérdida de agua de la mezcla.
- 9) En 10 cápsulas de vidrio (la décima sirve de repuesto) se agregan 17.3 gramos de la mezcla a cada una (Figura 2.12), tapando con otra franela húmeda las cápsulas con muestra para evitar pérdida de humedad. (Figura 2.13)

10) Se arma el equipo de compactación. En la base interna se pone un acetato de forma circular con diámetro igual al interno del molde, de la misma forma se cubre con acetato la pared interna del molde para evitar succión del agua del espécimen al momento de sacarlo del molde (se toman las medidas internas del molde con acetato para el volumen total de la probeta). Para evitar deformaciones en el molde, se ajusta con un anillo sin fin, al igual que con otro anillo se mantiene la unión entre el molde y su cresta.

11) Una vez armado el molde para la creación de probetas, se vierte al mismo los 17.3 gramos de la mezcla de la cápsula de vidrio, creando la primera capa del espécimen (Figura 2.14). Posteriormente se le aplica energía al suelo con 25 caídas con el pisón en diferentes puntos siguiendo la secuencia:

D(abajo)-U(arriba)-R(derecha)-L(izquierda)-DR-UL-DL-

UR-D-DL-L-UL-U-UR-R-DR-D-DL-L-UL-U-UR-R-DR-D.

Se repite lo mismo para las 8 capas de 17.3 gramos restantes. (Figura 2.15)

12) Con cuidado se quita la cresta del equipo de compactación para evitar la succión y agrietamiento del espécimen (Figura 2.16). Se retira el suelo sobrante del molde con la espátula chica, raspando de en medio del molde hacia afuera (quedarán parte de las fibras libres después del raspado, no las retire). (Figura 2.17)

13) Se retira la base y paredes metálicas del molde, al igual que la base y pared de acetato, obteniendo la probeta desnuda.

14) Con un manejo cuidadoso se toma el peso de la probeta desnuda con el fin de obtener el contenido de humedad (hacerlo lo más rápido posible para evitar pérdidas en el contenido de humedad del mismo).

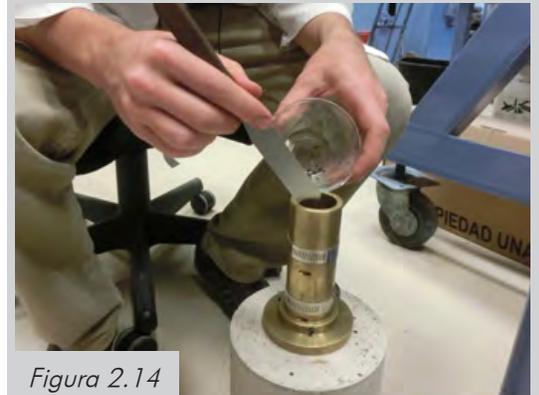


Figura 2.14

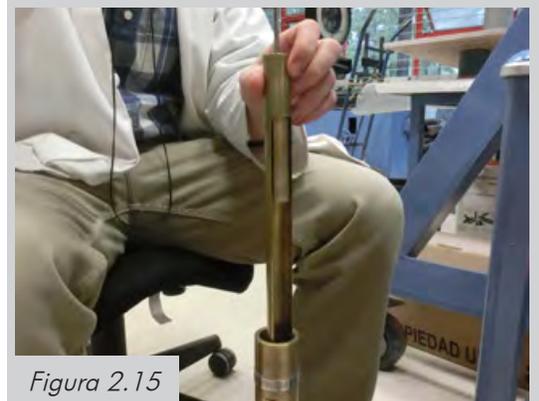


Figura 2.15



Figura 2.16



Figura 2.17



Figura 2.18



Figura 2.19



Figura 2.20

15) La probeta formada se mete en una bolsa de plástico, envolviendo la probeta con la misma bolsa tratando que no quede aire dentro de la bolsa (Figura 2.18). Se marca con plumón indeleble la bolsa dependiendo la probeta formada para evitar confusiones. Finalmente se envuelve con una franela húmeda (Figura 2.19), se coloca dentro de una charola de acero inoxidable y se deja reposando 24 horas dentro del cuarto de humedad para que no pierda humedad y haya una mejor homogenización (suelo-agua) de la probeta. (Figura 2.20)

### 2.3.6 Prueba de compactación

El objetivo de la prueba de compactación es conocer el peso específico seco óptimo de un suelo junto con su humedad óptima. Es decir, a la humedad óptima se le conoce como el contenido de humedad que debe de tener un suelo para que éste se encuentre en las condiciones más densas posibles.

Para ello es necesario elaborar especímenes remoldeados con la misma energía específica de  $13.68 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$ , pero

con contenido de humedad variable. Para este caso, la elaboración de especímenes (punto 2.3.5 *Caso A*) es casi igual a la mencionada, con la diferencia de la variación del contenido de humedad y que a partir del paso 14) del *Caso A* prosigue con los siguientes pasos:

- 1) Una vez que se tomó el peso de la probeta, ésta se mete al horno de 105°C de temperatura y se deja dentro por 24 horas.
- 2) Se saca la probeta del horno y se mete al desecador aproximadamente por 2 horas con el fin de evitar errores en la medición del peso por el fenómeno de cavitación.
- 3) Se toma el peso seco de la probeta para obtener el contenido de humedad real y la densidad seca del suelo.
- 4) En una gráfica donde el contenido de humedad ( $w$ ) se encuentre en el eje de las abscisas y la densidad seca del suelo ( $G_d$ ) como ordenada, se traza una curva uniendo los puntos obtenidos hasta obtener un punto máximo en la curva. En ese punto máximo se tendrá la humedad óptima y la densidad seca óptima del suelo.

Para la prueba de compactación con el suelo fino manejado en este estudio, se realizaron 11 probetas con diferentes contenidos de humedad dentro de un rango del 10% al 45% para obtener el contenido de humedad óptimo.

### 2.3.7 Montaje en cámara triaxial

Antes de realizar el montaje de la probeta, se verifica que la cámara triaxial se encuentre en óptimas condiciones, es decir, hay que:

- Observar que las superficies internas de la cámara se encuentren limpias para evitar malas lecturas y contaminación del agua que ejercerá presión sobre la probeta.
- Rellenar con grasa de silicón todas las fisuras y orificios donde pueda existir fuga del agua y así obtener un buen sellado de la cámara.
- Comprobar que los transistores estén en debido funcionamiento, así como todos los dispositivos debidamente conectados.
- Tener todo el material necesario para realizar el montaje (membrana, molde partido, o-rings, silicón, grasa de silicón, agua desalada, franela y pinzas).

Una vez que se tenga todo listo para el montaje se siguen los pasos a continuación:

1) Se arma el molde partido utilizando un anillo sin fin para evitar su deformación.

2) Se les unta a los O-ring silicón líquido con el fin de disminuir su fricción y tener un mejor manejo de ellos; se colocan los O-ring por la parte externa del molde partido, 2 en cada extremo.

3) Se coloca la membrana por la parte interna del molde partido, haciendo un dobléz en cada extremo para que se mantenga fija la membrana y a la vez crear un sellado. (Procure hacer éste paso en una superficie blanda para evitar que se rompa la membrana).

4) Se conecta el molde partido con el vacío para que la membrana se pegue a las paredes del molde. Creando vacío entre el molde y la membrana, éste mismo se coloca cuidadosamente alrededor del pedestal de la cámara para evitar fisuras en la membrana. Teniendo todo listo para recibir la probeta de suelo.

5) Se saca la probeta del cuarto de humedad para tomar el peso de la probeta sin sacarla de su plástico envolvente con el fin de obtener su humedad inicial (antes de la prueba triaxial).

6) Se coloca dentro del molde partido (por la parte inferior del molde) la probeta desnuda (el plástico envolvente se retira y se mantiene dentro de una franela húmeda) con las debidas precauciones para que no exista alguna deformación en ella. Con el pistón de la cámara se le aplicará un poco de presión para que exista contacto con la probeta desnuda.



Figura 2.21



Figura 2.22



Figura 2.23

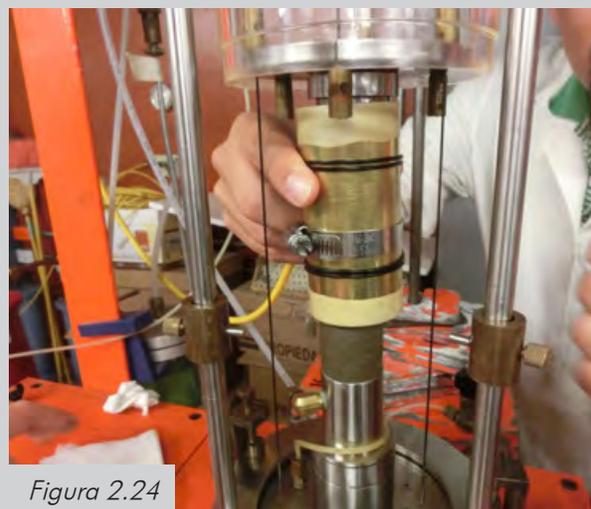


Figura 2.24

7) Se centra el molde partido con la probeta y se le retira el vacío para que la membrana actúe como envolvente de la probeta y así evitar cualquier ganancia o pérdida de humedad.

8) Los O-ring que se encuentran en el molde partido se removerán 2 a cada extremo de la membrana para reforzar la impermeabilidad de la membrana.

9) Se desarma y se retira el molde partido, evitando cualquier contacto con la probeta y la membrana.

10) Una vez que queda colocada la membrana se inserta una cuña en la polea de carga para evitar que se ejerza peso sobre la probeta.

11) Se toma el peso del plástico envolvente para así obtener la humedad inicial de la probeta.

12) Se cierra la cámara con sus debidos reforzamientos, no sin antes haberla llenado de agua desalada.

13) Se aplica un poco de presión de confinamiento para buscar cualquier fuga posible.

14) Se retira la cuña de la polea de carga.



Figura 2.25

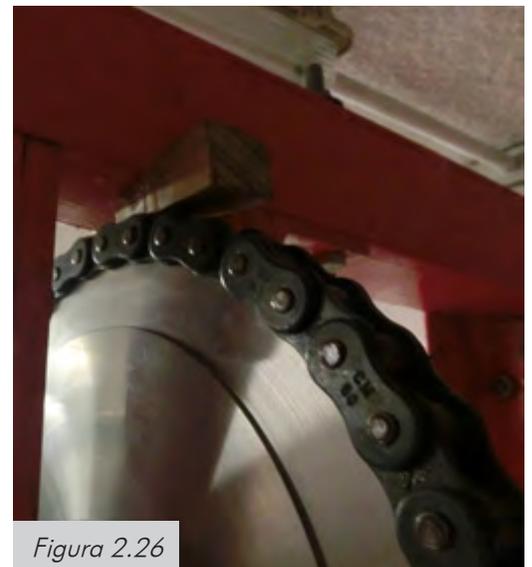


Figura 2.26

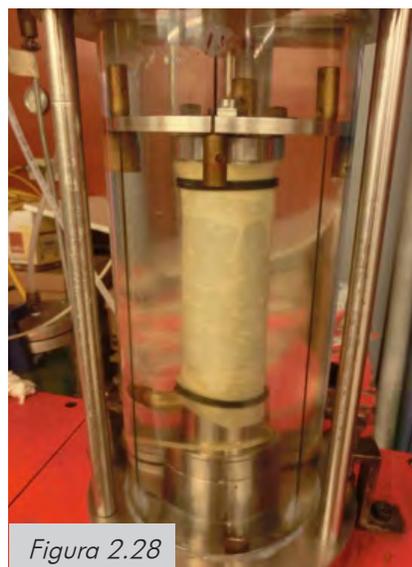


Figura 2.28

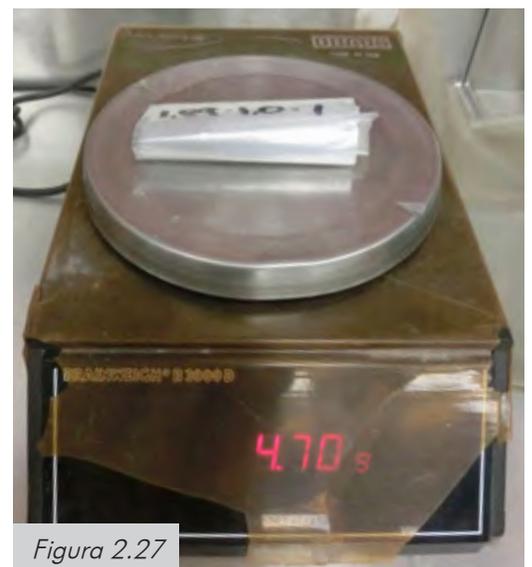


Figura 2.27

### 2.3.8 Prueba de compresión triaxial.

Una vez que se haya realizado el montaje de la probeta en la cámara triaxial, con el fin de trazar la envolvente de falla del suelo y obtener los valores de la cohesión y ángulo de fricción interna del mismo, se llevará a la falla cada probeta utilizando los diferentes confinamientos mencionados en el punto 2.2.

Además de aplicar confinamiento una vez que está montada la probeta (Figura 2.29), hay que acomodar el sensor de desplazamiento perfectamente vertical al suelo (Figura 2.30). Al igual, por medio del sensor de carga, aplicar un poco de peso a la muestra para rectificar que haya contacto (Figura 2.31) y finalmente poner la velocidad de deformación que tendrá la probeta, la cual siempre será de 0.15 mm/min (Figura 2.32).



Figura 2.29



Figura 2.30



Figura 2.31



Figura 2.32



Figura 2.33

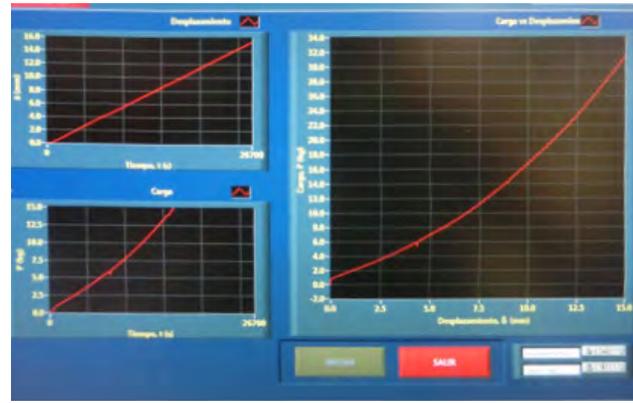


Figura 2.34

Gracias a los transductores instalados en la cámara triaxial, los datos que se obtienen por cada intervalo de tiempo en el ensaye, los cuales son graficados, son: carga ejercida a la probeta como ordenada ( $P$ ), deformación longitudinal de la probeta como abscisa ( $\delta$ ) y presión de confinamiento como constante ( $\sigma_3$ ).

Para poder obtener los esfuerzos principales mayor ( $\sigma_1$ ) y menor ( $\sigma_3$ ) que se ejerce en cada probeta, junto con su esfuerzo tangencial ( $\tau$ ) y así graficar los círculos de Mohr – Coulomb, se tiene que:

$$\sigma_1 = \frac{A_C}{P} \quad (2.2)$$

$$A_C = \frac{A_i}{1-\varepsilon} \quad (2.3)$$

$$\varepsilon = \frac{\delta}{h_i} \quad (2.4)$$

Donde:

$\sigma_1$ : esfuerzo principal mayor [kg/cm<sup>2</sup>].

$A_C$ : área transversal de la probeta corregida [cm<sup>2</sup>].

$P$ : carga ejercida en la probeta [kg].

$A_i$ : área transversal de la probeta inicial [cm<sup>2</sup>].

$\varepsilon$ : relación de deformación [1].

$\delta$ : deformación de la probeta [cm].

$h_i$ : altura de la probeta inicial [cm].

Además, se sabe que:

$$\tau = \frac{\sigma_1}{2} \quad (2.5)$$

Con los esfuerzos principales como abscisa y el esfuerzo tangencial como ordenada, se grafican los círculos de Mohr para diferentes esfuerzos de confinamiento.

# 3.

## RESULTADOS DE LAS PRUEBAS

Los resultados de las pruebas que se muestran en este capítulo fueron obtenidos en el laboratorio de Geotecnia del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. Igualmente, todo el equipo y material necesario para su realización fue proporcionado por esta misma institución.

### 3.1 CLASIFICACIÓN DEL SUELO FINO

Previamente se sabía que el suelo utilizado es un suelo fino, además, a éste mismo se le

realizó un proceso de tamizado por la malla #60 con objetivo de asegurarse que todas las partículas de suelo sean menores o igual a  $250 \mu\text{m}$ .

Para poder clasificar el suelo fino manejado, se realizaron las pruebas de los límites de Atterberg, obteniendo con ellos el índice de plasticidad, necesario para su clasificación de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (*USCS*).

Se realizaron tres mediciones para obtener el límite plástico (*PL*) del suelo. Con el promedio de las tres mediciones se obtuvo el contenido de humedad (*w*) del suelo para el límite plástico. Los resultados se muestran en la tabla 3.1.

El promedio de las tres mediciones nos da un resultado de:  $PL=55.2\%$

Tara No.	$W_{TARA}$ [g]	$W_m$ [g]	$W_d$ [g]	$w$ [%]
4	46.702	47.55	47.24	57.6%
3	46.863	47.45	47.24	55.7%
24	45.262	45.99	45.74	52.3%

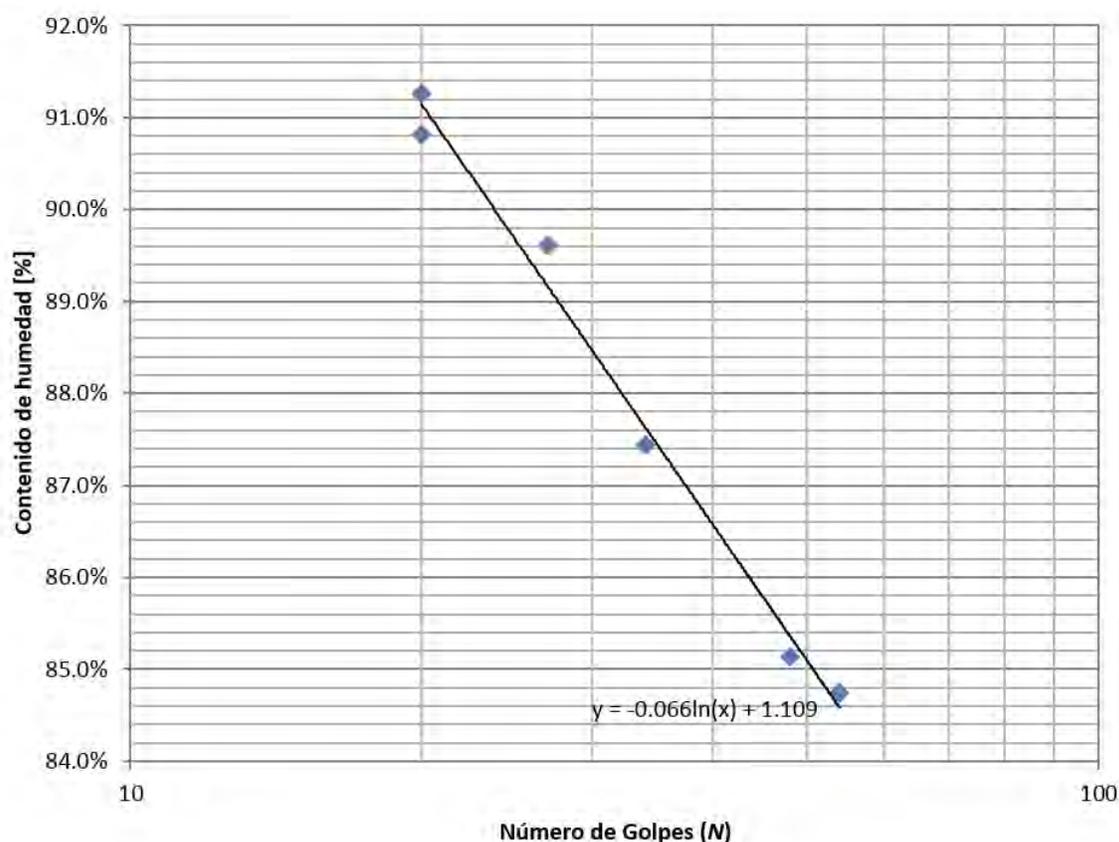
Tabla 3.1. Límite plástico (PL).

Para el límite líquido se realizaron seis mediciones mostradas en la tabla 3.2.

Se graficaron los seis contenidos de humedad obtenidos para el límite líquido con su respectivo número de golpes (puntos azules) en una gráfica semilogarítmica como se muestra a continuación.

Tara No.	$W_{TARA}$ [g]	$N$	$W_m$ [g]	$W_d$ [g]	$w$ [%]
135	63.006	20	65.94	64.54	91.3%
138	57.397	20	62.65	60.15	90.8%
132	56.298	27	63.09	59.88	89.6%
5	71.04	34	78.5	75.02	87.4%
12	71.22	48	79.07	75.46	85.1%
1	71.008	54	80.6	76.2	84.7%

Tabla 3.2. Límite líquido (LL).



Gráfica 3.1. Límite líquido.

Se sabe que el contenido de humedad del límite líquido ( $LL$ ) es aquel donde el número de golpes ( $N$ ) es igual a 25. Para obtener el contenido de humedad ( $w$ ) en ese punto, con los puntos graficados se realiza el ajuste de una curva recta por mínimos cuadrados, obteniendo la ecuación de la curva:

$$w = -0.066 \ln(N) + 1.109$$

(3.1)

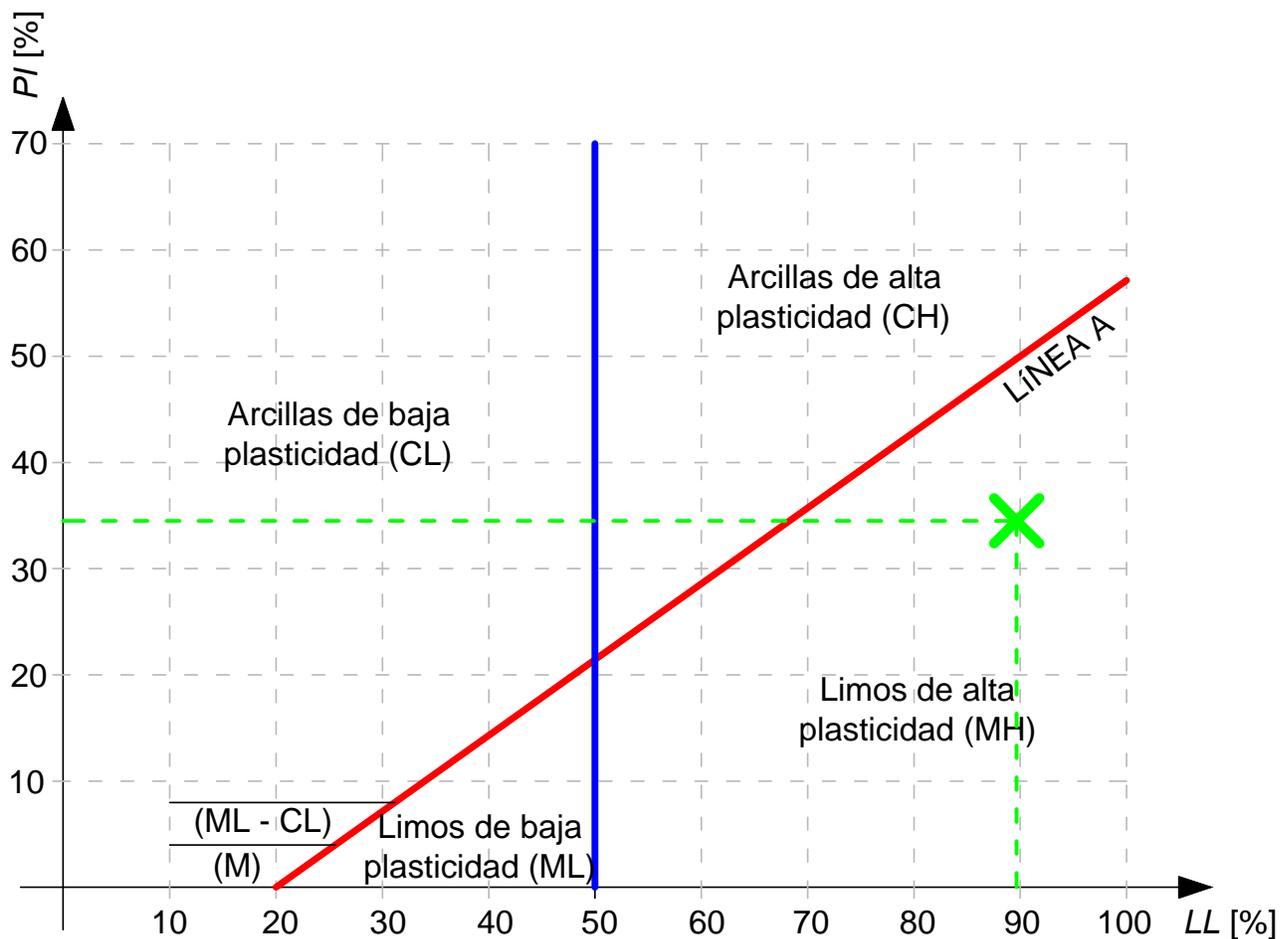
Se utilizó la ecuación 3.1 para sustituir a  $N$  con un valor de 25, con el fin de obtener el contenido de humedad para el límite líquido, el cual es:  $LL=89.7\%$

Seguidamente se obtiene el índice de plasticidad ( $PI$ ) del suelo con la diferencia de los contenidos de humedad del límite líquido con el límite plástico.

$$89.7\% - 55.2\% = PI = 34.5\%$$

Ya sabiendo que el suelo cuenta con un  $LL=89.7\%$  y un  $PI=34.5\%$  se ingresa con dichos valores a la gráfica de plasticidad.

Se observa que el suelo manejado se encuentra por debajo de la línea A que separa las arcillas de los limos. Siendo nuestro suelo un limo de alta plasticidad ( $MH$ ).



Gráfica 3.2. Clasificación del suelo fino.

### 3.2 DENSIDAD DE SÓLIDOS

Se realizaron dos mediciones para obtener la densidad de sólidos ( $G_s$ ) del suelo, siendo la media aritmética de ambas mediciones la que se tomó como la densidad de nuestro suelo fino.

Los datos para obtener la densidad de sólidos se muestran en la siguiente tabla.

Ensaye No.	Matraz No.	Peso matraz + agua + suelo	T	Tara No.	Peso matraz + agua a T °C	Peso de cápsula	Peso suelo seco + capsula	Ws	Vs	Densidad sólidos
		g	°C		g	g	g	g	cm <sup>3</sup>	Gs
1	1	700,7	21,03	1	662,4	135,9	199,1	63,2	24,9	2,53
2	6	702,4	21,06	MS-15	659,6	165,8	236,7	70,9	28,1	2,52

Tabla 3.3. Densidad de sólidos.

La media aritmética de las mediciones nos da un resultado final para la densidad de sólidos de:  $G_s = 2.53 \text{ g/cm}^3$ .

### 3.3 CURVA DE COMPACTACIÓN

Todas las pruebas de compactación que se realizaron fueron con una energía específica de  $13.68 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$ . El contenido de humedad ( $w$ ) fue variable con el fin de obtener la curva de compactación en la se muestre el contenido de humedad donde el suelo fino reformado tiene la mayor densidad seca ( $G_d$ ) posible.

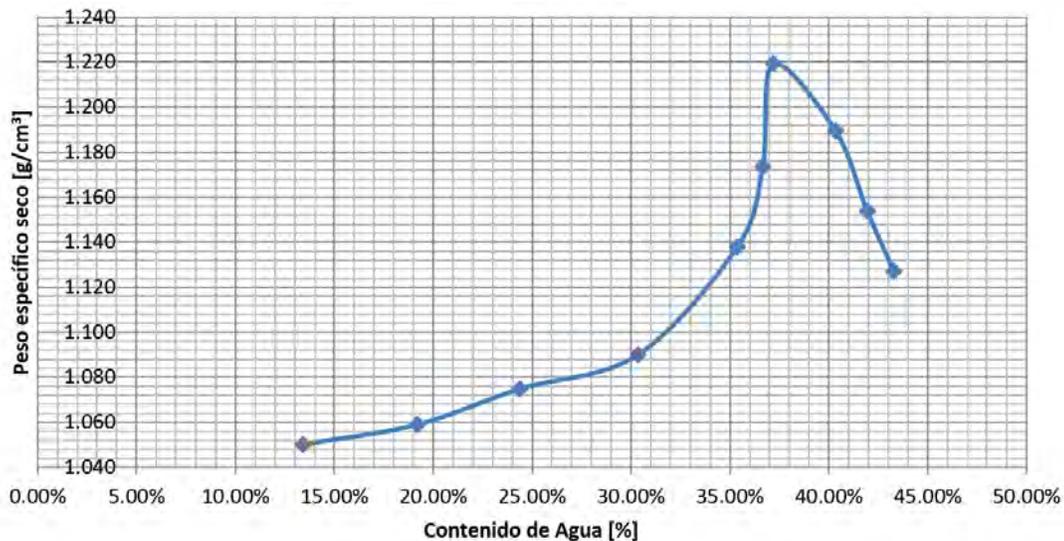
Dado que la base de la probeta cuenta con un diámetro de 3.53 cm y una altura de 9.03 cm, el volumen que tiene la probeta remoldada es de 88.375 cm<sup>3</sup>, dicho volumen se utilizará para obtener la densidad seca de la probeta.

Los resultados de la densidad seca del suelo ( $G_d$ ) con su respectiva cantidad de humedad ( $w_{real}$ ) se muestran en la siguiente tabla.

$w_{teórica}$ [%]	Tara No.	$W_{tara}$ [g]	$W_{tar+suelo}$ [g]	$W_{tar+s.seco}$ [g]	$W_{probeta}$ [g]	$w_{real}$ [%]	$W_{prob.seca}$ [g]	$G_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]
10%	121	119.70	154.40	151.61	97.45	8.74%	89.61	1.01
15%	33	118.10	149.80	146.05	105.25	13.42%	92.80	1.05
18%	67	123.00	164.28	157.63	111.55	19.20%	93.58	1.06
25%	40	117.80	158.60	150.60	118.15	24.39%	94.98	1.07
30%	23	117.80	164.10	153.32	125.55	30.35%	96.32	1.09
35%	15	116.90	166.87	153.81	136.15	35.38%	100.57	1.14
37%	33	118.10	167.48	154.23	141.75	36.67%	103.71	1.17
40%	23	117.80	169.10	155.19	147.85	37.20%	107.76	1.22
40%	121	119.70	164.05	151.30	147.55	40.35%	105.13	1.19
43%	157	114.90	157.76	145.09	144.75	41.97%	101.96	1.15
45%	26	116.46	161.40	147.82	142.75	43.30%	99.61	1.13

Tabla 3.4. Curva de compactación.

Con los resultados de la tabla anterior, se graficó al contenido de humedad real como abscisa y el peso específico seco como ordenada para tener una mejor visualización del punto pico de la curva donde la densidad seca del suelo es óptimo.



Gráfica 3.3. Curva de compactación.

Se observa en la gráfica que el punto en donde la densidad seca del suelo es óptima ( $G_d = 1.22 \text{ g/cm}^3$ ) se tiene un contenido de humedad óptimo del 37.3%. Con fines prácticos se tomará al contenido de humedad óptimo únicamente como el 37%.

### 3.4 CRITERIO DE MOHR – COULOMB

Con el fin de obtener la cohesión y el ángulo de fricción interna que tiene el suelo fino manejado, se tuvieron que realizar pruebas de compresión triaxial. En dichas pruebas se ensayó cada probeta remoldeada con diferentes esfuerzos de confinamiento (0.5, 1.0 y 1.5  $\text{kg/cm}^2$ ) hasta su falla, con el fin de determinar las respectivas envolventes de falla.

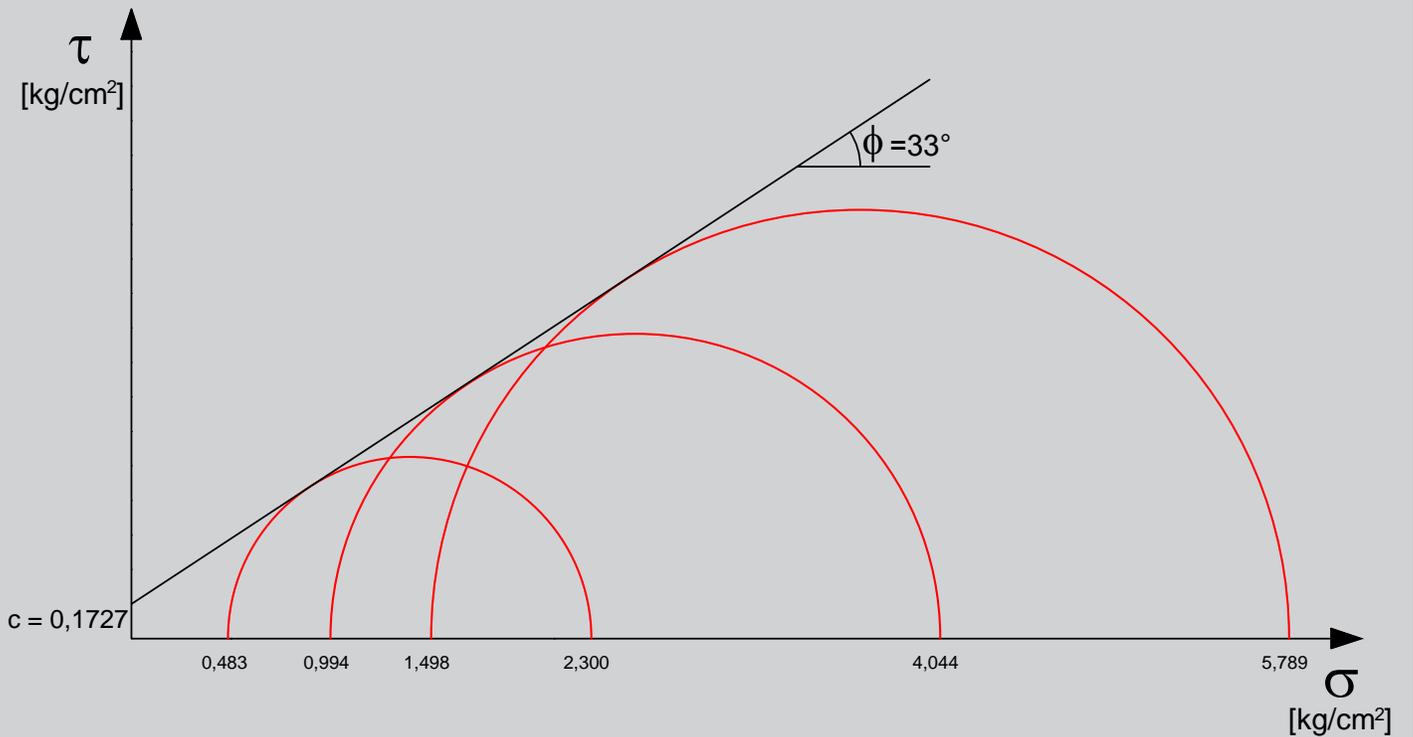
Para cada esfuerzo de confinamiento se realizaron 3 ensayos de compresión triaxial, los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla.

$\sigma_{\text{Supuesto}}$ [ $\text{kg/cm}^2$ ]	Confinamiento 0.5			Confinamiento 1.0			Confinamiento 1.5			
	Nombre	UU-0.5-00	UU-0.5-00(1)	UU-0.5-00(2)	UU-1.0-00-.37	UU-1.0-00	UU-1.0-00(2)	UU-1.5-00	UU-1.5-00(1)	UU-1.5-00(2)
$\sigma_1$ [ $\text{kg/cm}^2$ ]		2.114	2.300	2.005	4.032	4.236	4.044	5.491	5.789	5.461
$\sigma_3$ [ $\text{kg/cm}^2$ ]		0.498	0.483	0.492	1.004	0.965	0.994	1.491	1.498	1.475
$w$ [%]		36.9%	36.6%	37.0%	38.1%	36.7%	36.7%	35.6%	36.5%	36.1%
$G_w$ [%]		88.5%	90.5%	90.3%	88.3%	88.2%	87.6%	87.8%	89.5%	89.9%

Tabla 3.5. Resultados de compresión triaxial (Mohr – Coulomb).

Los datos de las columnas resaltadas en verde de la tabla anterior son las utilizadas para elaborar los círculos de Mohr. Como abscisas en la gráfica siguiente se encuentran los esfuerzos directos principales mayores y menores ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$ ) para cada esfuerzo de confinamiento. Como ordenadas se encuentran los esfuerzos cortantes para cada confinamiento.

El ángulo que tiene la línea tangente a cada envolvente de falla de Mohr, corresponde al ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) del suelo fino. El valor de la intersección de dicha línea tangente con el eje de las ordenadas corresponde al valor de la cohesión del suelo.



Gráfica 3.4. Criterio de Mohr-Coulomb.

Por lo que el suelo manejado cuenta con un ángulo de fricción interna de  $\phi=33^\circ$ .

El valor de la cohesión del suelo fino es de  $c_u=0.173 \text{ kg/cm}^2$ .

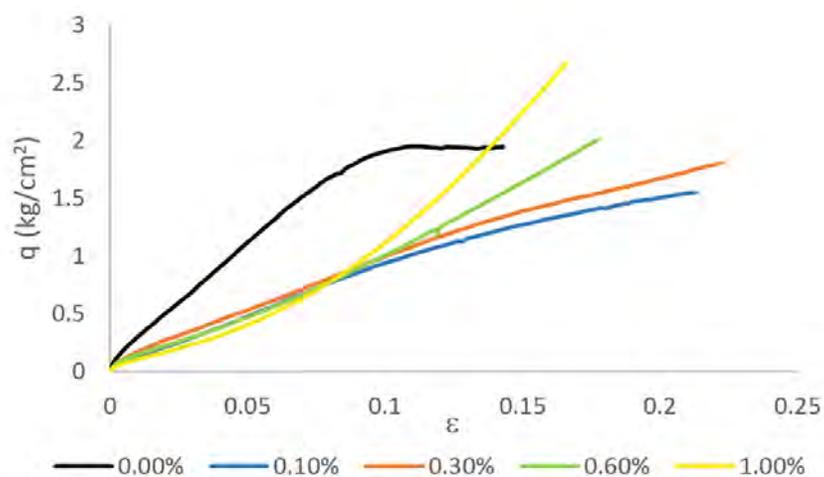
*Nota: el programa utilizado del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México para la cámara triaxial proporciona únicamente los datos de: carga ( $W$ ), desplazamiento ( $\delta$ ), esfuerzo de confinamiento ( $\sigma_3$ ) y presión de poro (no utilizado). Dichos valores y los cálculos realizados para obtener los esfuerzos directos y cortantes se encuentran en el Anexo.*

### 3.5 COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN

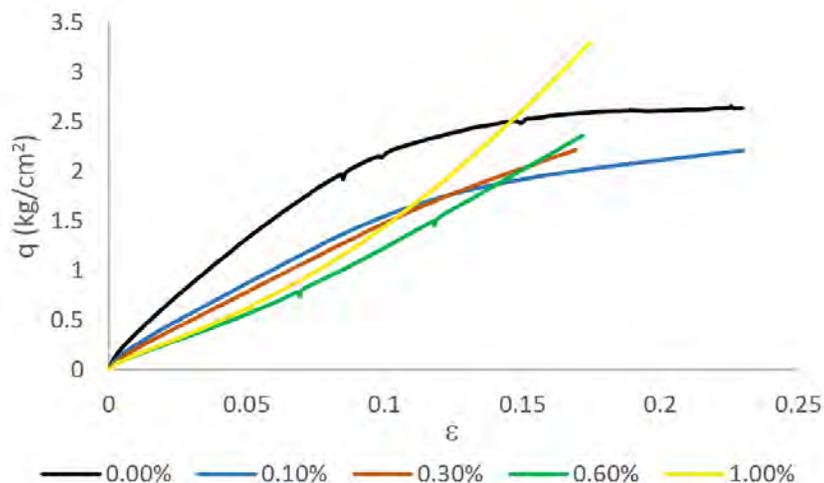
Con los resultados obtenidos en la cámara triaxial, se graficaron los esfuerzos directos ( $\sigma$ ) que se tuvieron en cada probeta con su respectiva deformación ( $\delta$ ).

Con el fin de observar detalladamente los cambios en el comportamiento esfuerzo-deformación que sufren las probetas remoldadas reforzadas y no reforzadas con fibras de PET, las gráficas se mostrarán divididas por cada profundidad propuesta.

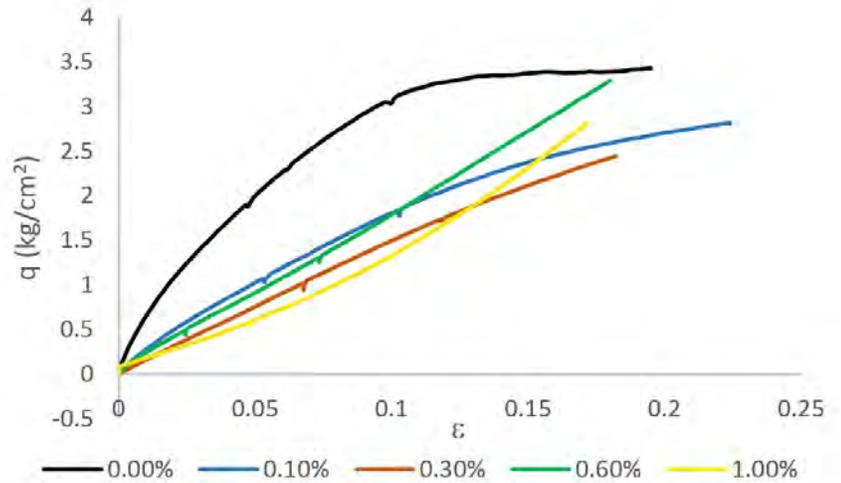
#### 3.5.1 Profundidad de 2.5 metros



Gráfica 3.5. Esfuerzo-deformación, profundidad 2.5 m.



Gráfica 3.6. Esfuerzo-deformación, profundidad 5.0 m.



Gráfica 3.7. Esfuerzo-deformación, profundidad 7.5 m.

A primera instancia se observa que los ensayos de compresión triaxial realizados sin reforzamiento fibroso llegan a la falla; dicha falla obtenida es una falla frágil. Sin embargo los ensayos realizados con reforzamiento de fibra de PET discreta no llegan a la falla.

Se observa también que mientras más fibra tiene la probeta, a mayor deformación de

ésta, mayor es el incremento de la pendiente de la curva esfuerzo-deformación.

Se intentó que las probetas reforzadas con fibra llegaran a la falla para comparar sus cambios en la cohesión y en la fricción interna del suelo, pero dichas probetas rebasaron el límite máximo de carga (120 kg) de la cámara triaxial de alambre utilizada.

### 3.6 CAPACIDADES DE CARGA

Debido a que las probetas remoldadas reforzadas con fibra de PET discretas no llegan al punto de falla y que las probetas remoldadas no reforzadas de suelo fino manejado tienden a fallar con una deformación menor del 15% de su altura inicial, se decidió realizar un comparativo para una deformación del 10% de su altura inicial. Sin embargo, se observa que a mayor deformación existe mayor capacidad de carga, por lo que también se hará un comparativo únicamente con las

probetas remoldadas reforzadas con fibra de PET para una deformación del 15% de su altura inicial.

#### 3.6.1 Con 10% de deformación

Se realizaron dos ensayos para cada una de las condiciones de confinamiento y porcentajes de fibras PET. En la siguiente tabla se muestran los valores de la capacidad de carga para sus respectivos esfuerzos de confinamiento y porcentajes de fibras PET.

Fibra	Conf. teórica	Probeta	$\sigma_h$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	W[kg]	$G_W$ [%]
0%	0.63	1	0.61	20.71	86.1%
		2	0.61	20.65	87.6%
	1.26	1	1.25	17.89	91.0%
		2	1.24	23.66	89.6%
	1.89	1	1.87	32.99	89.9%
		2	1.87	33.03	89.5%
0.10%	0.63	1	0.62	11.97	91.9%
		2	0.62	10.19	92.6%
	1.26	1	1.25	16.82	91.9%
		2	0.00	6.09	91.1%
	1.89	1	1.88	19.65	89.9%
		2	1.87	25.77	89.9%
0.30%	0.63	1	0.62	10.77	93.6%
		2	0.62	7.82	93.7%
	1.26	1	1.29	16.06	91.6%
		2	1.24	10.41	93.3%
	1.89	1	1.88	17.92	91.6%
		2	1.88	16.26	92.5%
0.60%	0.63	1	0.61	10.90	93.9%
		2	0.62	8.06	92.5%
	1.26	1	1.24	13.36	91.8%
		2	1.25	8.80	93.0%
	1.89	1	1.89	19.04	90.6%
		2	1.88	19.47	90.9%
1.00%	0.63	3	0.61	11.07	94.2%
		4	0.62	12.17	92.4%
	1.26	1	1.25	14.25	91.2%
		2	1.26	15.65	92.7%
	1.89	1	1.88	19.10	90.4%
		2	1.89	14.28	93.1%

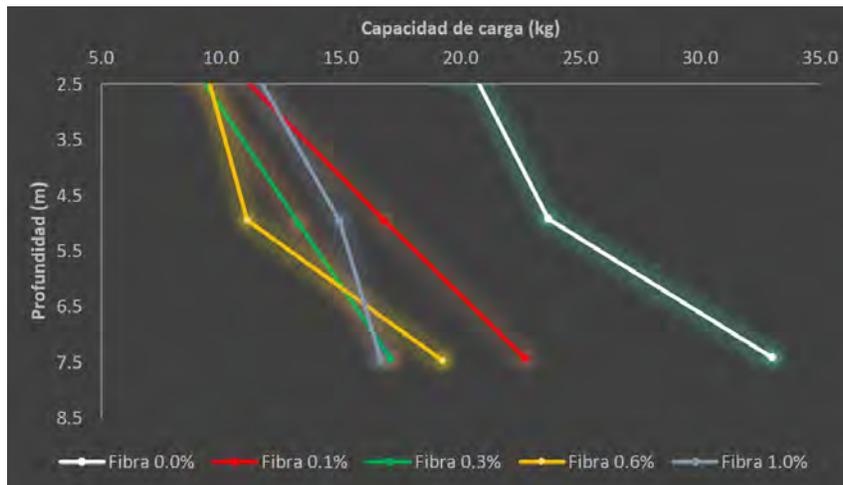
Tabla 3.6. Capacidades de carga para 10% de deformación.

De los valores obtenidos y presentados en la tabla anterior, se obtuvo la media aritmética de aquellos con las mismas condiciones, dichas son mostradas en la siguiente tabla.

Fibra	Probeta	$\sigma_h$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Prof. [m]	W[kg]
0%	1 y 2	0.61	2.43	20.68
	2	1.24	4.92	23.66
	1 y 2	1.87	7.42	33.01
0.10%	1 y 2	0.62	2.46	11.08
	1	1.25	4.96	16.82
	1 y 2	1.88	7.44	22.71
0.30%	1 y 2	0.62	2.47	9.30
	1 y 2	1.26	5.01	13.24
	1 y 2	1.88	7.44	17.09
0.60%	1 y 2	0.61	2.44	9.48
	1 y 2	1.25	4.95	11.08
	1 y 2	1.88	7.46	19.26
1.00%	3 y 4	0.61	2.44	11.62
	1 y 2	1.25	4.96	14.95
	1 y 2	1.88	7.46	16.69

Tabla 3.7. Capacidades de carga media para 10% de deformación.

Con estos datos se trazó la gráfica siguiente donde se muestra la capacidad de carga que se tiene para cada profundidad.



Gráfica 3.8. Capacidades de carga para 10% de deformación.

Para todos los casos de suelo reforzado con fibra PET hubo decremento en su capacidad de carga comparado con el suelo sin refuerzo fibroso.

### 3.6.2 Con 15% de deformación

Dado que las probetas formadas con reforzamiento fibroso presentan un aumento exponencial en su capacidad de carga al aumentar su deformación, se decidió analizar su comportamiento para una deformación del 15%.

De la misma manera que para el análisis

del 10% de deformación, se obtuvieron los valores de carga de los ensayos.

Para éste análisis las probetas remoldadas sin reforzamiento fibroso no se tomarán en cuenta debido a que para una deformación del 15% de su altura actual ya había ocurrido la falla frágil en ellas.

Fibra	Conf. teórica	Probeta	$\sigma_h$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	W[kg]	Gw [%]
0%	0.63	x	x	x	x
		x	x	x	x
	1.26	x	x	x	x
		x	x	x	x
	1.89	x	x	x	x
		x	x	x	x
0.10%	0.63	1	0.62	15.23	91.9%
		2	0.61	14.61	92.6%
	1.26	1	1.25	22.02	91.9%
		2	0.00	8.93	91.1%
	1.89	1	1.89	27.27	89.9%
		2	1.87	34.25	89.9%
0.30%	0.63	1	0.62	15.91	93.6%
		2	0.62	11.33	93.7%
	1.26	1	1.29	23.40	91.6%
		2	1.23	13.40	93.3%
	1.89	1	1.88	27.83	91.6%
		2	1.88	24.35	92.5%
0.60%	0.63	1	0.61	18.84	93.9%
		2	0.62	14.49	92.5%
	1.26	1	1.24	23.23	91.8%
		2	1.25	14.65	93.0%
	1.89	1	1.88	30.85	90.6%
		2	1.87	31.25	90.9%
1.00%	0.63	3	0.61	21.30	94.2%
		4	0.62	25.80	92.4%
	1.26	1	1.24	25.66	91.2%
		2	1.26	29.92	92.7%
	1.89	1	1.88	34.04	90.4%
		2	1.88	26.50	93.1%

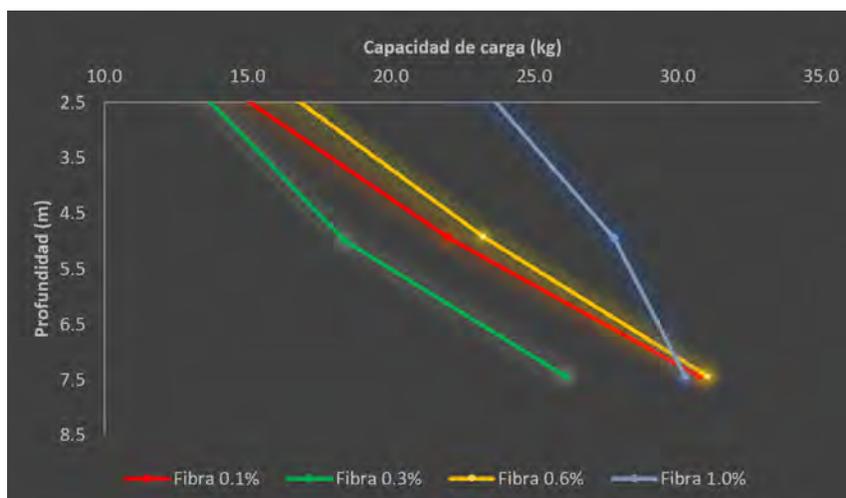
Tabla 3.8. Capacidades de carga para 15% de deformación.

Se aplicó la media aritmética para aquellos ensayos con condiciones iguales. Por lo que los valores que se tomaron en cuenta son los mostrados en la siguiente tabla.

Fibra	Probeta	$\sigma_h$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Prof. [m]	W[kg]
0%	x	x	x	x
	x	x	x	x
	x	x	x	x
0.10%	1 y 2	0.62	2.44	14.92
	1	1.25	4.95	22.02
	1 y 2	1.88	7.44	30.76
0.30%	1 y 2	0.62	2.46	13.62
	1 y 2	1.26	5.00	18.40
	1 y 2	1.88	7.45	26.09
0.60%	1 y 2	0.61	2.43	16.67
	1	1.24	4.92	23.23
	1 y 2	1.88	7.44	31.05
1.00%	3 y 4	0.61	2.43	23.55
	1 y 2	1.25	4.95	27.79
	1 y 2	1.88	7.45	30.27

Tabla 3.9. Capacidades de carga media para 15% de deformación.

Los valores mostrados en la tabla anterior se graficaron para tener un mejor entendimiento del comportamiento del suelo reforzado con los diferentes porcentajes de reforzamiento con fibra de PET.



Gráfica 3.9. Capacidades de carga para 15% de deformación.

Se nota una mejora en la capacidad de carga para cada uno de los ensayos realizados.

Finalmente para hacer una comparativa porcentual de la mejora en la capacidad de carga con una deformación del 10% a una del 15% de deformación de la altura inicial de la probeta se obtuvo el porcentaje de mejoramiento individual y en conjunto que se muestra en la siguiente tabla.

Fibra	Prof. [m]	10%fibra $W$ [kg]	15%fibra $W$ [kg]	Mejora [%]
0.10%	2.5	11.08	14.92	35%
	5	16.82	22.02	31%
	7.5	22.71	30.76	35%
0.30%	2.5	9.30	13.62	47%
	5	13.24	18.40	39%
	7.5	17.09	26.09	53%
0.60%	2.5	9.48	16.67	76%
	5	11.08	23.23	110%
	7.5	19.26	31.05	61%
1.00%	2.5	11.62	23.55	103%
	5	14.95	27.79	86%
	7.5	16.69	30.27	81%
Mejora promedio:				57%

Tabla 3.10. Mejora de capacidad de carga.

# 4.

## CONCLUSIONES

La reutilización de materiales, principalmente de desechos inorgánicos para la modificación de materiales de construcción, es un tema que actualmente ha alcanzado mucha fuerza debido al mejoramiento mutuo que existe en el rubro ambiental al reducir significativamente los desechos residuales, y a la vez mejorando el comportamiento mecánico de un material.

Para el caso de México, es fundamental la implementación de la cultura del desarrollo sustentable, donde una de sus principales estrategias incluye el reducir, reutilizar y reciclar cualquier producto o material.

En el caso del polietileno tereftalato (PET), su demanda incrementa cada día, trayendo consigo mayor cantidad de este material como residuo inorgánico, teniendo actualmente

un porcentaje de recuperación del 13%. Por lo que la industria del reciclado de dicha resina tiene bastante potencial de crecimiento en nuestro país.

La relación volumen/peso del PET, comparándolo con otros residuos, es alta, provocando una mayor velocidad de llenado en los rellenos sanitarios. Esto genera únicamente la necesidad de construir más rellenos, teniendo como problema que las áreas restantes para la construcción de éstas son muy reducidas.

El uso de fibras discretas aleatoriamente distribuidas de polietileno tereftalato (PET) como material de reforzamiento, afectó en el comportamiento del suelo limoso de alta plasticidad manejado.

Tomando como base los resultados obtenidos en las pruebas experimentales y en el análisis de los datos, se tienen las siguientes observaciones del comportamiento mecánico que presentaron los especímenes:

- 1) Los especímenes no reforzados con fibras discretas de PET presentaron una falla frágil en sus pruebas de compactación. Los especímenes reforzados con fibras discretas de PET presentaron un abarillamiento en sus pruebas de compactación, sin embargo no presentaron falla.
- 2) De acuerdo al comportamiento presentado en las gráficas esfuerzo-deformación, a mayor cantidad de fibra discreta de PET, existe un decremento en la rigidez de la probeta, es decir, mayor es la ductilidad que presenta la probeta.
- 3) Existe decremento de la capacidad de carga para todas las probetas reforzadas con fibras discretas de PET. Sin embargo, existe un incremento exponencial de la capacidad de carga a mayor deformación de la probeta. El incremento porcentual en la capacidad de carga para una deformación del 10% a una del 15% de la altura inicial de la probeta fue del 53%.

4) Las probetas reforzadas presentaron mayor resistencia al cuarteamiento. Siendo que a menor cantidad de fibra, menor su resistencia al cuarteamiento y/o disgregación.

En obras de construcción, el mezclado con fibras para el reforzamiento de un suelo, es únicamente viable cuando se realiza en una estructura terrea que cuente con suficiente espacio para realizar maniobras de movimiento de tierras y compactación.

El suelo limoso (*MH*) reforzado con fibras discretas de PET distribuidas aleatoriamente, puede ser utilizado en escenarios donde presenten hundimientos diferenciales, no se requieran grandes capacidades de carga y se busque tener un suelo impermeable.

Un ejemplo sería en un relleno sanitario, donde existen las condiciones antes mencionadas y además es necesaria una capa de suelo fino (impermeable) para evitar la filtración de los lixiviados al subsuelo. Ayudando el reforzamiento fibroso a mitigar el problema de cuarteamiento que existe en esa capa en los rellenos sanitarios. Otra implementación del suelo limoso reforzado sería en presas térreas como pantalla impermeable y/o como núcleo de la presa. Proporcionando a dichas presas una mayor vida útil.

Es imprescindible la profundización de los estudios del mejoramiento de un suelo fino por medio del reforzamiento con fibras de polietileno tereftalato que presenten diferentes características a las utilizadas en este estudio, principalmente en la longitud y el diámetro de las fibras. Esto es debido a que el comportamiento mecánico de los especímenes formados, indudablemente tendrán un comportamiento diferente al presentado en este documento, teniendo cada una, una aplicación diferente en las obras ingenieriles.

## REFERENCIAS

- Abdelaal, Magdy Y.; Sobahi, Tariq R.; Makki, Mohamed S. I (2008). «Chemical degradation of Poly(Ethylene Terephthalate)». *International Journal of Polymeric Materials* (57).
- Al-Akhras, N. M., Attom, M. F., Al-Akhras, K. M. and Malkawi, A. I. H., (2008), "Influence of fibers on swelling properties of clayey soil", *Geosynthetics International Journal*, Issue 15, No. 4, pp. 304-309.
- Andersland, O. B., and Khattak, A. S., (1979), "Shear Strength of Kaolinite/Fiber Soil Mixtures, Proceedings", *International Conference on Soil Reinforcement*, Vol. I, Paris, France, pp. 11-16.
- Consoli, N. & Prietto, D.M. (1998), "Influence of fiber and cement addition in sandy soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124, Issue 12, pp. 1211-1214.
- Consoli, N. C. Casagrande, M. D. T. Prietto P. D. M. y Thome, A. (2003), "Plate Load Test on Fiber-Reinforced Soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 129, pp. 951-955.
- Crawford, Russell; Webb, Hayden, K.; Arnott, Jaimys; Ivanova, Elena P. (Marzo 2013). «Plastic degradation and its environmental implications with special reference». *Polymers* 5 (1): pp. 3.

- Dirección de Proyectos de Agua, Suelo y Residuos. (2006) "El PET y su Situación Actual en el Distrito Federal". Secretaría del Medio Ambiente, Gobierno del Distrito Federal, México.
- Elias, V., Welsh, J. Warren, J. and Lukas, R. (1999). "Ground Improvement Technical Summaries", Volume II, Publication No. FHWA-SA-98-086, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Fernández Calvo, C., (2006), "Estudio experimental de refuerzo de suelos con fibras sintéticas". *Geogaceta*, Vol. 40, pp. 303-306.
- Fernández Calvo, C., Martínez Santamaría, J.M., Thode Mayoral, J.M. "Refuerzo de Suelos con Fibras Sintéticas". Asociación Técnica de Carreteras, Comité de Geotecnia Vial.
- Fernández Loaiza, Carlos. "Mejoramiento y estabilización de suelos". Ed. Limusa. México
- Gray, D. H., and Ohashi, H., (1983), "Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 109, No. 3, pp. 335-353.
- Gray, D.H., and Al-Refai, T.O., (1986), "Behavior of Fabric versus Fiber-Reinforced Sand, *Journal of Geotechnical Engineering*", Vol. 112, No. 8, pp. 804-820.
- Head, K. H., (1992) "Manual of Soil Laboratory Testing, Vol. 1", John Wiley Sons, Inc., 1st edition.
- Head, K. H., (1992) "Manual of Soil Laboratory Testing, Vol. 1", John Wiley Sons, Inc., 2nd edition.
- Maher, M. H. (1988). "Static and Dynamic Response of Sands Reinforced with Discrete, Randomly Distributed Fibers", Thesis submitted to the University of Michigan, at Ann Arbor, Mich., in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- Maher, M. H., and Gray, D. H., (1990), "Static Response of Sand Reinforced with Randomly Distributed Fibers", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 11.
- Maheshwari, K.V., Desai, A.K. y Solanki, C.H., (2011), "Performance of Fiber Reinforced Clayey Soil", *EJGE*, Vol. 16

[2011], Bund. J., pp. 1067-1082.

- Mirzababaei, M., Miraftab M., McMahon, P. and Mohamed, M., (2009) "Undrained Behaviour of Clay Reinforced with Surplus Carpet Fibres", Second International Symposium on Fiber Recycling, Atlanta, Georgia, U.S.A.

- Mirzababaei, M., Miraftab, M. y Mohamed, M., (2009), "Undrained Behaviour of Clay Reinforced with Surplus Carpet Fibres", Carpet Recycling UK, University of Bolton and Bradford University.

- Munfakh, G.A. (1999) "Ground Improvement Engineering- Yesterday, Today and Tomorrow", the 1999 Martin S. Kapp Lecture, ASCE, New York.

- Munfakh, G.A. and Wyllie D.C. (2000) "Ground Improvement Engineering- Issues and Selection", An International Conference of Geotechnical & Geological Engineering, November 2000, Melbourne, Australia.

- Pradhan, P.K., Kar, R.K. y Naik, A., (2012), "Effect of Random Inclusion of Polypropylene Fibers on Strength Characteristics of Cohesive Soil", Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 30, Number 1, pp. 15-25.

- Seed, H.B. (1967). "Fundamental Aspects of the Atterberg Limits". Journal of Soil Mechanics and Foundations Div., 92(SM4).

- Wang, Y., "Utilization of Recycled Carpet Waste Fibers for Reinforcement of Concrete and Soil", Journal of Polymer-Plastics Technology & Engineering, Vol. 38, No. 3, 1999, 533- 546.

- Welsh, Joseph P. "Soil Improvement – A Ten Year Update". American Society of Civil Engineers. Geotechnical Special Publication No. 12. 1987.

## ANEXOS

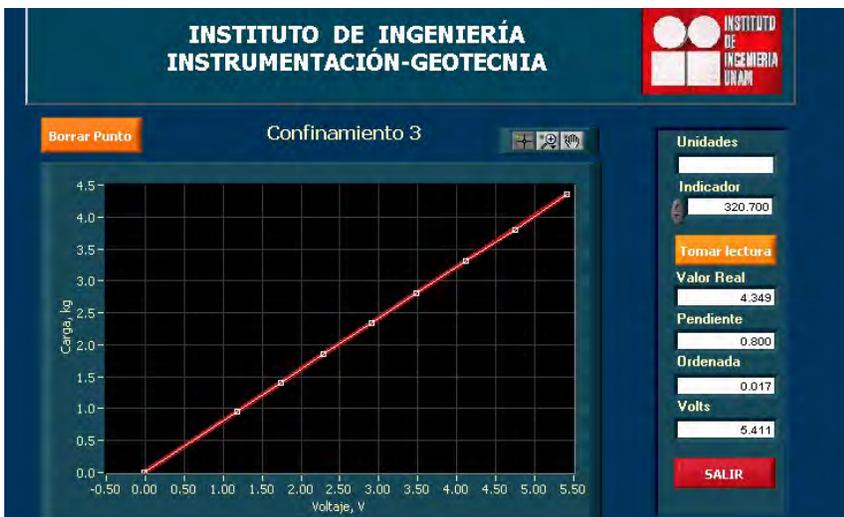
I. Calibración de los transductores de la cámara triaxial.



a. Sensor de desplazamiento.



b. Sensor de carga.

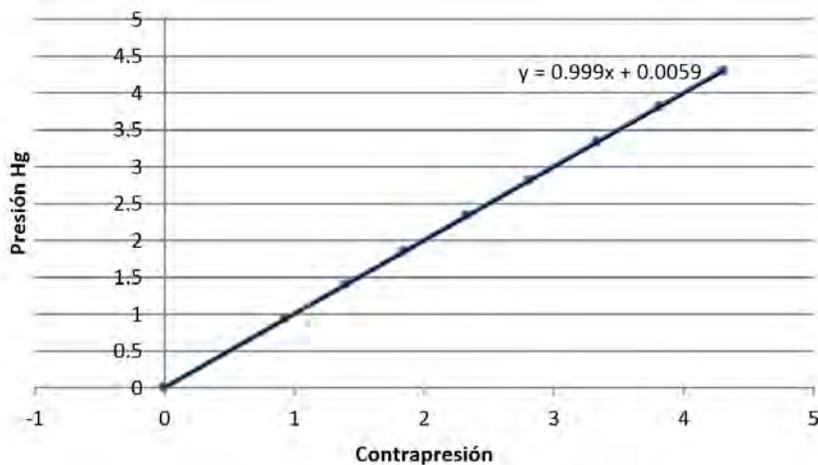


c. Sensor de presión de confinamiento

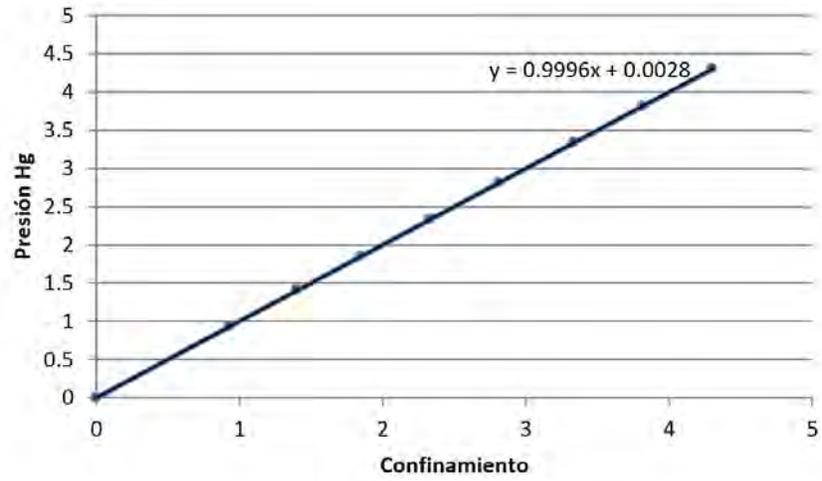
## II.Verificación de calibración de los transductores de la cámara triaxial.

Presión válvula [kg/cm <sup>2</sup> ]	Confinamiento [kg/cm <sup>2</sup> ]	Contrapresión [kg/cm <sup>2</sup> ]	Columna Hg [cm]	Presión Hg [kg/cm <sup>2</sup> ]
0	0	-0.005	0	0
1	0.931	0.929	68.9	0.934284
1.5	1.401	1.4	103.6	1.404816
2	1.845	1.844	136.3	1.848228
2.5	2.331	2.33	172.1	2.333676
3	2.81	2.809	207.4	2.812344
3.5	3.334	3.333	246	3.33576
4	3.813	3.812	281.3	3.814428
4.5	4.302	4.301	317.2	4.301232

*Tabla. Verificación de calibración para presiones.*



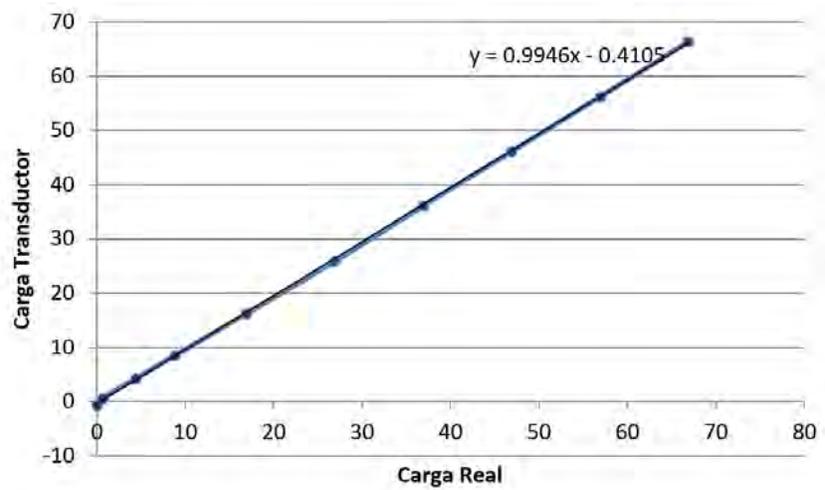
*Gráfica. Verificación de calibración, Contrapresión.*



Gráfica. Verificación de calibración, Confinamiento.

Carga Real [kg]	Carga Transductor [kg]
0	-0.71
0.6936	0.61
4.3463	4.24
8.8463	8.53
16.8463	16.2
26.8463	25.84
36.8463	36.1
46.8463	46.1
56.8463	56.18
66.8463	66.34

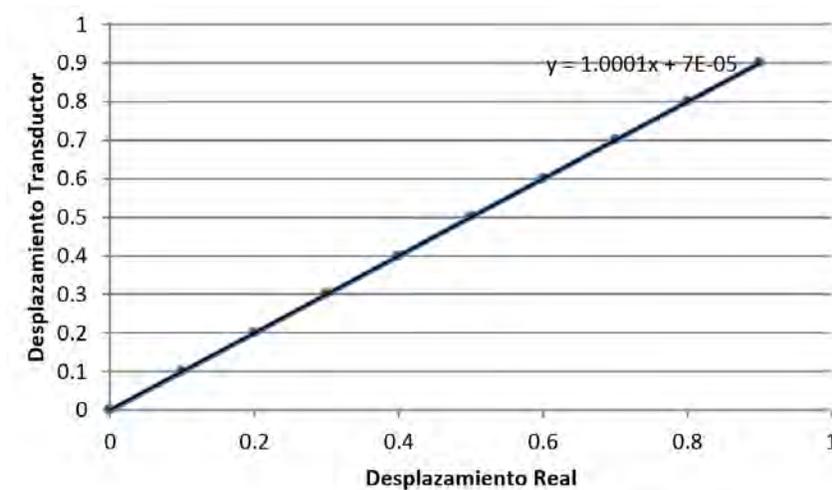
Tabla. Verificación de calibración, carga.



Gráfica. Verificación de calibración, carga.

Desplazamiento Real [mm]	Desp. Transductor [mm]
0	0
0.1	0.1
0.2	0.2
0.3	0.3
0.4	0.4
0.5	0.501
0.6	0.6
0.7	0.7
0.8	0.8
0.9	0.9

Tabla. Verificación de calibración, desplazamiento.



Gráfica. Verificación de calibración, desplazamiento.

Se verificó para cada transductor utilizado (desplazamiento, carga, confinamiento y contrapresión) que los valores reales con los valores obtenidos por el transductor tuvieran una pendiente de 1. Para todos los casos fue satisfactoria la verificación de calibración.

## III. Datos generales de los especímenes en las pruebas de cámara triaxial.

Proyecto: Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.

Descripción: Probeta hecha para profundidad de 2.5m sin fibra PET No.1 Fecha: 25/06/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: 11-0,63-DD-1

## COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
36	118,38	135,54	130,93	4,61	12,55	36,73
Contenido de Agua Final						
38	116,96	264,42	225,91	38,51	108,95	35,35

Características de la Probeta	
$H_0 =$	9.03 cm
$D_0 =$	3.53 cm
$W_0 =$	148,58 g
$W_{1+bolsa} =$	153,38 g
$W_1 =$	148,44 g
Fibra =	0 %

Condiciones de la Prueba	
$\sigma_3 =$	0,63 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
$P_{pico} =$	20.8 kg

Notas: El acetato se levantó un poco del molde

Proyecto: Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.

Descripción: Probeta hecha para profundidad de 2,5m sin fibra PET N.º 2

Fecha: 25/06/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: U-0,63-0,0-2

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
5	117,12	134,44	129,77	4,67	12,65	36,92
Contenido de Agua Final						
16	117,00	266,10	227,07	39,03	110,07	35,46

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9,03 cm
D <sub>0</sub> =	3,53 cm
W <sub>0</sub> =	149,74 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	154,56 g
W <sub>1</sub> =	149,63 g
Fibra =	0,0 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	0,63 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0,15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	20,8 kg

Notas:

Proyecto: Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.

Descripción: Prueba para profundidad de 5m sin Fibra PET No. 2 Fecha: 01/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UU-4.26-0.0-2

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
46	119,93	137,20	132,56	4,7	12,57	37,39
Contenido de Agua Final						
45	117,13	265,74	226,02	39,72	108,89	36,48

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	150,43 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	155,32 g
W <sub>1</sub> =	150,35 g
Fibra =	0 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	1,26 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0,15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	≈ 35 kg

**Notas:** Al formar la probeta el acetato se levantó demasiado provocando succión en la parte inferior de la probeta, al igual que desprendimiento de una zona lateral. Se corrigió ese desprendimiento. Los resultados pueden variar.

No se presentó falla frágil en su cargamiento.

Proyecto: Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.

Descripción: Probeta para profundidad de Son sin Fibra PET No. 3

Fecha: 01/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UV-1.26-0.0-3

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
146	119,82	137,09	132,43	4,66	12,61	36,95
Contenido de Agua Final						
32	117,90	267,29	226,89	40,40	108,99	37,07

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	151,05 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	155,97 g
W <sub>1</sub> =	150,96 g
Fibra =	0 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	1,26 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	≈ 28 kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: Prueba para profundidad de 7.5m sin fibra PET No. 1

Fecha: 29/07/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UU-1,89.0.0-1

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
16	117,00	134,36	129,70	4,66	12,70	36,69
Contenido de Agua Final						
38	116,96	265,74	225,82	39,92	108,86	36,67

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	149,53 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	154,65 g
W <sub>1</sub> =	149,50 g
Fibra =	0 %

Condiciones de la Prueba	
$\sigma_3$ =	1,89 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	≈ 38 kg

Notas:

Proyecto: Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.

Descripción: Probeta para profundidad de 7.5m sin Fibra PET No.2 Fecha: 30/09/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UU-1.89-0,0-2

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
36	118,38	135,69	131,01	4,68	12,63	37,05
Contenido de Agua Final						
56	119,87	271,60	231,14	40,48	111,25	36,38

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	153,11 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	158,18 g
W <sub>1</sub> =	153,07 g
Fibra =	0 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	1.89 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	35,7 kg

Notas: falló a 35,7kg, pero la falla se recargó en el pedestal y siguió incrementando...

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: Próbata para profundidad de 2.5m con fibra de PET 0.1% No.1 Fecha: 08/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UU-0.63-0.1-1

**COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)**

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
8	118.00	135.24	130.63	4.61	12.63	36.50
Contenido de Agua Final						
16	117.00	268.66	228.06	40.6	111.06	36.56

Características de la Probata	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	152.25 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	157.33 g
W <sub>1</sub> =	152.19 g
Fibra =	0.1 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	6.63 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: Probeta para profundidad de 2.5m con fibra PET 0.1% No.2 Fecha: 12/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UU-0,63-0,1-2

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
38	116,96	134,18	129,68	4,50	12,72	35,39
Contenido de Agua Final						
45	117,13	269,66	228,98	40,68	111,85	36,37

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	153,05 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	158,10 g
W <sub>1</sub> =	152,97 g
Fibra =	%

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	0,63 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: Prueba para profundidad de 5m con fibra PET 0.1% No. 1 Fecha: 12/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UU-1.26-0.1-1

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
36	118.38	136.14	131.45	4.69	13.07	35.88
Contenido de Agua Final						
31	117.00	268.76	228.37	40.39	111.37	36.27

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	152.47 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	157.56 g
W <sub>1</sub> =	152.40 g
Fibra =	0.1 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	1.26 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: Prueba para profundidad de 5m con fibra PET 0,1% No. 2 Fecha: 13/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: U1-1,26-0.1-2

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
5	117,12	134,47	129,83	4,64	12,71	36,51
Contenido de Agua Final						
33	118,09	268,96	228,28	40,68	110,19	36,92

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9,03 cm
D <sub>0</sub> =	3,53 cm
W <sub>0</sub> =	151,19 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	156,28 g
W <sub>1</sub> =	151,12 g
Fibra =	0,1 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	1,26 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0,15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: Prueba para profundidad de 7.5m con Fibra PET 0.1% No. 1 Fecha: 13/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: W-1.89-0.1-1

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
33	118,09	135,38	130,74	4,64	12,65	36,68
Contenido de Agua Final						
6	118,93	268,42	228,43	39,99	109,5	36,52

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	150.60 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	155.77 g
W <sub>1</sub> =	150.54 g
Fibra =	0.1 %

Condiciones de la Prueba	
$\sigma_3$ =	1.89 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.

Descripción: Probeta para profundidad de 7.5m con fibra PET 0.1% No. 2

Fecha: 14/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UU-1,89-0,1-2

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
146	119,82	137,16	132,56	4,60	12,74	36,11
Contenido de Agua Final						
36	118,38	267,86	228,41	39,45	110,03	35,85

Características de la Probeta	
$H_0 =$	9.03 cm
$D_0 =$	3.53 cm
$W_0 =$	151,32 g
$W_{1+bolsa} =$	156,33 g
$W_1 =$	151,23 g
Fibra =	0.1 %

Condiciones de la Prueba	
$\sigma_3 =$	1,89 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
$P_{pico} =$	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: **Probeta para profundidad de 2,5 m con fibra de PET 0,3% No. 1** Fecha: **15/08/2013**

Carpeta: **Guillermo**

Archivo: **UU-0,63-0,3-1**

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
32	117,90	135,17	130,62	4,55	12,72	35,77
Contenido de Agua Final						
33	118,09	269,44	228,37	41,07	110,28	37,24

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9,03 cm
D <sub>0</sub> =	3,53 cm
W <sub>0</sub> =	152,84 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	158,05 g
W <sub>1</sub> =	152,89 g
Fibra =	0,3 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	0,63 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0,15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.

Descripción: Probeta para profundidad de 2,5 m con fibra de PET 0,3 % No. 2 Fecha: 19/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UU-0,63-0,3-2

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
56	119,87	135,00	130,99	4,01	11,12	36,06
Contenido de Agua Final						
77	122,24	273,19	232,13	41,06	109,89	37,36

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	153,00 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	158,16 g
W <sub>1</sub> =	152,90 g
Fibra =	0,3 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	0,63 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: **Probeta para profundidad de 5 m con fibra de PET 0,3 % No. 1** Fecha: 19/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UU-1.26-0.3-1

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
36	118,38	138,65	133,32	5,33	14,94	35,68
Contenido de Agua Final						
16	117,00	268,12	228,06	40,06	111,06	36,07

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9,03 cm
D <sub>0</sub> =	3,53 cm
W <sub>0</sub> =	152,51 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	157,67 g
W <sub>1</sub> =	152,37 g
Fibra =	0,3 %

Condiciones de la Prueba	
$\sigma_3$ =	1,26 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0,15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: **Probeta para profundidad de 5 m con fibra de PET 0,3 % No. 2** Fecha: 20/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UV-1.26-0.3-2

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
31	117,00	137,31	131,83	5,48	14,83	36,95
Contenido de Agua Final						
38	116,96	268,67	227,08	41,59	110,12	37,77

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	152,28 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	157,17 g
W <sub>1</sub> =	152,19 g
Fibra =	0.3 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	1.26 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: **Probeta para profundidad de 7.5 m con fibra de PET 0.3 % No. 1** Fecha: 21/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UU-1,89-0,3-1

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
8	118,00	135,61	130,93	4,68	12,93	36,20
Contenido de Agua Final						
9	117,76	268,80	228,71	40,09	110,95	36,13

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	152.44 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	157.31 g
W <sub>1</sub> =	152.34 g
Fibra =	0.3 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	1.89 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: **Probeta para profundidad de 7,5 m con fibra de PET 0,3 % No. 2** Fecha: 22/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UU-1,89-0,3-2

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
5	117,12	135,26	130,40	4,86	13,28	36,60
Contenido de Agua Final						
107	122,77	274,94	234,78	40,16	112,01	35,85

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	153,51 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	158,35 g
W <sub>1</sub> =	153,39 g
Fibra =	0,3 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	1.89 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: **Probeta para profundidad de 2,5 m con fibra de PET 0,6 % No. 1** Fecha: 22/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: W-0,63-0,6-

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
31	117,00	134,92	130,11	4,81	13,11	36,69
Contenido de Agua Final						
9	117,76	271,03	230,38	40,65	112,62	36,10

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9,03 cm
D <sub>0</sub> =	3,53 cm
W <sub>0</sub> =	154,40 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	159,38 g
W <sub>1</sub> =	154,36 g
Fibra =	0,6 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	0,63 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0,15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.

Descripción: Probeta para profundidad de 2,5 m con fibra de PET 0,6 % No. 2 Fecha: 26/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UV-0,63-0,6-2

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
45	117,13	136,79	131,61	5,18	14,48	35,77
Contenido de Agua Final						
107	122,77	274,76	234,23	40,53	111,46	36,36

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	152,98 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	157,87 g
W <sub>1</sub> =	152,86 g
Fibra =	0.6 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	0,63 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: **Probeta para profundidad de 5 m con fibra de PET 0,6 % No. 1** Fecha: **27/08/2013**

Carpeta: **Guillermo**

Archivo: **UV-1,26-0,6-1**

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU) MCC

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
56	119,87	137,49	132,73	4,76	12,86	37,01
Contenido de Agua Final						
16	117,00	268,73	228,85	39,88	111,85	35,65

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9,03 cm
D <sub>0</sub> =	3,53 cm
W <sub>0</sub> =	153,13 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	158,04 g
W <sub>1</sub> =	153,02 g
Fibra =	0,6 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	1,26 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0,15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.

Descripción: Probeta para profundidad de 5 m con fibra de PET 0.6 % No. 2 Fecha: 27/08/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: 00-1.26-0.6-2

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
38	116,96	134,99	130,10	4,89	13,14	37,21
Contenido de Agua Final						
45	117,13	269,82	229,11	40,71	111,98	36,36

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	153,44 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	158,24 g
W <sub>1</sub> =	153,29 g
Fibra =	0.6 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	1,26 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	- kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: **Probeta para profundidad de 7,5 m con fibra de PET 0,6% No. 1** Fecha: **28/08/2013**

Carpeta: **Guillermo**

Archivo: **UU-1,89-0,6-1**

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
46	119,93	138,33	133,46	4,87	13,53	35,99
Contenido de Agua Final						
56	119,87	269,81	230,36	39,45	110,49	35,70

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9,03 cm
D <sub>0</sub> =	3,53 cm
W <sub>0</sub> =	152,14 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	156,90 g
W <sub>1</sub> =	151,97 g
Fibra =	0,6 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	1,89 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0,15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: **Probeta para profundidad de 7,5 m con fibra de PET 0,6 % No. 2** Fecha: **29/08/2013**

Carpeta: **Guillermo**

Archivo: **UU-1,89-0,6-2**

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
32	117,90	136,12	131,17	4,95	13,27	37,30
Contenido de Agua Final						
33	118,09	268,73	229,27	39,46	111,18	35,49

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	152,56 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	157,43 g
W <sub>1</sub> =	152,44 g
Fibra =	0,6 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	1,89 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: **Probeta para profundidad de 2,5 m con fibra de PET 1,0 % No. 3** Fecha: 26/11/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: UU-0,63-1,0-3

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
23	117,8	135,51	130,77	4,74	12,97	36,55
Contenido de Agua Final						
26	116,47	269,33	229,23	40,10	112,76	35,56

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9,03 cm
D <sub>0</sub> =	3,53 cm
W <sub>0</sub> =	154,67 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	159,57 g
W <sub>1</sub> =	155,07 g
Fibra =	1,0 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	0,63 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0,15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.

Descripción: Probeta para profundidad de 2,5 m con fibra de PET 1,0 % No. 4 Fecha: 26/11/2013

Carpeta: Guillermo

Archivo: W-0,63-1,0-4

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
56	119,9	138,00	133,29	4,71	13,39	35,18
Contenido de Agua Final						
51	118,07	269,52	230,01	39,51	111,94	35,30

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	153,89 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	158,73 g
W <sub>1</sub> =	153,79 g
Fibra =	1,0 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	0,63 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: **Probeta para profundidad de 5 m con fibra de PET 1,0 % No. 1** Fecha: **11/09/2013**

Carpeta: **Guillermo**

Archivo: **UU-1,26-1,0-**

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
77	122,24	140,09	135,40	4,69	13,16	35,64
Contenido de Agua Final						
32	117,91	268,06	228,56	39,50	110,65	35,70

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9,03 cm
D <sub>0</sub> =	3,53 cm
W <sub>0</sub> =	152,62 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	157,40 g
W <sub>1</sub> =	152,48 g
Fibra =	1,0 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	1,26 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0,15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: **Probeta para profundidad de 5 m con fibra de PET 1,0 % No. 2** Fecha: **11/09/2013**

Carpeta: **Guillermo**

Archivo: **UU-1.26-1.0-2**

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara	Peso de tara + suelo húmedo	Peso de tara + suelo seco	Peso del agua	Peso del suelo seco	Contenido de agua
	[g]	[g]	[g]	[g]	[g]	%
38	116,96	135,21	130,43	4,78	13,47	35,49
Contenido de Agua Final						
8	118,00	269,29	229,19	40,10	111,19	36,06

Características de la Probeta	
$H_0 =$	9.03 cm
$D_0 =$	3.53 cm
$W_0 =$	153,49 g
$W_{1+bolsa} =$	157,99 g
$W_1 =$	153,35 g
Fibra =	1,0 %

Condiciones de la Prueba	
$\sigma_3 =$	1.26 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
$P_{pico} =$	— kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: **Probeta para profundidad de 7,5 m con fibra de PET 1,0 % No. 1** Fecha: **12/09/2013**

Carpeta: **Guillermo**

Archivo: **UU-1,89-1.0-1**

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
31	117,00	135,40	136,46	4,94	13,46	36,70
Contenido de Agua Final						
38	116,96	266,85	227,40	39,45	110,44	35,72

Características de la Probeta		
H <sub>0</sub> =	9.03	cm
D <sub>0</sub> =	3.53	cm
W <sub>0</sub> =	151,84	g
W <sub>1+bolsa</sub> =	156,44	g
W <sub>1</sub> =	151,74	g
Fibra =	1.0	%

Condiciones de la Prueba		
σ <sub>3</sub> =	1,89	kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15	mm/min
P <sub>pico</sub> =	—	kg

Notas:

Proyecto: **Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras térreas conformadas por arcilla.**

Descripción: **Probeta para profundidad de 7,5 m con fibra de PET 1.0 % No. 2** Fecha: **12/09/2013**

Carpeta: **Guillermo**

Archivo: **(N-1,89-1,0-2)**

### COMPRESIÓN TRIAXIAL (UU)

Contenido de Agua Inicial						
Tara No.	Peso de la tara [g]	Peso de tara + suelo húmedo [g]	Peso de tara + suelo seco [g]	Peso del agua [g]	Peso del suelo seco [g]	Contenido de agua %
45	117,13	136,41	131,26	5,15	14,13	36,45
Contenido de Agua Final						
36	118,38	270,62	230,27	40,35	111,89	36,06

Características de la Probeta	
H <sub>0</sub> =	9.03 cm
D <sub>0</sub> =	3.53 cm
W <sub>0</sub> =	153,74 g
W <sub>1+bolsa</sub> =	158,38 g
W <sub>1</sub> =	153,62 g
Fibra =	1,0 %

Condiciones de la Prueba	
σ <sub>3</sub> =	1,89 kg/cm <sup>2</sup>
Velocidad de compresión =	0.15 mm/min
P <sub>pico</sub> =	— kg

Notas:

*Diseño por Jessica Sherwell*