



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL Y DE PROPAGACIÓN DE GRIETAS DE  
UN SUELO CON INCULSIONES DE FIBRA DE POLIETILENO TEREFALATO

**TESIS**  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
DOCTORA EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
**CAROLINA HERNÁNDEZ VALERIO**

TUTOR  
DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO  
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

CIUDAD UNIVERSITARIA CD.MX., AGOSTO 2022



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**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.

## **AGRADECIMIENTOS:**

A mis padres:

Carolina Valerio Mateos

Jaime Rafael Hernández García

A mis hermanos:

Jaime Josue Hernández Valerio

Octavio Taurino Hernández Valerio

A mi tutor:

Dr. Eduardo Botero Jaramillo

Al comité tutorial:

Dr. Mario Flores Guzman

Dr. Osvaldo Flores Castellón

Dr. Rigoberto Rivera Constantino

Dra. Alexandra Ossa López

A mis profesores:

Dr. Pere Prat

Dr. Alberto Ledezma

A mis compañeros y amigos

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM

A la Universidad Politécnica de Cataluña

## ÍNDICE

---

1	Introducción .....	10
1.1	Objetivo general.....	11
1.2	Alcances.....	11
2.	Antecedentes .....	13
2.1.	Agrietamiento de suelos .....	13
2.1.1.	Resistencia a la tensión en suelos .....	20
2.1.2.	Mecánica de fractura y su aplicación al estudio de agrietamiento de arcillas .....	25
2.1.1.	Morfología del agrietamiento .....	35
2.2.	Suelos reforzados con fibras sintéticas .....	37
2.2.1.	Comportamiento estático .....	37
2.2.2.	Comportamiento dinámico .....	42
2.2.3.	Otros estudios .....	45
2.2.4.	Ventajas.....	46
2.1.	Aplicaciones de suelos reforzados con fibras sintéticas .....	48
2.1.1.	Protección de taludes.....	49
2.1.2.	Pavimentos y caminos.....	50
2.1.1.	Vertederos.....	56
2.1.1.	Relleno en muros de contención .....	62
2.1.1.	Estructuras de retención de agua .....	65
2.1.1.	Cimentaciones .....	68
3	Estudio de los Materiales empleados .....	72
3.1.	Ubicación.....	72
3.2.	Pruebas índices.....	75
3.3.	Pruebas de compactación .....	77
3.4.	Material de refuerzo .....	78
3.5.	Interacción suelo – fibra de <i>PET</i> .....	80
4	Técnicas experimentales .....	84
4.1	Medición de la resistencia a la compresión .....	84
4.1.1.	Preparación de la muestra .....	84
4.1.2.	Pruebas estáticas.....	84
4.1.2.	Pruebas dinámicas.....	85

4.2.	Determinación del factor de intensidad de esfuerzos críticos.....	89
4.3.1	Preparación de la muestra .....	89
4.3.2	Procedimiento de prueba .....	91
4.3.	Medición de la resistencia a la tensión .....	97
4.3.1.	Preparación de la muestra .....	101
4.3.2.	Procedimiento de prueba .....	104
4.4.	Determinación de la morfología del agrietamiento.....	110
5	Resultados experimentales .....	115
5.1	Variación de la resistencia a la compresión .....	115
5.2	Variación del módulo de rigidez.....	123
5.3	Variación del amortiguamiento .....	129
5.4.	Variación de parámetros de mecánica de fractura $K_{Ic}$ y $G_{Ic}$ .....	131
5.4.1.	Ensayos de $MF$ bajo carga controlada.....	132
5.4.2.	Ensayos de $MF$ bajo desplazamiento controlado.....	134
5.4.3.	Validación de $K_{Ic}$ .....	138
5.4.4.	Análisis desde el enfoque de Mecánica de Fractura Elasto-Plástica.....	140
5.5.	Variación de la resistencia a la tensión .....	142
5.4.	Morfología del agrietamiento .....	149
5.5.	Aplicaciones.....	153
5.6.	Técnicas utilizadas en el análisis de imágenes .....	156
6	Conclusiones y recomendaciones .....	159
6.1.	Observación microscópica.....	159
6.2.	Comportamiento estático .....	159
6.3.	Comportamiento dinámico .....	160
6.4.	Resistencia a la tensión .....	161
6.5.	Parámetros de $MF$ .....	162
6.3	Morfología y evolución del agrietamiento.....	163
6.4.	Técnicas utilizadas en el análisis de imágenes .....	165
Anexo 1	relaciones gravimétricas y volumétricas .....	167
Anexo 2	Círculos de Mohr .....	170
Anexo 3	Carga contra abertura de la grieta pruebas de $mf$ con deformación controlada de 0.5 mm/min.....	174
Anexo 4	Carga contra abertura de la grieta pruebas de $mf$ con deformación controlada de 0.33 mm/min.....	177

Anexo 5 Fotos de inicio y propagación de grietas en pruebas de mf ..... 179  
Bibliografía y referencias..... 184

## FIGURAS

Figura 2. 1 Modos básicos de desplazamiento de las superficies de la grieta (Auvinet y Arias, 1991) ..... 15  
Figura 2. 2 Mecanismo de propagación de grieta propuesto en el modelo de Lee et al (1988) a) antes de la propagación de la grieta, b) después de la propagación de la grieta..... 17  
Figura 2. 3 Trayectorias de esfuerzos totales y efectivas durante el proceso general de consolidación y desecación (Abu-Hejleh y Znidarcic, 1995) ..... 18  
Figura 2. 4 Diagrama del modelo propuesto por Konyad y Ayad (1997) ..... 19  
Figura 2. 5 Aparato para determinar KIC en suelos (Wang et al. 2007)..... 31  
Figura 2. 6 Deformación frágil del espécimen de suelo congelado artificialmente en la prueba de flexión de cuatro puntos. Yamamoto y Springman (2017) ..... 32  
Figura 2. 7 Prueba de medio disco, Cao (2018)..... 32  
Figura 2. 8 Sistema de prueba para carga. Wang et al. (2020) ..... 32  
Figura 2. 9 Área utilizada para calcular J (González, 2004) ..... 34  
Figura 2. 10 Enromamiento (bluting) casi circular, plástico, no recuperable, típico de una propagación estable. Tomado de Arana y González (2002). ..... 34  
Figura 2. 11 Diagrama de la viga a flexión en 3 puntos utilizada para evaluar el crecimiento de grietas dúctiles en el suelo. El espécimen consiste en una pieza de suelo de prueba rectangular con una grieta de longitud insertada intencionalmente. La longitud del ligamento (b), la distancia entre los rodillos (S) y el ancho de la pieza de prueba (W) también están representados. Hallet y Newson (2001). ..... 35  
Figura 2. 12 Configuración experimental, Yesiller et al (2000) ..... 36  
Figura 2. 13 Distribución de fibras orientadas y aleatorias..... 47  
Figura 2. 14 Distribución de fibras utilizando un soplador de paja sobre material granular y mezcla de fibras con material granular con un recuperador (White y Vennapusa, 2013). ..... 48  
Figura 2. 15 Planta y perfil de la sección de prueba 1 (Modificado de Tingle et al. 2002). ..... 51  
Figura 2. 16 Planta y perfil de la sección de prueba 2 (Modificado de Tingle et al. 2002). ..... 52  
Figura 2. 17 De izquierda a derecha, fibras de polipropileno monofilamento y distribución de fibras en las secciones de prueba (Newman y White, 2008) ..... 53  
Figura 2. 18 Tiras de plástico (Jha et al. 2014) ..... 55  
Figura 2. 19 Módulo de subrasante vs contenido de tiras para diferentes materiales ( modificado de Jha et al, 2014) ..... 55  
Figura 2. 20 Variación de la relación de agrietamiento vs contenido de agua para un suelo natural y uno reforzado con 0.8% de fibra de PP (modificado de Tang et al 2012) ..... 57  
Figura 2. 21 Representación esquemática de prueba (modificado de Chaduvula et al, 2017) ..... 58  
Figura 2. 22 Evolución y propagación de grietas de desecación con respecto al tiempo (tomado de Chaduvula et al, 2017)..... 59

Figura 2. 23 a) ensamblado general de la prueba en cámara triaxial, b) espécimen posicionado en una base metálica (Ehrlich et al, 2019) .....	60
Figura 2. 24 Conductividad hidráulica vs deformación radial (Ehrlich et al, 2019).....	60
Figura 2. 25 Ilustración del efecto puente de las fibras durante el agrietamiento por desecación capturado por un microscopio óptico, muestra secada al horno con $f_c = 4\%$ (Narani et al, 2020)...	61
Figura 2. 26 Refuerzo de fibra sintética en suelo de relleno en un muro de contención, modificado de Shukla 2017. ....	63
Figura 2. 27 Esquema de ensaye de Park y Tan (2005) .....	64
Figura 2. 28 Configuración e instrumentación de modelo de suelo reforzado a escala reducida (Modificado de Jamshidi et al, 2009). ....	65
Figura 2. 29 Aparato para medir la resistencia a la tubificación (Estabragh et al. 2014).....	66
Figura 2. 30 Efecto de las fibras de PP en el gradiente hidráulico crítico (Yang et al, 2019). ....	67
Figura 2. 31 Presa con inclusiones de fibra, modificado de Shukla 2017. ....	68
Figura 2. 32 Una pared de tablestacas con tierra compactada reforzada con fibra en el lado aguas abajo, modificado de Shukla 2017. ....	68
Figura 2. 33 Cimentación superficial en suelo reforzado con fibra.....	69
Figura 2. 34 Modos de falla para las mezclas de arena con: a) cemento y b) con cemento y fibras (Consoli et al. 2003).....	70
Figura 3. 1 Ubicación de la muestra recuperada .....	73
Figura 3. 2 Estratigrafía del sitio en estudio.....	73
Figura 3. 3 Muestra S-1. El patrón XRD de la arcilla orientada muestra la presencia de esmectita y halloysita. a, sin tratar; b, tratado; c, calentado a 550°C (Amaya et al. 2018). ....	74
Figura 3. 4 Muestra M-1. El patrón XRD de la fracción de arcilla orientada muestra la presencia de esmectita y haloisita. a, sin tratar; b, tratado; c, calentado a 550°C (Amaya et al. 2018). ....	74
Figura 3. 5 Muestra M-2. El patrón XRD de la fracción de arcilla orientada muestra la presencia de esmectita y caolinita. a, sin tratar; b, tratado; c, calentado a 550°C (Amaya et al. 2018).....	75
Figura 3. 13 Variación de la plasticidad del suelo con diferentes contenidos de fibra .....	76
Figura 3. 14 Variación de la densidad de sólidos con diferentes contenidos de fibra.....	76
Figura 3. 15 Variación del peso vol. seco vs el peso del pisón para diferentes contenidos de agua	77
Figura 3. 16 Variación del peso vol. seco vs contenido de agua para suelos con diferentes contenidos de fibra .....	78
Figura 3. 6 Obtención de la fibra de PET .....	80
Figura 3. 7 Relaciones de peso y volúmen .....	81
Figura 3. 8 Suelo sin fibra .....	82
Figura 3. 9 Suelo con 0.1 % de fibra .....	82
Figura 3. 10 Suelo con 0.3 % de fibra .....	82
Figura 3. 11 Suelo con 0.5 % de fibra .....	83
Figura 3. 12 Suelo con 0.7 % de fibra .....	83
Figura 4. 1 Equipo utilizado para la determinación de la resistencia a la compresión .....	85
Figura 4. 2 Lazo de histéresis .....	87
Figura 4. 3 Curva de aceleración vs frecuencia .....	88

Figura 4. 4 Equipos utilizados para la determinación de parámetros dinámicos, de izquierda a derecha: cámara triaxial y columna resonante móvil-fija.....	89
Figura 4. 5 Molde para vigas .....	90
Figura 4. 6 Procedimiento de compactación .....	90
Figura 4. 7 Esquema de ensaye para determinar $K_{IC}$ .....	92
Figura 4. 8 Posibles curvas de carga vs desplazamiento en la prueba para determinar $K_{IC}$ .....	93
Figura 4. 9 Componente plástica de J .....	94
Figura 4. 10 Dimensiones de la muestra .....	94
Figura 4. 11 Esquema de equipos de ensaye. ....	95
Figura 4. 12 Obtención de video .....	96
Figura 4. 13 Procesamiento de video .....	96
Figura 4. 14 Medición de abertura de la grieta.....	97
Figura 4. 15 Esquema de ensaye a flexión .....	98
Figura 4. 16 Base, actuador y conexiones .....	99
Figura 4. 17 Esquema de ensayos a flexión con dimensiones en mm .....	100
Figura 4. 18 Componentes de molde para vigas.....	101
Figura 4. 19 Equipo utilizado en la formación de vigas de arcilla-fibra de PET.....	103
Figura 4. 20 Colocación de fibra para una viga con 0.1% de fibra .....	104
Figura 4. 21 Cámara triaxial para ensayos de viga a flexión.....	105
Figura 4. 22 Geometría de viga de suelo.....	106
Figura 4. 23 Equipo utilizado para la medición de deflexión .....	107
Figura 4. 24 Colocación de targets.....	108
Figura 4. 25 Calibración del sistema.....	108
Figura 4. 26 Referenciación del sistema.....	109
Figura 4. 27 Modelado. ....	109
Figura 4. 28 Esquema de Cámara ambiental, modificado de Lakshmikantha, M. R. 2009.....	111
Figura 4. 29 Cámara ambiental de la UPC (2020) .....	112
Figura 4. 30 Software Crack Filter .....	114
Figura 5. 1 Gráfica esfuerzo desviador vs deformación para una presión de confinamiento de 50 KPa.....	116
Figura 5. 2 Gráfica esfuerzo desviador vs deformación para una presión de confinamiento de 100 KPa.....	116
Figura 5. 3 Gráfica esfuerzo desviador vs deformación para una presión de confinamiento de 150 KPa.....	116
Figura 5. 4 Esfuerzo desviador máximo para diferentes contenidos de fibra y diferentes presiones de confinamiento para una deformación unitaria de 10 % y 5 % respectivamente.....	117
Figura 5. 5 Esfuerzo vertical máximo para diferentes contenidos de fibra y diferentes presiones de confinamiento para una deformación unitaria de 1 %. ....	118
Figura 5.6 Probetas de suelo después de ser ensayadas (de izq. A derecha: Muestra con 0.1 % de fibra, Muestra con 0.5 % de fibra y Muestra con 0.7 % de fibra) .....	118
Figura 5. 7 Círculos de Mohr para un contenido de fibra de 0.1% y una deformación máxima seleccionada de 10% .....	119



Figura 5. 8 Variación de la cohesión (c) con el porcentaje de fibra en diferentes niveles de deformación unitaria.....	120
Figura 5. 9 Variación del ángulo de fricción interno ( $\Phi$ ) con el porcentaje de fibra en diferentes niveles de deformación unitaria. ....	120
Figura 5. 10 Módulos de Young para diferentes porcentajes de fibra y diferentes presiones de confinamiento .....	120
Figura 5. 11 Variación del Módulo de elasticidad secante ( $E_{sec}$ ) contra la deformación unitaria ( $\epsilon$ ) para diferentes contenidos de fibra y una presión de confinamiento de 50 KPa.....	122
Figura 5. 12 Variación del Módulo de elasticidad secante ( $E_{sec}$ ) contra la deformación unitaria ( $\epsilon$ ) para diferentes contenidos de fibra y una presión de confinamiento de 100 KPa.....	122
Figura 5. 13 Variación del Módulo de elasticidad secante ( $E_{sec}$ ) contra la deformación unitaria ( $\epsilon$ ) para diferentes contenidos de fibra y una presión de confinamiento de 150 KPa.....	122
Figura 5. 14 Módulo de rigidez (G) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 50 KPa.....	124
Figura 5. 15 Módulo de rigidez (G) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 100 KPa.....	124
Figura 5. 16 Módulo de rigidez (G) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 150 KPa.....	124
Figura 5. 17 Módulo de rigidez máximo vs % de fibra .....	125
Figura 5. 18 Relación entre el módulo de rigidez del suelo natural y del suelo con diferentes contenidos de fibra ( $G_{max f} / G_{max 0}$ ) vs contenido de fibra .....	126
Figura 5. 19 Módulo de rigidez normalizado ( $G/G_{max}$ ) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 50 KPa .....	127
Figura 5. 20 Módulo de rigidez normalizado ( $G/G_{max}$ ) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 100 KPa .....	127
Figura 5. 21 Módulo de rigidez normalizado ( $G/G_{max}$ ) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 150 KPa .....	127
Figura 5. 22 Estudios comparativos de suelos reforzados con fibras sintéticas para una presión de confinamiento de 50 KPa, $G_{max}$ vs % fibra.....	129
Figura 5. 23 Estudios comparativos de suelos reforzados con fibras sintéticas para una presión de confinamiento de 100 KPa, $G_{max}$ vs % fibra.....	129
Figura 5. 24 Estudios comparativos de suelos reforzados con fibras sintéticas para una presión de confinamiento de 150 KPa, $G_{max}$ vs % fibra.....	129
Figura 5. 25 Amortiguamiento ( $\lambda$ ) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 50 KPa.....	130
Figura 5. 26 Amortiguamiento ( $\lambda$ ) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 100 KPa.....	130
Figura 5. 27 Amortiguamiento ( $\lambda$ ) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 150 KPa.....	130
Figura 5. 28 Variación del amortiguamiento mínimo con el porcentaje de fibra .....	131
Figura 5. 29 Carga contra abertura de grieta para un contenido de fibra de 0.3% (prueba 1). ....	133
Figura 5. 30 Carga contra abertura de grieta para un contenido de fibra de 0.3% (prueba 2). ....	133
Figura 5. 31 Carga contra abertura de grieta para un contenido de fibra de 0.5% (prueba 1). ....	133

Figura 5. 32 Gráfica carga vs apertura de grieta para una muestra con contenido de fibra de 0.1 y una velocidad de deformación de 0.5 mm/min.....	134
Figura 5. 33 $K_{IC}$ y $G_{IC}$ para diferentes contenidos de fibra y una velocidad de deformación de 0.5 mm/min.....	135
Figura 5. 34 a) Gráfica carga vs apertura de grieta para una deformación controlada de 0.5 mm/min para un contenido de fibra de 0.5% (prueba 1), b) Gráfica carga vs apertura de grieta para una deformación controlada de 0.33 mm/min para un contenido de fibra de 0.5% (prueba 3). ..	136
Figura 5. 35 $K_{IC}$ y $G_{IC}$ para diferentes contenidos de fibra y una velocidad de deformación de 0.5 mm/min.....	137
Figura 5. 36 a) Gráfica carga vs apertura de grieta para un contenido de fibra de 0.1% (prueba 1), b) Gráfica carga vs apertura de grieta para un contenido de fibra de 0.3% (prueba 1). .....	137
Figura 5. 37 a) Gráfica carga vs apertura de grieta para un contenido de fibra de 0.5% (prueba 1), b) Gráfica carga vs apertura de grieta para un contenido de fibra de 0.7% (prueba 1). .....	138
Figura 5. 38 Comparación de los resultados de $K_{IC}$ presentes en la literatura con este estudio ....	140
Figura 5. 39 Componente plástica obtenida de la gráfica carga vs apertura de grieta para un contenido de fibra de 0.1% (prueba 1) .....	141
Figura 5. 40 Valores $J_{IC}$ para diferentes contenidos de fibra.....	142
Figura 5. 41 Curvas esfuerzo de tensión – deformación.....	145
Figura 5. 42 Inicio de agrietamiento por flexión para viga de suelo sin fibra (a) y viga de suelo con 0.1% de fibra (b).....	146
Figura 5. 43 Fallas presentadas para vigas de suelo – fibra de PET de 0.1% (a) y 0.3% (b). .....	147
Figura 5. 44 Falla presentada para viga de suelo – fibra de PET de 0.5% .....	147
Figura 5. 45 Figura 5. 46 Falla presentada para viga de suelo – fibra de PET de 0.7% .....	148
Figura 5. 47 Comparación de resultados de resistencia a la tensión.....	149
Figura 5. 48 Variación del CIF con el contenido de agua para muestras con diferentes contenidos de fibra .....	150
Figura 5. 49 CIF vs % de fibra.....	150
Figura 5. 50 Muestras desecadas a las 24 h .....	151
Figura 5. 51 Muestras desecadas a las 48 h .....	151
Figura 5. 52 Muestras desecadas a las 72 h .....	152
Figura 5. 53 Muestras desecadas a las 120 h .....	152
Figura 5. 54 Muestras desecadas a las 166 h .....	152
Figura 5. 55 Errores en la medición del CIF.....	157
Figura 5. 56 Modelo exportado de PhotoModeler .....	158

## TABLAS

Tabla 3. 1 Resultados del análisis químico cuantitativo por XRF (Amaya et al. 2018).....	74
Tabla 3. 5 Propiedades índice del suelo natural .....	75
Tabla 3. 6 Relaciones gravimétricas y volumétricas.....	78
Tabla 3. 3 Características principales del elemento de refuerzo .....	79
Tabla 3. 4 Propiedades típicas de las fibras de PET (Modificado de Kaniraj y Havanagi, 2001) .....	80

Tabla 4. 1 Ensayes iniciales de compactación en vigas. ....	91
Tabla 4. 2 Ensaye de compactación por amasado .....	102
Tabla 4. 3 Propiedades del suelo (Cordero, 2019) .....	113
Tabla 5. 1 Módulos de Young para diferentes porcentajes de fibra y diferentes presiones de confinamiento .....	120
Tabla 5. 2 Valores de $K_{IC}$ y $G_{IC}$ para pruebas de carga controlada .....	133
Tabla 5. 3 Valores de $K_{IC}$ y $G_{IC}$ para una velocidad de deformación de 0.5 mm/min.....	135
Tabla 5. 4 Valores de $K_{IC}$ y $G_{IC}$ para una velocidad de deformación de 0.33 mm/min .....	136
Tabla 5. 5 Validación de la teoría de mecánica de fractura lineal elástica.....	139
Tabla 5. 6 Valores de $J$ para una velocidad de deformación de 0.33 mm/min .....	141
Tabla 5. 7 Resultados de pruebas a flexión en vigas de suelo – fibra de PET .....	143
Tabla 5. 8 Comparación entre la resistencia a la compresión y la resistencia a la tensión. ....	148
Tabla 5. 9 Parámetros evaluados .....	154
Tabla 5. 10 Contenido de fibra óptimo de acuerdo al parámetro mecánico a mejorar .....	156
Tabla 5. 11 Análisis de imágenes.....	157

## 1 INTRODUCCIÓN

---

El problema de agrietamiento del suelo constituye un importante factor de riesgo que debe ser evaluado para definir medidas de protección y de coexistencia. La presencia real o el potencial de grietas debe tomarse en cuenta en el diseño de construcciones e instalaciones para evitar o disminuir el daño que pueden ocasionar a las edificaciones.

En México los problemas de agrietamiento se han presentado en varios sitios, de los cuales se destacan los de la ciudad de Aguascalientes (Romo y Botero, 2010), Querétaro (Trejo y Martínez, 1991) y los de la Ciudad de México (Juárez y Rico, 1969, Orozco y Figueroa, 1991, Murillo et al., 1991, Auvinet y Arias, 1991, Auvinet et al. 2017), generalmente ocasionados en suelos finos de alta plasticidad y expansibles.

Por lo consiguiente, existen diferentes formulaciones que buscan resolver algunos de los interrogantes asociados al fenómeno del agrietamiento en suelos finos; hay las que plantean desde el punto de vista teórico cuáles son los mecanismos y condiciones que gobiernan el inicio y la propagación de grietas, o también las que proponen criterios más generales para cuantificar características geométricas medias, tales como áreas o volúmenes de grietas que se pueden esperar en un terreno bajo ciertas condiciones particulares.

En México, se ha destacado la aplicación de modelos cuantitativos para el estudio de los mecanismos de fracturamiento tomando en cuenta los siguientes aspectos: (1) mecánica de fracturas con un criterio de propagación basado en el “factor de intensidad de esfuerzos crítico” y realización de modelaciones de propagación bajo presión hidráulica aplicando el método del Elemento Finito (Auvinet y Arias, 1991); (2) teoría de flujo unidimensional hacia una batería de pozos (Juárez Badillo y Figueroa Vega, 1984 y Juárez Badillo, 1991); y (3) cuantificación de las tensiones inducidas por el abatimiento del agua subterránea, basada en la teoría de la elasticidad incluyendo fuerzas de filtración (Figueroa Vega, 1989; Alberro y Hernández, 1990).

Con el propósito de disminuir el potencial de agrietamiento del suelo, se ha propuesto la incorporación de fibras de *PET* en suelos finos, a fin de que las fibras ayuden a disipar los esfuerzos de tensión producidos por el agrietamiento de suelos. Acerca de este tema, no existen suficientes estudios teóricos o experimentales registrados en la literatura que ahonden en el comportamiento de suelos con fibras de *PET*.

Por lo anterior expuesto, esta investigación se concentra en el conocimiento de los mecanismos y variables más relevantes que intervienen en el agrietamiento de un suelo fino reforzado con fibra de *PET* y en su comportamiento deformacional al variar el contenido de fibra con respecto al peso del suelo seco. Para ello, se analizaron varios modelos de predicción de agrietamientos y se formuló un programa experimental sobre un limo de alta plasticidad mezclado con diferentes porcentajes de fibra de *PET*, obtenido en el antiguo lago de Texcoco en el Estado de México, donde ocurren problemas de agrietamiento.

Al analizar diferentes modelos de agrietamiento, se pudieron determinar ciertas propiedades del suelo que se requieren para hacer el seguimiento del fenómeno, como son las características de deformabilidad ante esfuerzos de tensión, la resistencia a la tensión y los parámetros de mecánica de fractura.

La resistencia a la tensión del suelo es un parámetro indispensable para establecer las condiciones de esfuerzo que dan inicio a las grietas. En cuanto a la mecánica de fractura lineal elástica, algunos modelos acuden a ella para estimar el avance de las grietas de tensión, en estos casos no se intenta identificar el mecanismo ni las condiciones de inicio de las grietas sino la estabilidad o el avance de estas cuando ya han sido formadas y para esto es necesario determinar experimentalmente los parámetros de fractura del suelo. Lo cual se logró estimar mediante pruebas de laboratorio diseñadas con base en la metodología de prueba de viga a flexión.

Así mismo, con el propósito de lograr una mejor comprensión de los mecanismos y características del agrietamiento de los suelos finos reforzados con *PET*, se analizaron aspectos morfológicos de los procesos de inicio y evolución de las grietas y se estudiaron los efectos de otras variables que intervienen, como la cantidad de fibra, el contenido de agua y la aplicación de esfuerzos, en una arcilla de Barcelona; para ello, se utilizó una cámara ambiental desarrollada en la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC).

Aunado a lo anterior, la reutilización de envases de *PET* para la elaboración de fibras que al integrarse al suelo sirvan como refuerzo y estabilización, es una técnica amigable con el medio ambiente, ya que se deriva del reúso de envases de Polietileno Tereftalato (*PET*), los cuales ocasionan contaminación al medio ambiente debido al manejo deficiente de los residuos; los productos plásticos tienen un costo ambiental, tanto cuando se producen como después de su uso al terminar donde no deberían (Mills, J., 2011). A pesar de su indiscutible utilidad en la vida cotidiana, una vez que los plásticos se han utilizado se convierten en residuos sólidos urbanos que, en grandes cantidades, generan problemas de contaminación del agua, aire y suelo, esto impacta directamente al ambiente y a la salud.

## 1.1 OBJETIVO GENERAL

Conocer los mecanismos y variables que intervienen en los procesos de agrietamiento de un suelo fino con diferentes contenidos de fibra de *PET*, mediante el diseño y elaboración de pruebas de laboratorio, así como determinar el comportamiento deformacional en distintas condiciones de esfuerzos.

## 1.2 ALCANCES

Para cumplir con el objetivo planteado, se considerarán los siguientes aspectos:

- 1) Recopilación bibliográfica.
- 2) Pruebas índice de laboratorio del material natural y con diferentes contenidos de fibra (0.1, 0.3, 0.5 y 0.7 %).
- 3) Pruebas de compactación para determinar el contenido de agua óptimo y el peso volumétrico seco máximo del suelo natural y de suelos reforzados con diferentes contenidos de fibra.
- 4) Evaluación de los parámetros de resistencia del suelo fino natural y con diferentes porcentajes de fibra mediante la realización de pruebas triaxiales tipo *UU* (No consolidada no drenada).

- 5) Determinación del comportamiento dinámico del suelo fino natural y con inclusiones de fibra de *PET* a grandes y bajas deformaciones mediante la realización de pruebas triaxiales cíclicas y de columna resonante.
- 6) Diseñar y aplicar un experimento basado en un método de ensayo de viga a flexión para evaluar el comportamiento a la tensión de vigas de suelo-fibra compactadas con diferentes porcentajes de fibra.
- 7) Determinar los parámetros básicos de la mecánica fractura lineal elástica (energía de fractura y factor de intensidad de esfuerzos crítico) mediante pruebas de laboratorio para conocer los mecanismos y patrones de propagación de grietas de un suelo fino reforzado con fibra de *PET* y validar su utilización en el proceso de propagación de grietas del suelo-fibra.
- 8) Observación morfológica de los procesos de inicio y evolución de los agrietamientos, identificación de patrones geométricos de las grietas y rasgos típicos de comportamiento del suelo con inclusiones de fibra de *PET* en procesos de desecación. Relacionar los resultados con las propiedades mecánicas que controlan el comportamiento del suelo.

## 2 ANTECEDENTES

---

Uno de los objetivos principales de esta investigación es conocer los mecanismos y variables que intervienen en los procesos de agrietamiento de un suelo fino con diferentes contenidos de fibra de *PET*, por lo consiguiente, y con el fin de tener un panorama general sobre el marco de referencia del problema del agrietamiento en suelos, se presenta en primer lugar algunas teorías que tratan de explicar el fenómeno del agrietamiento en suelos, dichas teorías consideran como variables principales para la evaluación de grietas: la resistencia a la tensión, parámetros de mecánica de fractura y patrones de agrietamiento evaluados visualmente. Como consecuencia, los subtemas posteriores recopilan información acerca del estudio de estas variables.

Posteriormente, se compila información acerca de los estudios sobre suelos reforzados con fibras sintéticas, sus posibles aplicaciones y las ventajas frente a otros métodos de mejoramiento de suelos; una de las finalidades de esta investigación es expandir la frontera del conocimiento sobre los suelos reforzados con fibra de *PET* para su correcta aplicación y manejo.

### 2.1 AGRIETAMIENTO DE SUELOS

El fenómeno del agrietamiento de los suelos constituye un factor de riesgo que debe ser considerado y evaluado para definir medidas de protección, prevención y mitigación de daños.

La primera explicación racional sobre la formación y el desarrollo de grietas en el Valle de México es atribuible a Nabor Carrillo (1951). Este investigador asocia la formación de las grietas a un flujo que debe tener lugar horizontalmente a través de un estrato permeable que subyace a la masa de arcilla; como consecuencia de ese flujo, las presiones hidrostáticas en la masa de arcilla se abaten y aparecen en la parte superior del estrato arcilloso esfuerzos de tensión que, correspondientemente, generan compresiones en sentido vertical y horizontal en la estructura sólida del suelo, dando esto origen a la formación de grietas.

Terzaghi (1943) por su parte, discutió el problema respecto al análisis teórico del agrietamiento en terraplenes y propuso métodos para tomarlo en cuenta en los cálculos de estabilidad. Analizó el estado de esfuerzos de terraplenes sobre cimentaciones horizontales rígidas sujetas a peso propio. Suponiendo un estado de equilibrio plástico activo dentro del suelo, encontró que debía existir una zona de tensión en la parte superior del terraplén que se extiende a una profundidad máxima de:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma} \left( \tan \tan 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (1)$$

Nonveiller y Anagnosti (1961) se interesaron en las deformaciones de un núcleo de arcilla en presas de poco espesor y en el desarrollo de grietas horizontales causadas por el hecho de que el núcleo estuviese siendo soportado por los respaldos menos compresibles de la presa. Propusieron un método de análisis basado en la teoría de la plasticidad para estimar la distribución de esfuerzos verticales en el corazón a lo largo de una sección transversal de la presa, suponiendo que el corazón se comportara como una placa delgada de material plástico comprimida entre dos placas rígidas. Haciendo algunas hipótesis acerca del criterio de falla del material y la distribución de esfuerzos

verticales en planos horizontales, determinaron la variación del esfuerzo vertical con la profundidad en función del ancho del núcleo. Supusieron que una grieta horizontal se formaría a la elevación donde los esfuerzos verticales se anularan. Este análisis demuestra que, para un corazón con paredes verticales, la condición crítica se desarrolla cuando el ancho del corazón se reduce a  $\frac{c}{\gamma'}$  donde  $c$  es la cohesión y  $\gamma'$  el peso volumétrico sumergido. Concluyeron que una grieta horizontal tendería a cerrarse si el esfuerzo vertical medio en el corazón fuera mayor que la presión del agua a dicha elevación. Este análisis no toma en cuenta deformaciones elásticas, que por sí mismas pueden ocasionar agrietamiento.

Narain (1962) también propuso un método de análisis para determinar la distribución de deformaciones longitudinales a lo largo de la corona de las presas, considerando el método de la viga elástica. A partir de la teoría de la elasticidad obtuvo una ecuación para calcular las deformaciones unitarias a lo largo de la parte superior de la viga. Comparó los resultados con mediciones en cinco presas y encontró que las deformaciones desarrolladas eran mayores que la deformación unitaria de falla en tensión.

Juárez E. (1969) modificó la teoría de Nabor Carrillo, en la cual el estado de tensiones en el agua de la parte superior del estrato arcilloso se explica en términos de un flujo vertical, resultado de una fuerte y prolongada evaporación superficial. En primer lugar, se plantea un estudio de los esfuerzos neutros y efectivos generados en una masa de arcilla saturada por evaporación superficial; en segundo lugar, se analiza cómo se modifican estos esfuerzos al aparecer en la lámina superficial, que anula las tensiones en el agua de la zona próxima a la superficie del estrato arcilloso.

Reséndiz y Zonana (1969) encontraron que en taludes de materiales elásticos y con pequeña resistencia a la tensión, inevitablemente ocurre agrietamiento y que este afecta elásticamente el mecanismo de falla del talud y su factor de seguridad.

Así mismo, de observaciones sobre el comportamiento de las presas, se sabe que la configuración de las laderas es el factor más importante en el desarrollo de esfuerzos de tensión (Marsal y Reséndiz, 1975).

En general, existen tres mecanismos básicos de formación de grietas (Marsal y Reséndiz, 1975; figura 2.1), cuya superposición permite en una forma aproximada y sencilla describir el caso más general de deformación de la arista de la grieta y los campos de esfuerzo. En el modo I, de agrietamiento por tensión, las superficies de la grieta se separan entre sí; el movimiento es causado por fuerzas de tensión normales a las caras de la grieta y puede ocurrir bajo condiciones planas de esfuerzos o deformación. El modo II, de agrietamiento por cortante, se caracteriza por desplazamientos en los que las superficies de la grieta se deslizan una sobre otra en dirección perpendicular a la arista de la grieta, y es causado por esfuerzos cortantes en dirección del movimiento; puede ocurrir también bajo condiciones planas de esfuerzo o deformación unitaria. En el modo III, que también es de cortante, las superficies de la grieta se deslizan una sobre otra en dirección paralela a la arista de la grieta.



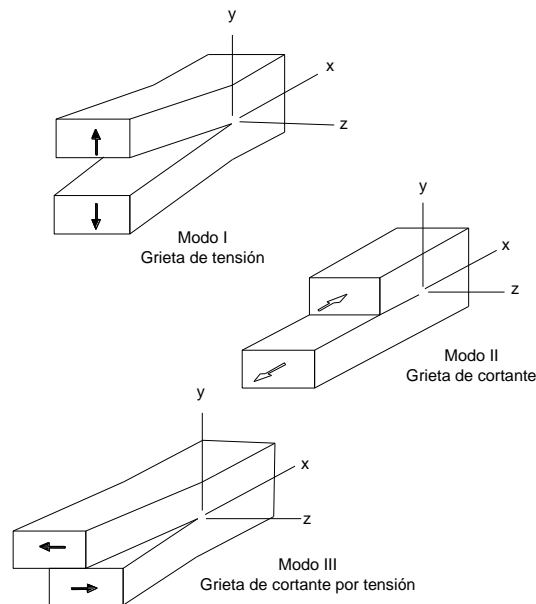


Figura 2. 1 Modos básicos de desplazamiento de las superficies de la grieta (Auvinet y Arias, 1991)

Estos modos de agrietamiento se pueden desarrollar en estructuras de tierra: el modo I ocurre, por ejemplo, en las partes superiores de cortes verticales, en la base de terraplenes sobre una cimentación más deformable, en la corona de las presas de tierra y enrocamiento cerca de las laderas y en su interior próxima a cambios abruptos en la pendiente de la ladera. Pueden también presentarse en cualquier lugar de la presa donde existan capas alternadas de materiales con diferentes propiedades esfuerzo-deformación o en cualquier proceso de desecación en suelos finos como en cubiertas o revestimientos de vertederos. Además, se producen más fácilmente durante el periodo de construcción o poco después de haber terminado un terraplén, pero pueden aparecer en cualquier momento a consecuencia de temblores.

Por otra parte, la mayoría de las grietas de cortante que ocurren en las superficies de deslizamientos pertenecen al modo II, el fenómeno de falla progresiva en arcillas y lutitas pre consolidadas puede ser considerado como un proceso de propagación de una grieta de cortante. Este tipo de agrietamiento, también puede involucrar a las grietas longitudinales que aparecen en las presas de enrocamiento a lo largo de las fronteras entre materiales de diferente naturaleza. Finalmente, las grietas de cortante por torsión pertenecen al modo III, estas en general no son importantes en terraplenes.

En el valle de México, *Auvinet et al.* (2017) han distinguido los siguientes mecanismos de fracturamiento del suelo:

**Tipo I:** agrietamiento por fracturamiento hidráulico en zonas de encharcamientos, los encharcamientos de agua en áreas considerables producen presiones internas en la punta de las grietas por secado preexistentes, lo que facilita su propagación. Este tipo de agrietamiento se puede apreciar abundantemente en la planicie seca del antiguo lago de Texcoco.

De acuerdo con la mecánica de fracturas, estas grietas se propagan cuando la presión hidráulica inducida por un encharcamiento genera un factor de intensidad de esfuerzos superior al crítico y se supera la resistencia del suelo en la punta de una grieta incipiente.

De acuerdo con Auvinet y Arias (1991), las grietas generadas por fracturamiento hidráulico pueden evitarse si se mantiene un buen drenaje superficial en las áreas susceptibles a encharcamientos. La existencia de un terraplén o una cimentación con solida liga estructural permite confinar el suelo, disminuir la magnitud de esfuerzos y provocar el desvío de este tipo de grietas. También se recomienda que la grieta se rellene con un material con propiedades similares al material del suelo agrietado. Sin embargo, el uso de este método podría no ser de utilidad cuando los esfuerzos de tensión generados por el agrietamiento son tan grandes que la grieta rodea la estructura y se sigue propagando.

**Tipo II:** agrietamiento asociado a la consolidación regional en zonas de transición abruptas, este tipo de agrietamiento se presenta cuando los depósitos de suelos blandos son sometidos al proceso de consolidación regional también llamado subsidencia. Generalmente son paralelas a las curvas de nivel al pie de las laderas rodeando las sierras, cerros, o cualquier cuerpo de material rígido.

**Tipo III:** agrietamiento atribuible a anomalías estratigráficas, este se genera por una irregularidad estratigráfica, por ejemplo, la incompatibilidad de deformación entre dos materiales durante el proceso de consolidación de la formación arcillosa superior causa el fracturamiento frágil de la capa rígida.

**Tipo IV:** Grietas atribuibles a la evapotranspiración, estas se deben al secado de los suelos finos facilitado por la presencia de árboles.

**Tipo V:** Grietas atribuibles a estructuras geológicas sepultadas, se ha sugerido que este tipo de grietas están asociadas con las diferencias de velocidad de hundimiento regional (Zeevaert, 1973).

El agrietamiento es un problema de fractura que no se trata adecuadamente mediante un enfoque de resistencia de materiales en el que la falla se define en términos de la resistencia a la tensión únicamente, ya que el uso de la resistencia a la tensión como criterio de falla no trata adecuadamente con la singularidad de la tensión en la punta de la grieta. La mecánica de fractura es el enfoque que define los criterios de propagación de grietas al considerar los campos de esfuerzos y deformaciones cerca de la punta de la grieta (Harison et al., 1994).

En el panorama actual del estado del conocimiento sobre el tema existen varios modelos físicos que buscan interpretar y simular los procesos de inicio de grietas, calcular la profundidad máxima de agrietamiento y estimar la separación o la distancia entre grietas. Entre ellos, varios modelos de elemento finito han sido propuestos para estudiar las grietas de tensión en el suelo, considerando algunos parámetros de mecánica de fractura; en particular el "*no-strain*" (*no deformación*) método de Zienkiewicz *et al.* (1968) y el modelo de cuerpo rígido-resorte de Kawai (1979). En estos dos modelos, el agrietamiento del medio del suelo está representado por la imposición de resistencia a la tensión nula sobre los elementos agrietados cuando su resistencia a la tensión es excedida. Otros modelos que tratan de simular el agrietamiento en suelos se describen a continuación.

Modelo de Lee *et al.*, (1988). Este es un modelo desarrollado para evaluar numéricamente la dirección de propagación de las grietas. El modelo considera que, a partir de la punta de una grieta

existente, su propagación se presenta en dirección normal al máximo esfuerzo circunferencial ( $\sigma_\theta$ ) actuante y el momento de inicio de agrietamiento por tensión se evalúa como:

$$(\sigma_\theta)_{max}\sqrt{2\pi r} = K_{IC} \quad (2)$$

Donde  $K_{IC}$  (*critical stress intensity factor*) es el factor de intensidad de esfuerzos crítico o tenacidad a la fractura y  $r$  es cualquier longitud radial a partir de la punta de la grieta, en la dirección en la que actúa  $(\sigma_\theta)_{max}$ . Los autores involucran la mecánica de fractura en la evaluación de la propagación de los agrietamientos en arcilla.

Para la evaluación numérica de propagación de la grieta emplearon una malla de elementos finitos triangulares. En la parte media de cada uno de los elementos que están alrededor de la punta de la grieta se calcula la tensión circunferencial ( $\sigma_\theta$ ) y se obtiene la variación de esta tensión para diferentes ángulos respecto al eje de la grieta.

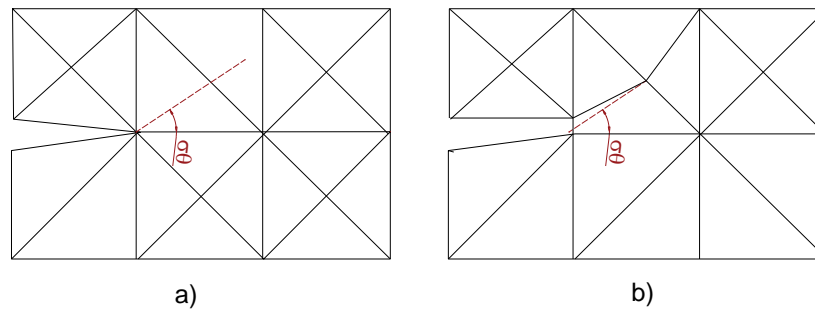


Figura 2.2 Mecanismo de propagación de grieta propuesto en el modelo de Lee et al (1988) a) antes de la propagación de la grieta, b) después de la propagación de la grieta.

Mediante el método de elementos finitos se puede investigar la importancia relativa de los diversos factores que afectan el desarrollo de las zonas de tensión en presas de tierra y enrocamiento. En México se ha destacado la aplicación de modelos cuantitativos para el estudio de los mecanismos de fracturamiento bajo los siguientes aspectos: teoría de flujo unidimensional hacia una batería de pozos (Juárez y Figueroa, 1984); cuantificación de las tensiones inducidas por el abatimiento del agua subterránea basada en la teoría de la elasticidad incluyendo fuerzas de filtración (Figueroa, 1989; Alberro y Hernández, 1990) y mecánica de fracturas con un criterio de propagación basado en el factor de intensidad de esfuerzos críticos y realización de modelaciones de propagación bajo presión hidráulica aplicando el método del elemento finito (Auvinet y Arias, 1991);

Auvinet y Arias (1991) utilizaron la mecánica de fractura para abordar el problema del agrietamiento, analizaron la propagación de grietas en términos de ciertas propiedades del suelo como el factor de intensidad de esfuerzos críticos ( $K_{IC}$ ), utilizaron el método de elemento finito para obtener una aproximación en el cálculo de los esfuerzos generados en la vecindad del vértice de una grieta, sujeta a presión interna.

Modelo de Morris *et al.*, (1991). Estos autores presentan un análisis de tres posibles enfoques para evaluar la propagación de grietas en suelos: teoría lineal elástica, mecánica de fractura lineal elástica y relaciones de resistencia al corte. Al comparar los resultados de diferentes procedimientos aplicados a un mismo problema, los autores concluyen que la solución elástica y la solución basada

en relaciones de resistencia al corte son similares, mientras que los obtenidos por la ley de mecánica de fractura lineal predicen profundidades de grietas mayores.

Modelo de Abu-Hejleh y Znidarcic (1995). Este modelo es el primero que presenta una formulación del proceso de consolidación, desecación y agrietamiento en términos de trayectorias de esfuerzos totales y efectivos, involucrando la succión y considerando el suelo en condición saturada. En la Figura 2.3 se presentan las cuatro etapas del proceso correspondientes a las que sufriría un suelo en el campo después de su depósito:

- Consolidación bajo compresión unidimensional
- Contracción unidimensional
- Propagación de grietas verticales, con relajación de esfuerzos de tensión
- Contracción tridimensional

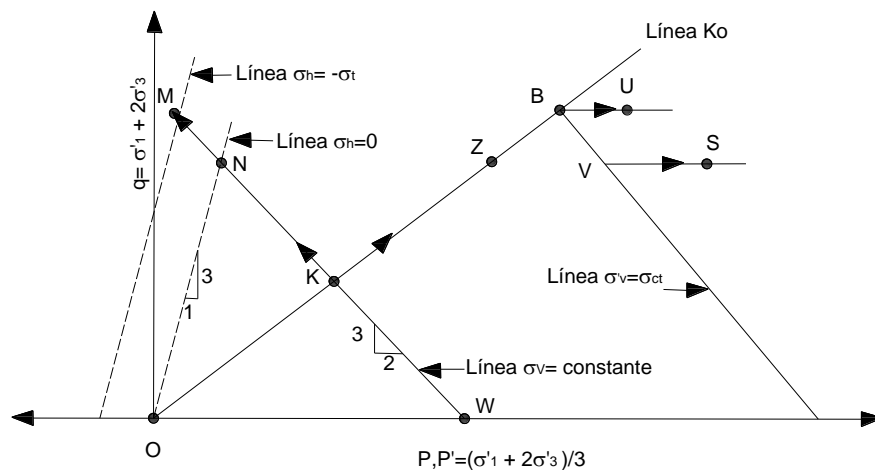


Figura 2.3 Trayectorias de esfuerzos totales y efectivos durante el proceso general de consolidación y desecación (Abu-Hejleh y Znidarcic, 1995)

Al inicio de la consolidación el suelo es un material que está en condición semifluida y el esfuerzo efectivo que actúa sobre el elemento es cero (Punto O), mientras que el esfuerzo total se localiza en el punto W. Debido a la consolidación y desecación este esfuerzo positivo decrece, mientras que el elemento sufre contracción unidimensional. Si el esfuerzo vertical permanece constante, la trayectoria tiene una pendiente de  $-3/2$  y el proceso de consolidación unidimensional está representado en esfuerzos totales por la línea WK y en esfuerzos efectivos por la línea KB, la presión de poros es negativa y el suelo sufre contracción unidimensional.

Además, El modelo considera que el suelo comienza a agrietarse durante la contracción unidimensional cuando el esfuerzo total en la punta de la grieta se hace igual a la resistencia a la tensión del suelo. Si el suelo no tiene resistencia a la tensión, las grietas verticales se pueden abrir cuando el esfuerzo se hace cero, es decir en el punto N (figura 2.3). En este momento el estado efectivo de esfuerzos corresponde al punto Z, para el cual el esfuerzo lateral efectivo es de compresión e igual a la succión actuante. Si el suelo tiene alguna resistencia a la tensión, se requiere mayor succión para generar el agrietamiento y en tal caso se presentaría en el punto M de esfuerzos totales y en el punto B de esfuerzos efectivos. En este momento se llega a una relación de vacíos denominada relación de vacíos de agrietamiento o crítica ( $e_{cr}$ ) y a un esfuerzo vertical efectivo denominado esfuerzo vertical efectivo de agrietamiento ( $\sigma'_{ct}$ ).

Cuando se produce el agrietamiento en el punto  $M$ , se reduce la tensión lateral total hasta un valor cero, siguiendo la trayectoria  $MN$ , en este momento se abren completamente las grietas, formando columnas independientes de suelo. Si se asume que no hay cambios de succión durante el desarrollo de las grietas, la trayectoria de tensiones efectivas seguida durante el proceso de relajamiento de la tensión horizontal se puede representar por la trayectoria  $BU$ .

La expresión final, es una ecuación diferencial parcial no lineal, la cual los autores la resuelven por medio de un programa de elemento finito; los resultados que obtienen, son las curvas de asentamiento-tiempo, los perfiles de esfuerzos efectivos, las relaciones de vacíos a diferentes profundidades, las presiones de poros y las áreas específicas de grietas. La profundidad hasta la cual se presenta agrietamiento por desecación se obtiene cuando  $e = e_{cr}$  y el volumen específico de grietas, definido como el volumen de grietas por unidad de área, los evalúan mediante integración numérica de la distribución del área específica de grietas a lo largo de la profundidad de agrietamiento.

Modelo de Konrad y Ayad (1997). Este modelo busca determinar la profundidad máxima de agrietamiento y calcular la distancia entre grietas adyacentes generadas por la desecación de suelos. Se divide en tres etapas generales como se muestra en la Figura 2.4.

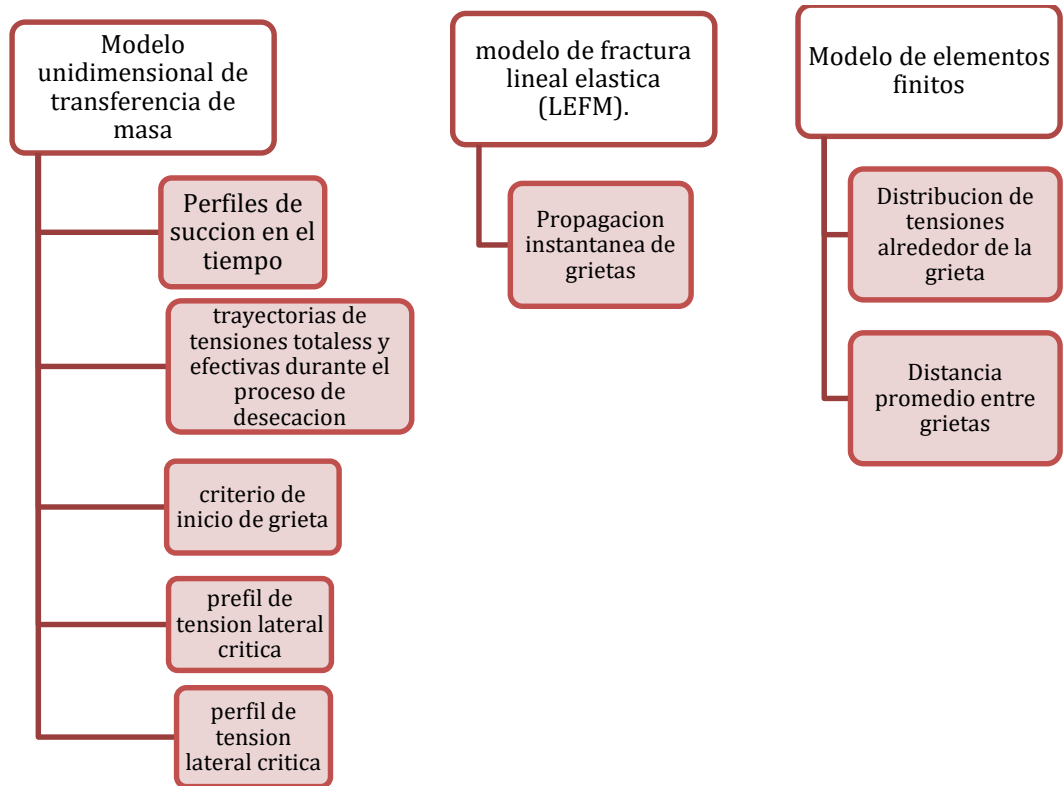


Figura 2. 4 Diagrama del modelo propuesto por Konrad y Ayad (1997)

Inicialmente se evalúa la variación del perfil de succión en el tiempo, debido a la evaporación superficial, para esto se emplea un modelo unidimensional de transferencia de masa. Cuando se llega a la condición de inicio de grieta, se puede determinar un perfil crítico de esfuerzo horizontal

que depende del estado inicial de esfuerzos, de la resistencia a la tensión del suelo y del perfil de succión calculado.

La segunda etapa del modelo se basa en criterios de la mecánica de fractura para determinar profundidad máxima de agrietamiento bajo el perfil de tensión lateral calculado en la etapa anterior.

La tercera y última etapa consiste en el cálculo de la distancia entre grietas. Aquí se considera que cuando se forma una grieta, el esfuerzo horizontal en las caras de la misma pasa a tener el valor de la resistencia a la tensión a un valor cero, mientras que los sitios alejados de la grieta tienden a mantener el valor de la resistencia a la tensión, lo cual genera una redistribución de esfuerzos en el medio.

Este modelo muestra una aproximación relativamente completa del problema de agrietamiento. El criterio de inicio de grietas se fundamenta en el valor de la resistencia a la tensión y en la trayectoria de esfuerzos seguida durante la desecación. En el criterio de propagación de grietas involucran a la *LEFM* en la formulación y plantean una forma de evaluar el factor de intensidad de esfuerzos para una distribución creciente de succión en profundidad como es la impuesta por la succión durante un proceso de desecación.

### **2.1.1 Resistencia a la tensión en suelos**

La determinación de parámetros de fractura como la resistencia a la tensión o al esfuerzo cortante resulta esencial para estudiar el fenómeno del agrietamiento en suelos. Se considera que las grietas se inician cuando los esfuerzos de tensión superan la resistencia del suelo, mientras que su propagación está condicionada por el estado de esfuerzos en el frente de la grieta y la disipación de la energía de fracturamiento que se produce.

La resistencia a la tensión es una propiedad fundamental cuando se estudian las características de agrietamiento de cualquier material, ya que el agrietamiento es inducido por esfuerzos de tensión aplicados al material. Los procedimientos para determinar la resistencia a tensión en materiales se pueden catalogar en tres tipos de ensayos (Garnica *et al.*, 2003):

- ✓ Pruebas de tensión directa, por medio del ensaye de especímenes cilíndricos o prismáticos, sometidos a una fuerza de tensión axial.
- ✓ Prueba de tensión indirecta, con base en el ensaye de especímenes cilíndricos, sujetos a una carga de compresión diametral.
- ✓ Prueba de tensión por flexión en especímenes prismáticos (vigas) ensayados opcionalmente con una carga concentrada en el centro del claro, o con dos cargas concentradas iguales en los tercios del claro.

Hasta 1962 los ingenieros geotecnistas determinaban de manera empírica o intuitiva la resistencia a la flexión en suelos. Narain (1962) sometió a carga vigas simplemente apoyadas de suelo compactado para determinar la resistencia a la tensión última y propuso un modelo de predicción del potencial de agrietamiento en presas de tierra. Con este fin, ensayó suelos de tipo SC-SM, obtenidos de presas de tierra existentes, construyéndose vigas de 2 2/3" de profundidad por 22 1/8" de largo. Las vigas fueron ensayadas a flexión con espacio libre de 20 1/2". Las deflexiones fueron medidas por un catetómetro óptico, este es un Instrumento de precisión para medir con exactitud pequeñas distancias verticales. Para compensar el peso propio de la viga, se aplicó una fuerza de aproximadamente 5 libras en el centro. Los incrementos

de carga fueron desde 0.5 a 2.2 lb aplicados en dos horas. El esfuerzo de tensión fue determinado midiendo el radio de curvatura de once pines colocados a lo largo de la viga.

Narain (1962) también realizó pruebas de compresión no confinada de muestras tomadas de las vigas falladas y concluyó que el aumento del esfuerzo de compactación reduce la flexibilidad del suelo, por lo cual esta no aumenta, excepto en un menor grado cuando el contenido de agua se incrementa más allá de 2-3 % del contenido de agua óptimo.

Ingles y Frydman (1963) ensayaron vigas de suelo-cemento a flexión (CL y SP-SC). Las vigas se sometieron a una carga puntual y los resultados se compararon con pruebas de tensión directa y pruebas de extensión no confinada. Al examinar la varianza de los datos de los distintos ensayos, el ensayo de tensión directa fue aparentemente el menos fiable.

Shen y Mitchell (1966 y 1967) utilizaron vigas de suelo-cemento en flexión simple para determinar las deflexiones de viga bajo condiciones de carga repetitivas. Las deformaciones se midieron usando transductores diferenciales variables y deformímetros de alambre unidos. Los esfuerzos y las deformaciones se determinaron aplicando la teoría de la viga elástica. Para suelos estabilizados la teoría fue satisfactoria para determinar la deformación por flexión.

Suklje et al. (1967) realizaron ensayos de flexión en vigas de arcilla compactada, observando que, para una energía de compactación dada, el valor del esfuerzo de tensión en la falla aumentó respecto al contenido de agua. Se utilizaron técnicas fotográficas para determinar las deflexiones de vigas uniformemente cargadas.

Otros investigadores han realizado ensayos con vigas de suelo; Satyanarayana y Rao (1972) ensayaron vigas de suelo arcilloso (CL) de 50 cm x 5 cm x 5 cm y correlacionaron ensayos de tensión directa con estos, observaron una disminución de la resistencia a la tensión cuando el suelo fue compactado en la rama seca.

Ajaz y Parry (1975) también utilizaron vigas de suelo arcilloso para evaluar la flexibilidad del suelo, las vigas tuvieron medidas de 254 mm x 51 mm x 51 mm, fueron ensayadas 11 vigas, 13 especímenes en tensión directa y 13 especímenes en compresión no confinada. Las deformaciones por tensión fueron determinadas utilizando rayos-X a lo largo de las vigas. En sus ensayos concluyeron que la deflexión continúa incrementándose después de incrementar la carga, además, las deformaciones son más altas en las pruebas a carga controlada respecto de las pruebas a velocidad de deformación controlada.

Duffy (1977) ensayó a tensión vigas de suelos CL y SC, así mismo, realizó pruebas de extensión y tensión directa para el mismo suelo. La formación de las vigas se realizó compactando el suelo de manera estática y dinámica. Los especímenes para los ensayos a flexión se formaron en un molde de acero, las dimensiones internas del molde fueron 3 pulgadas de ancho, por 3 pulgadas de alto, por 11 1/4 pulgadas de largo. Los especímenes fueron compactados de forma estática con una máquina de sistema hidráulico Tinius Olsen. Los especímenes compactados por impacto fueron moldeados usando un martillo de 10 libras con 18 pulgadas de caída libre. Las pruebas se realizaron utilizando una máquina de ensayo "Instron Universal". Se obtuvo una lectura directa de la fuerza y el desplazamiento (en pulgadas) en un registrador x-y. Cuatro vigas de arcilla se ensayaron en secuencia sin detenerse para asegurar las mismas condiciones para cada viga de la serie probada. Las vigas se ensayaron en flexión con dos cargas puntuales cada una a 1/3 de la longitud total de la

viga, finalmente determinaron que la flexibilidad del suelo disminuye para un contenido de agua mayor que el óptimo, la resistencia a la flexión no varía de forma significativa con los métodos de compactación utilizados.

Actualmente los ensayos a flexión son los más comunes para determinar el módulo de flexión de suelos estabilizados con cemento o cal, los cuales son utilizados en el diseño de pavimentos bajo carga estática o dinámica.

Por ejemplo, Bohogal *et al.*, (1995) construyeron especímenes prismáticos de suelo arcillo limoso - cemento de acuerdo a la norma ASTM D1632, en condiciones óptimas de compactación del suelo y lo sometieron a carga cíclica con una frecuencia de cinco Hertz, variando la carga y el número de ciclos. Estos autores demostraron que puede producirse hasta un 44 % de reducción en la resistencia cuando las vigas de suelo-cemento están sometidas a flexión dinámica.

Por su parte, Thusyanthan *et al.* (2007) realizaron un estudio experimental para determinar los criterios de esfuerzo-deformación para el agrietamiento en arcillas mediante la realización de pruebas de flexión de cuatro puntos en vigas de arcilla consolidadas. Se llevaron a cabo ensayos a carga y a deformación controlada sobre vigas de arcilla con succión inicial variable para comprender los criterios de esfuerzo-deformación para el inicio del agrietamiento en arcillas. Las deformaciones en la arcilla se obtuvieron mediante análisis de velocimetría de imágenes de partícula de las imágenes digitales de la viga de arcilla y se obtuvieron las mediciones de succión de los transductores de presión de poro y tensión instalados dentro de las vigas de arcilla. Se cortaron vigas de 320 mm de largo y de sección transversal de 80 mm, de 4 kg, de las cuales se cortaron un bloque de arcilla de 676 mm x 200 mm x 400 mm y se envolvió con una cubierta de polietileno para protección contra la evaporación.

Viswanadham *et al.*, (2010) ensayaron tres tipos de suelo combinado con caolinita y arena en diferentes porcentajes: suelo A 80 % caolinita + 20 % arena, suelo B 60 % de caolinita + 40 % de arena y suelo C 40% caolinita + 60% de arena. Con el fin de evaluar las características de flexión de los suelos de grano fino sometidos a condiciones de flexión, se desarrolló una prueba de viga de suelo sujeta a flexión, las dimensiones de la viga fueron de 250 mm de longitud, 50 mm de ancho y 50 mm de profundidad. La configuración de la prueba consistió en un actuador motorizado del bastidor triaxial existente, una celda de carga del tipo S, cuatro rodillos de 10 mm de diámetro unidos a soportes equipados con cojinetes, una lámina acrílica de 2 mm de espesor y dos tiras acrílicas de 2 mm de espesor.

Posteriormente, con el fin de evitar concentraciones de tensión en los puntos de carga e inducir deflexión, se colocó una lámina acrílica de 2 mm de espesor sobre los puntos de carga inferiores, de forma similar, se colocaron tiras de lámina acrílica por debajo de los dos puntos de carga superiores. La prueba se realizó con una deformación controlada con una velocidad de desplazamiento vertical uniforme de 0.25 mm / min. Las vigas del suelo se sometieron a flexión hasta la penetración de la grieta a la profundidad total, además, se montó un dispositivo acoplado a la cámara sobre la placa base del bastidor triaxial para registrar el inicio de la grieta al aplicar la carga de flexión y el análisis de los resultados de la prueba. La celda de carga y los potenciómetros se conectaron a un registrador para almacenar los datos durante la prueba. Con la ayuda de una tarjeta de captura de imágenes de vídeo, las imágenes durante la prueba fueron grabadas continuamente en un ordenador personal.

En el valle de México se ha medido la resistencia a la tensión en arcillas con contenidos de agua entre 400 y 150 % por medio de ensayos directos y se ha determinado una resistencia a la tensión



media de 0.76 kg/cm<sup>2</sup> (Marsal y Masari, 2016), además, se observó un incremento de la resistencia a la tensión con respecto al decremento del contenido de agua.

A continuación, se presentan los resultados de algunas pruebas para determinar la resistencia a la tensión en suelos de manera directa e indirectamente, variando su contenido de agua, su peso volumétrico y midiendo en algunos casos el cambio de la succión.

Tabla 2. 1 Resultados de ensayos para determinar la resistencia a la tensión en suelos

Autor/año/tipo de prueba/tipo de suelo	% $\omega$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_t$ (kPa)
Farrell et al. (1967) Ensayos a flexión SM	2.00	16.67	158.00
	4.00	16.67	101.00
	6.00	16.67	68.00
	8.00	16.67	48.00
	10.00	16.67	31.00
	12.00	16.67	16.00
Tang y Graham (2000) Tensión directa en molde cilíndrico SC	19.80	16.6	228.00
	19.65	16.6	248.00
	19.79	16.7	230.00
	19.19	16.8	225.00
	18.41	16.8	257.00
	19.04	16.7	267.00
	17.58	16.9	311.00
Ávila (2005) tensión directa CH	17.35	16.9	318.00
	40.00	16.36	40.00
	45.50	17.04	36.50
	45.30	16.92	32.40
	45.80	17.16	32.90
	44.90	17.26	30.40
	43.90	15.81	27.00
	50.80	16.74	17.90
	49.90	15.47	15.00
	56.60	15.84	17.60
58.50	15.25	11.90	
63.50	31.82	8.00	

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

Autor/año/tipo de prueba/tipo de suelo	% $\omega$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_t$ (kPa)
Lashmikantha (2009) prueba de tensión directa CL	11.94	16.00	1.69
	13.42	16.00	1.89
	15.95	16.00	2.24
	18.11	16.00	2.45
	20.16	16.00	2.64
	21.90	16.00	2.79
	24.12	16.00	2.43
	25.96	16.00	1.72
	29.74	16.00	0.40
	11.97	19.00	2.53
	13.55	19.00	3.02
	16.23	19.00	3.13
	18.07	19.00	3.20
	19.97	19.00	3.36
	21.96	19.00	3.24
24.24	19.00	2.51	
25.91	19.00	1.83	
29.70	19.00	0.75	
Viswanadham et al. (2010) Ensayos a flexión CL	21.80	15.6	37.80
	23.60	15.2	27.50
	25.70	14.7	24.30
	15.90	17.3	41.60
	17.80	17	26.40
	19.60	16.3	23.10
Viswanadham et al. (2010) Ensayos a flexión CL-ML	19.30	16.82	118.40
	21.10	16.3	56.30
	22.70	15.7	30.70
	11.60	18.8	19.80
	14.60	18.15	24.30
Auvinet et al (2016) Tensión directa CH	16.20	17.4	13.40
	401		46
	396		80
	392	10.79	81
	390	12.75	80
	381		79

378	59
378	55
369	80
363	80
361	91
353	86
340	86
414	71
339	41
432	23
353	46
269	68
281	98
269	101
191	111
208	75
158	86
164	72

---

### 2.1.2 Mecánica de fractura y su aplicación al estudio de agrietamiento de arcillas

En los procesos de agrietamiento de suelos, la mecánica de fractura puede aplicarse para analizar las posibles condiciones de avance o estabilidad de grietas existentes, a partir de ciertas condiciones de esfuerzo esperadas. Cuando el suelo aún no se ha agrietado, la mecánica de fractura no es aplicable y es necesario establecer la condición de inicio de grieta mediante la resistencia a la tensión, como se explicó anteriormente.

La Mecánica de Fractura Lineal Elástica (Linear Elastic Fracture Mechanics, *LEFM*) estudia los mecanismos y procesos de propagación de grietas en sólidos, así como la distribución de esfuerzos y deformaciones que ocurren en un material agrietado o con discontinuidades, sometido a cierta tensión externa, sus objetivos son (González, 2004):

1. La determinación de la resistencia mecánica de un cuerpo agrietado, denominada resistencia residual.
2. La predicción de la rapidez de propagación de grietas, con lo que se puede determinar la vida de servicio
3. Análisis de la integridad: medición de la capacidad de un componente para desempeñar la función para la cual fue concebida en función de su contenido de defectos.

La formulación energética de la mecánica de fractura consiste en comparar la energía disponible para la propagación de una grieta en una estructura con la energía necesaria para producir su agrietamiento. La energía disponible para el avance de grieta por unidad de área se denomina tasa de liberación de energía ( $G$ ), suministrada fundamentalmente por fuerzas externas y la energía necesaria para el agrietamiento se denomina tasa crítica de liberación de energía o energía de agrietamiento ( $G_c$ ), esta última es una propiedad del material que se puede considerar constante

en comportamiento elástico. La condición de  $G_{IC}$  se presenta cuando el esfuerzo de tensión adquiere un valor crítico.

Así el criterio de fractura es el siguiente:

Si  $G < G_{IC}$  no hay extensión de grieta

Si  $G = G_{IC}$  posible extensión de grieta

Si  $G > G_{IC}$  crecimiento dinámico de grieta

La tasa de liberación de energía se calcula como:

$$G = \frac{K^2}{E} (1 - \nu^2) \quad G_{IC} = \frac{K_{IC}^2}{E} (1 - \nu^2) \text{ deformación plana}$$
$$G = \frac{K^2}{E} \text{ esfuerzo plano}$$

Donde:

$G$  = tasa de liberación de energía

$K$  = factor de intensidad de esfuerzos

$G_{IC}$  = tasa de liberación de energía crítica

$K_{IC}$  = factor de intensidad de esfuerzos críticos

$E$  = Módulo de Young

$\nu$  = relación de Poisson

De acuerdo con la solución elástica, los esfuerzos de tensión tienden a infinito al aplicarse cualquier carga externa. Irwin (1957) dedujo que el proceso de fractura no podía concentrarse en un solo punto como lo plantea la teoría elástica, si no que se presenta en una zona pequeña próxima a la punta, que denomino zona plástica o zona de proceso de fractura, la cual, por el efecto de la deformación, absorbe gran cantidad de energía y mantiene las tensiones dentro de un valor finito.

Con el fin de determinar la distribución de esfuerzos alrededor de la punta de la grieta introdujo el término de factor de intensidad de esfuerzos ( $K_I$ ). La importancia de conocer  $K_I$  radica en que se puede determinar completamente el campo de esfuerzos alrededor de una grieta, además,  $K_I$  constituye un parámetro de similitud útil para poder comparar las características de agrietamiento de elementos de un mismo material, pero con diferente geometría y diferente longitud de grieta, pues este principio indica que si dos diferentes grietas, en diferentes estructuras, tienen una misma  $K_I$  se debe esperar un comportamiento similar en cuanto al avance o estabilidad de la grieta. Una grieta se propagará cuando el factor de intensidad de esfuerzos alcance un valor crítico, denominado factor de intensidad de esfuerzos crítico ( $K_{IC}$ ).

El criterio de avance de una grieta en términos del factor de intensidad de esfuerzos está dado por las siguientes condiciones:

Si  $K_I < K_{IC}$  no hay extensión de grieta

Si  $K_I = K_{IC}$  posible extensión de grieta

Si  $K_I > K_{IC}$  crecimiento dinámico de grieta

En la siguiente tabla se muestran los valores típicos de  $K_{IC}$  de algunos materiales más utilizados en la industria:

*Tabla 2. 2 Datos típicos de  $K_{IC}$  de diversos materiales a temperatura ambiente. Tomado de Arana y Gonzales (2002).*

Material	Condición	$\sigma_y$ (Mpa)	$K_{IC}$ (Mpa*m <sup>0.5</sup> )	Espesor mín. (mm)
<b>Acero</b>				
Maraging 300	500 °C 3 horas	1980	60	3
Maraging 250	500 °C 3 horas	1500	100	12
40NiCrMo10	Revenido a 150 °C	1850	50	2
	Revenido a 550 °C	1200	120	2.5
A 533 B	Recipientes a presión	350	≈ 190	750
Al carbono	Baja resistencia	240	≈ 200	1750
D6 Herramientas	Forjado	1500	100	7
	Revenido a 450 jC	1500	75	900
304	Solución	300	180	900
<b>Titanio</b>				
6Al-4V	( $\alpha + \beta$ ) STA	1100	40	4
13V-11-Cr-3Al	STA	1150	35	3
6Al-2Sn-4Zr-6Mo	( $\alpha + \beta$ ) STA	1200	30	1.5
6Al-6V-2Sn	( $\alpha + \beta$ ) STA	1100	40	3.5
4Al-4Mo-2Sn-0.5Si	( $\alpha + \beta$ ) STA	950	70	13.5
<b>Aluminio</b>				
7075	T651	550	31	8
7079	T651	460	33	13
DTD 5024	Forjado-Longitudinal	500	43	18.5
	Transversal	480	15	2.5
2014	T4	450	30	12
2024	T3	400	34	18
<b>Polímeros</b>				
Nylon-6.6		90	5	

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

Material	Condición	$\sigma_y$ (Mpa)	$K_{Ic}$ (Mpa*m <sup>0.5</sup> )	Espesor mín. (mm)
ABS		45	3	
Epoxy		60	0.6	
PET		11	5	
PVC mod.	Con goma	40	3.5	
Poliéster		30	0.6	
<b>Cerámicas</b>				
Vidrio		50	0.8	
Alúmina Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>			4	
Magnesia MgO			3	
Carburo de silicio SiC			3.7	
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> -15%Zr			5	
Nitruro de silicio Si <sub>3</sub> N <sub>4</sub>		450	6	
Dolomía			1.30	
Granito			0.9	
Concreto			0.2	

La fractura generalmente se considera un proceso de tasa activada térmicamente, donde el mecanismo de fractura consiste en una ruptura de enlaces (a nivel atómico) inducida por la energía de las vibraciones térmicas (Cottrell 1964). Durante el proceso de secado, la matriz del suelo absorbe energía térmica que se utiliza en la evaporación del agua de las capas externas del suelo. Desde un punto de vista energético, estos esfuerzos de tensión proporcionan la energía necesaria para iniciar y propagar una fisura (Lakshmikantha et al, 2012).

Por otro lado, una de las principales razones que justifica la utilización de la mecánica de fractura para evaluar la propagación de grietas es que teóricamente la resistencia al agrietamiento puede variar de acuerdo al tamaño de la estructura agrietada, lo cual se acerca más a la realidad y difiere de los criterios de rotura de las teorías clásicas donde la resistencia de un material es independiente al tamaño de la estructura, este tipo de comportamiento se estudia mediante el llamado efecto de tamaño y permite conocer si un determinado material se ajusta o no a los criterios de MFLE (Bazant, 1984).

Por esta razón, Ávila (2005) realizó ensayos CT (Compact Tensión) con distintos tamaños sobre una arcilla de baja plasticidad para evaluar el efecto de tamaño. En este caso se encontró que, con las cargas de agrietamiento adoptadas, los resultados se ajustan a la MFLE y por lo tanto no es necesario hacer correcciones por efecto de tamaño.

Cabe considerar, por otra parte, que en la mayoría de los estudios experimentales para determinar  $K_{IC}$  y  $G_{IC}$  son utilizadas las pruebas de tipo compacta de tensión, *CT* y la tipo viga en flexión con entalladura simple *SENB* (Single End Notch Bend), también conocida como prueba de flexión con tres puntos, las pruebas se determinan mediante la prueba ASTM E-399, la cual consiste en aplicar carga hasta la fractura a una probeta que contiene una grieta previamente desarrollada por fatiga a partir de una entalla maquinada. Son pocos los estudios de este tipo realizados en suelos, algunos de ellos se muestran en la tabla 2.3.

Tabla 2. 3 Obtención de parámetros de MF en diferentes estudios

Autor/año	Tipo de suelo	Tipo de ensaye	$G_{IC}$ (N/m)	$K_{IC}$ (KN/m <sup>1.5</sup> )
Saada et al (1985)	Arcilla caolinita  Consolidada a partir de diferentes valores de OCR	Disco hueco		5 – 80  Disminuye al aumentar OCR
Lee et al (1988)	Arcilla marina sobre consolidada de Singapur	<i>CT</i>  <i>150 x 150 x 25</i>	110	12.7
Harrison et al. (1994)	CL y ML con diferentes contenidos de agua (2 a 20%) y diferentes densidades secas (1.64 – 2.05 g/cm <sup>3</sup> )	<i>Anillo (100 mm diámetro x 25 mm)</i>  <i>SENB</i>  <i>50 x 100 x 375 mm</i>		160 – 20 disminuye con el aumento del contenido de agua.  Los resultados con ambos métodos son similares.
Ayad et al (1997)	Arcilla marina blanda y sensitiva de Saint-Alban	<i>CT</i>	0.35	1.35 – 1.6
Nichols y Grismer (1997)	Arcilla calcárea montmorilonítica del Imperial Vallet, variando el contenido de agua, densidad y salinidad del agua	<i>SENB</i>  <i>120 x 30 x 15</i>	0.2 – 9	5 – 80  Disminuye al aumentar el contenido de agua, aumenta a mayor densidad, su efecto con la salinidad no es claro
Sture et al (1999)	Arena de Ottawa, fina y uniformemente graduada, variando el contenido de azúcar como agente cementante	<i>SENB</i>		22 – 267  Incrementa al aumentar la concentración de azúcar
Hongsheng y Haitian (2000)	Arena limosa congelada variando el contenido de agua (15 – 29.5 %)	<i>SENB</i>  <i>300 x 100 x 100 mm</i>		130 – 682  aumenta con respecto al contenido de agua, disminuye con el aumento de la temperatura
Konrad y Cummings (2001)	Arenas congeladas	<i>CT</i>		30 – 780  Aumenta al incrementar el contenido volumétrico de hielo

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

Autor/año	Tipo de suelo	Tipo de ensaye	G <sub>IC</sub> (N/m)	K <sub>IC</sub> (KN/m <sup>1.5</sup> )
Ávila Álvarez G. (2004)	Arcilla blanda de Bogotá	CT	3 – 9.7	2.3 – 10.7
Nishimura y Shimizu (2004)	Limo blando (MH) densidad de 1.56 a 1.62 g/cm <sup>3</sup> . Variando la longitud inicial de la grieta y el diámetro de la muestra.	Triaxial con grieta inducida D= 70 -90 mm H= 100 mm		10 – 18 El diámetro de la muestra debe ser 7 veces mayor que la grieta inicial para determinar K <sub>IC</sub> por este método
Aluko y Chandler (2006)	Arena arcillosa	SENB		1.7 – 5.4
	Arcilla	76 x 28 x 40 mm		1.5 – 4.5
	Arena cementada			6.0
Wang et al. (2007)	CL con grava variando el contenido de agua (16.3, 17.3, 18.4, y 19.3%) y la densidad seca (1.6 a 1.76 g/cm <sup>3</sup> )	SECB D= 116.3 mm H= 50.5 mm		10 – 30 Aumenta al aumentar la densidad seca
Amarasiri et al. (2011)	CL	SENB 100 x 30 x 30 mm	-	3 – 152.2
Wang et al. (2016)	Arcilla de baja plasticidad con diferentes densidades secas (1.6 a 1.7 g/cm <sup>3</sup> )	SENB, TPB 200 x 50 x 25 mm 80 x 40 x 32	-	30 – 20 Aumenta respecto al peso volumétrico seco
Yamamoto y Springman (2017)	Arenas congeladas -3.2°C < T < -0.5°C ω: 36 – 83 % Densidad: 1.10 – 2.01 g/cm <sup>3</sup>	SENB 70 x 70 x 240 mm		88.5 – 187.6 Disminuye con el aumento de la temperatura
Cao (2018)	CL: densidad seca 1.75 – 1.85 g/cm <sup>3</sup> , ω 11 – 19.5 % CH: densidad seca 1.45 – 1.5 g/cm <sup>3</sup> , ω 19.5 – 31%	SNDB (Straight Notched Disk Bending)		5 – 25
Wang et al. (2020)	CL	SENB		15 – 20 dispersión 10%
		NSCB (Notched Semi-Circular Bend) R= 50 mm		18.3 dispersión 5%

Como se puede observar en la tabla anterior, no existe un acuerdo acerca del procedimiento óptimo para determinar los parámetros de MF, existen muchas variables involucradas en el fenómeno de propagación de las grietas como son el contenido de agua, densidad seca, granulometría,



plasticidad, temperatura etc. Aunado a lo anterior, la metodología utilizada para la determinación en laboratorio de  $K_{IC}$  ha sido distinta en casi todas las investigaciones presentadas anteriormente.

A pesar de que la *LEFM* ha sido desarrollada principalmente para el estudio de fracturas en materiales frágiles, sus importantes desarrollos teóricos y experimentales no deben despreciarse para analizar comportamientos similares en otros materiales menos resistentes y rígidos como son los suelos arcillosos. Algunas investigaciones recientes han abordado esta materia para estudiar fenómenos de agrietamiento de arcillas, por ejemplo, Lee *et al* (1988), Morris *et al* (1992), Konrad y Ayad (1997), Ávila (2004).

Algunos autores que han obtenido parámetros de *MF* en suelos mediante el método de la viga a flexión son: Nichols y Grismer (1997) los cuales ensayaron muestras reconstituidas de arcilla de dimensiones de 12x3x1.5cm (*CH*) variando el contenido de agua, la densidad de la muestra y su salinidad, estos autores reportaron que el  $K_{IC}$  disminuye al aumentar el contenido de agua y aumenta con la densidad del suelo, el efecto de salinidad no es claro.

Sture *et al* (1999) ensayaron arena de Ottawa cementada artificialmente con diferentes concentraciones de azúcar, ellos reportan que  $K_{IC}$  Incrementa al aumentar la concentración de azúcar.

Así mismo, podemos apreciar en las figuras 2.5 a 2.8, diferentes equipos y disposiciones utilizadas más recientemente para determinar los parámetros de *MF*. Wang *et al.* (2007) disponen de la muestra de manera que el peso propio del suelo sea depreciable (figura 2.5). Por su parte Yamamoto y Springman (2017) utilizan una base deslizante para minimizar el efecto del peso propio en la obtención de  $K_{IC}$  (figura 2.5). Por otro lado, en las figuras 2.6 y 2.7 se pueden observar otros tipos de composiciones en la muestra en disco y en medio disco, con aplicaciones de carga distintas. Es probable que todas estas variaciones en la metodología, aunadas a las variables índices y mecánicas de los suelos resulten en la discordancia de los valores de  $K_{IC}$ .

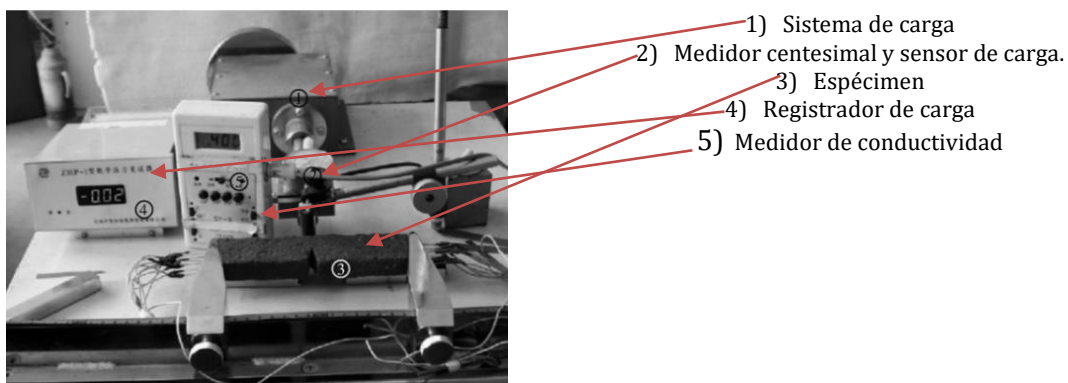


Figura 2. 5 Aparato para determinar  $K_{IC}$  en suelos (Wang *et al.* 2007).

Estudio del comportamiento de deformación y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

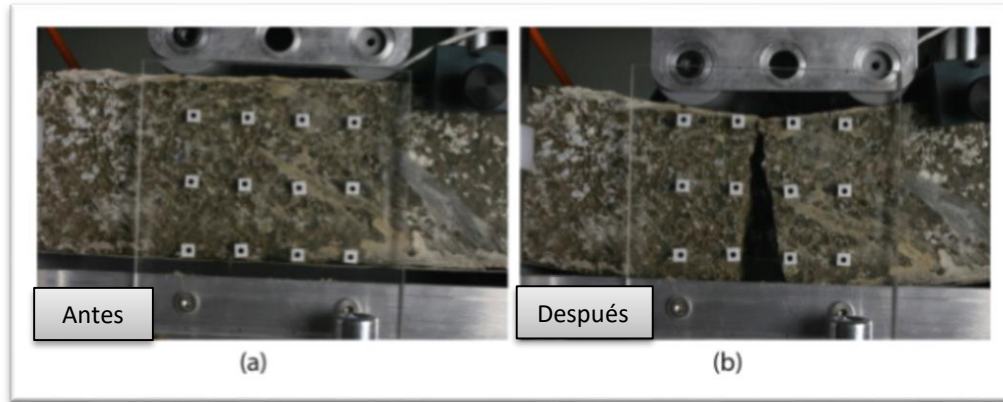


Figura 2. 6 Deformación frágil del espécimen de suelo congelado artificialmente en la prueba de flexión de cuatro puntos. Yamamoto y Springman (2017)

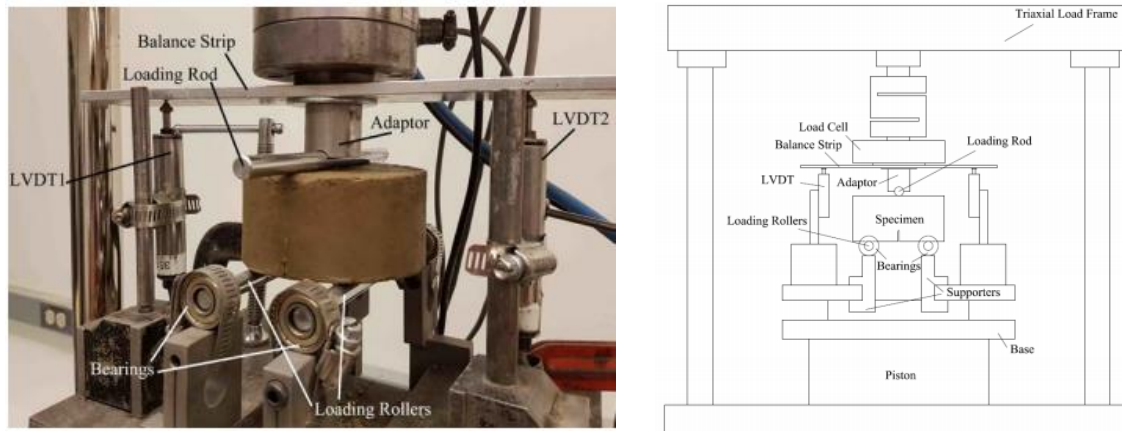


Figura 2. 7 Prueba de medio disco, Cao (2018)

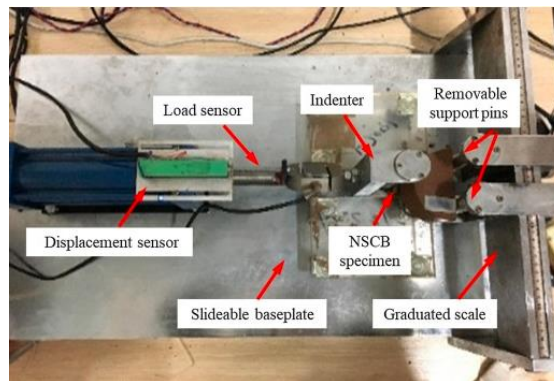


Figura 2. 8 Sistema de prueba para carga. Wang et al. (2020)

Cabe destacar que los parámetros de mecánica de fractura dependen del grado de saturación de la muestra y de la relación de aspecto (tamaño). En la predicción de la tasa de erosión en suelos finos la característica más importante es el efecto del grado de saturación sobre las propiedades mecánicas independientemente del efecto de la temperatura, ya que el grado de saturación tiene una relación directa con la succión y con la resistencia a la tensión del suelo, y estas dos magnitudes

tienen una clara incidencia en el valor de la resistencia del suelo a la fractura (Lakshminantha et al, 2012).

Además de las pruebas en laboratorio, el factor de intensidad de esfuerzos crítico también se ha estimado con la ayuda de métodos numéricos, Arias (1989) estimó un  $K_{IC}$  inferior o igual a  $18.63 \text{ KN/m}^{1.5}$  para una arcilla en el valle de México, comparando los esfuerzos calculados en la proximidad de la grieta con los esfuerzos que obtuvo con las fórmulas de Westergaard. Así mismo, Juárez (2002) estimó numéricamente utilizando el programa FRAN2D un  $K_{IC}$  de  $41.18 \text{ KN/m}^{1.5}$  para este mismo suelo. Estos resultados no han sido verificados experimentalmente.

Para que los ensayos sean válidos, se tiene que cumplir la función de linealidad, en el caso de que la deformación sea considerable se utiliza el método de análisis matemático desarrollado por Rice y Rosengren (1968) para analizar la fractura elastoplástica: la integral J, que es el balance de energía alrededor de una trayectoria cerrada en la vecindad de la punta de una grieta (Anderson, 2005), dado por:

$$\text{Energía disponible} = \text{Trabajo efectuado por las tensiones} - \text{Energía de deformación dentro de la trayectoria}$$

A partir de un diagrama carga-desplazamiento de un cuerpo agrietado con comportamiento no lineal, se puede visualizar el cambio de energía debido a la extensión de la grieta, en este, J describe la fuerza motriz aplicada en la punta de la grieta, en forma análoga a como lo hace K.

$$J = \frac{2A}{B(W - a)}$$

$$B = \text{espesor}$$

A= área bajo la curva carga contra desplazamiento, limitada por una recta paralela a la porción lineal de la curva trazada desde el desplazamiento hasta el cual se desea calcular J (figura 2.9)

Para incluir la contribución de la porción elástica, la J total está dada por:

$$J = \frac{K^2}{E}(1 + \nu^2) + \frac{2A}{B(W - a)}$$

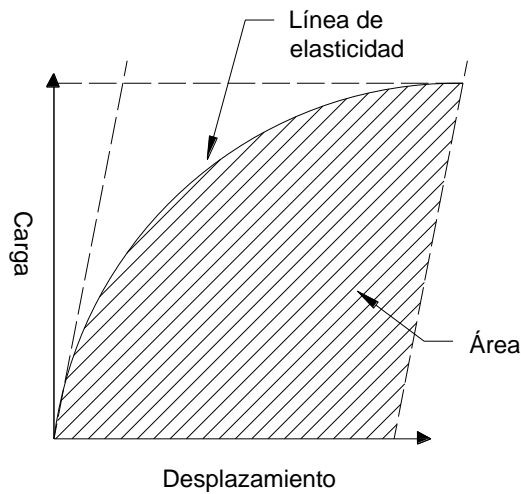


Figura 2.9 Área utilizada para calcular J (González, 2004)

Chandler (1984) calculó el cambio de J con respecto al desplazamiento para una mezcla de arcilla con 5% de cemento Portland con diferentes contenidos de agua (26, 31, 34 y 42 %), mediante el método de viga a flexión (250 x 100 x 100 mm) en cuatro puntos, en los resultados se observa una variación de  $J_{IC}$  de 0.77 a 6 N/m, sin que exista una tendencia.

Otro parámetro fundamental en la mecánica de fractura elasto plástica es la apertura del frente de grieta (CTDO por sus siglas en inglés), caracterizado por primera vez por Wells (1961). Wells observó que como consecuencia del efecto de plastificación se produce un enromamiento o agrandamiento en forma ovalada del frente de grieta, como se puede ver en la figura 2.10, en la cual queda definido gráficamente el parámetro CTOD. El análisis de Wells relaciona el valor de CTOD con el factor de intensidad de tensiones, considerando la plastificación del frente de grieta. Para ello resolvemos el valor del desplazamiento, con la consideración de que el valor efectivo de la grieta es  $a + r_y$  como en la solución de Irwin (Arana y González, 2002), en donde  $a$  es el tamaño inicial de la grieta y  $r_y$  su incremento por plastificación.

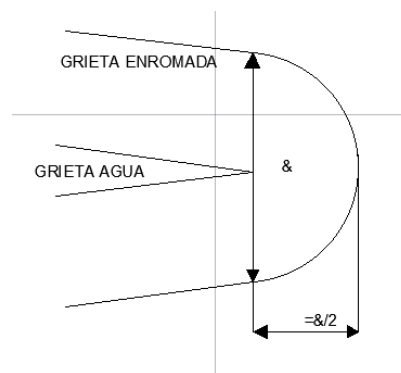


Figura 2.10 Enromamiento (blunting) casi circular, plástico, no recuperable, típico de una propagación estable. Tomado de Arana y González (2002).

Se puede calcular el parámetro CTDO y relacionarlo con G:

$$\delta = CTDO = \frac{4}{\pi} * \frac{K_I^2}{E\sigma_y} = \frac{4}{\pi} * \frac{G}{\sigma_s} \quad \text{Esfuerzo plano}$$

Hallet y Newson (2001), determinaron, mediante pruebas en vigas a flexión (figura 2.11), que medir el CTDO en el punto de inicio de la grieta en un suelo areno-arcilloso es difícil porque se requiere una gran cantidad de esfuerzo de flexión. No sería descriptivo de la fractura dúctil porque la extensión de la grieta cesaría sin la entrada de energía de tensión adicional; por lo que, la fractura dúctil requiere una fuente continua de energía para que la grieta se alargue. Al combinar los datos de CTDO y de extensión de grieta, se puede evaluar el COA (Crack Opening Angle). Los resultados que obtuvieron indican que el COA varía entre 0.5 y 0.6.

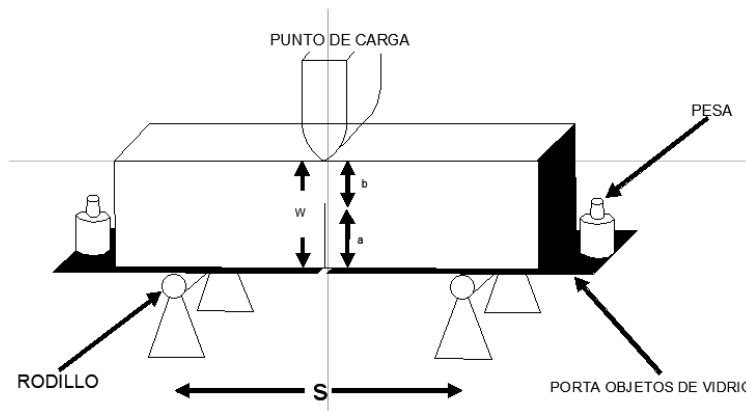


Figura 2. 11 Diagrama de la viga a flexión en 3 puntos utilizada para evaluar el crecimiento de grietas dúctiles en el suelo. El espécimen consiste en una pieza de suelo de prueba rectangular con una grieta de longitud insertada intencionalmente. La longitud del ligamento (b), la distancia entre los rodillos (S) y el ancho de la pieza de prueba (W) también están representados. Hallet y Newson (2001).

### 2.1.1. Morfología del agrietamiento

Los estudios para la determinación de la morfología del agrietamiento tienen como finalidad identificar patrones geométricos de las grietas y rasgos típicos del comportamiento del suelo en procesos de desecación.

Las grietas por desecación son un factor importante que afectan las propiedades mecánicas de los suelos finos

Dentro de los trabajos sobre morfología de agrietamiento hechos en laboratorio, se puede mencionar el de Towner (1987), en el cual construyeron barras de arcilla de igual longitud, pero con diferentes contenidos de agua y se sometieron a secado restringiendo su contracción en una dirección. En estos encontró que el contenido de agua fue el mismo en el momento de inicio de agrietamiento de la arcilla, independientemente del contenido de agua inicial y calculó la resistencia a la tensión de la arcilla seca a partir de un contenido de agua inicial dado, se midió como una función del contenido de agua para determinar la resistencia a la tensión y, por lo tanto, el esfuerzo de tensión inducido en el agrietamiento.

Lloret *et al* (1998) ensayaron muestras de arcilla en moldes circulares con diferentes espesores (de 4 a 16mm) y las secaron al aire, observaron que el contenido inicial y la deformación vertical al

momento del inicio del agrietamiento no es afectado por el espesor de la muestra, el tiempo de inicio del agrietamiento es linealmente dependiente al volumen de la muestra, la distancia entre grietas aumenta con el espesor de las muestras.

Yesiller *et al* (2000) diseñaron un experimento, el cual consistió en un bloque de suelo arcilloso, un sistema de simulación de lluvia, un sistema de secado, un sistema de grabación de grietas en la superficie y sondas para medir la succión (figura 2.12). Estos autores observaron que el grado de agrietamiento es una función tanto de la cantidad de agua en el suelo al inicio del secado como de la succión obtenida durante el secado. Al comienzo del período de compactación y secado la resistencia del suelo es casi máxima para las condiciones de compactación dadas, esta alta resistencia da como resultado una mayor resistencia al agrietamiento, ya que el suelo puede resistir los grandes esfuerzos de tensión asociados con los elevados valores de succión. Al mojarse, el suelo experimenta un ablandamiento y una disminución de la fuerza. El secado posterior induce la succión, que excede la resistencia de los suelos debilitados y provoca grietas en lugares donde la resistencia del suelo es menor.

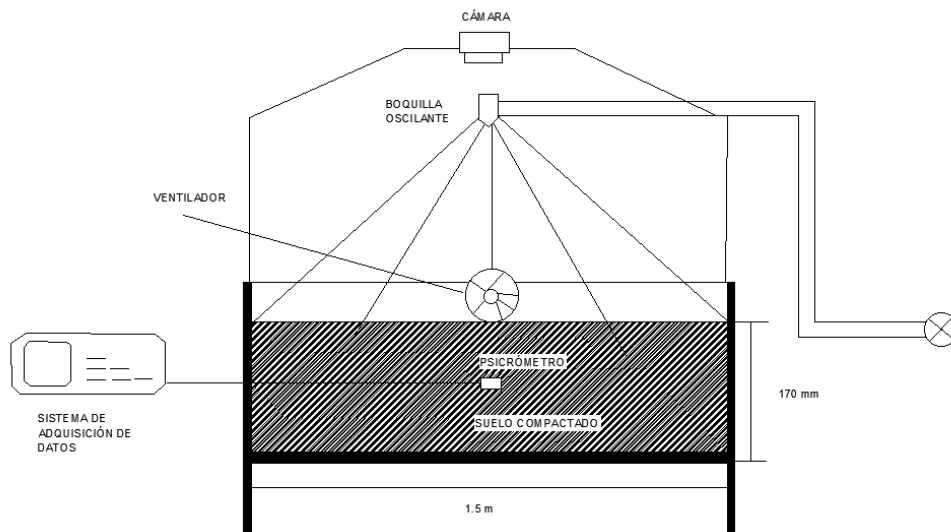


Figura 2.12 Configuración experimental, Yesiller et al (2000)

Ávila (2005) sometió a desecación muestras reconstituidas de arcilla colocadas en tres tipos de moldes diferentes, analizó las características del inicio y la evolución de las grietas producidas por desecación en relación con las condiciones iniciales del ensayo, con la geometría de los moldes empleados y con la tasa de desecación. Todos los agrietamientos ocurrieron en condición de suelo saturado y contenidos de agua comprendidos entre los límites líquido y plástico, para cuantificar la magnitud de los agrietamientos se emplea el factor de intensidad de agrietamiento que es el área de grietas dividida por el área total en un instante dado, los valores de factor de intensidad de agrietamiento variaron entre 0.4 y 11.2. Al agregarse agua a las muestras que presentaban baja intensidad de agrietamiento, se generaron nuevos agrietamientos severos.

Chao et al (2011) realizaron pruebas de desecación experimental en una capa de suelo inicialmente saturada. Se investigaron varios aspectos del comportamiento de la evaporación del suelo-agua, la

contracción del volumen, el inicio de grietas y la propagación, los patrones de agrietamiento fueron descritos cuantitativamente mediante la aplicación de técnicas de procesamiento de imágenes.

## 2.2 SUELOS REFORZADOS CON FIBRAS SINTÉTICAS

Existen diversos estudios acerca del comportamiento de suelos con fibras sintéticas, las investigaciones más relevantes en la literatura se enfocan en arenas y suelos con inclusiones de fibras de Polipropileno. A continuación se hace una recopilación de diversos estudios, en especial de pruebas de laboratorio, que se han realizado en diferentes tipos de suelo; se dividieron los diferentes estudios en: comportamiento estático, en donde se evalúan principalmente parámetros de resistencia al esfuerzo cortante; comportamiento dinámico, en el cual se mencionan rasgos del módulo de rigidez al esfuerzo cortante, relación de amortiguamiento y potencial de licuación; finalmente se muestra un apartado en donde se comentan algunas otras pruebas que se han realizados en suelos mezclados con fibra como pruebas de tensión, pruebas de agrietamiento, etc.

### 2.2.1 Comportamiento estático

En la tabla 2.4 se muestran algunos de los estudios más relevantes encontrados en la literatura acerca del comportamiento estático de suelos reforzados con fibras sintéticas. Dichos estudios, afirman que la resistencia al corte pico y residual aumentan con el contenido de fibras en un suelo arenoso (Gray y Al-Refeai, 1986; Consoli *et al.*, 1998; Ibraim y Fourmont, 2006); sin embargo, este aumento de la resistencia en suelos arenosos debido a la incorporación de fibras sintéticas es a expensas de una mayor deformación (Michalowski y Cermak, 2003).

Además, diversos autores han reportado que, en ensayos triaxiales realizados sobre arenas sueltas reforzadas con fibras sintéticas, la curva de variación del esfuerzo desviador con la deformación específica parece aumentar de manera lineal para grandes deformaciones sin que pueda apreciarse un esfuerzo desviador máximo. En un estudio experimental realizado por Vettorelo y Claria (2014), observaron que el contenido de fibra óptimo depende de la deformación máxima seleccionada para definir la falla e incluso se puede traducir en una disminución de la resistencia para diferentes niveles de deformación determinados.

Setty y Rao (1987) y Setty y Murthy (1987) llevaron a cabo pruebas triaxiales, pruebas de valor relativo de soporte (*CBR*, por sus siglas en inglés) y pruebas de resistencia a tensión, en arenas limosas y arcillas orgánicas. Los resultados demostraron que, en ambos suelos, aumenta la cohesión y disminuye el ángulo de fricción.

Los efectos de la aplicación de fibra de polipropileno pueden observarse en la prueba triaxial y en las pruebas de compresión no confinada. La deformación axial de la muestra sin refuerzo resultó en el desarrollo de un plano de falla, mientras que la muestra con refuerzo indicó el aumento en la ductilidad de la mezcla suelo-fibra. Por ejemplo, Puppala y Musanda (2000) afirman que las fibras de polipropileno mejoran la resistencia a la compresión simple de arcillas expansivas, reducen la contracción y la expansión de las arcillas.

Por su parte, Santoni y Webster (2001) realizaron pruebas en campo en un suelo arenoso estabilizado con fibra de polipropileno y concluyeron que la técnica muestra gran potencial para campos de aviación y caminos militares, y que una capa de 203 mm de espesor de arena con fibras, es suficiente para soportar cargas considerables de tráfico de camiones militares. Las pruebas en campo también demostraron que era necesario preparar la superficie con una emulsión de carpeta para prevenir la separación de las fibras debajo del tránsito. Tang *et al.* (2006) Reforzaron suelo

arcilloso con fibras de polipropileno y observaron un aumento en la resistencia a la compresión no confinada.

En comparación con los estudios realizados en suelos arenosos expuestos anteriormente, son pocos los estudios realizados ~~sobre~~ en suelos arcillosos reforzados con fibras; uno de estos estudios corresponde al de Akbulut *et al.* (2007), en el cual probaron el efecto de las fibras sintéticas de polipropileno y polietileno en el comportamiento de un suelo arcilloso, observando un aumento en los parámetros de resistencia al corte, siendo más notorio el incremento en suelos ensayados con fibra de polipropileno.

López *et al.* (2015) utilizaron micro fibras de polipropileno en una arcilla de alta plasticidad extraída en la ciudad de Querétaro, México, en su estudio afirman que el tamaño de fibra desempeña un papel importante en la resistencia a la compresión no confinada del suelo, obteniéndose un mejor desempeño en general con tamaños menores de fibra. La combinación considerada como óptima, obtuvo un aumento de resistencia del 84 % en comparación al suelo sin refuerzo.

Pruebas de compresión triaxiales consolidadas drenadas han demostrado que la resistencia al corte se incrementa y la pérdida de resistencia post-pico es reducida cuando las fibras discretas de polietileno son mezcladas con el suelo (Gray y Ohashi, 1983; Maher y Ho, 1994; Yetimoglu y Salbas, 2003; Ibraim y Fourmont, 2007; Ahmand *et al.*, 2010; Lovisa *et al.*, 2010; Falorca y Pinto, 2011).

Kim *et al.* (2008) utilizaron fibra de polietileno para reforzar un suelo ligero derivado del proceso de dragado; encontraron que el aumento máximo de la resistencia a la compresión se obtiene para un contenido de fibra de 0.25%.

Choudhary *et al.* (2010) reportaron que la adición de fibras de polietileno de alta densidad a un suelo arenoso aumenta el VRS (Valor Relativo de Soporte) y el módulo secante del suelo hasta tres veces más que el suelo natural. También concluyeron que el espesor de la capa base de un pavimento puede reducirse utilizando arena reforzada con fibras de polipropileno.

Un estudio realizado en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) sobre el uso de Polietileno Tereftalato como material de refuerzo de estructuras terreas conformadas por suelo fino hecho por Sherwell (2014) indican que 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 % al 15% de la altura inicial de la probeta, fue del 53 %.

Tabla 2. 4 Estudios de comportamiento estático de suelos reforzados con fibras sintéticas

Autor/año	Tipo de suelo	Tipo de fibra	Pruebas	Conclusiones
Hoare (1979)	Grava arenosa	Fibras poliméricas y pequeñas tiras cortadas de un geotextil.	Pruebas triaxiales UU	El refuerzo ofrece resistencia a la densificación y tiene efectos beneficiosos tanto en la resistencia como en la ductilidad, excepto cuando la mayor cantidad de refuerzo resulta en una densidad reducida, en cuyo caso la resistencia puede incluso disminuir.
Gray y Ohashi (1983)	Arena limpia (SP)	Fibras de palma, PVC y alambre de cobre de longitudes variables entre 2 a 25 cm (0.25 a 1.67% de la relación de áreas transversales)	Prueba de corte directo	Los refuerzos de fibra no se rompen durante el corte, aumentan la resistencia al esfuerzo cortante y limitan la cantidad de reducción posterior al pico en la resistencia. El aumento de la longitud de fibra mejora la resistencia.



Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

Autor/año	Tipo de suelo	Tipo de fibra	Pruebas	Conclusiones
Gray y Al-Refeai (1986)	Arena limpia (SP)	Geotextiles de polipropileno, fibras de palma y fibras de plástico de 13 a 38 mm de longitud y de 0.3 a 1.75 mm de diámetro.	Pruebas triaxiales (CU)	El uso de geotextiles y de fibras aumenta la resistencia ultima, sin embargo, a pequeñas deformaciones los geotextiles disminuyen la rigidez del suelo
Ranjan et al (1994)	SP	Fibras de plástico, diámetro 0.3 – 0.5 mm, relación de aspecto 60 – 120. (0 – 4 % respecto al peso seco del suelo)	Pruebas triaxiales (UU)	El refuerzo provoca un aumento en la resistencia al corte pico y una reducción en la pérdida de la resistencia de la arena después del pico
Michalowski y Zhao (1996)	SP	Fibras de acero galvanizado y monofilamento de poliamida (1.25 %)	Pruebas triaxiales (UU)	La adición de fibras de acero a la arena conduce a un aumento en el esfuerzo cortante de aproximadamente 20% para las muestras analizadas bajo una presión de confinamiento de 100-600 KPa;
Puppala y Musenda (2000)	Arcilla expansiva	Polipropileno (0, 0.3, 0.6 y 0.9% del peso seco del suelo)	Compresión simple (CS), contracción y expansión volumétrica	mejora la compresión simple y reduce la contracción y expansión
Kaniraj y Havanagi (2001)	Limo con cenizas volcánicas	PET (0.5 %) $\omega = 33.1\%$ $\gamma_d = 1.11 \text{ g/cm}^3$	Pruebas de corte directo a deformación controlada	La resistencia al esfuerzo cortante aumenta respecto al nivel de deformación para el suelo reforzado
Santoni y Webster (2001)	Arena (SP)	Fibras de polipropileno de 51 mm de longitud (0, 0.2, 0.5, 1, 1.5 y 2% del peso seco)	CS y terraplén de prueba en campo	Las fibras de monofilamento mostraron un gran potencial para su uso en la rápida estabilización de suelos arenosos. Se necesitan pruebas de demostración en el campo para probar el rendimiento de estabilización de la fibra de arena en operaciones reales
Consoli et al (2002)	Arena fina (SP)	Fibra de polietileno tereftalato de 12, 24 y 36 mm (0.22, 0.5 y 0.78% del peso seco)	CS, pruebas triaxiales (CD) y pruebas de tensión indirecta	El ángulo de fricción del suelo aumenta respecto al contenido y longitud de las fibras de PET, la cohesión no se ve alterada. La resistencia a la compresión simple y a la tensión aumentan significativamente con el contenido de fibra
Ang y Loehr (2003)	Arcilla limosa	Fibra de plástico	CS en especímenes de diferentes tamaños	Los resultados de estas pruebas indican que hay un efecto de tamaño significativo tanto en términos de las magnitudes de las resistencias medidas como en términos de la variabilidad de las resistencias.
Michalowski y Cemark (2003)	Arena fina (SP)	Monofilamento de poliamida, fibra de polipropileno y fibra de acero galvanizado de 25.4 mm de longitud (0, 0.5, 1, 1.5% del volumen del suelo)	Pruebas triaxiales (CD)	Aumenta considerablemente la resistencia a la compresión con el contenido de fibra; las fibras largas contribuyen más al mejoramiento del suelo que las cortas. Las fibras de acero tienen un efecto de refuerzo solo ligeramente mayor que las fibras de poliamida.
Yetimoglu y Salbas (2003)	Arena media (SP)	Fibras de polipropileno de 20 mm de longitud (0, 0.1, 0.25, 0.5 y 1% del peso seco)	Pruebas de corte directo	La resistencia al corte pico no se ve afectada por el contenido de fibra; la inclusión de fibras no afecta la rigidez inicial del suelo. Los refuerzos de fibra proporcionan una menor pérdida de resistencia después del pico.

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

Autor/año	Tipo de suelo	Tipo de fibra	Pruebas	Conclusiones
Gupta et al. (2006)	SP	Fibras de polipropileno	Corte directo	Más allá del contenido de fibra del 0.2%, la tasa de aumento porcentual en el esfuerzo cortante máximo disminuye. El ángulo de fricción interna de la arena reforzada con fibra es mayor que el de la arena no reforzada, pero un aumento en el contenido de fibra no tiene un efecto significativo sobre el ángulo de fricción interna de la arena. El aumento en la longitud de la fibra tampoco afecta el ángulo de fricción interna
Ibraim y Fourmont (2006)	Arena de Hostun-RF (SP)	Fibras de polipropileno de 30 a 35 mm de longitud (0, 0.1, 0.3 y 0.5% del peso seco)	Pruebas de corte directo	La resistencia al corte pico y residual aumenta respecto al contenido de fibra. El mecanismo de falla es debido al deslizamiento o extracción de las fibras
Ozkul y Baykal (2006)	Arcilla	Fibras de caucho L= 4 – 10 mm, D= 0.3 – 1.5 mm	Pruebas triaxiales (CD y CU)	La presencia de fibras de caucho no causa un cambio significativo en la resistencia drenada y no drenada de la arcilla.
Latha y Murthy (2007)	SP	(Geotextil PP y geo malla PET) de forma circular (diámetro $\frac{1}{4}$ 38 mm), fibras de PET (longitud $\frac{1}{4}$ 11 mm; ancho $\frac{1}{4}$ 2 mm) y geo celdas cilíndricas hechas de geotextil o geo malla cosidas con hilos de PET.	Pruebas triaxiales (UU)	Los resultados de la prueba indican que la forma discreta de refuerzo de fibra es inferior en comparación con las formas planas o celulares
Kumar et al (2007)	MH mezclado con cal (0-10%) y Fly ash (0-20%)	Fibra de poliéster de 3, 6 y 12 mm (0, 0.5, 1, 1.5 y 2% del peso del suelo)	Pruebas de compactación Proctor, CS y pruebas de tensión directa.	El contenido de fibra no tiene efecto significativo en la compactación del suelo. Las fibras de poliéster son más eficientes cuando el suelo se somete a la tensión en lugar de a la compresión.
Tang et al (2007)	Arcilla (CL) mezclada con cemento (5 y 8%)	Fibra de polipropileno de 12 mm de longitud (0.05, 0.15 y 0.25% del peso del suelo)	Compresión simple y corte directo	La inclusión de refuerzo de fibra dentro del suelo no cementado y cementado causó un aumento en q, resistencia al corte y tensión axial en la falla. El aumento del contenido de fibra debilita el comportamiento frágil del suelo cementado
Kim et al (2008)	Suelo arcilloso con espuma de aire (1, 2, 3, 4 y 5%) y cemento (8, 12,16 y 20%)	Fibras de residuos de red de pesca, polietileno (0, 0.25, 0.5, 0.75 y 1% del peso del suelo)	Compresión simple	La resistencia a la compresión simple aumenta con la adición de fibras, el máximo incremento de la resistencia se encontró para un contenido de fibra de 0.25%.
Kumar Singh y (2008)	Cenizas volcánicas	Fibras de polipropileno	Pruebas triaxiales (UU)	El esfuerzo desviador en la falla aumenta con un aumento en el contenido de fibra, pero los incrementos son más significativos en 0.3% de contenido de fibra, y la ganancia en el esfuerzo desviador se reduce para altos contenidos de fibra.
Park (2009)	Arena cementada al 4 %.	Capas de refuerzo de fibra de poli alcohol vinílico (PVA). L= 140 mm, D=70mm (1 %)	CS	La resistencia a la compresión simple aumenta con el aumento de fibra.

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

Autor/año	Tipo de suelo	Tipo de fibra	Pruebas	Conclusiones
Consoli et al (2010)	Arena limosa (SM) mezclada con cemento	Fibra de polipropileno de 24 mm de longitud (0, 0.5% del peso seco)	CS y pruebas de succión	La inclusión de fibras aumenta la resistencia a la compresión simple en el suelo cementado.
Diambra et al (2010)	Arena de Hostun-RF (SP)	Fibra de polipropileno de 35 mm de longitud (0, 0.3, 0.6 y 0.9% del peso seco)	Pruebas triaxiales (CD) de compresión y extensión	Aumenta considerablemente la resistencia a la compresión con el contenido de fibra; la resistencia a la tensión no se ve afectada por la inclusión de fibras. La técnica de compactación de apisonamiento genera una orientación casi horizontal de la fibra
Edinçliler y Ayhan (2010)	Arena	Tiras de neumáticos (longitud ¼ 8–50 mm; espesor ¼ 2–5 mm)	Corte directo	La resistencia al corte de la arena aumenta con el aumento del contenido de tiras de neumáticos hasta un valor máximo para el contenido de tiras en las proximidades del 20%. El ángulo interno de fricción de la arena aumenta de 34 a 45.
Ibraim et al (2010)	Arena de Hostun-RF (SP)	Fibra de polipropileno de 35 mm de longitud (0, 0.1, 0.3 y 0.5% del peso seco)	Pruebas triaxiales (CD y CU) de compresión y extensión	La relación de vacíos no se ve afectada por la inclusión de fibras. Se aprecia un endurecimiento del suelo al aumentar la deformación para suelos con fibra
Lovisa et al (2010)	SP	Fibra de vidrio (0.25 %)	Corte directo	Aumenta la cohesión aparente con la inclusión de fibras.
Zaimoglu y Yetimoglu (2012)	MH	Fibra de polipropileno, L=12 mm D= 0.05 mm (0, 0.25, 0.5, 0.75, 1 %)	CS	La tasa de aumento de resistencia no es significativa para un contenido de fibra superior al 0,75%. En comparación con el espécimen de suelo no reforzado, la resistencia a la CS del espécimen de suelo reforzado con un contenido de fibra del 0,75% aumenta aproximadamente un 85% (es decir, de 392 a 727 kPa).
Hamidi y Hoorefsand (2013)	SP con cemento	Fibras de polipropileno	Pruebas triaxiales (UU)	Incremento de la resistencia al pico y residual, decremento de la rigidez inicial, incremento en la capacidad de absorción de energía
Maheshwari et al (2013)	Arcilla (CH)	Fibras de poliéster de 12 mm de longitud (0, 0.25, 0.5, 0.75, 1 y 1.5% del peso seco)	Ensayo de Valor relativo de soporte, CS, pruebas triaxiales (UU) y consolidación unidimensional	El contenido de agua óptimo de compactación aumenta con el contenido de fibra. El aumento en la resistencia se observó con la inclusión de fibras de hasta un 0.50% y más allá de eso, disminuye.
Mirzababei et al (2013)	Arcilla	Fibras de desecho de alfombras (1-5%)	CS	La resistencia a la CS disminuye con el aumento de fibra.
López et al (2014)	Arcilla expansiva (CH)	Micro fibras de polipropileno de 9.5 y 19 mm de longitud (0.5, 1 1.5 y 2% del peso seco)	CS y ensayos de valor relativo de soporte	Se obtuvo un mejor desempeño en general con tamaños menores de fibra. El contenido de fibra óptimo para este tipo de suelo fue de 2%. El VRS aumenta respecto al contenido de fibra

Autor/año	Tipo de suelo	Tipo de fibra	Pruebas	Conclusiones
Falorca y Pinto (2015)	Arena arcillosa	Microfibras de polipropileno	Pruebas triaxiales (CU)	La cohesión y el ángulo de fricción aumentan con el contenido de fibra, la longitud de la fibra y la deformación. La inclusión de fibras mejoró la resistencia a la licuación estática.
Gelder y Fowmes (2016)	Arcilla con cal	Fibras de polipropileno	Pruebas triaxiales (UU)	La adición de cal altera no solo las propiedades del suelo (aumento significativo de la resistencia al corte) sino también el comportamiento de la interfaz suelo-fibra. La cal hidratada desarrollada en la superficie de las fibras aumenta la aspereza superficial de la fibra, aumentando la resistencia a la extracción y, por lo tanto, aumentando el esfuerzo movilizado dentro de la fibra.
Cristelo et al (2017)	SP-CL con cemento (5 y 10% del peso seco)	Fibra de polipropileno con una longitud de 12 a 94 mm (0.1, 0.2 y 0.3% del peso seco)	Pruebas triaxiales CU, prueba de tensión indirecta	El aumento del contenido de cemento disminuye la influencia en la deformación de las fibras. La resistencia a la tensión al corte pico y post pico aumenta con el contenido de fibra.

De los estudios comentados anteriormente, podemos concluir lo siguiente:

- 1) La resistencia al esfuerzo cortante pico aumenta con respecto al incremento del contenido de fibra, hasta el contenido de fibra óptimo, el cual varía dependiendo de las condiciones y el tipo de suelo.
- 2) La inclusión de fibras limita la magnitud de la reducción del esfuerzo cortante posterior al pico.
- 3) La contribución de las fibras a una mayor resistencia es más importante para longitudes de fibra más largas y menores esfuerzos de confinamiento.
- 4) La tendencia de cambio de los valores de cohesión y ángulo de fricción interno aparente debido a inclusiones de fibra no es muy consistente, sin embargo, se observa una propensión al aumento con respecto al contenido de fibra.
- 5) A pesar de que las inclusiones de fibra aumentan el esfuerzo desviador a grandes deformaciones, no necesariamente aumentan la rigidez a bajas deformaciones.
- 6) El efecto de las fibras sintéticas es contraproducente en mezclas de suelo con fibra en contenidos mayores al óptimo.
- 7) La aplicación de cal o cemento puede ayudar a aumentar la aspereza superficial de la fibra, aumentando la resistencia a la extracción y, por lo tanto, las fibras pueden ofrecer un mejor trabajo frente a esfuerzos cortantes.

### 2.2.2 Comportamiento dinámico

En contraste con las pruebas para determinar el comportamiento estático de suelos con fibras, el comportamiento dinámico no ha sido estudiado ampliamente, como consecuencia, existen muchas discordancias acerca del efecto que producen las fibras sintéticas en los parámetros dinámicos de los suelos, especialmente en suelos finos, ya que la información es casi nula. En la tabla 2.5 se mencionan los estudios encontrados acerca de este tema.

Los primeros estudios de resistencia a la licuación en suelos remoldeados han demostrado que las inclusiones de fibra incrementan el número de ciclos requeridos para causar la licuación durante cargas no drenadas (Noorany y Uzdavines, 1989; Krishnaswamy y Isaac, 1994; Ibraim *et al.*, 2010; Maheshwari *et al.*, 2013). Resultados de pruebas de carga indican que las fibras pueden ser consideradas como un buen sistema de refuerzo especialmente con un contenido de fibra de 0.5 % respecto al peso seco del suelo (Abuel-Maaty, 2010). Pruebas sin confinamiento y de valor relativo de soporte (CBR), indican que la cantidad óptima de fibra mezclada en suelo arenoso, limo y ceniza de cascara de arroz tiene rangos de 0.4 a 0.8 % del peso seco (Muntohar *et al.*, 2013). A pesar de las numerosas aplicaciones de esta fibra, no existen metodologías para la dosificación de contenido de fibra basado en un criterio racional para el comportamiento dinámico de suelos reforzados con la misma.

Los suelos muestran un comportamiento dinámico complejo que es afectado por muchos factores, por ejemplo, sus propiedades físicas y químicas, el contenido de fibra, la presión de confinamiento, la relación entre el esfuerzo desviador y la repetición de cargas (Li y Ding, 2002).

Maher y Woods (1990), realizaron pruebas de columna resonante y de corte torsional en un suelo arenoso reforzado con diferentes tipos de fibras naturales y sintéticas, en su trabajo concluyeron que el módulo de rigidez y el amortiguamiento aumentan linealmente alrededor de 4% con respecto al contenido de fibra, el incremento de la amplitud de deformación favorece a la contribución de la fibra en el módulo de rigidez pero reduce su efecto en el amortiguamiento, el incremento de la presión de confinamiento no favorece al efecto de la fibra en el aumento del módulo de rigidez.

Heineck *et al.* (2005) observaron que la inclusión de fibras no cambia la rigidez inicial de un suelo arenoso a niveles bajos de deformación ( $10^{-5}$  mm/mm). Diambra *et al.* (2010) concluyeron que el módulo cortante a medianas deformaciones ( $10^{-3}$  mm/mm) no es afectado por la incorporación de fibras de polipropileno. Clariá *et al.* (2015) determinaron el módulo de rigidez de una arena suelta y densa reforzada con fibras de polipropileno para presiones de confinamiento de 28 a 440 kPa, observaron que la inclusión de fibras tiende a reducir la rigidez inicial del suelo a pequeñas deformaciones.

Sadeghi y Beigi (2014) realizaron pruebas cíclicas triaxiales consolidadas no drenadas en arena arcillosa, con presiones de confinamiento de 50 y 100 kPa para 150 ciclos de carga y dos relaciones de esfuerzo desviador de 0.3 y 0.6, demostrando que el módulo de corte se incrementa con el aumento del contenido de fibra, así mismo el módulo de corte crece con el número de ciclos de aplicación del esfuerzo desviador. El incremento del contenido de fibra conduce a un efecto negativo si se excede el contenido óptimo. En este estudio demuestran que el contenido de fibra óptimo no es constante y aumenta con el incremento de la relación del esfuerzo desviador.

Noorzad R. y Fardad P. (2014), determinaron el módulo de rigidez de un suelo arenoso con inclusiones de fibra de polipropileno de diferentes longitudes (6, 12 y 18 mm) mediante pruebas triaxiales cíclicas; encontraron que la rigidez aumenta respecto al contenido de fibra, este aumento es más notable para las muestras con fibras más largas.

Li y Senetakis (2017) realizaron pruebas de columna resonante y de transmisión de ondas en un suelo arenoso reforzado con fibras de polipropileno, en las cuales concluyeron que el módulo de rigidez máximo ( $G_{max}$ ) disminuye al aumentar el contenido de fibra y el amortiguamiento incrementa ligeramente al aumentar el contenido de fibra. Sin embargo, esto no implica que no se aliente el uso de fibras como un medio de refuerzo del suelo, pero la eficacia de la mezcla de suelos con fibras

Estudio del comportamiento de deformación y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

dependerá de la aplicación en cuestión y de si la mejora se dirige a aplicaciones que implican una deformación menor o mayor.

Tabla 2. 5 Estudios de comportamiento dinámico de suelos reforzados con fibras sintéticas

Autor/año	Tipo de suelo	Tipo de fibra	Pruebas	Conclusiones
Maher y Woods (1990)	Arena media uniforme	Fibras de caña, palmera y plástico (1, 3, 4 y 5% del peso del suelo).	Ensayes de columna resonante y corte torsional	El módulo de rigidez máximo aumenta aproximadamente 4% con respecto al contenido de fibra. El efecto de las fibras mejora con el aumento de la amplitud de deformación.
Krishnaswamy y Isaac (1992)	Arena fina (SP)	Fibra de polipropileno y fibra de fieltro de 25 mm de longitud	Pruebas triaxiales cíclicas (CU) para la determinación del potencial de licuación.	La resistencia a la licuación del suelo aumenta con el contenido de fibras, este efecto disminuye a bajas deformaciones. La fibra de fieltro es más efectiva que la de polipropileno.
Li y Ding (2002)	Suelo limoso	Geo fibra (0, 0.2 y 0.5% del peso del suelo)	Pruebas triaxiales cíclicas (CU)	El módulo de elasticidad dinámico aumenta respecto al contenido de fibra.
Heineck et al (2005)	Arenas (SM y SP)	Fibra de polipropileno de 24 mm de longitud	Pruebas triaxiales (CU) y pulsos electrónicos (elementos Bender)	Las inclusiones de fibra no tienen influencia en la rigidez de los suelos a bajas deformaciones.
Noorzad y Fardad (2014)	Arena fina (SP)	Fibras de polipropileno de 6,12 y 18 mm de longitud (0, 0.5 y 1% del peso seco)	Pruebas triaxiales cíclicas (CD)	La inclusión de fibras reduce la susceptibilidad de licuación del suelo. Las fibras con mayor longitud actúan mejor como refuerzo. El módulo de rigidez se ve escasamente influenciado por el contenido de fibra.
Sadegui y Beigi (2014)	Arena arcillosa (SC)	Fibras de polipropileno de 12 mm de longitud (0, 0.5 y 1% del peso seco)	Pruebas triaxiales cíclicas (CU)	La inclusión de fibras aumenta el módulo de rigidez del suelo. El contenido de fibra óptimo varía con el incremento del esfuerzo desviador.
Claria y Vettorelo (2015)	Arena (SW)	Fibra de polipropileno (0,0.5,1 y 2% del peso seco)	Pulsos electrónicos	El módulo de rigidez máximo disminuye al aumentar el contenido de fibra hasta un máximo de 10%
Falorca y Pinto (2015)	Arena arcillosa	Microfibras de polipropileno	Pruebas triaxiales (CU)	La cohesión y el ángulo de fricción aumentan con el contenido de fibra, la longitud de la fibra y la deformación. La inclusión de fibras mejoró la resistencia a la licuación estática.

Autor/año	Tipo de suelo	Tipo de fibra	Pruebas	Conclusiones
Haiwen y Kostas (2017)	Arena limpia silíceas (SW)	Fibra de polipropileno de 12 mm de longitud (0, 0.5, 1, 1.5 y 2% del peso seco)	Pruebas en columna resonante y elementos Bender	El módulo de rigidez máximo disminuye con el contenido de fibra. El amortiguamiento aumenta en relación a la adición de fibras.
Wang y Brennan (2019)	SC	Fibras de polipropileno con nombre comercial Loksand 35 mm 0.6% fibra	Centrifuga	Las fibras tienen algunos efectos beneficiosos sobre la propagación de aceleraciones dentro del depósito que pueden ser el resultado de su contribución a la prevención del colapso de la matriz de arena durante las excitaciones.

### 2.2.3 Otros estudios

Además de los estudios mencionados anteriormente, es de importancia conocer los efectos de las fibras como refuerzo en suelos en otras condiciones particulares para asegurar el comportamiento que deseamos. Las presas de materiales térreos y otras estructuras de retención de agua a menudo son propensas a la erosión por filtración por tubificación. Si se agregan fibras al suelo para hacer estas estructuras, su presencia puede incidir el comportamiento de tubificación del suelo.

Para investigar el efecto de las fibras de PP y PET en el comportamiento de la tubificación de arena limosa, Das y Viswanadham (2010) llevaron a cabo los experimentos de laboratorio desarrollando un aparato de prueba de tubificación unidimensional, que simula la filtración ascendente a través de un suelo con y sin fibras. La prueba consideró los contenidos de fibra de 0.05, 0.1 y 0.15% con dos longitudes de fibra diferentes de 25 y 50 mm; concluyeron que la inclusión de fibras de PP y PET reduce la velocidad de filtración y mejora la resistencia a la tubificación de arena limosa para un contenido de fibra de 0.1% y una longitud de fibra de 50 mm. De los dos tipos de fibra, las fibras de PP son más efectivas para mejorar el comportamiento de tubificación del suelo, además, la permeabilidad se reduce con respecto a la inclusión de fibras, sin embargo, un contenido de fibras mayor que 0.15 % puede causar la acumulación de un grupo de fibras en una ubicación, lo que resulta en un mayor flujo de agua y una reducción en la resistencia a la tubificación.

Por otra parte, Kaniraj y Havanagi (2001) realizaron pruebas de consolidación unidimensionales en cenizas volantes Rajghat, mezcla de 50% de cenizas volantes Rajghat y 50% de limo Delhi y mezcla de 50% cenizas volantes Rajghat y 50% arena Yamuna con y sin distribución aleatoria de PET refuerzo de fibra, los resultados muestran que el valor del coeficiente de compresibilidad (Cc) aumenta con el incremento de fibra y causa una consolidación acelerada.

Otra característica importante de estudio es la expansión de suelos; los suelos expansivos cambian el volumen cuando están sujetos a variaciones en el contenido de agua, y cualquier cambio de este tipo causa daños a los cimientos de las estructuras, tales como edificios, puentes y pavimentos. En los últimos años, los investigadores han tratado de estudiar el efecto de la inclusión de fibra en el comportamiento de la expansión. Así, la eficacia de la mezcla de flyash (residuo de combustión del carbón en las plantas de energía térmica) y fibra de polipropileno, para reducir las características de

expansión y contracción del suelo también han sido estudiadas. Los reportes muestran que el refuerzo con fibras de polipropileno reduce la expansión de las arcillas (Viswanadham *et al.*, 2009; Puppala y Musenda, 2000; Punthutaecha *et al.*, 2006).

Al-Akhras *et al.* (2008) investigaron el efecto de dos tipos de fibras (nylon y palma natural) de 0 a 5%, sobre las propiedades de expansión de tres tipos de suelos arcillosos (clasificados como CH, CH y CL) mediante la realización de pruebas de expansión en una celda edométrica unidimensional. Observaron que los suelos arcillosos mezclados con fibras muestran un potencial de expansión significativamente más bajo en comparación con los mismos suelos arcillosos sin fibras.

Viswanadham *et al.* (2009) realizaron pruebas de expansión en un edómetro convencional (diámetro  $\frac{1}{4}$  75 mm; espesor  $\frac{1}{4}$  25 mm) en suelo expansivo (clasificado como CH) reforzado con fibras de PP utilizando diferentes contenidos de fibra (0.25–0.5%) y relaciones de aspecto (15, 30 y 45). Los resultados de la prueba indican que la inclusión de fibras de PP reduce la presión de expansión, se reduce más a relaciones de aspecto más bajas que a relaciones de aspecto más altas.

Además, varios investigadores han estudiado la relación de capacidad de carga (CBR) del suelo reforzado con fibra mediante la realización de la prueba de relación de carga (CBR) de California. Para el análisis y diseño de bases de suelo / sub bases / subgrados de pavimentos reforzados con fibra. Las pruebas de CBR realizadas por Lindh y Eriksson (1990) muestran que la arena húmeda reforzada con fibras plásticas de 48 mm de largo no ofrece un valor de CBR significativamente más alto que la arena sola, por su parte, Tingle *et al.* (2002) informaron que el uso de fibras mejora el CBR de la arena del 6 al 34% sobre la arena no estabilizada.

Otros investigadores han estudiado la capacidad de carga y las características de asentamiento del suelo reforzado con fibra mediante la realización de pruebas de carga de placa. Una serie de pruebas de modelo de laboratorio en una zapata que descansa sobre el lecho de arena uniforme compactado reforzado por fibras de PP distribuidas al azar (50 mm de largo) y dos elementos de malla diferentes (malla pequeña como 30 mm 50 mm y malla grande como 50 mm 100 mm) con el mismo tamaño de abertura (10 mm 10 mm) fueron realizados por Wasti y Butun (1996). Los resultados de la prueba muestran que el cambio en la capacidad de carga final se encuentra entre aproximadamente + 40% y 5%; el valor más alto es para las mallas grandes con contenidos de inclusión de 0.1% y 0.15%, y el valor negativo es para las fibras y las mallas pequeñas con el contenido de inclusión más bajo de 0.075%. En todos los contenidos de inclusión, el uso de mallas grandes produce la mayor mejora.

En otro orden de ideas, Zaimoglu (2010) observó que la resistencia a la compresión de suelos no confinados sujetos a ciclos de congelamiento-descongelamiento, generalmente aumenta con el incremento en el contenido de fibras.

Los investigadores Sadeghi y Beigi (2014) hacen referencia a algunos estudios realizados en suelos arenosos reforzados con fibras de polipropileno, de los cuales se destaca que el reforzamiento de suelos usando un material resistente a la tensión es un método atractivo para mejorar su resistencia a la compresión y a la tensión. Estudios experimentales (Nahlawi and Kodikara, 2006; Tang *et al.*, 2012; Lakshmikanth *et al.*, 2012; Divya *et al.*, 2014) indican que el desarrollo del agrietamiento por la desecación del suelo fue influenciado significativamente por la inclusión de fibras.

#### **2.2.4 Ventajas**

En comparación con los suelos reforzados sistemáticamente, los suelos reforzados con fibra distribuida aleatoriamente presentan algunas ventajas. Principalmente, la preparación de suelo reforzado con fibra distribuida aleatoriamente imita la estabilización del suelo mediante mezcla. Las



fibras discretas simplemente se agregan y se mezclan con el suelo, al igual que el cemento, la cal u otros aditivos.

En comparación con los refuerzos geo sintéticos, el refuerzo de fibra se puede usar en un espacio limitado, especialmente para la estabilización de taludes de suelo fallidos (Shukla, 2017). Además, los refuerzos planos tradicionales, como los refuerzos geo sintéticos, cuando se usan en pendientes y otras secciones irregulares similares, necesitan anclaje y excavación en la pendiente, y existe la posibilidad de fallas además de la dificultad en la colocación. El uso de refuerzo de fibra en estas aplicaciones proporciona una solución flexible.

Otra ventaja importante del refuerzo discreto del suelo con fibras sobre el refuerzo de lámina geo sintética convencional es la ausencia de un plano potencial de falla (Maher y Gray, 1990), como se puede observar en la figura 2.13. Las fibras distribuidas al azar ofrecen isotropía de resistencia y limitan los posibles planos de debilidad que pueden desarrollarse paralelamente al refuerzo orientado (Yetimoglu y Salbas, 2003. Kumar et al, 2006. Maher y Gray, 1990).

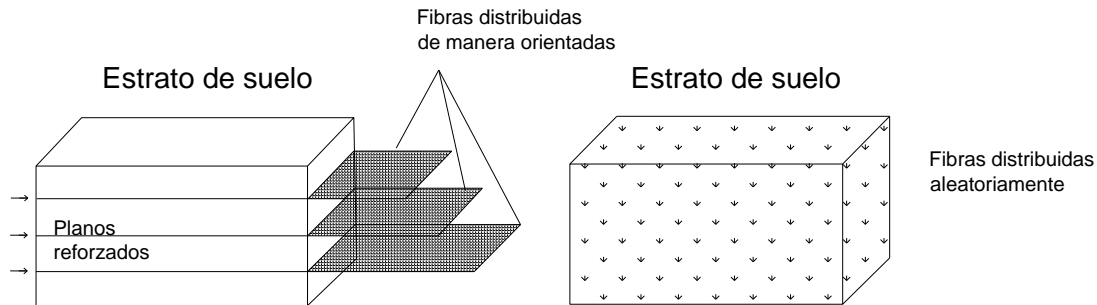


Figura 2.13 Distribución de fibras orientadas y aleatorias

Además, el suelo reforzado con fibra exhibe mayor tenacidad y ductilidad y menores pérdidas de resistencia después del pico en comparación con el suelo sin fibra, como lo vimos en las investigaciones recopiladas anteriormente. Adicionalmente, antes de que ocurra la falla se pueden notar grandes deformaciones en las estructuras del suelo reforzadas con fibra debido a las mayores características de extensibilidad, y por lo tanto se pueden tomar fácilmente medidas correctivas adecuadas dentro del tiempo disponible.

Los materiales de fibra tienen un costo competitivo en comparación con otros materiales. La colocación de fibras en el campo se puede hacer utilizando equipos de construcción convencionales. Un mezclador rotativo del tipo usado en la mezcla de cal y tierra puede usarse para mezclar las fibras y puede ser compactado usando métodos estándar de compactación del suelo sin la preocupación de dañar el refuerzo. Además, a diferencia de la cal, el cemento y otros métodos de estabilización química, la construcción con refuerzo de fibra no se ve afectada significativamente por las condiciones climáticas (Li, 2005).

Los materiales que pueden usarse para refuerzo de fibra están ampliamente disponibles. Las raíces de las plantas, los neumáticos triturados y las fibras de desecho recicladas también se pueden usar como refuerzo además de las fibras sintéticas hechas en fábrica (Li, 2005. Murray et al, 2000. Consoli et al, 2002).

Recientemente, Abtahi et al (2011) han aplicado fibras cortas para aumentar la capacidad de carga de los suelos compuestos estabilizados con alcohol poli vinílico y acetato de polivinilo en condiciones saturadas. Aunque las resinas químicas generalmente mejoran la capacidad de carga de los suelos compuestos en condiciones secas, su rendimiento en condiciones saturadas es dudoso. Por lo tanto, las fibras pueden proteger el suelo estabilizado con resina en condiciones saturadas.

Acerca del mezclado y colocación de la fibra en campo, el método efectivo de inclusión de fibra puede ser rociar las fibras sobre cada capa de suelo durante la compactación de campo, especialmente en bases de pavimento y subbases; una de las técnicas de mezcla más satisfactorias puede proporcionarse colocando fibras en una cámara mezcladora giratoria con un esparcidor equipado con una manguera flexible. Otra opción de mezclado es por cuchillas, esta proporciona una distribución aleatoria razonablemente satisfactoria de fibras (Hoover et al. 1982).

El mezclado es un factor crítico en el caso de refuerzo de fibra discreto orientado al azar. Los mezcladores tipo paleta no funcionan ya que tienden a arrastrar y enrollar las fibras. Los mezcladores vibratorios tienden a flotar las fibras hacia arriba. El método más simple de mezclar fibra y tierra en un mezclador de tambor giratorio, el cual no da como resultado una mezcla uniforme debido a una gran diferencia en la gravedad específica de la fibra y la tierra. El método de mezcla del tambor generalmente resulta en la segregación o flotación de las fibras incluso cuando se agrega algo de agua (Shukla, 2017).

Se puede usar un mezclador especial de acción oscilatoria o helicoidal para evitar estos problemas; pero incluso este tipo de mezclador tiene limitaciones en el contenido máximo de fibra que puede ser distribuido de manera uniforme y aleatoria en la mezcla. El grado de aleatoriedad en la mezcla puede determinarse mediante inspección visual (Gray y Al-Refeai 1986). En algunas aplicaciones recientes la distribución de fibras se hizo utilizando un soplador de paja y el mezclado de la fibra con material granular, se realizó con la ayuda de un recuperador como se muestra en la figura 2.14 (White y Vennapusa, 2013).



Figura 2.14 Distribución de fibras utilizando un soplador de paja sobre material granular y mezcla de fibras con material granular con un recuperador (White y Vennapusa, 2013).

## 2.1. APLICACIONES DE SUELOS REFORZADOS CON FIBRAS SINTÉTICAS

El refuerzo de suelos con fibras sintéticas es una técnica que se empezó a desarrollar hace aproximadamente 40 años, sin embargo, este procedimiento no ha sido adoptado en el desarrollo ingenieril hasta estos días, probablemente debido a la falta de normas estándares de esta práctica.

A pesar de esto, el uso de fibras sintéticas como refuerzo en suelos puede aplicarse en muchas obras civiles, como se detallará en los párrafos siguientes.

Hejazi et al (2012) realizaron una revisión exhaustiva de la literatura y muestran que el uso de fibras naturales y sintéticas como refuerzo en suelos, es factible en seis campos: pavimentos, muros de contención, terraplenes, protección de taludes, protección contra terremotos y cimentaciones. De acuerdo a la literatura revisada y a los resultados obtenidos en esta investigación, se proponen las siguientes aplicaciones en los siguientes campos de la ingeniería geotécnica:

### **2.1.1. Protección de taludes**

Los deslizamientos de suelo constituyen una de las mayores problemáticas en la construcción de taludes, pueden ser causados por diversos factores como cambios climáticos, propiedades mecánicas de los suelos constituyentes, el incremento de la inclinación del talud, la altura del talud, fuerzas de filtración, sismos, fuerzas gravitacionales y estados de esfuerzos actuantes. Algunos métodos para impedir la infiltración, la erosión y reforzar la parte superficial del talud, consisten en el recubrimiento de la superficie que puede consistir en elementos impermeabilizantes o elementos que refuercen la estructura superficial del suelo.

En este orden de ideas, la mezcla de fibras sintéticas con suelo utilizado como recubrimiento superficial, aumentaría la cohesión y la resistencia al esfuerzo cortante del material superficial del talud (Gray y Ohashi, 1983; Ranjan et al, 1994; Michalowski y Zhao, 1996; Santoni y Webster, 2001; Consoli et al, 2002 Michalowski y Cemark, 2003; Gupta et al., 2006; Consoli et al, 2010; Diambra et al, 2010; Edincliler y Ayhan , 2010; Lovisa et al, 2010; Maheshwari et al, 2013; Falorca y Pinto, 2015) reduciendo la probabilidad de deslizamiento por erosión, además, el comportamiento de falla frágil que tienen algunos materiales como la arena, cambiaría a uno más dúctil, ( Yetimoglu y Salbas, 2003; Ibraim y Fourmont,2006) por lo que las fallas que pudieran ocurrir no serían de forma inminente.

Así mismo, el uso de fibras sintéticas como refuerzo en suelos finos, no solo incrementa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, sino que, además, reduce el factor de agrietamiento del suelo (Nahlawi and Kodikara, 2006; Tang *et al.*, 2012; Lakshmikanth *et al.*, 2012; Divya *et al.*, 2014), que es de importancia debido a que los cambios climáticos a los que está sometido el talud producen expansiones, contracciones térmicas, humedecimiento y secado generando agrietamientos. Al introducirse agua en las grietas que presente el talud se origina un incremento en las fuerzas actuantes o aparición de fuerzas de filtración pudiendo provocar la falla del mismo.

Además, los suelos mezclados con fibras distribuidas al azar se pueden usar como parches en la reparación localizada de taludes con fallas, ya que puede acomodar la forma irregular de las pendientes fallidas superficiales.

Por los beneficios del refuerzo de suelo – fibra presentados anteriormente, el Laboratoire Central des Ponts et Chaussées patentó en 1984 una técnica de refuerzo tridimensional conocida como Texsol, esta se elabora mezclando el suelo de relleno que constituyen los taludes, generalmente arena limpia, con un filamento continuo de poliéster con un diámetro de 0.1 mm, aproximadamente del 0.1 al 0.2 % en peso del material compuesto, en esta técnica de refuerzo, las fibras se depositan mediante un sistema de concreto lanzado (Turner y Schuster, 1996).

Este sistema se ha utilizado principalmente para protección, reparación y relleno de taludes. El primer muro Texsol, con un ángulo frontal de 60 grados con la horizontal, se construyó en Francia

en 1983 (Leflaive 1988). A finales de 1988, se habían construido 85 proyectos Texsol en Francia, utilizando 100 000 m<sup>3</sup> de suelo reforzado con Texsol. La mayoría de los proyectos involucraron reparaciones de deslizamientos de tierra y reconstrucción de taludes fallidos. Estos muros y taludes tienen una alta capacidad de carga y un crecimiento relativamente rápido de vegetación en la cara del talud (Turner y Schuster, 1996).

### 2.1.2. Pavimentos y caminos

En los pavimentos actuales la acción de las cargas repetidas es la más notable causa de deterioro; estas cargas han aumentado mucho tanto en magnitud como en número de repeticiones, lo que induce la posibilidad de fallas por fatiga y por el efecto de la deformación permanente. (Rico et al 1998). El gran crecimiento del transporte nacional en número y peso de los vehículos presenta entonces nuevas condiciones, que han de ser tomadas en cuenta por los actuales diseñadores y constructores de pavimentos.

Como consecuencia, se han implementado diferentes técnicas de mejoramiento de suelos, con la finalidad de darle más durabilidad y resistencia a las carreteras y caminos, además de evitar desechar los suelos finos blandos para el diseño. En este sentido, el diseño de capas de pavimento con fibra sintéticas y / o naturales en la construcción de carreteras aumenta significativamente el módulo de resiliencia del suelo, disminuye el agrietamiento y otorga una mayor durabilidad a dichas obras terreas, de acuerdo a algunas investigaciones recientes que se explicarán a continuación.

En 1984 Hoover et al. Realizaron una de las primeras investigaciones en campo, acerca del comportamiento de la mezcla de suelo – fibras sintéticas, seleccionando varias carreteras y calles secundarias como posibles sitios de prueba de campo en el estado de Iowa, los suelos encontrados en esos sitios fueron: SC, SM, SM-SC, ML; los cuales fueron mezclados inicialmente con fibras naturales: astillas de madera, tallos de maíz y mazorcas de maíz molidas, pajitas de avena, lino y fibras de manila. Los resultados iniciales de laboratorio del refuerzo de fibras naturales fueron negativos, además, dichos productos se consideraron potencialmente degradables en un entorno de carreteras. Por tanto, el proyecto se concentró en la disponibilidad y el uso de fibras sintéticas: polipropileno (D=0.002" L=0.25, 0.5, 1.25, 1.5"), polipropileno fibrilado (D=0.009", L=1.0"), tiras de polipropileno (0.009 x 1.5"), poliéster (1.5, 2 y 6") y fibra de vidrio (D=0.008", L=0.25, 0.5 y 1.25").

En el mismo orden de ideas, los autores realizaron un exhaustivo programa de laboratorio, el cual incluyó la realización de la prueba K de Iowa, de donde calcularon el coeficiente de empuje de tierras K, el módulo de Young, la relación de Poisson, la cohesión aparente, el ángulo de fricción interno y la capacidad de carga última de la subrasante (Q<sub>0</sub>). Los resultados de la prueba Iowa K mostraron que la adición de fibras puede disminuir la cohesión, el ángulo de fricción interno y el módulo elástico, al mismo tiempo que el coeficiente K aumenta ligeramente al aumentar el contenido de fibra. Sin embargo, Hoover et al. (1984) concluyeron que, debido a la falta de predictibilidad del modelo estadístico basado en los datos de la prueba K de Iowa, el modelo de elasticidad constante es inaplicable a la evaluación de las muestras de suelo reforzadas con fibra, porque la limitación de la deformación radial puede afectar la capacidad para transferir los esfuerzos inducidos a las fibras.

En este contexto, las técnicas de estabilización más utilizadas, requieren grandes cantidades de aditivos, elevando los costos de construcción. Las fibras sintéticas como refuerzo de suelos, puede utilizarse como una técnica alternativa en la construcción de caminos temporales y de bajo volumen vehicular. La construcción de caminos temporales y de bajo volumen vehicular (500 vehículos por

día) representa la mayor infraestructura de pavimentos en el mundo (Tingle et al, 2002), sin embargo, como la mayoría de las especificaciones de diseño están basadas en caminos de alto volumen vehicular, el diseño de los caminos de bajo volumen es omitidos en varias ocasiones y en su lugar, solo se utilizan métodos de estabilización del suelo natural.

Tingle et al (2002) realizaron dos secciones de prueba a gran escala, cada una compuesta por siete elementos de prueba especificados en las figuras 2.15 y 2.16, en cada tramo se diseñó un carril de circulación recto de 3.7 m de ancho sobre una subrasante de arena (SP). Para este experimento, cada elemento se estabilizó con diferentes tipos de fibras de polipropileno a una profundidad de 203 mm con su contenido de agua óptimo.

Para registrar el desgaste al tránsito el tráfico se simulo utilizando un camión militar cargado con un peso bruto vehicular de 18.9 T a 16.1 km/h; se aplicó un total de 10,000 pasadas de camión a los elementos 2 a 7 de la sección 1, 2,200 pases de camión al elemento 1 de la sección de prueba 1 debido al rápido deterioro de la carretera construida originalmente; los elementos 1 a 7 de la sección 2 se sometieron a 5.000 pasadas, luego, se realizó el mantenimiento de estos elementos antes de aplicar 5,000 pases de camión adicionales.

De estas pruebas los autores observaron que las fibras fibriladas proporcionaron la mejor resistencia al desgaste, seguidas del monofilamento, la cinta y finalmente los elementos de malla Netlon. Se demostró que la tasa de dosificación de fibra de 0.8% proporciona un soporte estructural adecuado para el tráfico de prueba, disminuyendo el desgaste al tránsito 35% con respecto al suelo sin refuerzo. Las pruebas de campo demostraron un rendimiento similar entre las fibras de 51 mm y 76 mm de longitudes de fibra, pero la longitud de fibra de 51 mm parece ser más apropiada para uso en campo por su fácil manipulación. No hubo diferencia significativa en la resistencia a la formación de surcos entre diferentes deniers de la misma fibra.

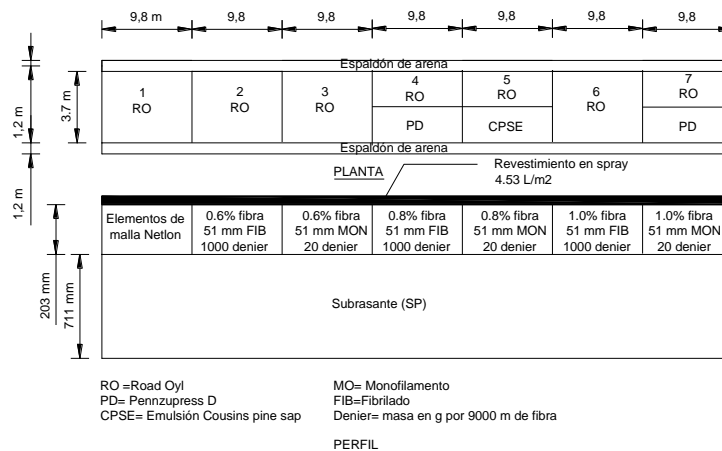


Figura 2. 15 Planta y perfil de la sección de prueba 1 (Modificado de Tingle et al. 2002).

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

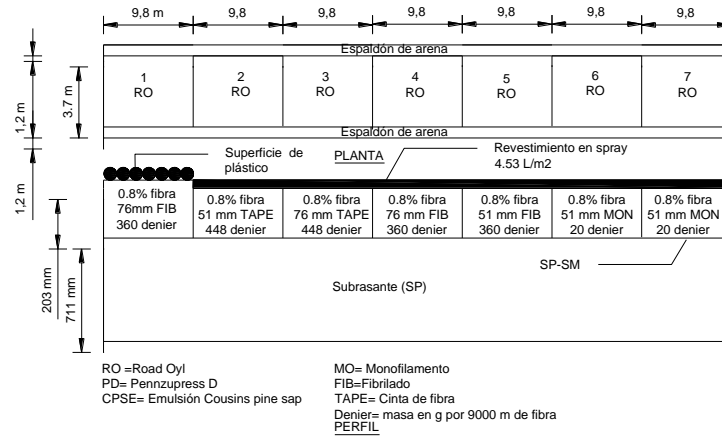


Figura 2. 16 Planta y perfil de la sección de prueba 2 (Modificado de Tingle et al. 2002).

Por otro lado, en junio de 2007 las fuerzas de defensa de Australia en conjunto con las de Estados Unidos, construyeron en el norte de Australia un aeródromo en el área de entrenamiento de campo Bradshaw como culminación del programa conjunto de construcción rápida de aeródromos, cuya técnica de estabilización de suelo consistió en la combinación de fibras de polipropileno y cemento de alta resistencia (Newman y White, 2008). Como parte de la construcción del aeródromo, se estabilizó la subrasante de un helipuerto (40 x 50 m), dos pistas de rodaje (70 x 20 m) y dos plataformas de estacionamiento (61 x 68 m).

Para evaluar las variables en la construcción se realizaron seis secciones de prueba en campo, mostradas en la figura 2.17, cuyo suelo se clasificó como SM. La secuencia de construcción consistió en pre compactar la capa de estabilización a un contenido de humedad óptimo y recortar hasta la elevación del grado final, posteriormente la superficie se roció con agua y se rasgó con una motoniveladora y se roció nuevamente, el cemento se extendió a mano con un rastrillo para proporcionar una distribución relativamente uniforme, las fibras se distribuyeron después del cemento, también a mano y se mezclaron con un estabilizador de suelos Terex RS 325; después de mezclar se logró la compactación utilizando un rodillo de tambor liso vibratorio CAT CS-563E. Las variables en las secciones de prueba se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2. 6 Resumen de las variables de las secciones de prueba (Modificado de Newman y White, 2008)

Sección de prueba	% Cemento	%Fibra	Velocidad de mezclado (ft/min)
1		0.4	
2		0.2	30
3	4	0	
4		0.4	
5		0.2	45
6	0	0.4	



Figura 2. 17 De izquierda a derecha, fibras de polipropileno monofilamento y distribución de fibras en las secciones de prueba (Newman y White, 2008)

El índice de resistencia de valor relativo de soporte fue evaluado en las secciones de prueba con ayuda de un cono de penetración dinámico (DCP, por sus siglas en ingles), para todas las secciones reforzadas este valor fue mayor que el de la sección de control, los resultados se muestran en la tabla 2.7.

Tabla 2. 7 Resumen de resultados de prueba de DCP (modificado de Newman y White, 2008)

Sección de prueba	VRS a 100 mm a 2 horas.	VRS a 100 mm a 24 horas.
1	50	100
2	60	100
3	90	Rechazada
4	50	Rechazada
5	35	90
6	30	30

En otro sentido, Chauhan et al (2008) evaluaron la eficacia del refuerzo de fibras en suelos de subrasante desde el punto de vista de la resistencia mediante la determinación en el laboratorio de la deformación permanente, el comportamiento de la deformación resiliente y el módulo resiliente del suelo de la subrasante en una arena limosa mezclada con cenizas volcánicas y dos tipos de fibra: fibra de coco de 0.2 mm de diámetro y 80 mm de longitud, y de polipropileno de 0.048 mm de diámetro y 20 mm de longitud en diferentes proporciones: 0.5, 1.0, 1.5, y 2.0 % en peso del suelo seco. La mezcla de suelo – fibra fue compactada mediante la técnica Proctor con sus propiedades optimas con un contenido de agua de 22% y un peso volumétrico seco de 1.4 g/cm<sup>3</sup>.

El módulo resiliente es el parámetro utilizado con el fin de representar las propiedades de los suelos de la subrasante en el diseño de pavimentos flexibles (Herrera, 2014). Chauhan et al (2008) determinaron este módulo mediante pruebas triaxiales cíclicas UU a carga controlada a razón de 70 ciclos por minuto, variando el contenido de fibra y la presión de confinamiento en 25, 50 y 75 KPa, los esfuerzos desviadores utilizados fueron: 120, 144, 169, 185, 210y 235 KPa, los cuales se seleccionaron tomando en cuenta el 70% del esfuerzo desviador máximo obtenido de pruebas triaxiales estáticas.

Los autores concluyeron que el uso de fibras sintéticas y / o naturales en la construcción de carreteras aumenta significativamente el módulo de resiliencia del suelo. Siendo este el principal beneficio del refuerzo de subrasante para aumentar su resistencia, en comparación con la resistencia del pavimento no estabilizado sobre un subsuelo débil. Los resultados también muestran que la fibra de coco presenta mayores mejoras (47.50%) en el módulo de resiliencia que la fibra sintética (40.00%).

Jha et al. (2014) Analizaron el beneficio de reforzar los materiales de desecho industriales: cenizas volantes, polvo de piedra y escoria de acero, (cuyas propiedades se muestran en la tabla 2.8) con tiras de desechos de polietileno de alta densidad de 0.40 mm de espesor, 12 mm de ancho y longitud variable de 12, 24 y 36 mm (figura 2.18). El contenido de las tiras fue variando en 0, 0.25, 0.5, 1, 2 y 4 %. Los autores realizaron pruebas de VRS en las cuales se aplicó carga a las muestras de residuos - tiras a una deformación controlada de 1.25 mm/min mediante un pistón de 50 mm de diámetro hasta una deformación máxima de 12.5 mm. Las muestras fueron compactadas con su contenido de agua óptimo en un molde de diámetro de 150 mm y una altura de 175 mm dando 56 golpes con un apisonador de 25.5 N a una altura de 310 mm. Con estos resultados obtuvieron, además del VRS, las curvas de carga vs penetración y calcularon el módulo de subrasante tomando en cuenta el esfuerzo a 5mm de la penetración.

Tabla 2. 8 Propiedades ingenieriles de los materiales (modificado de Jha et al. 2014)

Propiedad	Cenizas	Polvo de piedra	Escoria de acero
Gravedad específica	2.20	2.63	2.87
Diámetro efectivo, $D_{10}$ (mm)	0.09	0.04	0.07
Coefficiente de uniformidad, $C_u$	11.25	10	8.67
Coefficiente de curvatura, $C_c$	0.8	1.1	1.04
% arena	49	84	100
% finos	51	16	-
Peso volumétrico seco máximo ( $\text{kN/m}^3$ )	11.2	21.8	23.15, 19.91
Contenido de agua óptimo	38	8.8	-





Figura 2. 18 Tiras de plástico (Jha et al. 2014)

Con respecto a los resultados, Jha et al. (2014) encontraron que el contenido de tiras óptimo para todos los residuos fue de 4% utilizando tiras de 36 mm de longitud dando un aumento del VRS de la ceniza de aproximadamente 8 veces (41.85%), 7 veces para el polvo de roca y 2.4 para la escoria de acero, así mismo el módulo de subrasante aumenta de  $65.15 \times 10^3$  KPa a  $524.57 \times 10^3$  KPa para la ceniza volcánica, de  $127.32 \times 10^3$  KPa a  $894.30 \times 10^3$  KPa para polvo de roca y de  $858.10 \times 10^3$  KPa a  $2077.92 \times 10^3$  KPa para la escoria de acero (figura 2.19). Así mismo, el espesor de la subbase se puede reducir hasta un 50%, dependiendo de la vida útil y los requisitos del sitio. El espesor reducido de las capas del pavimento da como resultado un menor costo total del pavimento y un tiempo de construcción más bajo, consumiendo así cantidades reducidas de suelo y materiales naturales para la construcción y, por lo tanto, proporcionando soluciones con menor impacto ecológicas de manera sostenible.

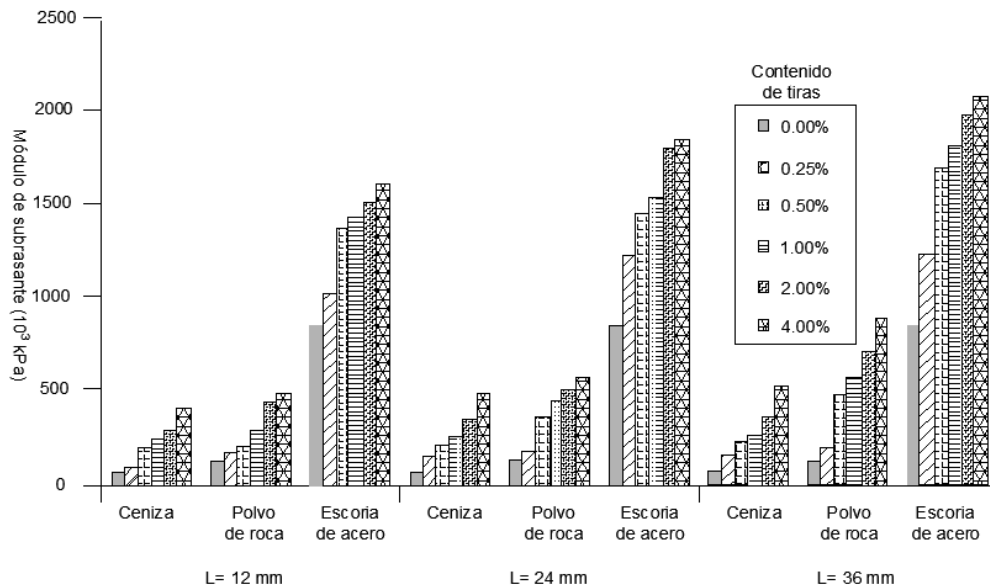


Figura 2. 19 Módulo de subrasante vs contenido de tiras para diferentes materiales ( modificado de Jha et al, 2014)

### 2.1.3. Vertederos

En México el 53 % de la basura se dispone en rellenos sanitarios y tiraderos controlados (Semarnat 2004) de las 86 343 toneladas de basura recolectadas diariamente (INEGI 2019). Al iniciar la década de los noventa la basura generada en el Distrito Federal se disponía en tres rellenos: el Bordo Poniente, Prados de la Montaña y Santa Catarina. El primero ubicado en el Bordo Poniente del Vaso de Texcoco, atrás del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México; el segundo en Prados de la Montaña, al poniente de la ciudad, al costado del centro comercial Santa Fe y; el tercero ubicado en la parte oriente de la ciudad de México, en el municipio mexiquense de los Reyes La Paz (Mora, 2004). Sin embargo, debido al comportamiento del suelo en estas zonas la basura se hundió y flota sobre los lixiviados contaminando el subsuelo y el agua.

Un Vertedero o depósito controlado es una instalación para almacenamiento de residuos en superficie o subterráneo por tiempo indefinido en condiciones de total seguridad para el medio ambiente. Así, los criterios específicos de diseño para la construcción y explotación de un depósito controlado están encaminados a minimizar y controlar la posibilidad de contacto entre la carga contaminante contenida en los residuos (lixiviados) y el entorno circundante (Botamino, 2007).

Para reducir los lixiviados de los residuos sólidos urbanos (RSU) y proteger la seguridad del medio ambiente ecológico, se requiere que se construya un sistema de cobertura en los vertederos cuando se alcance el límite de almacenamiento. Dado que las arcillas tienen baja conductividad hidráulica ( $1 \times 10^{-9}$  m/s) podrían utilizarse como material de barrera impermeable en los sistemas de revestimiento y cobertura de vertederos, sin embargo, debido a su naturaleza retráctil, tienen una tendencia a un severo agrietamiento por desecación, volviéndose menos efectivas a largo plazo (Chaduvula et al, 2017).

En la estructura de la cubierta de arcilla compactada la conductividad hidráulica de la arcilla debe ser menor a  $1 \times 10^{-7}$  cm / s (Quiang et al, 2014). Sin embargo, el agrietamiento por desecación en el sistema de cobertura puede ocurrir bajo circunstancias tanto externas como internas. Una vez que el sistema de cobertura del relleno sanitario se agrieta, proporciona una ruta de flujo para el agua de lluvia y, por lo tanto, aumenta la cantidad de lixiviados.

El uso de fibras sintéticas en el refuerzo del revestimiento, como las cubiertas de los vertederos, elimina la necesidad de anclaje que existe con el refuerzo plano y reduce las cárcavas de erosión (Hejazi et al, 2012). Además, ayuda a disminuir las filtraciones de lixiviados, ya que previene la formación de grietas por tensión y reduce el potencial de expansión en arcillas, también, ofrecen isotropía de resistencia y limitan los posibles planos de debilidad que pueden desarrollarse paralelamente al refuerzo orientado.

La utilización de esta técnica implica un bajo costo y la reutilización de desechos plásticos, es por ello que varios autores se han interesado en su estudio. Por ejemplo, Tang et al (2012) estudiaron una arcilla CL reforzada con fibra de polipropileno en 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.6 y 0.8% con respecto al peso del suelo seco con longitudes de 6, 12 y 19 mm, mezclado con un contenido de agua del 75% (el doble de su límite líquido) sometida a desecación a una temperatura constante de  $25 \pm 1^\circ$  C y una humedad relativa de  $50 \pm 5\%$ , las muestras fueron secadas hasta que el peso de la muestra fue

estable. Los patrones morfológicos y geométricos de proceso de agrietamiento fueron recopilados mediante un sistema de análisis de imágenes.

En ese mismo orden de ideas, los autores observaron un cambio significativo en la morfología de los patrones de agrietamiento en los suelos reforzados con fibra, las grietas gruesas disminuyeron y las finas aumentaron, además, las redes de grietas cambiaron gradualmente de una estructura aparentemente regular a una estructura irregular para contenidos de fibra mayores que 0.2%; no se identificaron cambios en los patrones de agrietamiento con el cambio de la longitud de fibra. Así mismo, la superficie de agrietamiento se redujo hasta 40% (Figura 2.21) con respecto al aumento de contenido de fibra debido al incremento en la resistencia a la tensión del suelo con fibra.

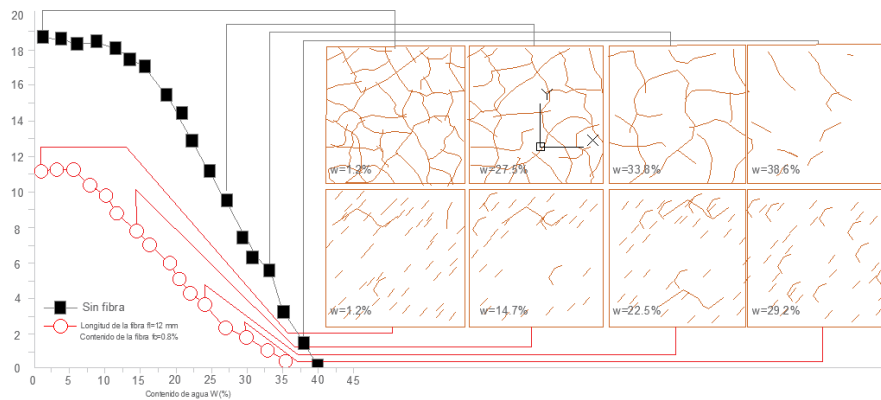


Figura 2. 20 Variación de la relación de agrietamiento vs contenido de agua para un suelo natural y uno reforzado con 0.8% de fibra de PP (modificado de Tang et al 2012)

Por su parte, Quiang et al (2014) evaluaron el comportamiento de una arcilla reforzada con fibra de paja tratada con 10% de hidróxido de sodio ( $L=3-5$  cm), la fibra de paja se extrajo mediante cocción, filtración, lavado y secado. Los contenidos de fibra evaluados fueron 0%, 0.05%, 0.1%, 0.2%, 0.3%, 0.4%, 0.5% con respecto al peso seco del suelo. Las muestras ensayadas se compactaron a un peso volumétrico seco de  $1.65 \text{ g/cm}^3$  y un contenido de agua inicial de 19% en un molde de 50 cm de diámetro y 20 cm de espesor.

Para evaluar el agrietamiento, las muestras de suelo-fibra se sometieron a desecación en un contenedor a temperatura de  $40^\circ\text{C}$ , utilizaron una balanza electrónica para determinar el cambio de contenido de humedad en la arcilla compactada y aplicaron un sistema de imagen microscópica digital para monitorear el desarrollo de grietas. Las muestras de arcilla se secaron durante 5 días seguido del primer ciclo de mojado - secado, con ayuda de un simulador de lluvia y luego se realizó un ciclo cada 5 días; se realizaron cuatro ciclos de mojado-secado en 25 días. Dentro de este modelo también evaluaron la filtración del agua mediante sensores de humedad, los cuales se instalaron en el sitio a 5 cm, 10 cm y 20 cm de profundidad desde la superficie del suelo monitoreando los cambios en el contenido de humedad de la capa de suelo a diferentes profundidades durante el tiempo transcurrido. El comportamiento de percolación de la arcilla agrietada se evaluó con intensidades de lluvia de  $10 \text{ mm / d}$  y  $50 \text{ mm / d}$ .

Después de la aplicación de los ciclos de secado-humedecimiento de la muestra, los autores observaron que, para la mezcla de arcilla y fibra compactada, el CIF disminuyó aproximadamente

en un 90% para un contenido de fibra de 0.3, lo que indicó que la fibra de paja podría detener eficazmente el desarrollo de grietas en suelos mixtos.

Los resultados también mostraron que los ciclos de mojado-secado, tuvieron un mayor impacto en el crecimiento de las grietas, desarrollándose más grietas en la superficie de la arcilla compactada, por lo tanto, los ciclos de mojado-secado influyeron significativamente en la estructura de las partículas del suelo e incurrieron en la pérdida de la atracción cohesiva entre las partículas del suelo.

Así mismo, estos resultados indicaron que los revestimientos tradicionales de arcilla compactada perdieron la capacidad anti-filtración bajo la acción de la lluvia y el agua de lluvia podría penetrar en el relleno sanitario, ya que con una intensidad de lluvia de 10 mm / d, el agua de lluvia había penetrado a una profundidad de 15 cm para la capa arcillosa tradicional y 5 cm para la capa arcillosa mejorada (%f = 0.3%) bajo la acción de 4 ciclos de mojado-secado. Incluso con una mayor intensidad de lluvia de 50 mm / d, el contenido de humedad a los 15 cm de profundidad de los revestimientos mejorados (FC = 0,3%) no se vio afectado.

Por su parte, Chaduvula et al (2017), estudiaron el comportamiento del agrietamiento de una arcilla expansiva (CH) de la ciudad de Nanded, India reforzada con fibras de poliéster de sección transversal especial triangular con un diámetro efectivo de 40  $\mu\text{m}$ .

En primer lugar, la arcilla se secó en el horno, se trituró y se tamizó a través de un tamiz de 425  $\mu\text{m}$ , posteriormente se mezcló con agua y fibra, se utilizaron diferentes contenidos de fibra (0%, 0,25%, 0,5% y 0,75% por peso seco del suelo) para longitudes de fibra de 15 mm, 30 mm y 50 mm, además, todas las muestras se prepararon cerca del límite líquido del suelo. La suspensión preparada se vertió en un recipiente de vidrio de boro silicato (100 mm de diámetro) para lograr un espesor de muestra de 15 mm.

Posteriormente, la muestra preparada se colocó en la configuración de prueba (figura 2.21) y se dejó secar bajo una lámpara halógena de tungsteno de 500 W, todas las pruebas se realizaron a una temperatura constante de 50 ° C y una humedad relativa de 20%. Las muestras se secaron durante 450 min y se midieron sus pesos individuales cada 50 min para medir la cantidad de pérdida de humedad. Se utilizó una cámara digital que estaba equipada con un temporizador de intervalos para capturar imágenes de la muestra de suelo que se secaba cada cinco minutos.

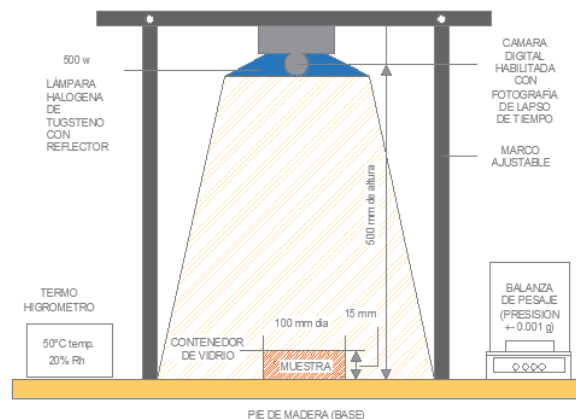


Figura 2. 21 Representación esquemática de prueba (modificado de Chaduvula et al, 2017)

Con base en los resultados de este experimento, los autores observaron que la adición de fibras controló la apertura del ancho de grieta, el área agrietada y la propagación de grietas, las fibras disminuyeron la conectividad de las redes de grietas, así mismo, la intensidad de las grietas y la deformación por contracción del suelo reforzado con fibra eran sustancialmente menores que las del suelo no reforzado. En este estudio, se logró una reducción del 66% de grietas a partir del rango de longitudes de fibra y contenido de fibra utilizado. La reducción máxima de grietas de la arcilla reforzada con fibra se obtuvo con una longitud de fibra de 15 mm y con un contenido de fibra del 0.5%.

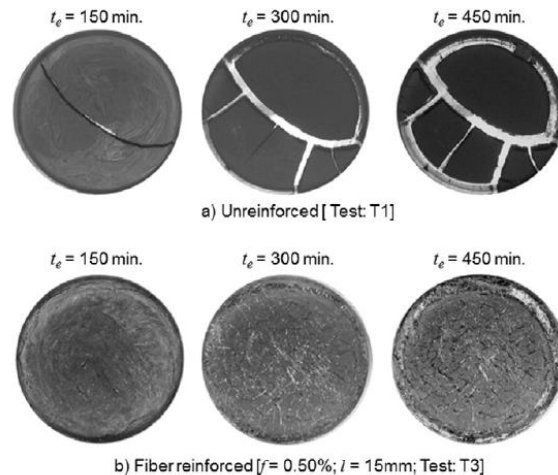


Figura 2. 22 Evolución y propagación de grietas de desecación con respecto al tiempo (tomado de Chaduvula et al, 2017)

El principal parámetro a evaluar en la construcción de barreras hidráulicas como: vertederos de desechos, cubiertas y revestimientos de fondo, es la conductividad hidráulica; por lo que la existencia de grietas, ya sea por retracción o tensión, puede aumentar significativamente la conductividad hidráulica de una barrera de arcilla. Como se ha explicado anteriormente, el refuerzo con fibras sintéticas disminuye el factor de agrietamiento en suelos finos, de igual manera podría reducir la conductividad hidráulica en los revestimientos de diferentes estructuras. Para demostrar esto, Ehrlich et al (2019) realizaron un estudio del comportamiento hidromecánico del compuesto de un suelo arcilloso arenoso (CL) con fibra de *PET* ( $D=27\mu\text{m}$ ,  $L=10\text{mm}$ ) al 1 %, este porcentaje fue seleccionado mediante estudios previos al ser considerado como el más óptimo (Ehrlich et al, 2019).

Dicho estudio tuvo la finalidad de evaluar el agrietamiento debido a esfuerzos de tensión y la variación de la permeabilidad del suelo reforzado con fibra. El agrietamiento de las muestras se realizó mediante ensayos de compresión realizados a una deformación constante de 0.25 mm/min, utilizando una celda triaxial especialmente ensamblada (figura 2.23), después se llevaron a cabo pruebas de conductividad hidráulica antes y en varias etapas durante la carga diametral bajo diferentes confinamientos (10 y 100 KPa) por el método de carga constante con un gradiente hidráulico de 9. Las muestras fueron preparadas con su contenido de agua óptimo y compactadas en tres capas a su peso volumétrico seco máximo ( $\omega=21\%$  y  $\gamma_d=1.6 \text{ g/cm}^3$ ), sus dimensiones fueron  $D=100 \text{ mm}$  y  $L=100 \text{ mm}$ .

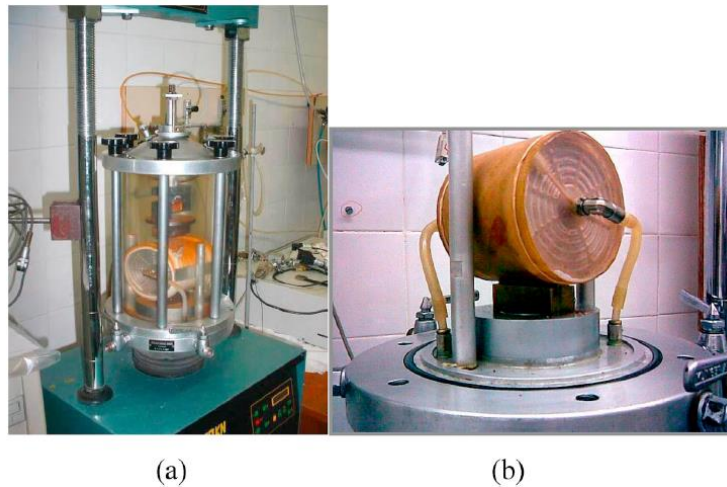


Figura 2.23 a) ensamblado general de la prueba en cámara triaxial, b) espécimen posicionado en una base metálica (Ehrlich et al, 2019)

Las mediciones de la conductividad hidráulica se realizaron antes de la compresión y en cada paso incremental de 1 mm de desplazamiento, con el fin de evaluar el efecto de una posible apertura de la grieta sobre la conductividad hidráulica. Los resultados indicaron un incremento de la resistencia a la tensión de alrededor de 30%. Las aberturas de las grietas en el suelo natural, aumentaron significativamente la conductividad hidráulica, esto se notó más a presiones de confinamiento bajas (figura 2.24). Por lo tanto, en el caso de las cubiertas de rellenos sanitarios, una condición en la que se producen tensiones de confinamiento bajas, las fibras podrían desempeñar un papel positivo en la prevención de grietas y conducirían a un mejor rendimiento de las cubiertas (Ehrlich et al, 2019).

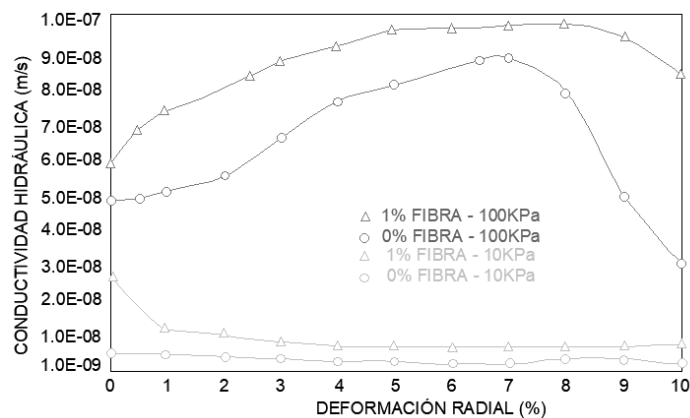


Figura 2.24 Conductividad hidráulica vs deformación radial (Ehrlich et al, 2019).

Los resultados positivos de las investigaciones anteriores han sido el impulso para seguir estudiando el comportamiento de agrietamiento en suelos reforzados con fibras y buscar nuevos materiales que sean eficientes en la mitigación de grietas, como son las fibras textiles de neumáticos de desecho, las cuales fueron evaluadas por Narani et al (2020).

Narani et al (2020) realizaron pruebas de resistencia a la tensión directa, consolidación y expansión unidimensional, contracción volumétrica y pruebas de desecación en muestras de arcilla CH mezcladas con fibras textiles de neumáticos de desecho (WTTFs, por sus siglas en inglés) de Diámetro= 0.03 – 1.50 mm y Longitud=20 – 40 mm, con porcentajes diferentes de fibra de 0%, 1%, 2%, 3% y 4%. Los especímenes fueron preparados en sus condiciones óptimas de compactación, excepto las mezclas sometidas a desecación, las cuales fueron preparadas con un contenido de agua 1.04 veces mayor que su límite líquido. Para esta última prueba las muestras se secaron a una temperatura constante de 60 °C durante dos días y a 110 °C durante otros dos días.

Como consecuencia de las pruebas mencionadas anteriormente, Narani et al (2020) observaron que, para las pruebas de resistencia a la tensión, las fibras aumentaron la resistencia post-pico e indujeron un comportamiento de endurecimiento por deformación en el suelo al controlar y mitigar las grietas por tensión mediante la disminución de la transferencia de los esfuerzos de tensión a través de las grietas (figura 2.25). La resistencia a la tensión aumento 21.5%, 46.5% y 94.2% para contenidos de fibra de 1%, 2%, 3% respectivamente, después de 3% se observa una disminución en la resistencia a la tensión. Esta disminución se puede añadir a la reducción del área de contacto entre suelo y fibra.

Con respecto a las pruebas de expansión y consolidación, los autores mencionan una reducción del potencial de expansión de 16.39%, 33.16%, 43.65% y 36.68%, para contenidos de fibra de 1%, 2%, 3% y 4% respectivamente, esto se puede atribuir la sustitución de sólidos expansivos (granos de suelo) con materiales que no muestran tendencia a la expansión (Narani et al, 2020). En este mismo ensayo se midió indirectamente la permeabilidad, observando un aumento en este parámetro para contenidos de fibra mayores que 2%, sin embargo, estos valores son considerablemente menores a los valores máximos utilizados en coberturas de vertederos. Finalmente, se reporta una disminución en el CIF en 10.16%, 26.12%, 35.69% y 45.26% para contenidos de fibra de 1%, 2%, 3%, y 4% respectivamente. El contenido de fibra óptimo para este experimento fue considerado de 3%.

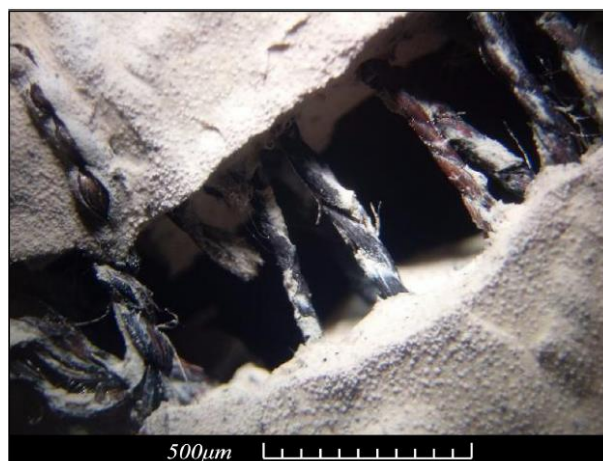


Figura 2. 25 Ilustración del efecto puente de las fibras durante el agrietamiento por desecación capturado por un microscopio óptico, muestra secada al horno con  $f_c= 4\%$  (Narani et al, 2020).

Como vimos anteriormente, la resistencia a la tensión de la arcilla reforzada con fibras es un parámetro importante para controlar la formación de grietas por contracción. La adición de fibra

crea un efecto de puente en la matriz del suelo, lo que da lugar a mejoras considerables en la resistencia a la tensión. Esto es demostrado por un estudio realizado por Xie et al. (2020), en el cual evalúan la resistencia a la tensión y al agrietamiento de una arcilla (CL) con diferentes mezclas de fibras de nylon ( $D=0.25$  mm,  $L=10$  mm) y un aditivo a base de encimas (Eko-Soil). Los contenidos de fibra utilizados en esta investigación fueron 0, 0.3, 0.6, 0.9 y 1.2% y 35 g de aditivo por cada kg de suelo seco.

Las enzimas tienen como objetivo catalizar la ruptura hidrolítica de los enlaces químicos, interactúan con el suelo y reducen el espesor de la película de agua absorbida que rodea las partículas del suelo. Esta película de agua contiene iones metálicos cargados positivamente. Desde la perspectiva de la electroquímica, la primera acción de la enzima será disminuir el momento dipolar de la molécula de agua, disociando así los iones hidroxilo ( $\text{OH}^-$ ) e hidrógeno ( $\text{H}^+$ ). Después de algún tiempo, una mayor disociación y asociación de estos iones, junto con partículas coloidales finas cargadas negativamente, producen una carga negativa suficiente para romper la barrera de potencial electrostático en la película de agua absorbida. Como resultado, los iones metálicos migran al agua libre que se puede eliminar, lo que provoca el adelgazamiento de la película absorbida y la reducción de la capacidad de expansión del suelo.

Para empezar los autores realizaron ensayos de desecación considerando un contenido de agua inicial en las muestras de 85%, aproximadamente 10% mayor que su LL. La mezcla se vertió en recipientes de vidrio de 140 mm de diámetro y el espesor de las probetas se estableció en 10 mm. Después, se sometieron a secado con ayuda de una lámpara, la cual, mantuvo estable la temperatura a  $30 \pm 0,5$  ° C. Una cámara digital, montada sobre la muestra, registró imágenes a intervalos de 5 minutos durante el proceso de secado. Los ejemplares sin fibra tuvieron grietas menores, pero más pronunciadas, más largas y anchas. El número de grietas aumentó a medida que aumentó el contenido de fibra. El CIF para las pruebas con fibra fue considerablemente menor que para las muestras sin fibra (CIF=23.5%). El contenido de fibra óptimo con respecto al CIF se encontró entre 0.6 (CIF=19.5) y 0.3% (CIF=21%).

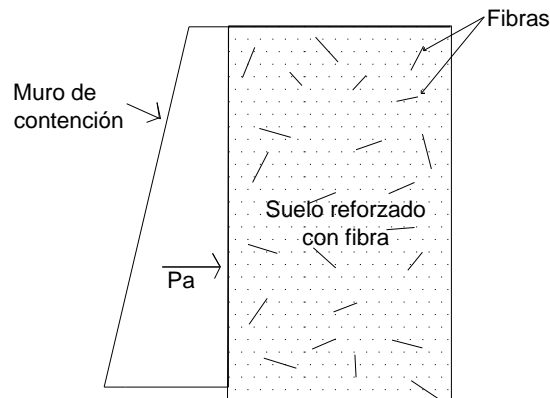
Posteriormente se llevaron a cabo pruebas de flexión, en las cuales el suelo fue compactado en un molde rectangular ( $300 \times 240 \times 55$  mm) aplicando energía de compactación equivalente a la prueba estándar Proctor. El bloque rectangular obtenido de la compactación se cortó en pequeñas vigas con un cuchillo delgado. El tamaño de las vigas fue de  $100 \times 25 \times 25$  mm. La prueba de flexión de la viga se realizó en una configuración horizontal. Se aplicó una velocidad de deformación de 0.2 mm / min. El aumento de la resistencia a la tensión no crece continuamente con el contenido de fibra. El contenido de fibra óptimo para la máxima resistencia a la tensión se encontró en 0.3%. La resistencia adicional obtenida de la adición de fibra depende principalmente de la adhesión entre la fibra y el suelo. Con contenidos más altos de fibra, las fibras tienden a formar grupos entre sí, lo que limita el efecto adhesivo entre el suelo y la fibra.

#### **2.1.4. Relleno en muros de contención**

El mejoramiento de suelos con fibras artificiales podría utilizarse también como material de relleno para la construcción de muros de contención. Los muros de contención que se construyen a grandes alturas, en sitios vulnerables a vibraciones como las cargas ferroviarias y en condiciones de carga dinámica pueden requerir el uso de materiales de relleno más estables que ayuden en el sostenimiento y contención del terreno natural.



La adición de fibras al relleno del suelo reduce el coeficiente de presión de tierra activa  $K_a$  al aumentar los parámetros de resistencia al corte (Hoare, 1979; Gray y Ohashi, 1983; Gray y Al-Refeai, 1986; Ranjan et al, 1994; Michalowski y Zhao, 1996; Puppala y Musenda, 2000; Kaniraj y Havanagi, 2001; Santoni y Webster, 2001; Consoli et al, 2002; Ang y Loehr, 2003; Yetimoglu y Salbas, 2003; Gupta et al., 2006; Gelder y Fowmes, 2016; Cristelo et al, 2017) y por lo tanto, la presión de tierra lateral total  $P_a$  en la pared. El valor de  $P_a$  disminuye con un aumento de la concentración de fibras en el relleno, pero también se ve afectado por la distribución de la orientación de la fibra. Las orientaciones preferidas casi horizontales contribuyen significativamente a la reducción de  $P_a$ .



*Figura 2.26 Refuerzo de fibra sintética en suelo de relleno en un muro de contención, modificado de Shukla 2017.*

El éxito de este método de refuerzo ha hecho que diversos investigadores se interesen en el comportamiento de las fibras sintéticas como refuerzo en muros de contención; Park y Tan (2005) llevaron a cabo un estudio a gran escala de un muro de suelo areno limoso de dimensiones 22x5x3 m reforzado con fibras de polipropileno de 60 mm al 0.2% y geo malla, con la finalidad de utilizarlo como terraplén ferroviario; midieron los esfuerzos verticales y horizontales del suelo al mismo tiempo que aplicaban una carga de 45 kN/m, como se muestra en la figura 2.27.

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

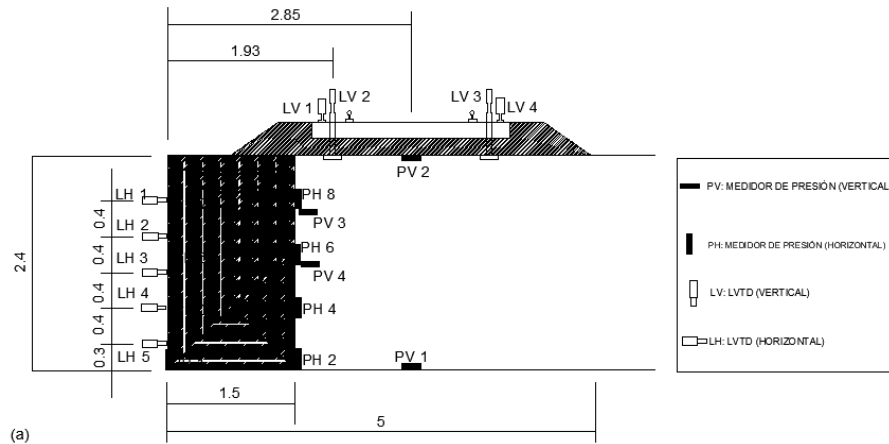


Figura 2. 27 Esquema de ensayo de Park y Tan (2005)

Demostraron que el uso de fibras de PP de 60 mm en un suelo arenoso utilizado como relleno en un muro de contención aumenta la estabilidad del muro, disminuye las presiones de la tierra y los desplazamientos del muro. El uso de fibra aumenta modestamente la resistencia del muro, sin embargo, con la adición de geo malla la resistencia aumenta significativamente con respecto al muro sin refuerzo. Además, la adición de fibra reduce los desplazamientos horizontales del muro hasta 50%.

Bhardwaj y Mandal (2008) realizaron pruebas en centrifuga de un talud de suelo limo-arenoso, las pruebas se realizaron sin y con refuerzo de fibra de polipropileno (1 %) y se observó que el factor de escala para el talud reforzado aumenta en comparación con la del talud no reforzado. El refuerzo de fibra de polipropileno reduce los desplazamientos verticales. Para verificar los resultados experimentales, utilizaron el software PLAXIS versión 8 basado en análisis de elementos finitos y para observar el efecto del refuerzo de fibra y concluyeron que en el caso de taludes reforzados con fibra los desplazamientos son menores en comparación con los no reforzados.

Jamshidi et al, (2009) crearon un modelo a escala 1:12 de un muro de contención de tablestaca relleno de suelo (SP) reforzado con tiras de geotextil de 5 x 5 mm y con longitudes de 15 y 45 mm en porcentajes de 0, 0.5 y 1%. El modelo fue preparado en un contenedor rígido de acrílico con dimensiones de 2.7 m de longitud, 0.39 m de ancho y 0.59 m de altura, además, una membrana de polietileno impermeable fue colocada en la interface del suelo y el molde. La base del suelo fue compactada mediante apisonamiento con un grado de compactación del 80%. Posteriormente, la zona de estudio (relleno de muro) fue compactada en 5 capas con un grado de compactación del 50% ( $1.5 \text{ g/cm}^3$ ) sin contenido de agua.

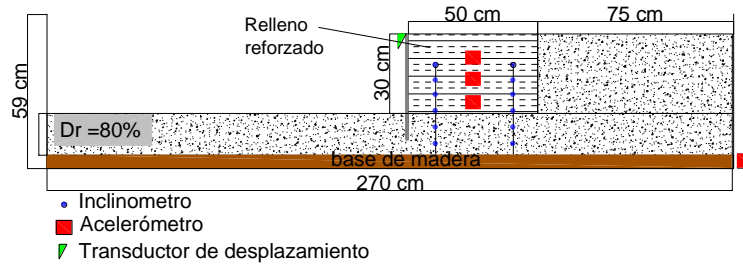


Figura 2. 28 Configuración e instrumentación de modelo de suelo reforzado a escala reducida (Modificado de Jamshidi et al, 2009).

Más adelante, Jamshidi et al, (2009) ensayaron el modelo descrito anteriormente en una mesa vibratoria, la aceleración provocada en la base horizontal fue una amplitud escalonada sinusoidal con una frecuencia predominante de 10 Hz; los procesos aplicados se monitorearon con los sensores mostrados en la figura 2.29. Además, una amplia gama de frecuencias fue aplicadas en una prueba de barrido para encontrar la frecuencia del sistema (52 Hz). Con este estudio se concluyó que el desplazamiento lateral en el relleno reforzado del muro se redujo en un 10% en promedio. La magnitud de la rotación de la pared de tablestacas disminuyó al aumentar la longitud de la fibra y el contenido de fibra. La magnitud de los factores de amplificación de la aceleración disminuyó al aumentar la longitud de la fibra debido a las propiedades de rigidez mejoradas.

### 2.1.5. Estructuras de retención de agua

La tubificación es el término que más se emplea para describir los problemas asociados con fuerzas de filtración. Con base en la historia de fallas de presas de tierra en los siglos XIX y XX es probable que hayan ocurrido fallas de tubificación desde que se construyeron las primeras presas. (Richards y Reddy, 2007). Recientemente, los crecientes peligros de tubificación en suelos han recibido una atención considerable debido al aumento de los niveles de inundación y al aumento de la intensidad de las lluvias tras el calentamiento global y el clima extremo (Yang et al, 2019).

De acuerdo con Richards y Reddy (2007), Yang et al (2019) y la Comisión Internacional de Grandes Presas ICOLD (2020), se ha demostrado que un gran porcentaje de los casos de tubificación (alrededor del 50%) se deben a erosión interna, seguidos de un diseño de filtro inadecuado o mantenimiento inadecuado. La importancia del fenómeno de tubificación se ha ido acrecentando debido al incremento de inundaciones, lluvias y cambios climáticos extremos, que son consecuencia del calentamiento global. Como consecuencia, el proceso de tubificación presenta peligros en la ingeniería geotécnica y puede socavar la integridad, la resistencia y la estabilidad de las estructuras terrestres como presas, terraplenes y sus cimientos.

Para medir la resistencia a la tubificación en suelos no existe alguna norma estandarizada. Sin embargo, muchos autores han utilizado un aparato similar al utilizado en las pruebas de permeabilidad, la finalidad de este aparato es poder aplicar diferentes cargas hidráulicas y medir el gradiente hidráulico. En la figura 2.29 se muestra el aparato utilizado por Estabragh et al. (2014) para determinar la resistencia a la tubificación en muestras de arena (SM) con diferentes contenidos de fibra (0.5, 0.75, 1.0 y 1.25 %) de polietileno y poliéster con diferentes longitudes (5, 25 y 35 mm), las probetas ensayadas fueron creadas mediante compactación estática con un contenido de agua óptimo.

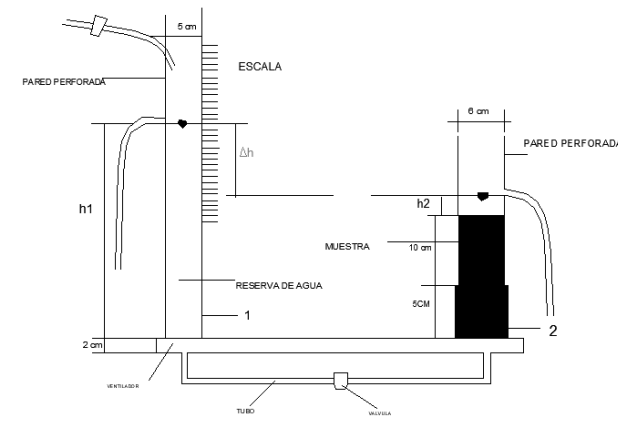


Figura 2. 29 Aparato para medir la resistencia a la tubificación (Estabragh et al. 2014)

Las pruebas de tubificación realizadas por Estabragh et al. (2014) Se llevaron a cabo aumentando la altura de agua en el depósito en incrementos de 20 mm mientras el nivel de agua sobre la muestra se mantenía constante en 50 mm, la duración de cada incremento fue de 10 min, durante este tiempo se recogió el agua de descarga de la muestra y se midió su volumen cuando se estabilizo la tasa de descarga. El aumento del nivel de agua en el depósito continuó hasta que se produjo la tubificación en la muestra. De los resultados, los autores midieron el gradiente hidráulico crítico ( $i_c$ ), el cual se definió como la relación de altura de agua en la que las partículas del suelo comienzan a elevarse debido al flujo ascendente de agua ( $\Delta h_c$ ) a la longitud de la muestra ( $L$ ) y la fuerza de filtración ( $P$ ) en donde:  $\gamma_w$ , es la densidad del agua y  $V$  el volumen de la muestra.

$$i_c = \frac{\Delta h_c}{L}$$

$$P = \gamma_w * i_c * V$$

Estabragh et al. (2014) concluyeron que el gradiente hidráulico crítico aumenta 38.7 % con un contenido de fibra de 0.5 % para ambos tipos de fibra utilizados, para un contenido de fibra de 0.75 el gradiente hidráulico incrementa 9.3 % y 28 % para las muestras con fibras de polietileno y poliéster respectivamente. Para contenidos de fibra mayores que 0.75 no se observa un incremento considerable en el  $i_c$ , de hecho, en algunas muestras se observa una disminución de la resistencia a la tubificación. También notaron un incremento en el  $i_c$  al aumentar la longitud de la fibra para ambos tipos de fibra. El aumento de la resistencia a la tubificación se atribuye a la mayor área de contacto entre partículas de suelo y fibra.

Yang et al. (2019) estudiaron el fenómeno de sufusión en una arena SP reforzada con fibras de polietileno y evaluada para diferentes longitudes (6, 12 y 19 mm) y contenidos de fibra (0, 0.1, 0.2 y 0.3 %); estos autores realizaron pruebas de filtración con la ayuda de un permeámetro de carga constante. Después de la saturación de la muestra, la prueba de filtración comenzó aplicando una serie de cargas hidráulicas a la muestra hasta que ocurrió la falla del suelo. La altura de carga se incrementó cada vez en 1.5 cm y se mantuvo durante 15 min hasta que la altura en el manómetro se estabilizó. En cada etapa de prueba midieron y registraron los cambios en el gradiente hidráulico, la velocidad de descarga y registraron el cambio de las probetas mediante fotografías.

A continuación, Yang et al. Midieron el gradiente hidráulico en la falla del suelo (figura 2.30). La falla hidráulica del suelo se asocia comúnmente con una disminución en el gradiente hidráulico medido. Una disminución en el gradiente hidráulico sugiere una reducción en la pérdida de carga hidráulica, donde muchas partículas finas que causan la pérdida de energía por filtración se erosionaron del esqueleto del suelo durante una falla hidráulica.

Como conclusión los autores observaron que el gradiente hidráulico crítico aumento más de cinco veces en las muestras con fibra con respecto al suelo natural. Los espacios vacíos del suelo se bloquearon parcialmente, haciendo que se redujera la relación de vacíos del suelo. Además, las fibras formaron una estructura de red que mantuvo las partículas finas en su lugar y restringió la erosión con el flujo de filtración y proporcionaron resistencia a la tensión. Este efecto es más eficaz cuando la orientación de la fibra es paralela a la dirección de filtración

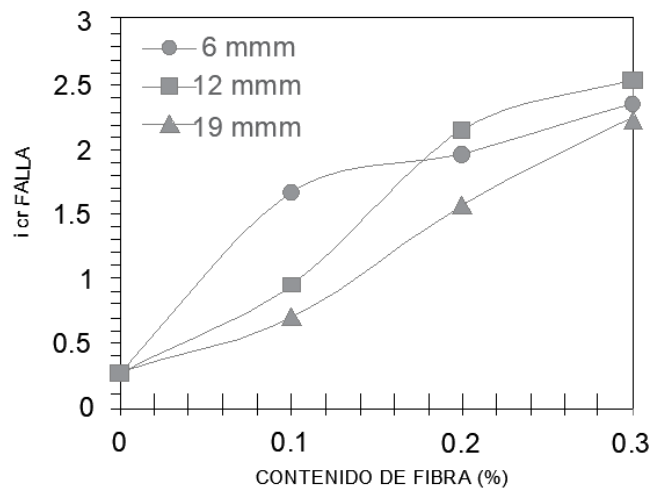


Figura 2. 30 Efecto de las fibras de PP en el gradiente hidráulico crítico (Yang et al, 2019).

Algunos estudios mencionados anteriormente, afirman que la inclusión de fibras en el suelo reduce su permeabilidad y aumenta el valor del gradiente hidráulico crítico, lo que ayuda a disminuir el potencial de tubificación, esto podría ser beneficioso para las estructuras de retención de agua como las presas, bordos o paredes de tablestacas. Algunas aplicaciones que se proponen para este tipo de refuerzo se muestran en las figuras 2.31 y 2.32, en las cuales, las fibras ayudarían a incrementar la resistencia al flujo de agua en los suelos.

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

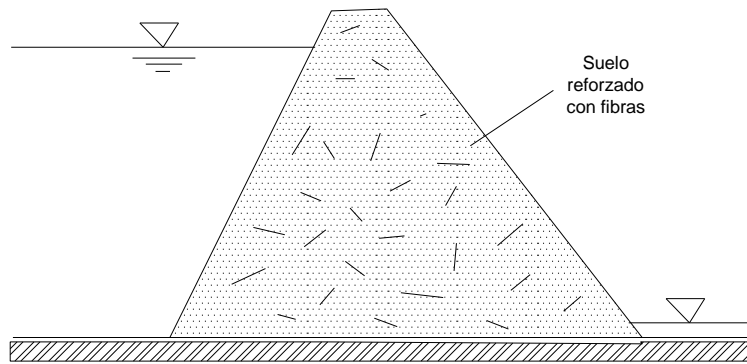


Figura 2. 31 Presa con inclusiones de fibra, modificado de Shukla 2017.

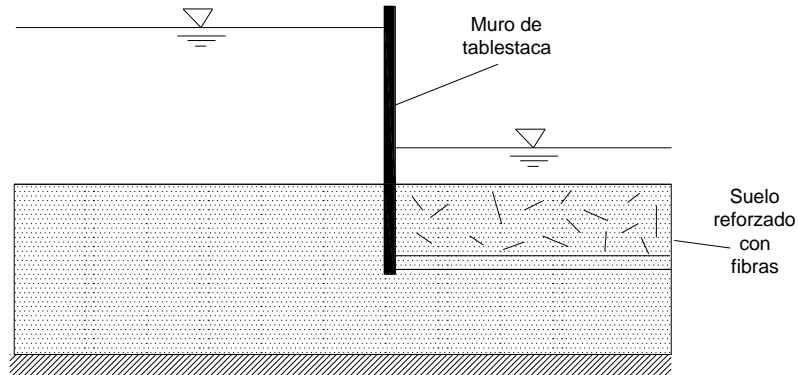


Figura 2. 32 Una pared de tablestacas con tierra compactada reforzada con fibra en el lado aguas abajo, modificado de Shukla 2017.

### Cimentaciones

Otro concepto del uso de fibras en la ingeniería civil es la construcción de cimientos en suelos con baja capacidad de carga (figura 33), donde los costos de una solución de cimientos profundos pueden ser incompatibles con los costos generales para proyectos de construcción de bajo presupuesto. En estos casos, se podrían utilizar alternativas para la mejora del suelo local mediante la adición de agentes cementantes o mediante la inclusión de elementos discretos orientados o distribuidos al azar, como las fibras (Consoli et al, 2003).

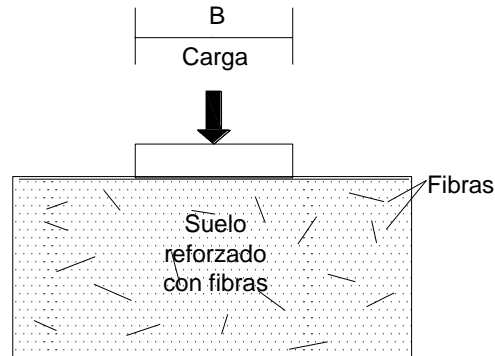


Figura 2. 33 Cimentación superficial en suelo reforzado con fibra.

Consoli et al. (2003) realizaron pruebas de placa de carga reemplazando un volumen de suelo CL por dos mezclas de arena (SP) reforzada, la primera con 7 % de cemento Portland y la segunda con 7 % de cemento Portland y 0.5 % de fibra de polipropileno ( $D=0.023$  mm y  $L=24$  mm), mezclados con ayuda de una revolvedora y compactados al 70 % de su peso volumétrico seco máximo ( $\omega=10$  %). Para empezar, se realizó una excavación del suelo CL de dimensiones 1.5 m de ancho, 1.5 m de largo y 1.2 m de profundidad, posteriormente se realizó la colocación del suelo reforzado mediante dos tramos de 300 mm, cada tramo se conformó de 3 capas de 100 mm compactados con la ayuda de una placa vibratoria; posteriormente se dejó curando la mezcla durante 28 días antes de realizar el ensayo de placa.

Para realizar la prueba, Consoli et al. (2003) utilizaron una placa de acero de 300 mm de diámetro y 25.4 mm de espesor. La carga se aplicó a través de un sistema compuesto por un gato hidráulico, una viga de reacción y una plataforma de carga, y se midió con una celda de carga calibrada. Para la medición del asentamiento se utilizaron micrómetros, los cuales se fijaron a una viga de referencia y se apoyaron en varillas externas. La carga se aplicó en incrementos iguales acumulativos de no más de una décima parte de la capacidad de carga última estimada.

Los resultados de estas pruebas indican un aumento de 5 veces en la carga de falla para la arena con cemento (98 kN en 8 mm) con respecto a la carga de falla del suelo natural (20 kN en 50 mm), sin embargo, se registró una reducción en la capacidad de carga en desplazamientos mayores de 8 mm. Además, en la falla de la mezcla de arena-cemento se observan grietas por tensión que se extienden desde la parte inferior hacia la parte superior de la capa de cemento de arena (figura 34). La abrupta disminución de la capacidad portante de la placa sobre la capa de arena-cemento, después de alcanzar la carga máxima, se atribuye a la pérdida de resistencia observada en algunas regiones de la capa de arena-cemento, en las que la resistencia máxima se alcanza a pequeñas deformaciones, sobrecargando las regiones cercanas y dando lugar a la formación de aberturas continuas.

De otro modo, la mezcla de arena-cemento- fibra presentó una carga máxima de 91 kN con un desplazamiento de 20 mm, el mecanismo de falla no presenta grietas por tensión ya que la fibra parece inhibir la propagación de la fisura y permitir la distribución de esfuerzos en un área más amplia, actuando de manera similar a las raíces de las plantas y conduciendo a la formación, en caso de falla, de una banda de corte gruesa alrededor en el borde del plato. La carga se transfiere a un área más grande en la interfaz entre la capa de fibra de arena-cemento y el estrato de suelo residual.

Como resultado, la capacidad de carga posterior al pico se mejora considerablemente en comparación con los valores obtenidos para las placas que se apoyan sobre la capa superior de arena-cemento o directamente sobre el estrato de suelo residual.

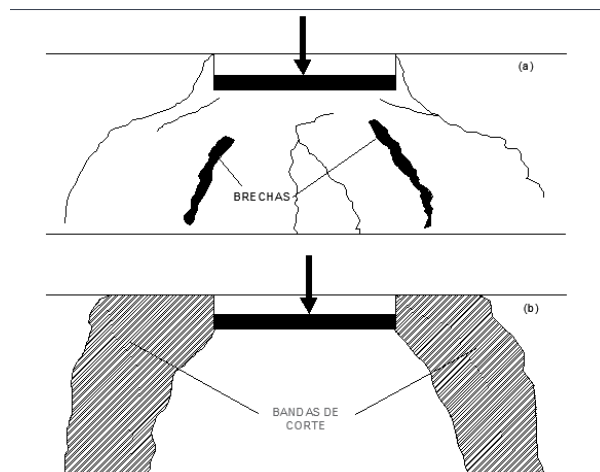


Figura 2. 34 Modos de falla para las mezclas de arena con: a) cemento y b) con cemento y fibras (Consoli et al. 2003).

Adicionalmente, Consoli et al. (2003) analizaron los métodos propuestos por Vésic (1975) y Meyerhof y Hanna (1978) para suelos estratificados cohesivo-friccionantes, para predecir la capacidad de carga última de los sistemas ensayados. Para la placa que soporta la capa de arena-cemento, la capacidad de carga última predicha por Vésic (1975) y Meyerhof y Hanna (1978) fueron 151.6 y 52.2 kN frente a 98 kN medidos en la prueba de carga de placa. Por lo tanto, en el caso de una capa superior cementada, la solución de Vésic la sobreestimó alrededor del 55% de la capacidad de carga real, mientras que la solución de Meyerhof y Hanna la subestimó en aproximadamente un 47%. Para la placa colocada sobre la capa superior de arena-cemento-fibra, las capacidades de carga máxima previstas fueron 177.8 y 51.4 kN, respectivamente, frente a 91 kN medidos en la prueba de carga de placa. Una vez más, las soluciones analíticas presentaron una estimación pobre de los resultados de campo, en el caso de una capa superior cementada reforzada con fibra, la solución de Vésic sobrestimó en aproximadamente un 95% la capacidad de carga real, mientras que Meyerhof y Hanna la subestimaron en aproximadamente un 45%.

De lo anterior podemos concluir que el refuerzo con fibras, en términos de comportamiento post pico, podría conducir a una solución más confiable y posiblemente a una reducción en el factor de seguridad de diseño, ya que la inclusión de fibras redujo drásticamente la respuesta frágil del sistema suelo-cimentación. A medida que aumenta la fricción interna de la arena con la adición de fibras, el factor de capacidad de carga  $N_f$  también aumenta. La distribución anisotrópica de la orientación de la fibra contribuye aún más a este aumento; es decir, la distribución de fibras con el plano horizontal preferido beneficia más la capacidad de carga que la distribución isotrópica (Shukla, 2017). Adicionalmente, el uso de fibras sintéticas como refuerzo de suelos en bases de cimentaciones superficiales o semi profundas, resulta más económico que la construcción de cimentaciones profundas.





## 3 ESTUDIO DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

---

### 3.1. UBICACIÓN

La muestra recuperada para esta investigación fue extraída del antiguo lago de Texcoco en el valle de México. Este comprende un área de 4,431 hectáreas de suelos limo arcillosos de alta deformabilidad y con una resistencia al esfuerzo cortante muy baja. Además, presentan un contenido de humedad de 400 a 600%, una salinidad tres veces superior a la del agua de mar y una compresibilidad muy alta ( $m_v \approx 0,1 \text{ cm}^2/\text{kg}$ ). Debido a la presencia de finas capas de ceniza volcánica, arenas, fósiles y fisuras en el suelo. Las nivelaciones de alta resolución en el área del antiguo lago de Texcoco han demostrado que durante las últimas décadas la porción norte del sitio se está asentando a alrededor de 6 a 8 cm/año mientras que las tasas de asentamiento en su sector suroeste alcanzan los 22 a 27 cm/año, la tasa de hundimiento promedio se ha estimado en 13.2 cm/año (Ovando et al. 2020), registrándose hundimientos máximos de 40 cm/año en algunos lugares donde el subsuelo tiene arcilla más gruesa (Marsal y Masari, 1969). condiciones que plantean un importante reto geotécnico para las estructuras que se desplanten ahí.

Aunado a lo anterior, el Valle de México está localizado en una región de intensa sismicidad. En el periodo comprendido de 1990 a 2016, el Servicio Sismológico Nacional (SSN) reportó un promedio anual de 28 sismos de magnitud entre 5 y 5.9; 35 de magnitud entre 6 y 6.9, y uno de magnitud entre 7 y 7.9 cada dos años, aproximadamente. En ese mismo intervalo se reportó un sismo de magnitud entre 8 y 8.9. (Pérez-Gavilán et al). Además, es necesario considerar que se tienen efectos significativos de amplificación de las ondas sísmicas y alargamiento de la duración de los movimientos del terreno en buena parte del Valle de México, debido a los importantes espesores de materiales blandos que lo subyacen (Ovando et al. 2007), lo cual incrementa de forma importante el riesgo y los daños potenciales a la infraestructura.

El suelo se extrajo a una profundidad de 0.5 m, empleando la técnica de Pozo a Cielo Abierto (PCA), las coordenadas de la muestra recuperada son: latitud: 19° 29.771 'N y longitud: 98° 59.321 'O (figura 3.1). De acuerdo a la zonificación geotécnica establecida en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México (NTC-RCCDMX, 2017); el sitio de extracción de la muestra corresponde a la zona III (zona de lago).

En dicho sitio se distingue una costra de desecación de 0.3 m. Subyace a esta costra la Formación Arcillosa Superior (FAS) que llega hasta 35 m de profundidad en promedio, y que está constituida por estratos arcillosos lacustres muy blandos y compresibles, cuya clasificación predominante de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) es una arcilla de alta plasticidad (CH).

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

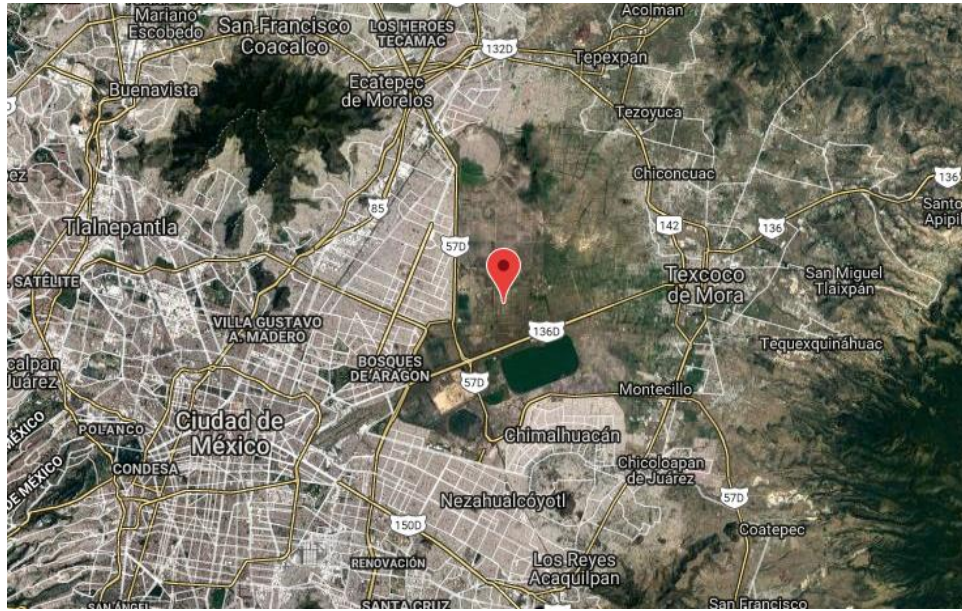


Figura 3.1 Ubicación de la muestra recuperada

La estratigrafía identificada en el sitio de estudio se muestra en la figura 3.2. Se identificaron tres estratos a lo largo de dos metros de profundidad, cada uno fue identificado como un limo de alta plasticidad que varía sus propiedades dependiendo de la profundidad.



Figura 3.2 Estratigrafía del sitio en estudio

Cabe resaltar, que este suelo es de tipo expansivo de acuerdo con los resultados de Amaya et al. (2018), en los cuales, realizaron análisis químicos cuantitativos por rayos X fluorescencia (XRF) y difracción de rayos X (XRD) del suelo utilizado en esta investigación. La tabla 3.1 muestra los resultados del análisis químico cuantitativo por XRF de las muestras de suelo natural. Los resultados de las pruebas de XRD se muestran en las figuras 3.3 a 3.5, los cuales muestran la presencia de arcillas como esmectita, haloisita y caolinita. El grupo de minerales predominante en este suelo fue la esmectita, el cual es un grupo de minerales arcillosos y micáceos dioctaédricos que incluyen a la

montmorillonita, beidelita y nontronita, además, incluyen los minerales trioctaédricos hectorita (rica en Li), saponita (rica en Mg) y sauconita (rica en Zn), están compuestos por unidades formadas por una estructura cristalina de tres capas (una capa de alúmina y dos capas de sílice).

Tabla 3. 1 Resultados del análisis químico cuantitativo por XRF (Amaya et al. 2018)

Muestra	%SiO <sub>2</sub>	%TiO <sub>2</sub>	%Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	%Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	%MnO	%MgO	%CaO	%Na <sub>2</sub> O	%K <sub>2</sub> O	%P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	%LxC	Sum.
S-1	44.03	0.52	13.29	4.14	0.05	7.82	2.44	7.09	2.80	0.15	17.81	100.14
M-1	43.93	0.73	18.42	5.88	0.06	3.65	1.64	7.20	3.29	0.16	15.02	99.98
M-2	40.7	0.47	9.94	3.47	0.06	8.70	13.03	2.42	1.67	0.19	19.11	99.76

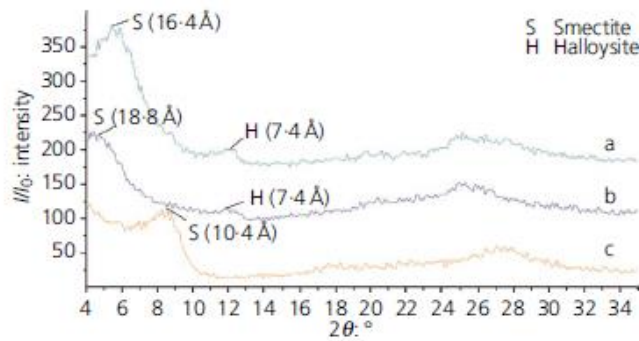


Figura 3. 3 Muestra S-1. El patrón XRD de la arcilla orientada fracción muestra la presencia de esmectita y halloysita. a, sin tratar; b, tratado; c, calentado a 550°C (Amaya et al. 2018).

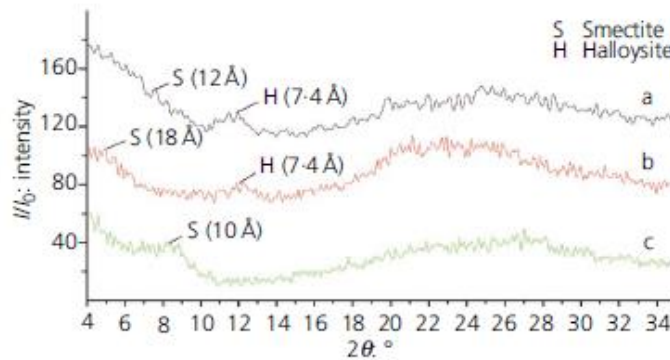


Figura 3. 4 Muestra M-1. El patrón XRD de la fracción de arcilla orientada muestra la presencia de esmectita y haloisita. a, sin tratar; b, tratado; c, calentado a 550°C (Amaya et al. 2018).

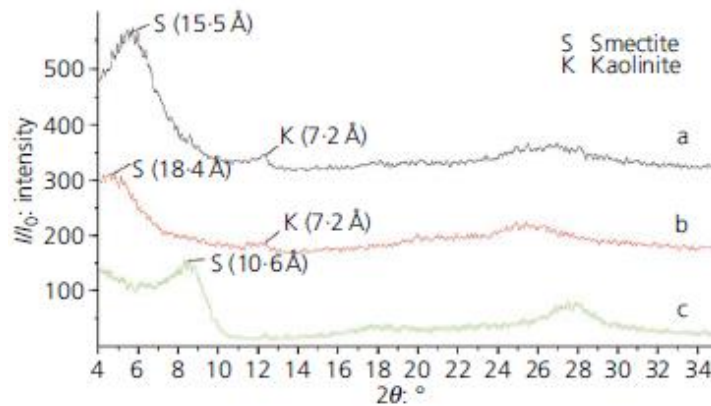


Figura 3. 5 Muestra M-2. El patrón XRD de la fracción de arcilla orientada muestra la presencia de esmectita y caolinita. a, sin tratar; b, tratado; c, calentado a 550°C (Amaya et al. 2018)

### 3.2. PRUEBAS ÍNDICES

Para caracterizar el material empleado, se realizaron pruebas sobre la muestra natural de suelo, enunciadas a continuación:

- Determinación de la densidad de sólidos: el objetivo de esta prueba es la determinación de la densidad de sólidos de la muestra reconstituida mediante vía húmeda. Se tomó como referencia la norma ASTM D854 – 14 *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*, con sus debidas consideraciones.
- Determinación del límite líquido: para su determinación fue utilizado un cono de penetración debido a la falta de adherencia de las partículas del suelo con la copa de Casagrande. El procedimiento utilizado para este ensaye fue el descrito por Mendoza y Orozco (2000).
- Determinación del límite plástico: esta prueba se realizó de acuerdo a la norma ASTM D 4318 *Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*.

Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3. 2 Propiedades índice del suelo natural

Prof. (m)	$\omega$ (%)	$\omega_p$ (%)	IP (%)	Gs	SUCS
0.5	123.7	53.4	70.3	2.74	MH

De acuerdo con los resultados, el índice plástico nos muestra un potencial expansivo muy alto, ya que es mayor que 35 (Chen, 1988); además, visualmente se percibe que el suelo cuando es hidratado se hincha y cuando está sujeto a deshidratación se contrae.

De acuerdo a la figura 3.6 el contenido de agua necesario para que el suelo pase de un estado plástico a líquido aumenta a medida que el contenido de fibra se incrementa, así mismo, el índice de plasticidad crece con respecto al contenido de fibra, esto podría deberse a que las fibras forman un entramado entre ellas y provocan que el deslizamiento del cono sea amortiguado, por lo que se requiere una mayor cantidad de agua para llegar al límite líquido.

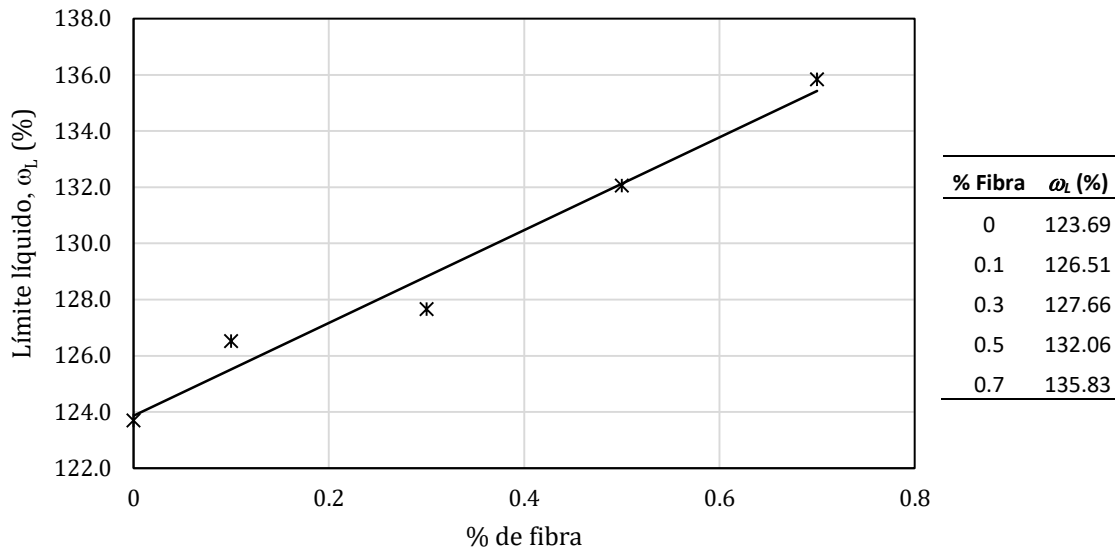


Figura 3. 6 Variación de la plasticidad del suelo con diferentes contenidos de fibra

De la misma forma, se midió el cambio en la densidad de sólidos con respecto al aumento del contenido de fibra, notándose un aumento en el valor de la densidad de sólidos al incrementar el contenido de fibra en las muestras de suelo (figura 3.7).

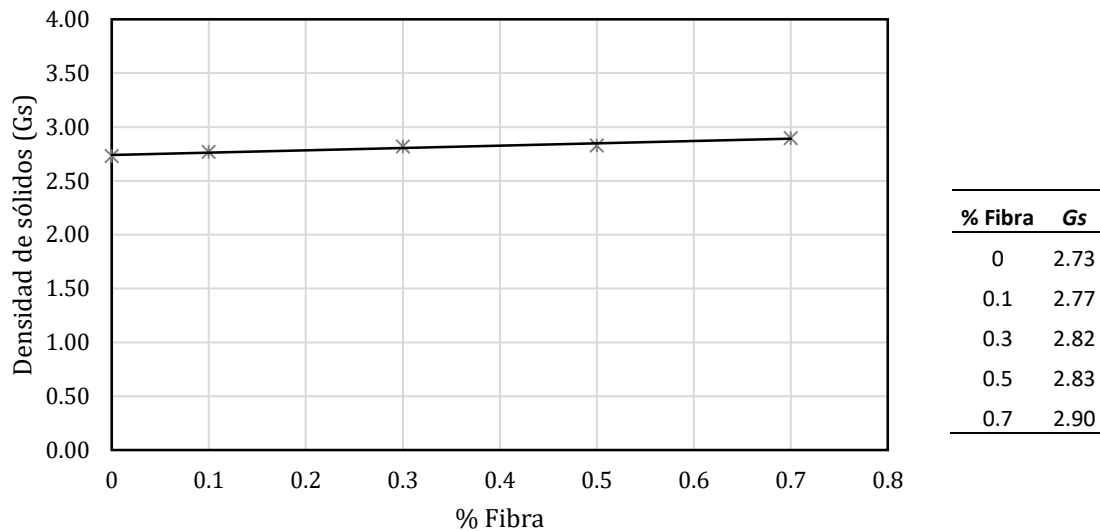


Figura 3. 7 Variación de la densidad de sólidos con diferentes contenidos de fibra

### 3.3. PRUEBAS DE COMPACTACIÓN

Para determinar las condiciones con las que se realizarán las distintas pruebas que cumplan con el alcance de este trabajo, se efectuaron pruebas de compactación en el suelo natural y con inclusiones de fibra.

El equipo utilizado fue un molde de compactación en miniatura que consta de un tubo partido de nueve cm de longitud y 3.6 cm de diámetro, la base del tubo partido, una extensión metálica en forma cilíndrica de tres cm de altura y abrazaderas metálicas.

La preparación de las muestras consistió en secar al aire el suelo natural, disgregarlo con ayuda de una capsula de porcelana y tamizarlo por la malla N° 40. Posteriormente, se tomaron cuatro porciones de 120 g de suelo por cada muestra y se agregaron distintos contenidos de agua, las muestras fueron guardadas en bolsas en el cuarto húmedo por 24 hrs.

Se crearon probetas utilizando el proceso de compactación de tipo amasado, estas fueron constituidas en 10 capas y con 25 golpes por cada capa; se emplearon diferentes pesos del pisón para la formación de las probetas, la variación del peso del pisón fue de 500 a 3000 g. De cada probeta formada se calcularon las relaciones gravimétricas, obteniéndose el peso volumétrico seco ( $\gamma_d$ ) para diferentes contenidos de agua y diferentes pesos de pisón, cuyos resultados se muestran en la figura 3.8 de esta manera se determinó que el peso óptimo del pistón es de 2500 g, ya que, a partir de este, la relación de vacíos de las probetas no disminuye considerablemente.

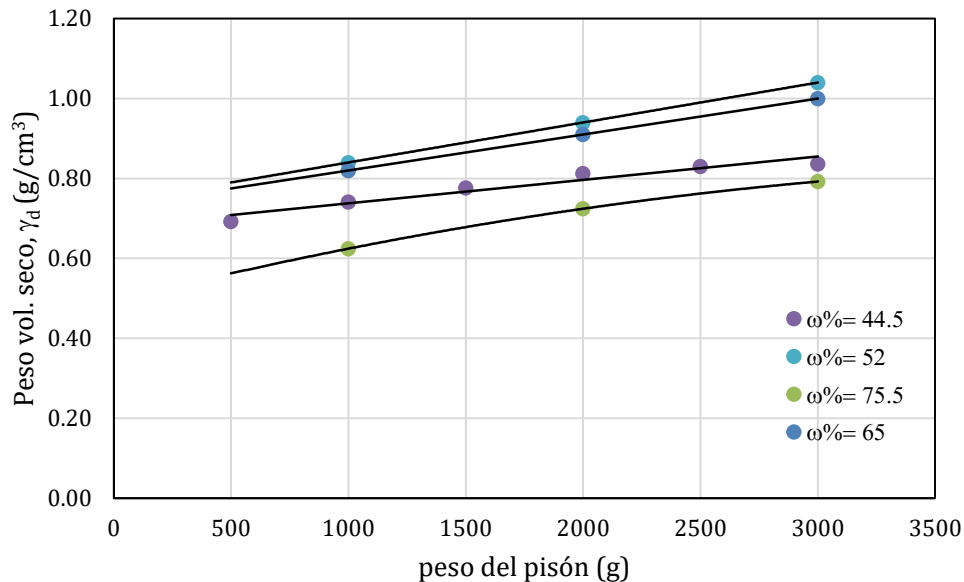


Figura 3.8 Variación del peso vol. seco vs el peso del pisón para diferentes contenidos de agua

Una vez determinado el peso del pisón, se realizaron pruebas de compactación para cada mezcla de suelo con fibra, los resultados obtenidos se muestran en la figura 3.9 en ella se aprecia un aumento en el peso volumétrico seco máximo para los suelos con un contenido de fibra de 0.5 y 0.7 % respecto al suelo sin fibra, así mismo, se observa una disminución en el peso volumétrico seco máximo para los suelos con un contenido de fibra de 0.1 y 0.3 %. El valor mínimo de  $\gamma_d$  fue de 1.2 g/cm<sup>3</sup> correspondiente a 0.1 % de fibra y el valor máximo de  $\gamma_d$  fue de 1.33 g/cm<sup>3</sup> correspondiente a la muestra con 0.5 % de fibra.

Los contenidos de agua óptimos conseguidos de estas pruebas se utilizaron para la composición de las probetas y las vigas que se ensayaron posteriormente.

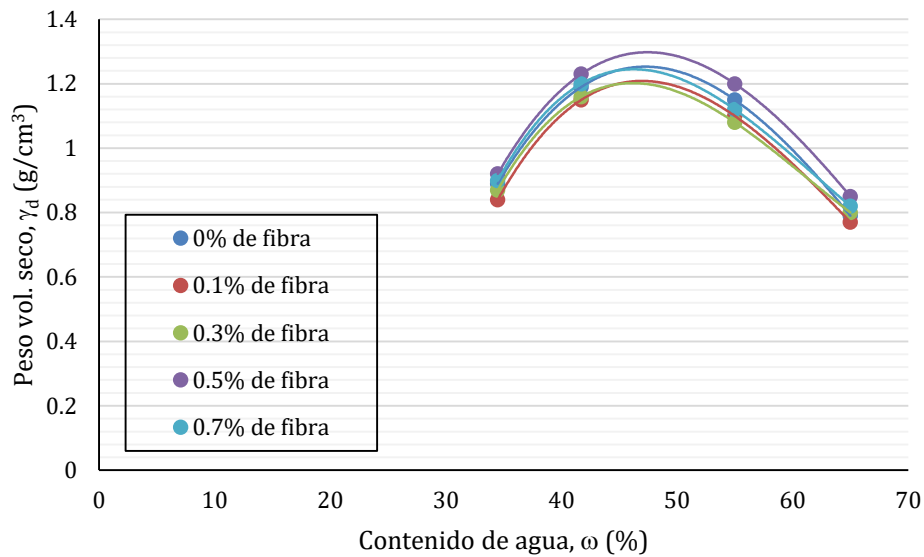


Figura 3. 9 Variación del peso vol. seco vs contenido de agua para suelos con diferentes contenidos de fibra

Finalmente, a partir de los resultados previamente obtenidos, las condiciones en las que se debe encontrar el suelo de ensayo de las probetas se encuentran plasmados en la tabla 3.3.

Tabla 3. 3 Relaciones gravimétricas y volumétricas

% fibra	$\gamma_m$ g/cm <sup>3</sup>	Gs	$\omega$ %	Gw %	e
0.00	1.25	2.73	43.10	69.00	1.71
0.10	1.20	2.77	43.10	68.17	1.75
0.30	1.22	2.82	43.10	67.43	1.80
0.50	1.35	2.83	43.10	67.30	1.81
0.70	1.25	2.90	43.10	66.70	1.87

### 3.4. MATERIAL DE REFUERZO

El crecimiento poblacional y económico en diversas regiones del mundo, especialmente en los países en desarrollo, ha hecho que se prevea un considerable incremento en el consumo de plástico, en especial para empaques y construcción.

Uno de los plásticos más utilizados en el mundo es el polietileno tereftalato (PET). La elaboración de envases de consumo hechos con PET representa el 36 % de la demanda mundial de plásticos, este



es el segmento más grande de demanda de plásticos. Los textiles sintéticos constituyen la segunda aplicación más grande de los plásticos a nivel mundial. La fibra sintética más producida es la fibra de PET (o fibra de poliéster), actualmente representa alrededor del 60 % del total de la producción mundial de fibra (Mills, 2011).

En México la generación de residuos sólidos urbanos per cápita es 0.95 kg/persona/día, del cual, el 45% son plásticos (ECOCE, 2020). Además, somos el segundo consumidor de envases de PET para refrescos en el mundo y el primero para recipientes de agua embotellada. De los plásticos que se generan en México, solo se recicla el 57% (INECC, 2020) y el resto termina en vertederos o rellenos sanitarios, 90 millones de botellas de plástico de refrescos y agua son lanzados a la vía pública, ríos y mares (SEMARNAT, 2017).

A pesar de la indiscutible utilidad del PET en la vida cotidiana, existe una problemática alrededor de este plástico, adicional a los 700 años que tarda en degradarse, y es su acelerada demanda y producción. Además, la tasa de reciclaje del plástico es baja en comparación de otros materiales, se estima que alrededor del 18 % de los residuos plásticos disponibles (excluyendo la fibra sintética) se reciclan actualmente.

Estos factores producen un impacto ambiental que se ve reflejado en: muerte de animales que quedan atrapados en el interior de botellas cuando son arrojadas a ríos y océanos, inundaciones causadas por obstrucción de alcantarillas y puntos de desagüe al ser desechados de forma indiscriminada a las calles, disminución de la vida útil de los rellenos sanitarios debido al volumen que ocupan, contaminación del aire por la generación de gases de efecto invernadero cuando son destinados para incineración, afectación a la salud humana por la emisión de gases tóxicos y contaminación del agua subterránea por infiltración de lixiviados por la disposición final de las cenizas producto de la incineración.

Para mitigar el impacto inicial de la corta vida útil del PET, se propone su uso como refuerzo en obras terreas; permitiendo así el uso de fibra en grandes cantidades y a gran escala en obras geotécnicas de larga vida útil; como podrían ser: terraplenes, núcleos de presas de tierra, bordos, etc.

Las fibras de PET reciclado se pueden encontrar en el mercado con diferente longitud y diámetro. Para este proyecto de investigación se utilizaron fibras de polietileno tereftalato como elemento de refuerzo como las que se muestran en la figura 3.10. Las fibras fueron proporcionadas por la empresa Tecnología de Reciclaje S.A. de C.V. Dichas fibras cuentan con las siguientes características:

*Tabla 3. 4 Características principales del elemento de refuerzo*

Tipo de fibra	Color	Longitud	Diámetro	Densidad	Resistencia química	Punto de fusión
15 x 50 SIL	Marfil	50 mm	15 $\mu$ m	0.9 g/cm <sup>3</sup>	Excelente en condiciones alcalinas	255 °C

Además de las propiedades mencionadas anteriormente, en la tabla 3.5 se mencionan algunas propiedades típicas de las fibras de PET.

Tabla 3. 5 Propiedades típicas de las fibras de PET (Modificado de Kaniraj y Havanagi, 2001)

Densidad específica	Longitud promedio (mm)	Diámetro equivalente (mm)	Resistencia a la tensión a 20 °C (Mpa)	Módulo de elasticidad (GPa)	Deformación en rotura (%)
1.22-1.38	20	0.075	80-170	1.45-2.50	8-15

La elaboración de las fibras de PET (figura 3.10) consiste primero en la obtención de las botellas o productos de PET; estas son clasificadas por color, luego se les retiran tapas y etiquetas para, finalmente, ser molidas y obtener las hojuelas de PET transparente. Para obtener la fibra primero, se prepara una solución viscosa (tipo jarabe). Segundo, la extrusión de esta solución se hace a través de una tobera para formar la fibra. Finalmente, la solidificación de la fibra se obtiene mediante coagulación, evaporación o enfriamiento (Mansilla y Ruiz, 2009).



Figura 3. 10 Obtención de la fibra de PET

### 3.5. INTERACCIÓN SUELO – FIBRA DE PET

La finalidad de los elementos de poliméricos distribuidos aleatoriamente es entrelazar partículas y grupos de partículas para formar una matriz unitaria y coherente. Las fibras pueden considerarse similares a las partículas sólidas del suelo. Por lo tanto, como una masa de suelo no reforzada, la

masa de suelo reforzada con fibra puede representarse mediante un sistema trifásico como se muestra en la figura 3.11 con fibra y sólidos de suelo representados por separado.

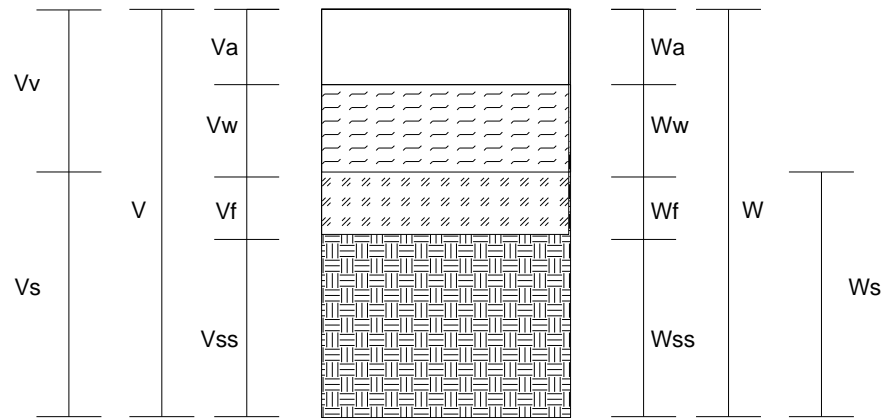
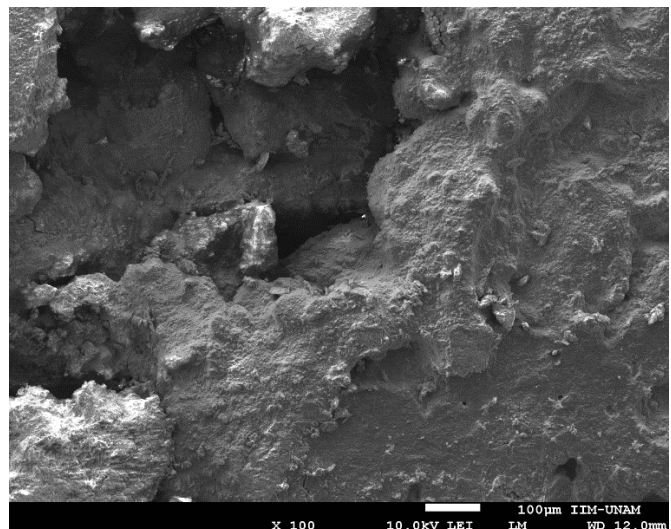
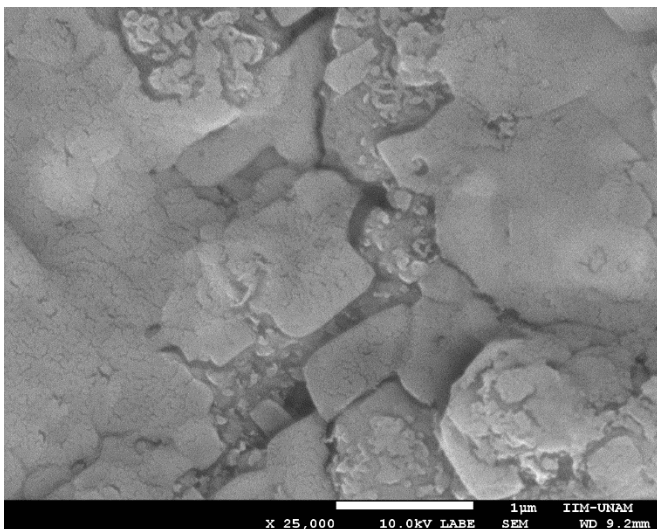


Figura 3.11 Relaciones de peso y volúmen

Para observar la interacción del suelo con la fibra de PET en diferentes proporciones, se realizaron fotografías con la ayuda de un microscopio electrónico de barrido SEM JEOL 7600, este permite la observación y caracterización superficial de materiales inorgánicos y orgánicos, entregando información morfológica del material analizado y su funcionamiento se basa en barrer un haz de electrones sobre un área del tamaño que deseemos mientras en un monitor se visualiza la información que hayamos seleccionado.

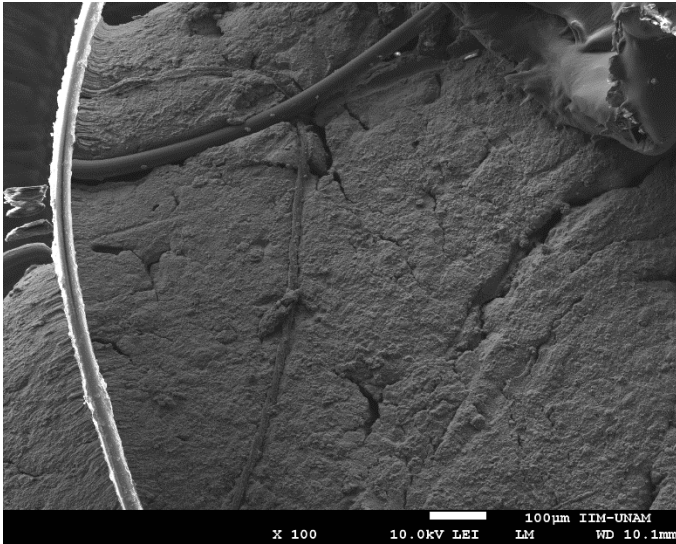
Las muestras observadas fueron secadas previamente en el horno de convección. Se analizaron cinco muestras con diferentes contenidos de fibra (0, 0.1, 0.3, 0.5 y 0.7 %), las cuales se describen a continuación.

La figura 3.12 es la fotografía microscópica del suelo sin fibra, se puede observar que la muestra exhibe grietas distribuidas de forma aleatoria provocando una mala cohesión entre sus elementos, esto podría ser debido a las propiedades expansivas de la muestra.

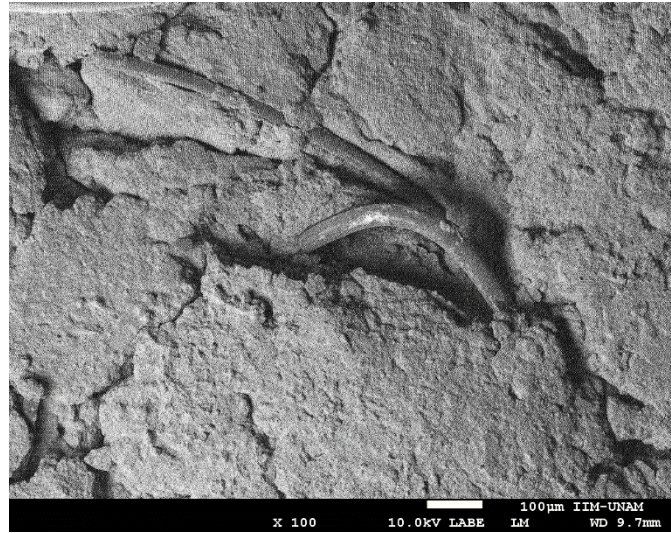


*Figura 3. 12 Suelo sin fibra*

Cuando se aumenta el contenido de fibra en 0.1 y 0.3 % (figuras 3.13 y 3.14) se puede notar que la fibra actúa como un medio para unir los elementos que componen al suelo; así el suelo muestra una estructura menos dispersa al unirse por medio de la fibra de *PET*, lo que podría mejorar su comportamiento mecánico.



*Figura 3. 13 Suelo con 0.1 % de fibra*



*Figura 3. 14 Suelo con 0.3 % de fibra*

Sin embargo, cuando el contenido de fibra sobre pasa el 0.5 %, este podría ser perjudicial, ya que el exceso de fibra induce planos de discontinuidad y propicia la propagación de grietas, como se puede ver en las figuras 3.15 y 3.16.

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

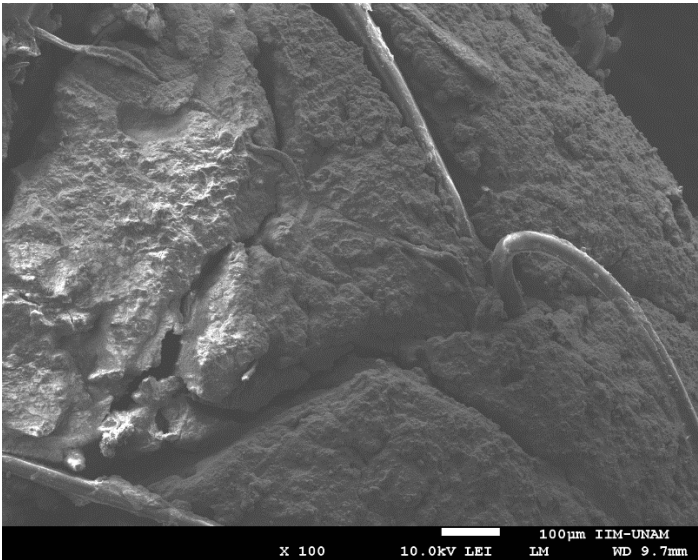


Figura 3. 15 Suelo con 0.5 % de fibra

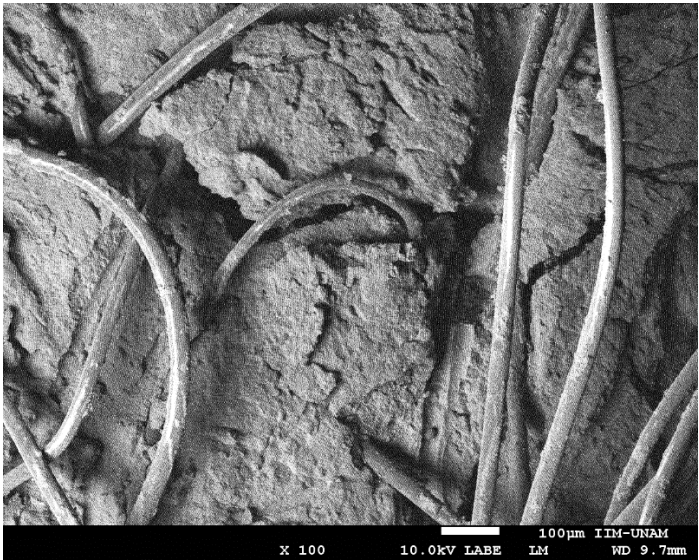


Figura 3. 16 Suelo con 0.7 % de fibra

## 4 TÉCNICAS EXPERIMENTALES

---

### 4.1 MEDICIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Para determinar los parámetros de resistencia y comparar el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo con distintos contenidos de fibra, se efectuaron pruebas triaxiales tipo *UU* (no consolidadas y no drenadas) bajo carga estática para muestras de un mismo suelo con contenidos de fibra de 0, 0.1, 0.3, 0.5, 0.6 y 0.7 %. Dichos ensayos se realizaron a deformación controlada, variando la presión de confinamiento en 50, 100 y 150 KPa. Para estas mismas condiciones de muestras, se realizaron pruebas triaxiales cíclicas y de columna resonante, conociendo así el comportamiento dinámico del suelo reforzado con diferentes porcentajes de fibra. A continuación, se describen los equipos y métodos utilizados en estas pruebas.

#### 4.1.1. Preparación de la muestra

El suelo utilizado fue secado al aire, disgregado con ayuda de una capsula de porcelana y tamizado por la malla N° 40; posteriormente, el agua fue añadida y mezclada con la ayuda de espátulas, finalmente las fibras de *PET* se incorporaron a la muestra de suelo y se volvió a mezclar todo el conjunto.

El contenido de agua considerado para la formación de probetas fue el óptimo obtenido de curvas de compactación (ver capítulo tres) para cada contenido de fibra; se consideró este contenido de agua ya que los valores de resistencia máxima de pico se ubican en la rama seca y tienen una disminución importante al llegar al grado de saturación correspondiente al óptimo (Flores y Linares, 2007), por lo que, esta última se considera la condición más desfavorable para suelos parcialmente saturados. Una vez llevado a cabo lo anterior, los especímenes fueron preparados mediante compactación por amasado; las probetas tienen 9 cm de longitud y 3.6 cm de diámetro aproximadamente.

Se hace notar que las condiciones reales de ensayo difieren a las óptimas debido a diversos factores de alteración de las muestras, como podrían ser: cambios en la temperatura y el ambiente, manipulación de los equipos necesarios para los diferentes ensayos y principalmente, la aleatoriedad de las fibras. El registro de las relaciones gravimétricas y volumétricas de las probetas utilizadas en los distintos ensayos se muestran en el anexo 1.

#### 4.1.2. Pruebas estáticas

La medición de la resistencia a la compresión se realizó de acuerdo a la Norma ASTM D2850 - 03a (2007) *Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*, el equipo utilizado fue una cámara triaxial desarrollada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. La cámara dispone con un transductor de desplazamiento *LVDT* con carrera de 25 mm, una celda de carga sumergible con capacidad de detectar hasta 150 kg, se tiene también, un sensor de presión con capacidad de 100 psi.

Los sensores descritos anteriormente se conectan a un acondicionador de señales que se pueden analizar y observar desde un equipo de cómputo. El programa que se empleó para visualizar y digitalizar las señales recibidas de la cámara triaxial fue *LabVIEW (Laboratory Virtual Instrumentation Engineering Workbench)*. Este programa es una plataforma y entorno de desarrollo

para diseñar sistemas, con un lenguaje de programación gráfico. En la figura 4.1 se muestra la disposición del equipo utilizado para esta prueba.

Con respecto al número de ensayos, se realizaron cinco series de pruebas con diferentes contenidos de fibra: 0, 0.1, 0.3, 0.5, 0.6 y 0.7 % respecto del peso seco del material. Cada serie consistió en una prueba para cada presión de confinamiento de 50, 100 y 150 KPa ( $\sigma_c$ ); en total se realizaron 18 ensayos. El tipo de pruebas realizadas fueron no consolidadas no drenadas (*UU*) bajo carga estática y a una deformación controlada de 0.16666667 mm/min, que equivale a 10 mm por hora.

Así mismo, los datos obtenidos fueron la variación de la carga contra el desplazamiento y con ellos se construyeron las gráficas de esfuerzo-deformación, se calculó el módulo de elasticidad inicial y secante y se dibujaron los círculos de Mohr, a partir de ellos se calcularon el ángulo de fricción interna y la cohesión para diferentes niveles de deformación máxima.

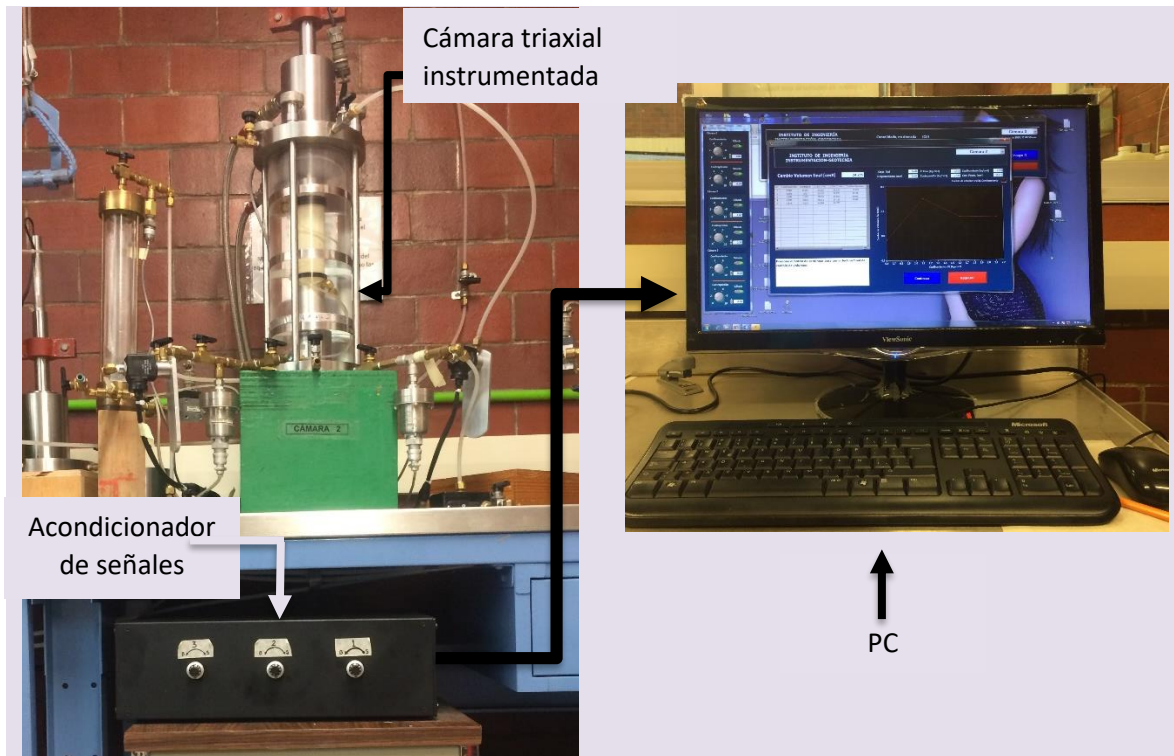


Figura 4.1 Equipo utilizado para la determinación de la resistencia a la compresión

#### 4.1.2. Pruebas dinámicas

Para determinar los parámetros dinámicos del suelo con distintos contenidos de fibra se realizaron pruebas triaxiales cíclicas (*TC*) y de columna resonante (*CR*), con la finalidad de conocer el comportamiento dinámico del suelo a grandes y bajas ( $< 10^{-4}$  %) deformaciones, respectivamente. Los equipos utilizados se muestran en la figura 4.4.

Los ensayos triaxiales cíclicos se realizaron aplicando una señal con un patrón dinámico sinusoidal a la probeta (figura 4.2), generando deformaciones angulares de 0.3 a 10% a desplazamiento controlado y manteniendo una frecuencia constante de 1 Hz, que suele ser equivalente a las acciones sísmicas (Akhila M. et al. 2018). Los registros de los movimientos superficiales en la Ciudad de México han mostrado un alto grado de regularidad, lo que sugiere que las cargas sísmicas pueden simplificarse adecuadamente mediante patrones sinusoidales (Romo et al. 1998).

Con los resultados experimentales correspondientes a los vectores de carga ( $P$ ), el desplazamiento ( $\delta$ ) y los datos volumétricos de la probeta, se ha calculado la resistencia al corte ( $\tau$ ) y la deformación angular ( $\gamma$ ), utilizando una relación de Poisson correspondiente al limo de 0.35 (Bowles, 1996), de acuerdo a la siguiente secuencia de cálculo:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{H_0}$$

$$A_{corr} = \frac{A_0}{1 - \varepsilon}$$

$$q = \frac{P}{A_{corr}}$$

$$E = \frac{q}{\varepsilon}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$\tau = \frac{q}{2}$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G}$$

donde  $\varepsilon$  es la deformación unitaria,  $H_0$  es la altura inicial de la muestra,  $A_{corr}$  es el área corregida por la deformación,  $q$  es la tensión axial aplicada,  $E$  es el módulo de Young,  $G$  es el módulo de rigidez,  $\nu$  es la relación de Poisson y  $\tau$  corresponde al esfuerzo cortante.

La relación esfuerzo-deformación de un ciclo completo puede representarse mediante un bucle de histéresis cerrado (figura 4.2), definido por dos parámetros: la pendiente de una línea que cruza el punto inicial y final del bucle, que representa el módulo de rigidez, y el segundo parámetro es la relación de amortiguamiento ( $\lambda$ ), definida como:

$$\lambda = \frac{A_L}{4\pi A_T}$$



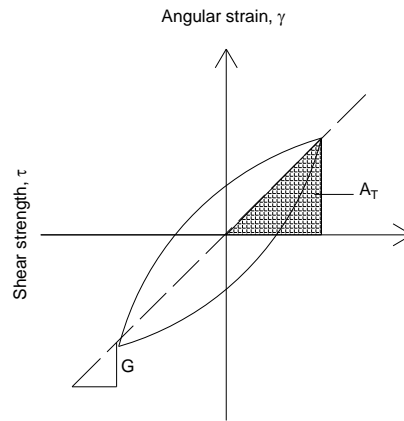


Figura 4. 2 Lazo de histéresis

El módulo de rigidez a pequeñas deformaciones proporciona su valor máximo, que puede obtenerse mediante ensayos geofísicos en el campo o mediante ensayos de laboratorio de columna resonante. En los ensayos de campo se mide la velocidad de la onda de corte ( $V_s$ ) y el módulo de rigidez se obtiene indirectamente a través de la relación elástica:  $G = \rho V_s^2$ . El  $G_{max}$  estimado en el campo suele ser mayor que el obtenido en la columna resonante; asimismo, los niveles de deformación inducidos en el campo pueden ser al menos un orden de magnitud menor que las deformaciones experimentadas en el laboratorio.

Sin embargo, estudios comparativos han demostrado que, en las arcillas del Valle de México, las diferencias en las estimaciones de campo y de laboratorio de  $G_{max}$  son menos importantes que en los materiales menos plásticos (Ovando et al. 1993). Además, llamando  $G_{max}^f$  el valor de campo del módulo de rigidez inicial y  $G_{max}^l$  su valor obtenido de un ensayo de laboratorio, se encontró que el cociente entre ambos es:

$$\frac{G_{max}^f}{G_{max}^l} \approx 1.4e^{Cr}$$

Donde  $Cr$  es la consistencia relativa

Por lo tanto, para determinar los parámetros dinámicos a bajas deformaciones, se realizaron ensayos en una columna resonante de tipo móvil-fijo, de acuerdo a la norma ASTM (2015) D4015 "Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Fixed-Base Resonant Column Devices"; en la cual se aplica un momento torsionante en la parte superior del espécimen (deformación angular) mientras que su base se encuentra empotrada, se registra la aceleración de respuesta con ayuda de un acelerómetro cuya magnitud dependerá de la rigidez del material ensayado, posteriormente se incrementa la frecuencia en valores  $\Delta f$  constantes y en cada uno de ellos se registra la aceleración, hasta llegar a una frecuencia final. A estas lecturas de aceleración, desde la frecuencia inicial hasta la frecuencia final con incrementos  $\Delta f$  se le llama barrido de frecuencias. Al terminar cada barrido de frecuencias se aumenta la fuerza de torsión en valores  $\Delta F$ , de manera que al final del ensayo se tendrá una serie de estos barridos, donde la fuerza de torsión va incrementándose entre cada uno de ellos. Para los diferentes incrementos de frecuencia de excitación se obtienen los valores de aceleración y frecuencia correspondientes, con los cuales se forma la curva de aceleraciones versus frecuencia.

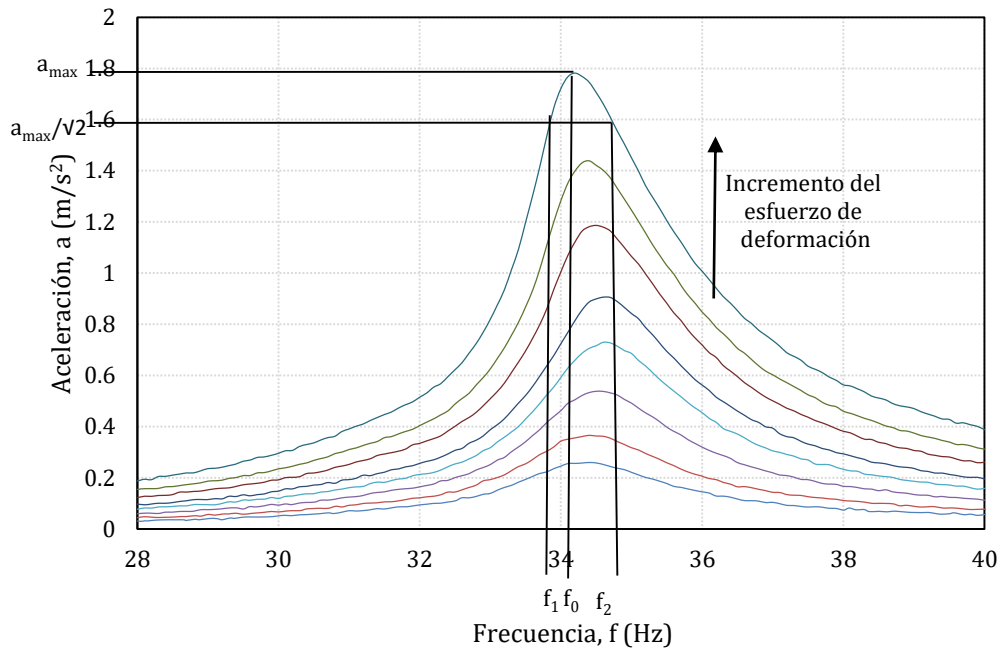


Figura 4. 3 Curva de aceleración vs frecuencia

Se construyeron las curvas de respuesta en frecuencia, para los diferentes incrementos de la frecuencia de excitación, se obtuvieron los correspondientes valores de aceleración y frecuencia. Con los valores de la frecuencia de resonancia ( $f_0$ ), la longitud de la muestra ( $L$ ), el diámetro de la muestra ( $D$ ), el peso unitario del material ( $\gamma_m$ ) y el valor de  $\beta$  calculado a partir de los momentos polares de inercia de la muestra ( $I_m$ ) y del sistema móvil ( $I_s$ ), se determina el módulo de rigidez dinámica, el amortiguamiento bajo vibración forzada y la deformación angular a partir de la siguiente secuencia de cálculo: (Hardin y Black, 1968)

$$\beta \tan \beta = \frac{I_m}{I_s}$$

$$G = \rho V_s^2$$

$$\rho = \frac{\gamma_m}{g}$$

$$\gamma = \left( \frac{1}{12\pi^2 r} \right) \left( \frac{D}{L} \right) \left( \frac{a_{max}}{f_0^2} \right)$$

$$\lambda = \left( \frac{f_2 - f_1}{2f_0} \right) 100$$

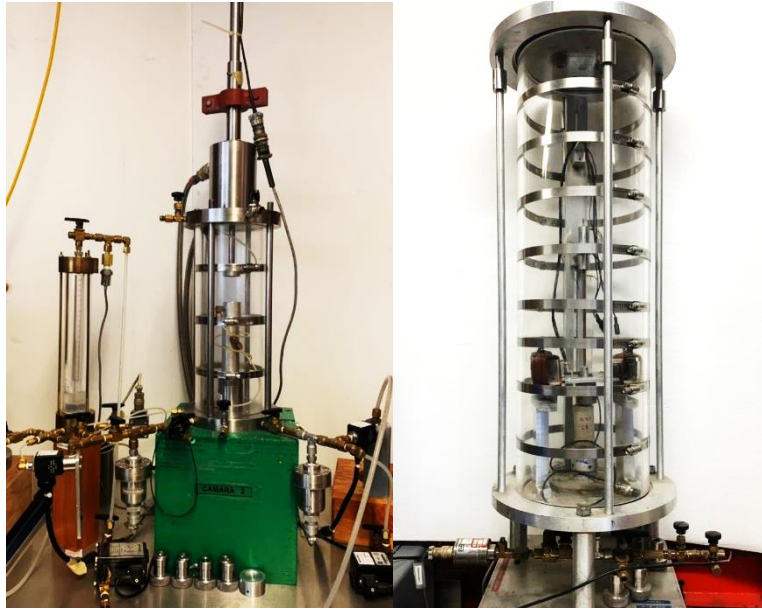


Figura 4. 4 Equipos utilizados para la determinación de parámetros dinámicos, de izquierda a derecha: cámara triaxial cíclica y columna resonante móvil-fija.

En relación con el número y condiciones con las que se realizaron los ensayos dinámicos, se efectuaron cinco series de pruebas para cada tipo de prueba (TC y CR) con diferentes contenidos de fibra: 0, 0.1, 0.3, 0.5 y 0.7 %, respecto del peso seco del material. Cada serie de pruebas consistió en una prueba para las presiones de confinamiento de 50, 100 y 150 KPa ( $\sigma_c$ ); en total se realizaron 30 ensayos.

## 4.2. DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE INTENSIDAD DE ESFUERZOS CRÍTICOS

El factor de intensidad de esfuerzos críticos ( $K_{IC}$ ) representa la tenacidad a la fractura en deformación plana, se determina mediante la prueba ASTM E-399; consiste en aplicar carga hasta la fractura a una probeta que contiene una grieta previamente desarrollada a partir de una entalla maquinada. Esta norma es aplicable a materiales elásticos y homogéneos, pero es de utilidad para el estudio de la propagación del agrietamiento en suelos finos, como se explicó en el capítulo 2 de esta investigación.

### 4.3.1 Preparación de la muestra

El suelo utilizado para estos ensayos fue secado al aire, disgregado con ayuda de una capsula de porcelana y tamizado por la malla N° 40; posteriormente, las fibras de PET se incorporaron a la muestra de suelo cuando el agua fue añadida y se mezcló con la ayuda de espátulas.

El método de compactación utilizado fue el de amasado. Para definir el número de apisonamientos y de capas para elaborar una viga de suelo con las propiedades optimas de compactación, se realizaron distintas pruebas, variando el peso del pisón, el n° de golpes y el n° de capas. Además, se utilizó un molde metálico de medidas 16 x 4 x 2 cm y un pisón cuadrado de 2 x 2 cm (figura 4.5 y 4.6).

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

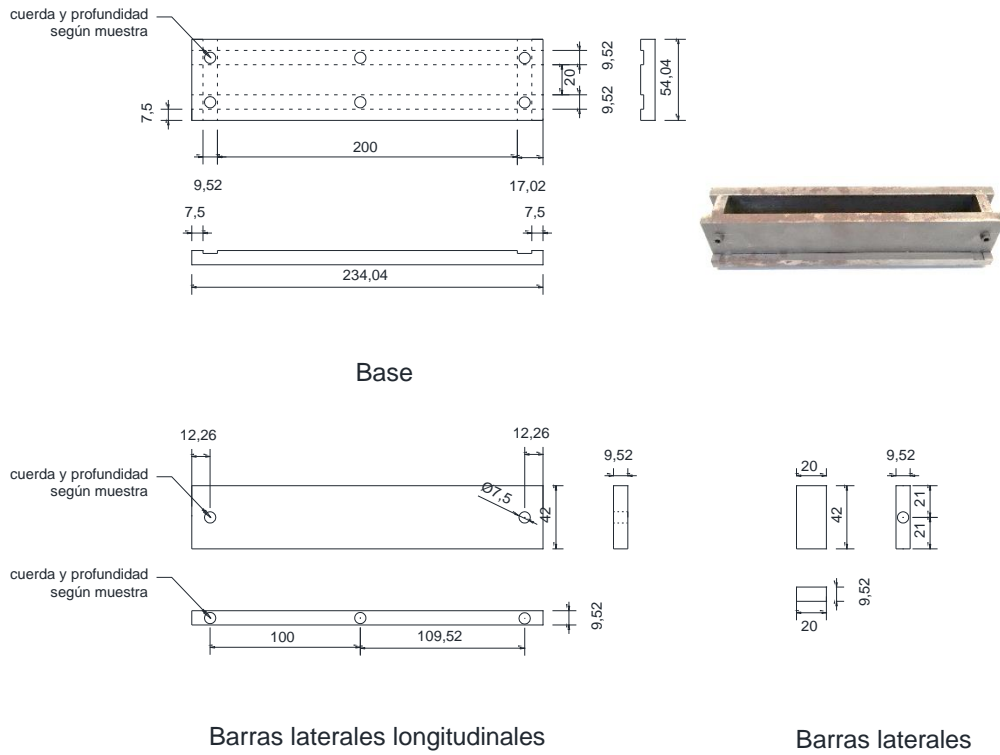


Figura 4.5 Molde para vigas

El procedimiento de compactación se puede ver en la figura 4.6, el cual comprende la colocación del suelo por capas y el apisonamiento.

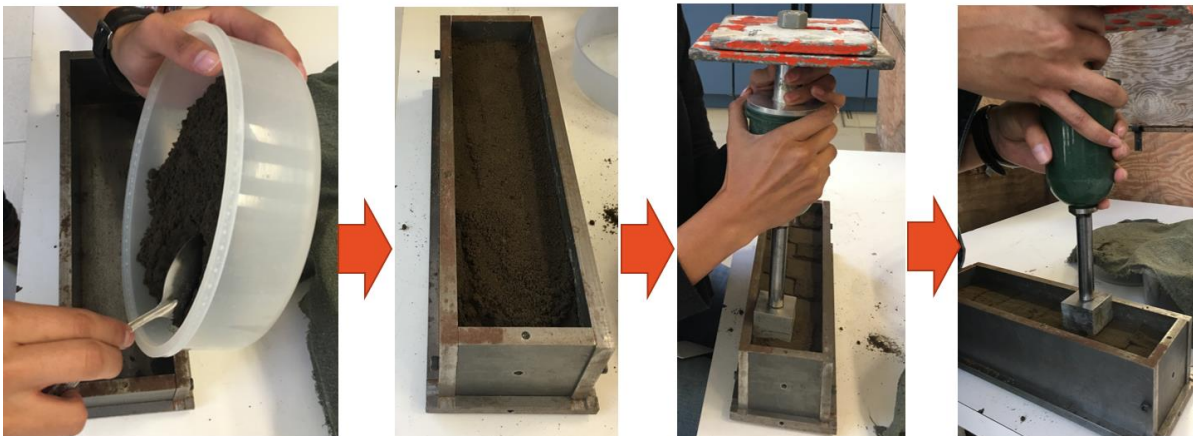


Figura 4.6 Procedimiento de compactación

Inicialmente, se realizaron tres ensayos de compactación (tabla 4.2) con diferentes pesos de pisón, en ellos se determinó el peso del pisón (6000 g), el n° de apisonamientos por capa (70) y el n° de capas (7) para obtener un peso volumétrico máximo seco de 1.3 g/cm<sup>3</sup>. Con estas condiciones se realizaron los ensayos para determinar el factor de intensidad de esfuerzos críticos.

Tabla 4. 1 Ensayes iniciales de compactación en vigas.

Peso del pisón g	N° de golpes por capa	N° de capas	Peso de capa g	Volumen del suelo cm <sup>3</sup>	Peso molde + suelo húmedo g	peso suelo g	γ húmedo g/cm <sup>3</sup>
3000	44	5	36.7	168	2587.10	183.70	1.09
5000	66	7	31.5	168	2610.30	206.90	1.23
6000	70	7	28	168	2619.90	216.50	1.30

#### 4.3.2 Procedimiento de prueba

El  $K_{IC}$  se determinó con base en las normas técnicas ASTM E399 y ASTM E1820, a partir del registro de carga (P) contra desplazamiento de abertura en la grieta ( $v$ ), de donde se obtiene la carga máxima antes de la falla, mientras que del espécimen de prueba se mide el tamaño de la grieta en el punto de fractura. La carga de fractura y el tamaño crítico de grieta se sustituyen en función de K y se calcula el  $K_{IC}$ . Además, se debe verificar lo siguiente:

$$B > 2.5 \left( \frac{K_{IC}}{\sigma_0} \right)^2$$

$$W > 2B \text{ para } B > 6.35 \left( \frac{K_{IC}}{\sigma_0} \right)^2$$

$$0.45 < a/W < 0.55$$

$$S = 4W$$

$$\frac{W}{2} < D < W$$

Donde:

$K_{IC}$ = factor de intensidad de esfuerzos crítico

B= ancho de viga

W= altura de la viga

$\sigma_0$ =esfuerzo máximo de tensión

a= longitud inicial de grieta

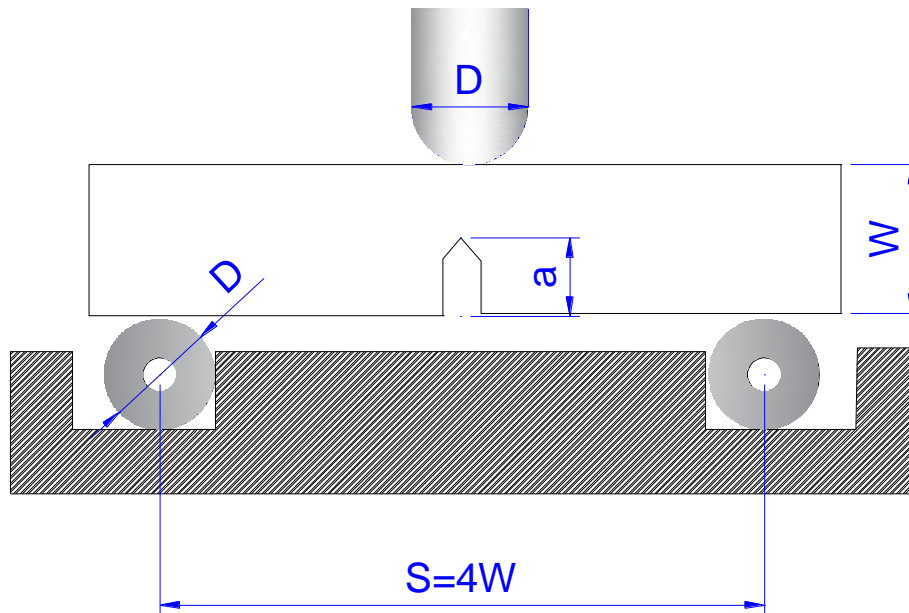


Figura 4. 7 Esquema de ensaye para determinar  $K_{IC}$ .

$K_{IC}$  se determina con la siguiente fórmula:

$$K = \sigma\sqrt{\pi a} = (\text{esfuerzo})(\text{distancia})^{\frac{1}{2}} = MPa\sqrt{m}$$

$$K_{IC} = \frac{P_{max} S}{BW^{3/2}} * \frac{3(a')^{1/2}[1.99 - a'(1 - a)(2.15 - 3.93a' + 2.7(a')^2)]}{2(1 - 2a')(1 - a')^{3/2}}$$

$$a' = \left(\frac{a}{W}\right); P_{max} = \text{carga máxima}$$

Como es imposible determinar inmediatamente después de la prueba si el  $K_{IC}$  obtenido es válido, primero es necesario calcular un valor provisional  $K_Q$ , a partir del valor de la carga  $P_Q$ , determinada de la curva carga contra desplazamiento.

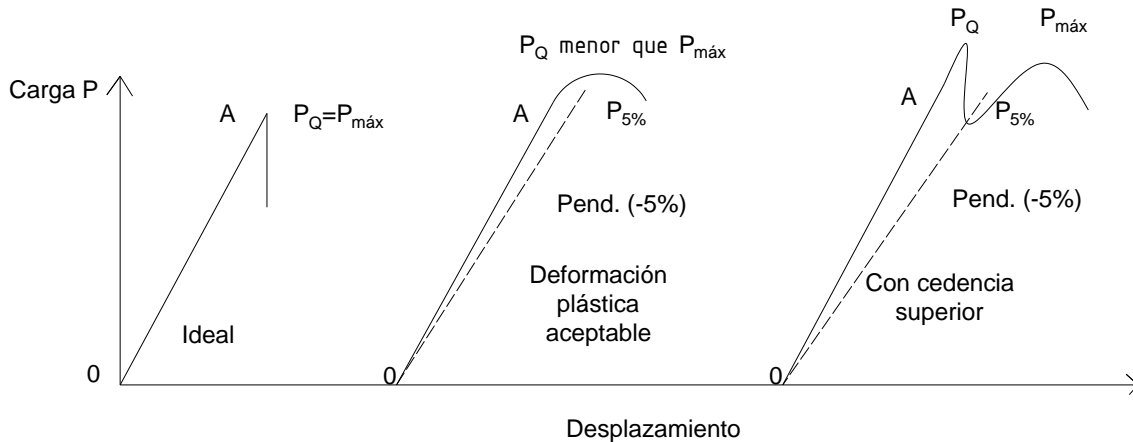


Figura 4.8 Posibles curvas de carga vs desplazamiento en la prueba para determinar  $K_{Ic}$ .

De acuerdo con la figura 4.8, en el caso ideal, la carga  $P_Q$  es simplemente la carga máxima registrada  $P_{máx}$ . Cuando existe cierta plasticidad el valor de  $P_Q$  es obtenido de la intersección de una recta con una pendiente disminuida en un 5 % con relación a la pendiente de la recta OA, que es la parte inicial de la gráfica carga-desplazamiento; a esta se le denomina  $P_{5\%}$ . Para que la prueba sea válida se debe cumplir que  $P_{máx} < 1.1P_{5\%}$ . Cuando se presenta el fenómeno de cedencia superior, es decir, que hay un máximo local en la curva P contra desplazamiento antes del máximo absoluto,  $P_Q$ , será la carga máxima registrada antes de  $P_{5\%}$ , si  $P_{5\%}$  es menor que este máximo local. Para validar el resultado obtenido en la prueba se aplican los siguientes criterios:

1. Si  $P_{máx} < P_Q$  es mayor de 1.10,  $K_Q$  es rechazado, pues la desviación de la linealidad excesiva
2. Si  $2.5 \left( \frac{K_{Ic}}{\sigma_0} \right)^2$  es mayor que el espesor,  $K_Q$  es rechazado ya que no se cumple con la condición de deformación.

Si no ocurre lo anterior, entonces  $K_Q = K_{Ic}$  y la prueba es válida. Cuando la prueba es rechazada, se requerirá un tamaño de probeta mayor para satisfacer los requerimientos de la MFLE, o bien ese tamaño de probeta servirá para materiales más frágiles.

La mecánica de fractura elástica lineal (MFEL) es válida únicamente si la deformación no-lineal está limitada a una pequeña región alrededor del frente de grieta. Es muy difícil caracterizar algunos materiales mediante la MFEL y en este caso se aplica la mecánica de fractura elasto-plástica (MFEP), que admite deformaciones grandes antes de la fractura (fundamentalmente en el frente de grieta) que sean en general no-lineales. Los dos parámetros fundamentales de este análisis que son: la apertura del frente de grieta ( $CTOD$ ) y la integral de contorno  $J$ , que describen la situación en el frente de grieta y pueden ser usados como criterio de fractura.

La integral  $J$  expresa la tasa de liberación de energía al crecer una grieta un área  $A_f$  a lo largo de un contorno cerrado que englobe o contenga el frente de grieta y toda la zona del material que sea no lineal, es decir que plastifica.

$$J = G + \frac{2A}{B(W - a)}$$

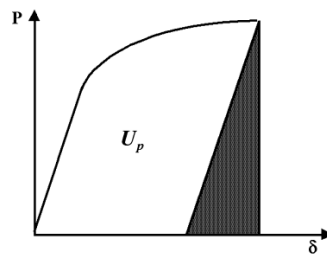


Figura 4. 9 Componente plástica de J

Basándonos en las anotaciones anteriores, se propuso el siguiente esquema de ensaye (valdría la pena mencionar que el procedimiento para determinar los parámetros de mecánica de fractura para suelos no está normado y que existe mucha disparidad en los resultados encontrados en la literatura):

1. Las dimensiones de la muestra, la base y el actuador de carga se muestran en la figura 4.10.

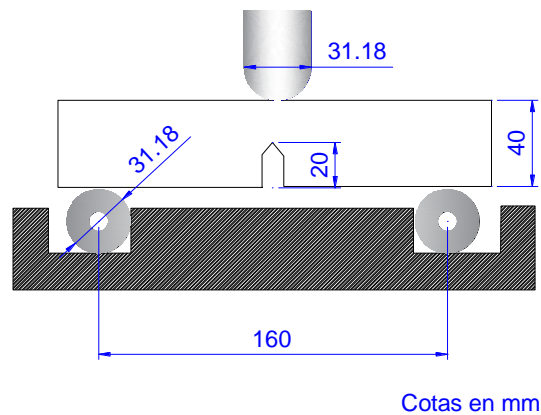


Figura 4. 10 Dimensiones de la muestra

$$0.45 < 20\text{mm}/40\text{mm} < 0.55$$

$$S = 160\text{mm}$$

$$\frac{40}{2}\text{mm} < 31.8\text{mm} < 40\text{mm}$$

2. Se realizaron diferentes ensayos a carga (0.25 kg en 30 min) y deformación controlada (10 mm en 30 min y 15 mm en 30 min) para determinar el tipo de falla más conveniente.
3. Para medir la carga aplicada a la viga se utilizó una celda de carga tipo S con capacidad de 20 kg, conectada a un acondicionador de señales que convierte estas a datos, los



cuales se pueden analizar y observar desde un equipo de cómputo (figura 4.11). El programa que se empleó para visualizar y digitalizar las señales recibidas de la cámara triaxial fue *LabVIEW* (*Laboratory Virtual Instrumentation Engineering Workbench*).

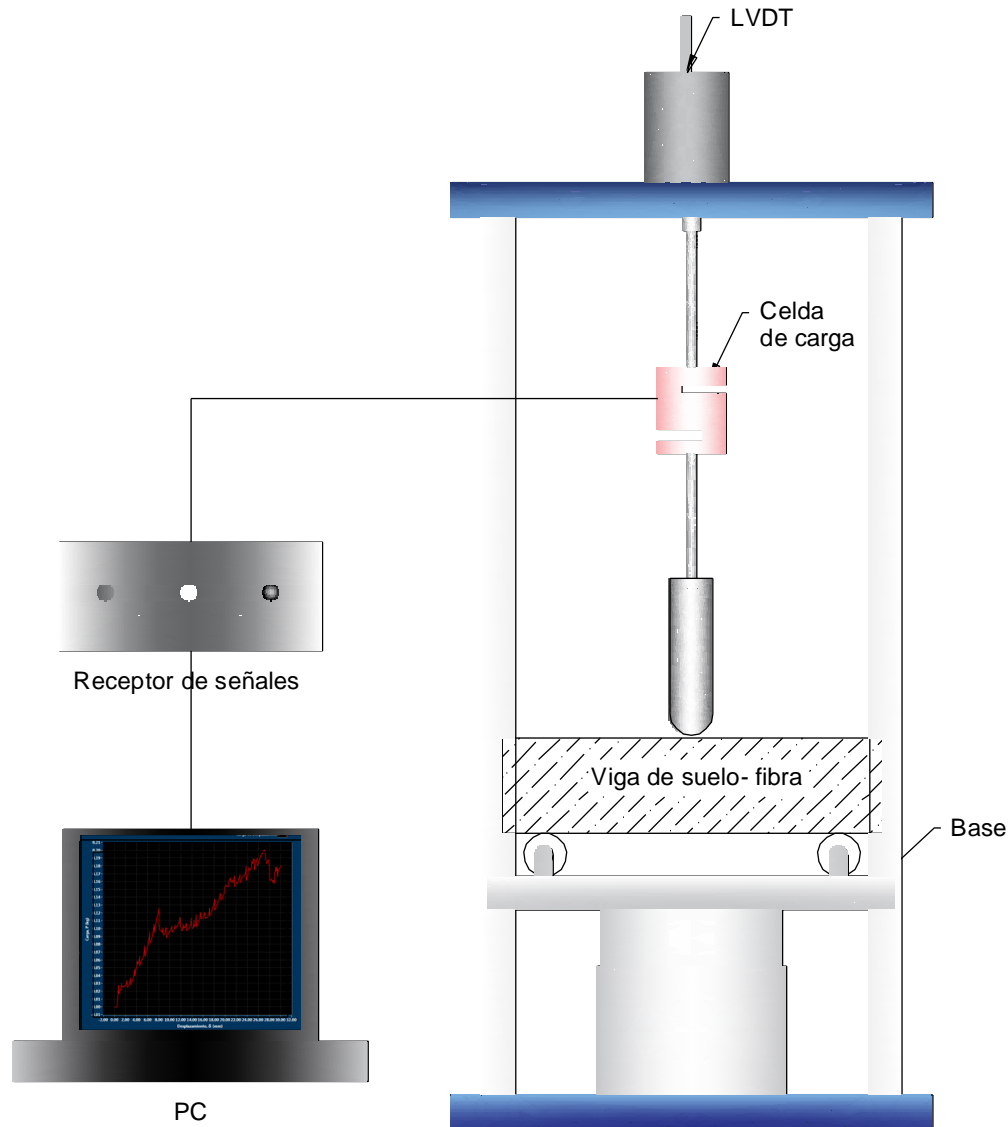


Figura 4. 11 Esquema de equipos de ensaye.

4. La medición de la abertura de la grieta se efectuó por medio de procesamiento de imágenes; se tomó un video con una cámara digital Canon EOS 7D Mark II (figura 4.12), posteriormente el video se dividió en fotogramas con la ayuda del programa para edición: Wondershare Filmora (figura 4.13) y finalmente se obtuvo la medición de la abertura de la grieta con ayuda del programa Autocad (figura 4.14).

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

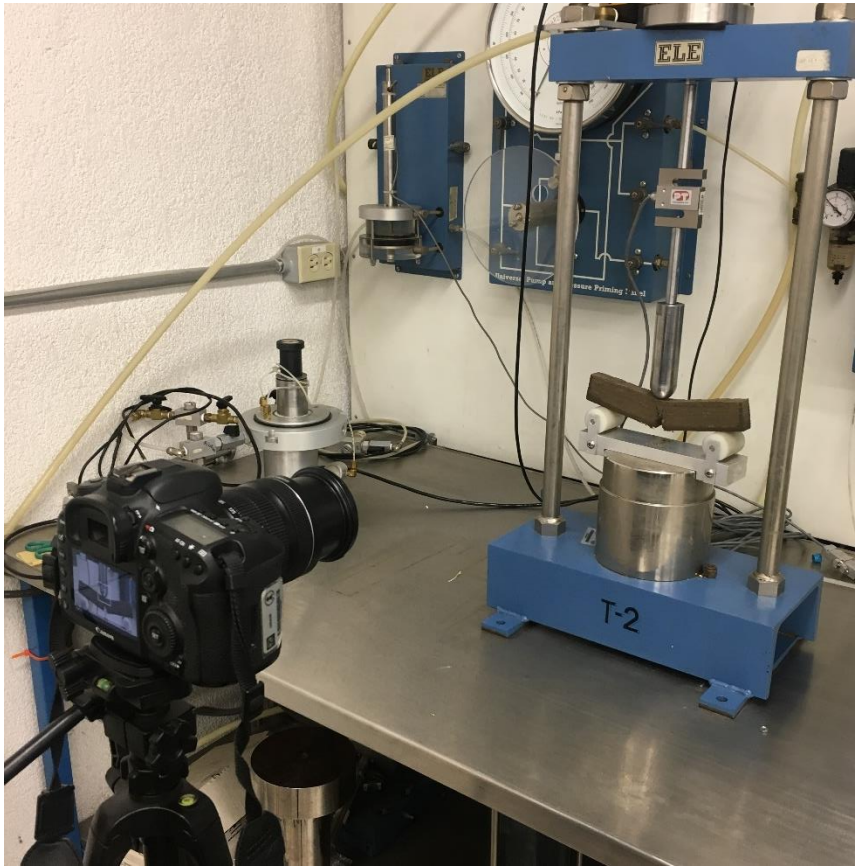


Figura 4. 12 Obtención de video

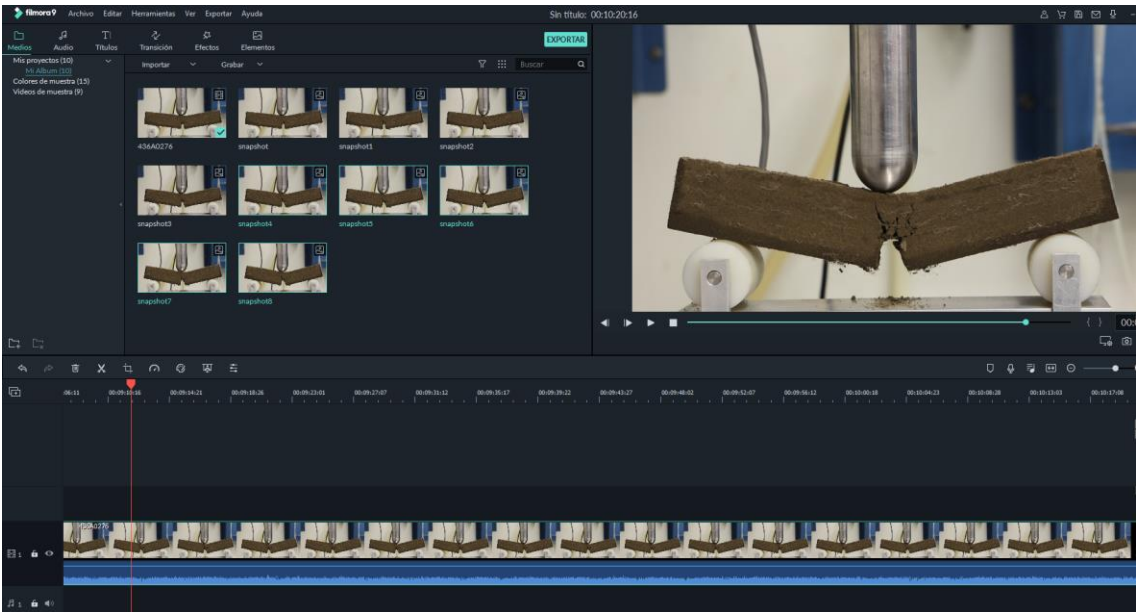


Figura 4. 13 Procesamiento de video

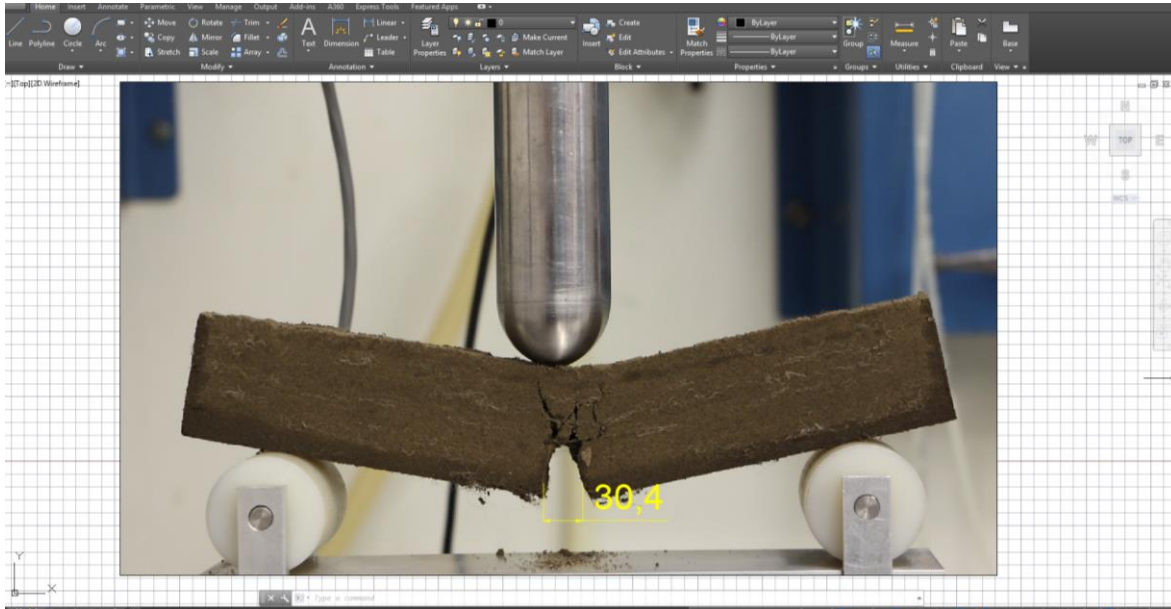


Figura 4. 14 Medición de abertura de la grieta

5. Con los datos determinados en los puntos anteriores se grafica la carga vs la abertura de la grieta y se procede con el cálculo de  $K_{IC}$ ,  $G$  y  $J_{IC}$ .

### 4.3. MEDICIÓN DE LA RESISTENCIA A LA TENSIÓN

Para determinar la resistencia a la tensión máxima del suelo se ensayaron muestras de suelo-PET simplemente apoyadas sujetas a carga estática, la disposición de los ensayos se realizó de acuerdo a las normas técnicas ASTM D1632 y D1635, estas normas están especificadas para especímenes de suelo-cemento; la carga fue distribuida en dos puntos a cada 1/3 de la longitud de la viga como se muestra en la figura 4.15.

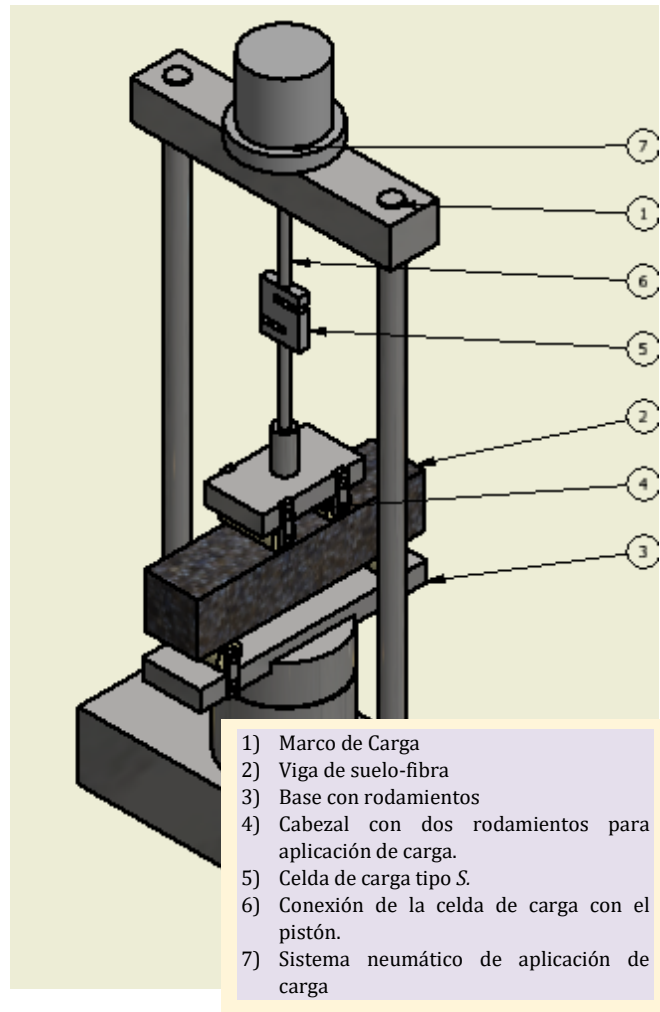
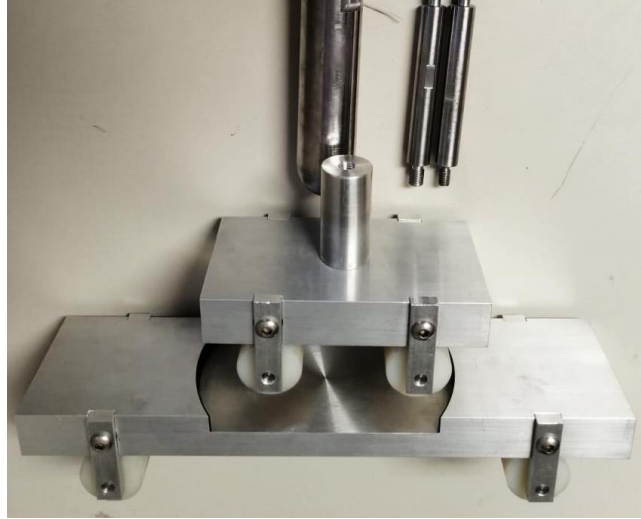


Figura 4. 15 Esquema de ensaye a flexión

Para la realización de esta prueba, se construyó la base y el actuador de carga (figura 4.16) de acuerdo a las dimensiones especificadas en la ASTM D1635, así como todos los elementos requeridos para su conexión en la cámara triaxial. La cámara fue instrumentada con una celda de carga tipo “s” y un transductor *LVDT*, conectado a un acondicionador de señales y este a una PC.



*Figura 4. 16 Base, actuador y conexiones*

Las dimensiones de cada elemento que conforma la prueba de flexión se detallan en la figura 4.17, así mismo en la figura 4.18 se indican las dimensiones del molde utilizado para la conformación de las vigas, las dimensiones interiores del molde son 70 x 70 x 28 mm, este molde se diseñó para que todas sus partes fueran desmontables y se facilitara la extracción de la muestra.

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

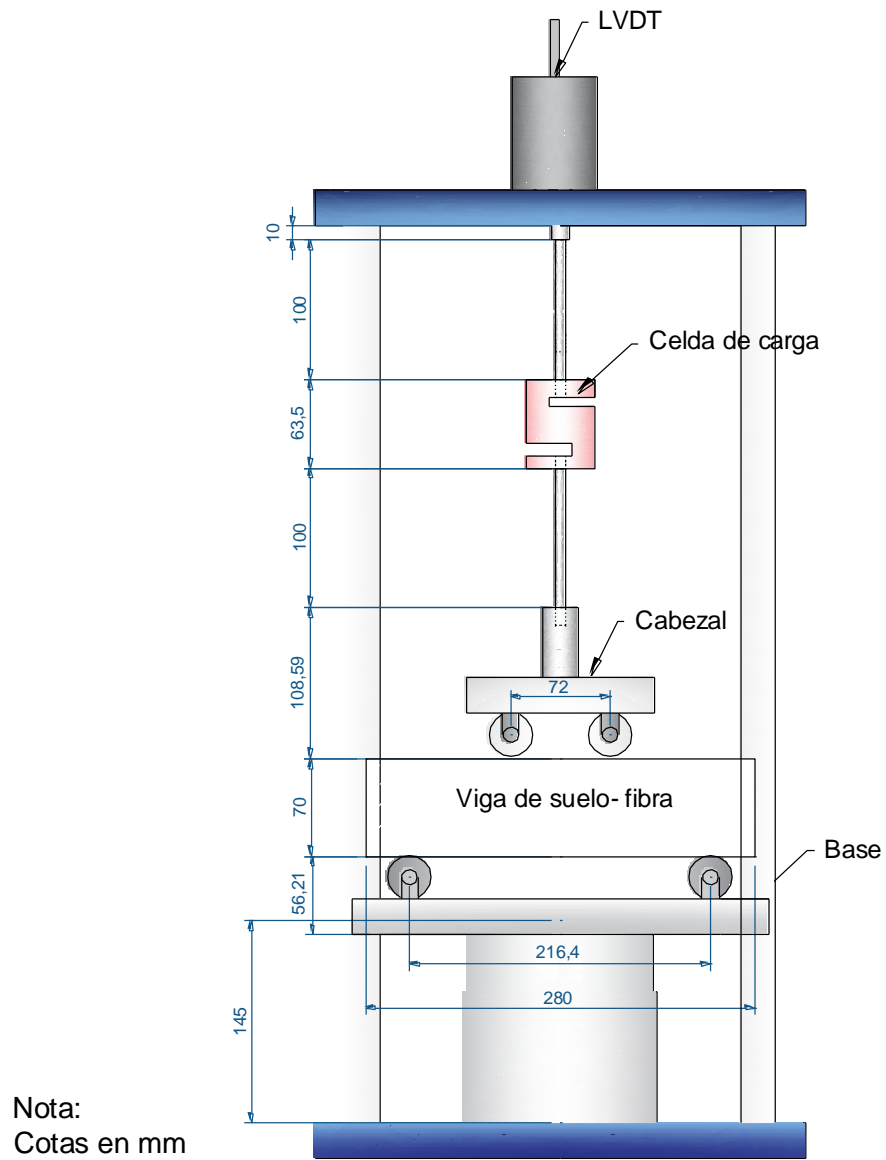


Figura 4. 17 Esquema de ensayos a flexión con dimensiones en mm

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

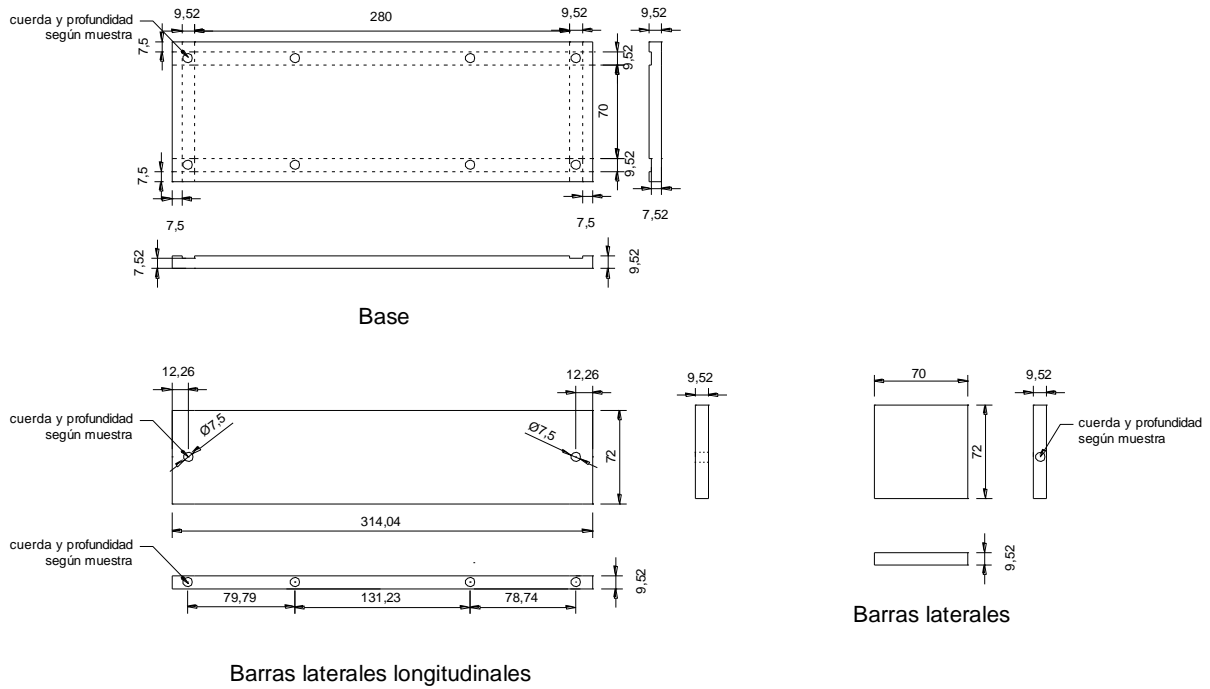


Figura 4. 18 Componentes de molde para vigas

#### 4.3.1. Preparación de la muestra

Inicialmente se pretendía que la formación de las vigas para el ensaye a flexión fuera realizada mediante compactación por apisonamiento, ya que la estructuración que adoptan los suelos al ser compactados es una de las condiciones básicas de su comportamiento posterior (Rico y Castillo, 1992). Sin embargo, al realizarse las pruebas de compactación por el método de apisonamiento, se llegó a la conclusión de que se necesitaba un pisón de aproximadamente 16 kg de peso y 4 cm<sup>2</sup> de área para preparar el material con el peso volumétrico deseado, por lo que se vuelve un método no factible.

Los ensayos realizados por apisonamiento no fueron suficientes para llegar al peso volumétrico seco máximo deseado para la realización de estas pruebas, los resultados de estas pruebas de compactación se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4. 2 Ensayo de compactación por apisonamiento

Ensaye N°	Peso del pisón	N° de capas	N° de golpes por capa	Peso por capa	Vol. Del suelo	Peso del suelo	Peso volumétrico húmedo
	<i>g</i>			<i>g</i>	<i>cm<sup>3</sup></i>	<i>g</i>	<i>g/cm<sup>3</sup></i>
1	2500	5	48	265	1332.8	1308	0.98
2	2500	8	48	165.5	1333.2	1324	0.99
3	3000	11	64	140	1470	1525	1.04
4	4000	13	64	120	1411.2	1530	1.05
5	6000	13.5	80	120	1411.2	1586	1.12
6	8000	14	80	120	1411.2	1642	1.16

Debido a lo anterior, se optó por realizar la compactación por medio de aplicación de carga estática, el procedimiento se realizó de acuerdo a la norma técnica ASTM 1632; el equipo utilizado en la formación de vigas se explica en la siguiente figura:



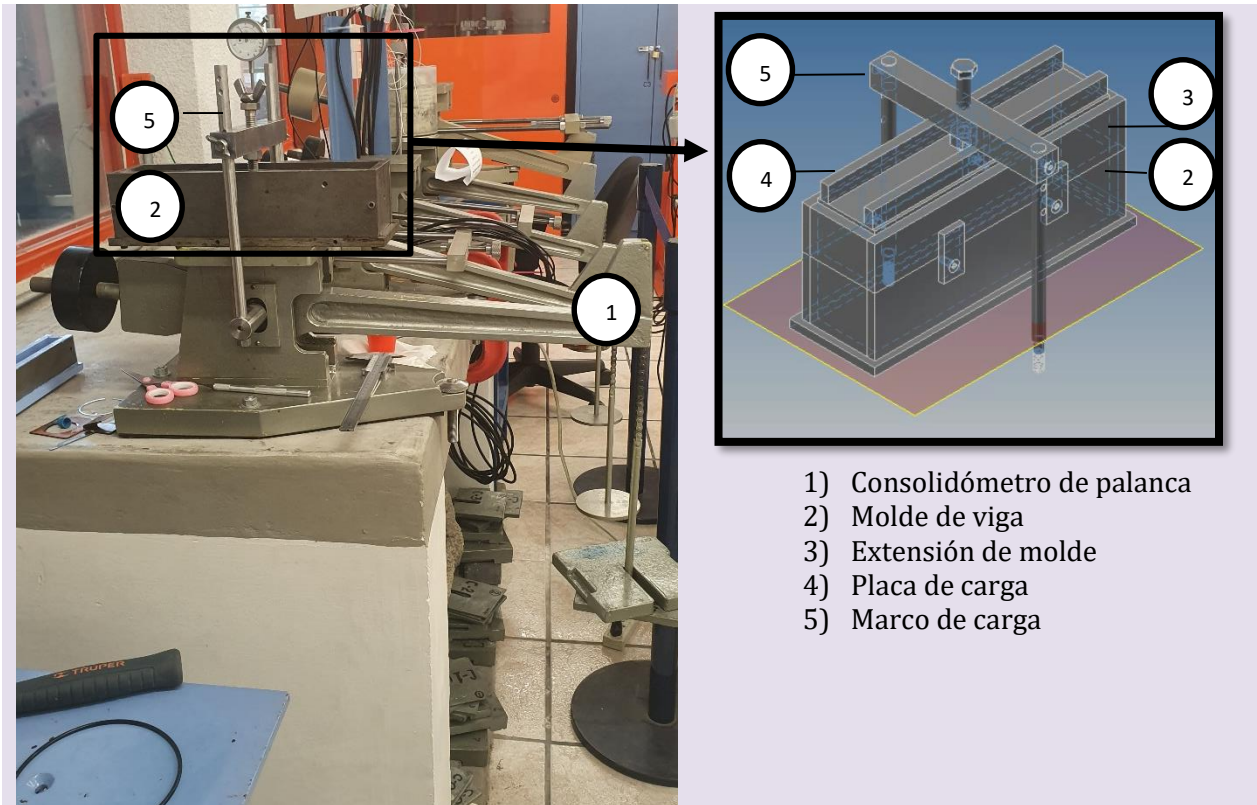


Figura 4. 19 Equipo utilizado en la formación de vigas de arcilla-fibra de PET

La formación de vigas se efectuó en un molde metálico de dimensiones internas de 7 x 7 x 28 cm, en primer lugar, se preparó el suelo dividiendo la muestra disgregada y tamizada por la malla 40, posteriormente el suelo se mezcló con agua y fibra (figura 4.20), se vertió en el molde en 3 capas de 500 g aproximadamente; las muestras se quedaron en el cuarto húmedo 24 horas para homogeneizar la humedad en todo el suelo.

Después, cada capa de suelo se compactó con un esfuerzo de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>; para esto se diseñó un sistema de transmisión de carga con la ayuda de un equipo de consolidación convencional (figura 4.19), la carga se aplicó con una placa metálica y un balín que transmitía la carga impuesta por el marco de carga mediante pesas y un brazo de palanca. Es necesario recalcar que la compactación estática da lugar a estructuras altamente floculadas, estas estructuras tienden a mostrar menores resistencias (Rico y Castillo, 1992).



*Figura 4. 20 Dosificación de fibra para una viga de suelo con 0.1% de fibra*

Para estas pruebas se realizaron tres determinaciones de resistencia a la flexión para cada contenido de fibra de 0, 0.1, 0.3, 0.5 y 0.7%, en total se realizaron 15 pruebas.

#### **4.3.2. Procedimiento de prueba**

Con respecto a la metodología de ensaye, de acuerdo con la experiencia obtenida en los ensayos de MF, los ensayos se realizaron a deformación controlada con una velocidad de deformación de 0.667 mm/min, de acuerdo con la norma D1632; ya que en los ensayos de carga controlada el comportamiento después de la carga máxima no se puede evaluar debido a que la rotura se presenta de manera súbita y total, porque el trabajo acumulado dado por el producto de la fuerza por el desplazamiento siempre es incremental. En los ensayos de deformación controlada, los desplazamientos después del pico no pueden incrementarse libremente y lo que ocurre es una reducción de carga necesaria para mantener el desplazamiento impuesto, por lo tanto, se puede lograr un registro importante de esfuerzo – deformación sin que se produzca rotura completa de la muestra (Ávila, 2005).

Las vigas de suelo se ensayaron inmediatamente después de su conformación, cada ensayo tuvo una duración aproximada de 30 min, para reducir la alteración del material debido a las condiciones ambientales (figura 4.21).



Figura 4. 21 Cámara triaxial para ensayos de viga a flexión

Al final de la prueba se registraron los datos de variación de carga y de desplazamiento y con éstos se calculó la resistencia a la tensión de la siguiente manera:

$$\sigma_t = \frac{PL}{bd^2}$$

Donde:

$\sigma_t$ = resistencia a la tensión

$L$ = longitud entre los puntos de apoyo de la viga

$b$ = base

$d$ = ancho

Las deformaciones por flexión se determinaron midiendo las deflexiones en la mitad de la viga y utilizando la teoría de la elasticidad.

Duffy (1977) verificó la aceptabilidad de la teoría elástica en los suelos utilizados comparando las deformaciones por flexión calculadas por la teoría elástica con un parámetro que utiliza la deflexión real de la viga (figura 4.22).

Para una viga simplemente apoyada con carga aplicada en los dos tercios centrales de la viga, la deflexión ( $\delta$ ) dentro de la zona de momento constante viene dada, según la teoría de la elasticidad, por:

$$\delta = \frac{P}{2} * a \frac{(3l^2 - 4a^2)}{24EI}$$

$$\theta = \frac{P}{2} * a * (l - a) \frac{1}{2EI}$$

$$I = \frac{1}{12}bh^3$$

Donde:

$\delta$ = Deflexión máxima

$\theta$ = Ángulos de giro extremos

a= Longitud entre punto de apoyo de la viga y punto de aplicación de la carga

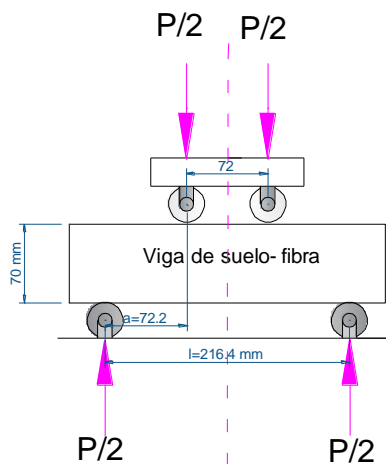
l= Longitud entre puntos de apoyo de la viga

P= carga aplicada

E= Módulo de elasticidad del suelo

I= Momento de inercia de la viga

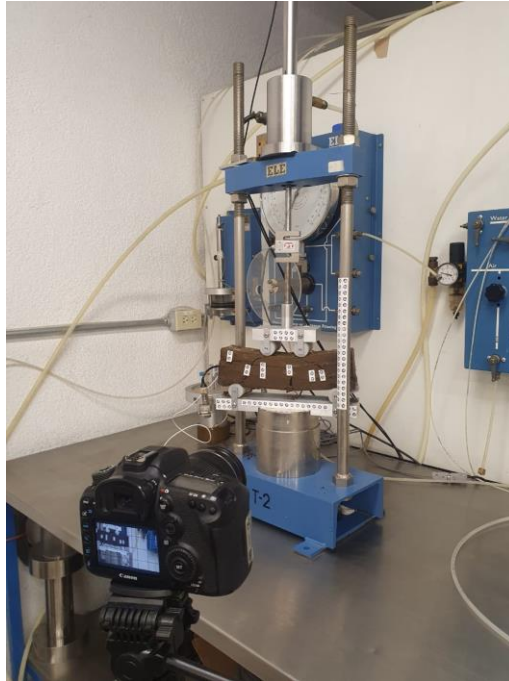
h= altura de la viga



Nota:  
Cotas en mm

Figura 4. 22 Geometría de viga de suelo

Para esta investigación, además, se realizó un análisis de fotogrametría para determinar la deflexión de la viga y compararla con la deflexión calculada elásticamente. El software que se utilizó para el análisis fotogramétrico fue PhotoModeler, este programa fue seleccionado debido a su fácil acceso en la web y que su uso no requiere de equipo especializado, únicamente el equipo de una cámara fotográfica estándar, en este caso, se utilizó una cámara digital Canon EOS 7D Mark II (figura 4.23).



*Figura 4. 23 Equipo utilizado para la medición de deflexión*

Las ventajas que tiene este programa con respecto a los que se utilizaron anteriormente para el análisis de imágenes es que tiene una mejor exactitud en la medición de los objetos, ya que corrige los errores por curvatura del lente y mediante el uso de “*targets*” (figura 4.24) PhotoModeler los detecta automáticamente y resuelve un conjunto preciso de puntos 3D, además los *targets* pueden ser utilizados para modelado de líneas, curvas y superficies o para medir y exportar según sea necesario.

Estudio del comportamiento de deformación y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

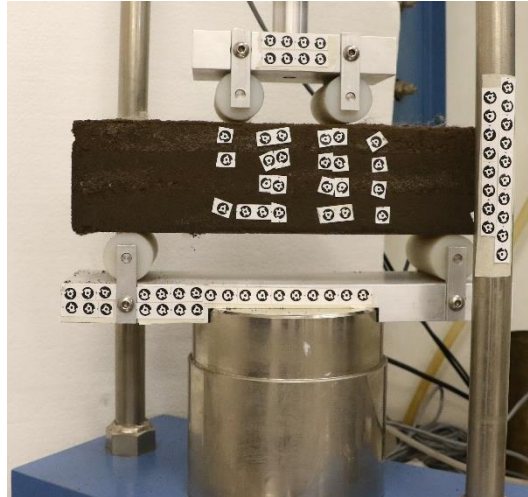


Figura 4. 24 Colocación de targets.

Por otro lado, este método tiene la desventaja de no poder identificar los puntos mientras el objeto referenciado (en este caso la viga de suelo) este en movimiento, por lo que no nos puede brindar una medición a lo largo de toda la prueba. Las fotografías analizadas en este software se tomaron en los puntos en que el sistema no presentaba movimiento, es decir cuando el contacto entre la viga de suelo y el pistón perdían contacto, ya que al ser una prueba a deformación controlada no es posible detener el avance del pistón mientras la prueba esta iniciada.

Antes de iniciar el procesamiento de las imágenes, se calibró la cámara utilizando un enfoque de 22mm, la calibración consistió en tomar fotografías a los targets que se utilizaron en las fotos y referenciarlos en el programa (Figura 4.25), el proceso de calibración completo se puede encontrar en [www.photomodeler.com](http://www.photomodeler.com).

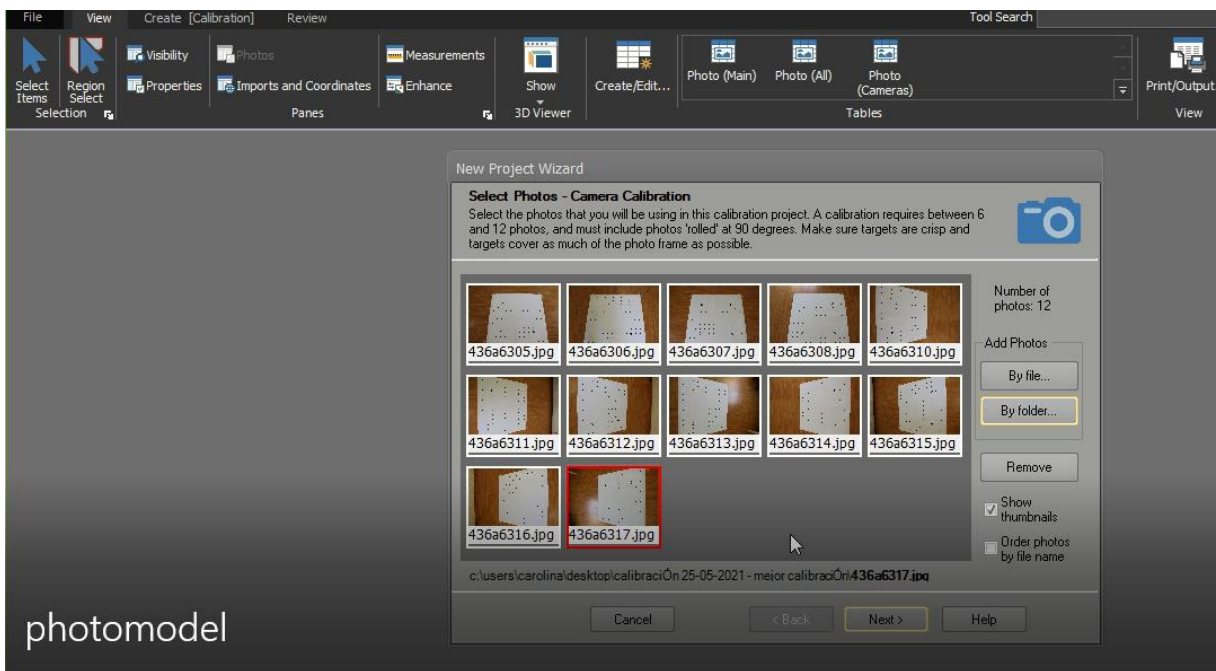


Figura 4. 25 Calibración del sistema.

## Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

El siguiente paso fue cargar las fotografías al software y aplicar la corrección por curvatura, dejando que el modelo se encontrara únicamente en dos direcciones (x,y). Posteriormente el sistema se referencia en escalas y direcciones conocidas como se muestra en la figura 4.26.

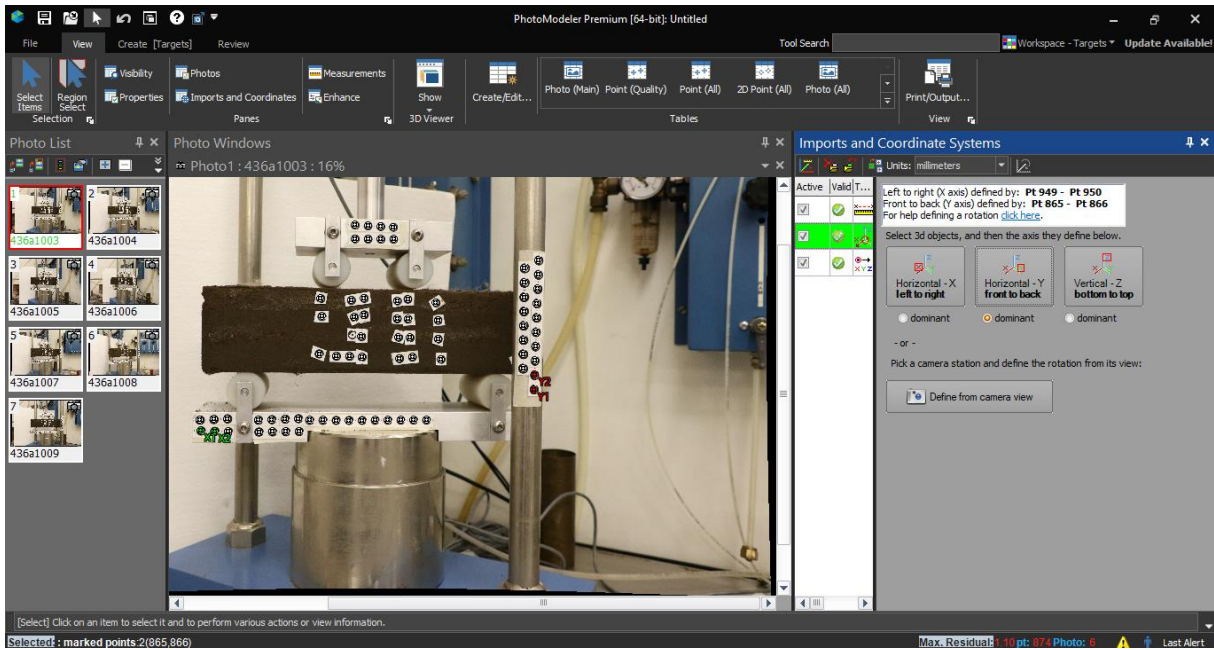


Figura 4. 26 Referenciación del sistema.

Finalmente, se dibujó la viga marcando los puntos de interés que conformarán el modelo (figura 4.27) y se exportó para su fácil utilización en AutoCAD.

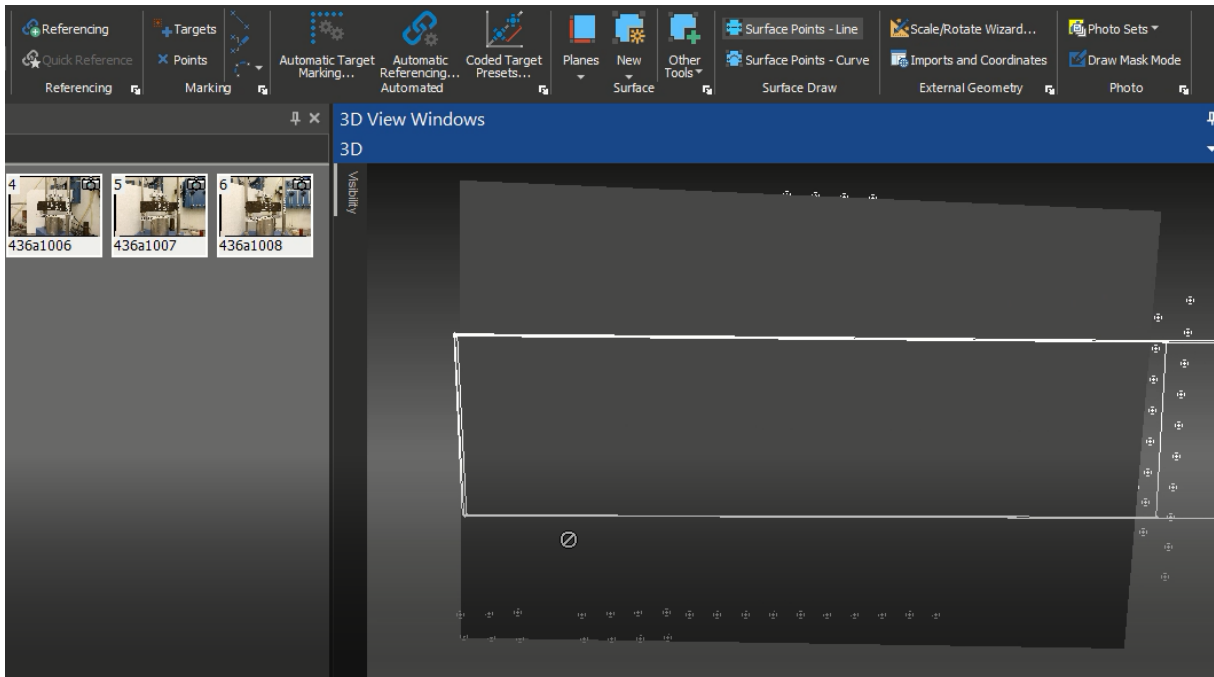


Figura 4. 27 Dibujo de los puntos de interés de la viga en photomodeler

#### **4.4. DETERMINACIÓN DE LA MORFOLOGÍA DEL AGRIETAMIENTO**

Para observar los procesos de agrietamiento e identificar patrones geométricos de las grietas y rasgos típicos de comportamiento en muestras de suelo con fibra de *PET* en proceso de desecación, se utilizó una cámara ambiental capaz de simular las diferentes combinaciones de condiciones climáticas y una cámara fotográfica digital integrada (Lakshmikantha, M. R. 2009); dicha cámara ambiental fue proporcionada por la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) para esta investigación (figura 4.29).

El principal objetivo de la cámara ambiental es estudiar el proceso de desecación de suelos en condiciones de ambiente controladas y estudiar el impacto de ciclos de diferentes condiciones ambientales. La cámara ambiental utilizada para esta investigación y sus componentes los detalla Lakshmikantha, M. R. 2009. En la figura 4.28 se muestra un esquema del equipo utilizado en este experimento.



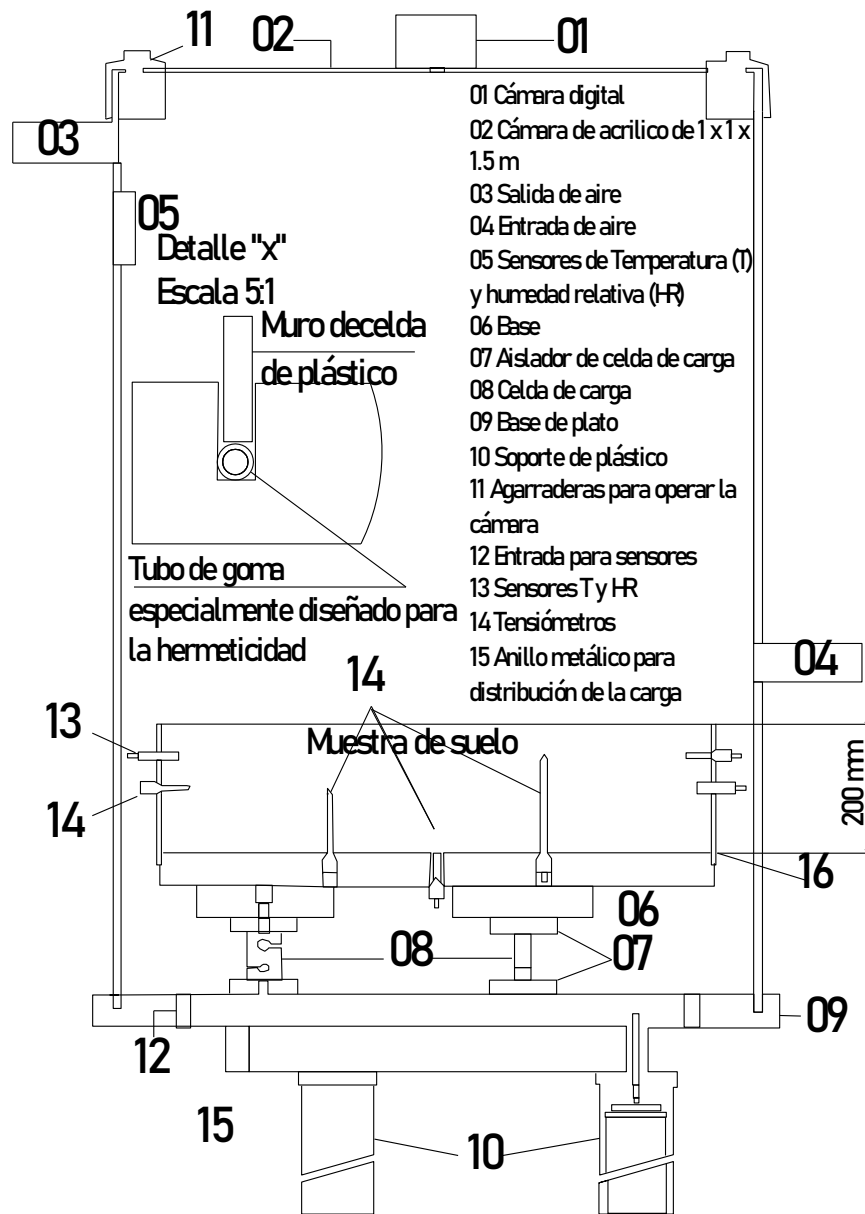


Figura 4. 28 Esquema de Cámara ambiental, modificado de Lakshmikantha, M. R. 2009.

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)



*Figura 4.29 Cámara ambiental de la UPC (2020)*

Las pruebas se realizaron sobre una muestra de arcilla arenosa de baja plasticidad proveniente del sitio de Agrópolis, en la región de Delta del Llobregat, cerca del aeropuerto internacional de Barcelona, con coordenadas: latitud  $41^{\circ}17'18.37''$  N y longitud  $2^{\circ}2'43.41''$  E, sus principales propiedades se muestran en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Propiedades del suelo (Cordero, 2019)

Propiedades índices	
Contenido de arena ( $\leq 2mm$ , %)	48.3
Contenido de limo ( $\leq 63\mu m$ , %)	42.1
Contenido de arcilla ( $\leq 2\mu m$ , %)	9.6
Densidad de sólidos ( $G_s$ )	2.7
Límite líquido ( $\omega_L$ , %)	29
Límite plástico ( $\omega_P$ , %)	17
SUCS	CL
Proctor estándar ASTM D 698	
Contenido de agua óptimo ( $\omega_{opt}$ , %)	16
Peso vol. Seco máx. ( $\gamma_{d max}$ , %)	17.8

Cabe mencionar que el agrietamiento por secado dependerá del espesor de la muestra, su tasa de desecación, las condiciones de contorno y el contenido de humedad al que está sometido el experimento. Sin embargo, la finalidad de esta investigación es conocer el efecto de la inclusión de fibras de PET en el agrietamiento por desecación de un suelo fino, por lo tanto, las pruebas se realizaron con las mismas condiciones iniciales, únicamente variando el contenido de fibra del suelo.

En la misma tesitura, las pruebas consistieron en someter a desecación una muestra de suelo-fibra de PET, con propiedades iniciales conocidas. Una vez determinado el contenido de agua inicial se pesa el conjunto de molde rectangular (28 x 20 x 2 cm) más muestra, se hacen lecturas de temperatura y humedad relativa, se dibuja un esquema de las condiciones y detalles de la muestra y se toman fotografías. La muestra se deja secar al aire durante cierto tiempo (aproximadamente cada hora), a partir del cual se repite el procedimiento de toma de datos, con el fin de tener un registro de la evolución de la muestra a medida que pierde humedad. En el esquema se indicarán los rasgos morfológicos como contracción lateral, abultamiento, cambio de color, etc., y en particular se tratará de identificar el momento de inicio de los agrietamientos.

Se consideró una altura de la muestra de 2 cm, es decir una relación de aspecto de 14, para producir patrones de grietas distinguibles para comparar el efecto del contenido de fibra. Un análisis cuantitativo sugiere la existencia de una relación de aspecto mínima de alrededor de 5.8, por debajo de la cual no se producen grietas macroscópicas en el material (Colina y Roux, 2000).

En total se realizaron cuatro pruebas conformadas por suelo con diferentes contenidos de fibra de 0.5, 0.2, 0.1 y 0.005 % con relación al peso seco, estos porcentajes se escogieron de acuerdo a los patrones de agrietamiento que se presentaban, además, todas las muestras tuvieron un contenido inicial de agua de 30 %, que corresponde a un valor mayor que el límite líquido para garantizar la aparición de grietas por retracción.

Para cuantificar la magnitud de los agrietamientos se emplea el denominado factor de agrietamiento (*CIF*), que es el área de grietas dividida por el área total en un instante dado. Para determinar dicho factor se realizaron análisis de imagen con ayuda del software Crack Filter desarrollado en la Universidad Politécnica de Barcelona.

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

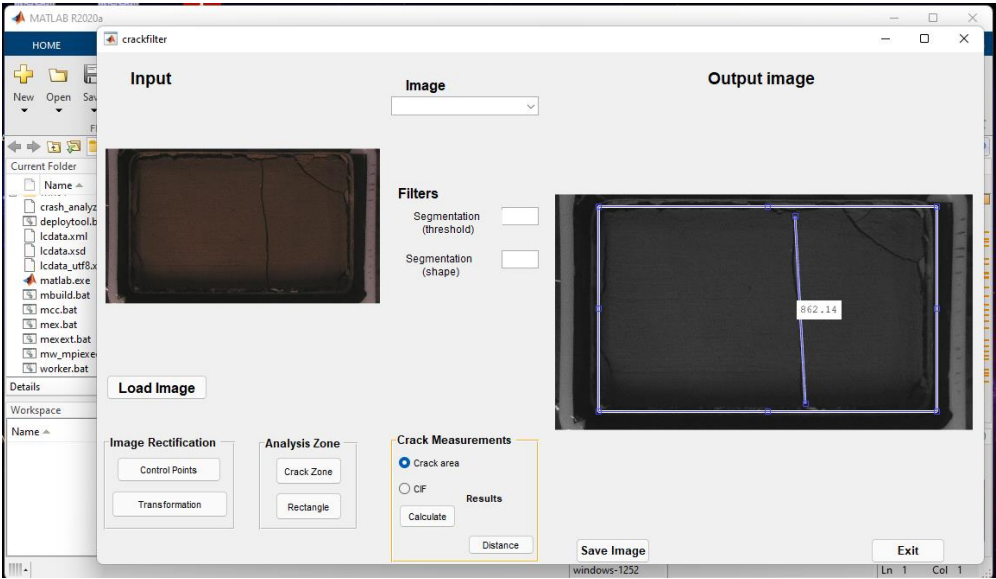


Figura 4. 30 Software Crack Filter

## 5 RESULTADOS EXPERIMENTALES

---

En este capítulo se detallan los resultados obtenidos del programa experimental de acuerdo al objetivo planteado al inicio de esta investigación. En primer lugar, se desarrolló un programa experimental, en el cual se pretende conocer la variación en el comportamiento esfuerzo-deformacional de un suelo fino reforzado con diferentes porcentajes de fibra y constituido en sus condiciones óptimas de compactación, mediante la realización de pruebas triaxiales tipo *UU* (No consolidada no drenada), en condiciones estáticas.

Además, se presenta la determinación de los parámetros dinámicos del suelo con y sin inclusión de fibras, se realizaron ensayos triaxiales cíclicos y de columna resonante en condiciones no consolidadas no drenadas (*UU*).

Finalmente, se tratan los mecanismos y variables que intervienen en los procesos de agrietamiento de un suelo fino con diferentes contenidos de fibra de PET. Debido a que no existe una metodología determinada para el estudio de estos parámetros, se planteó un proceso de investigación basado en el marco de referencia del problema del agrietamiento en suelos, en el cual se obtuvieron las variables principales para la evaluación de grietas: la resistencia a la tensión, parámetros de mecánica de fractura y patrones de agrietamiento evaluados visualmente.

### 5.1 VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Para evaluar el efecto de las fibras en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo en estudio se realizaron pruebas triaxiales *UU* de acuerdo con la metodología planteada en el capítulo anterior. Con estas pruebas se determinaron las relaciones esfuerzo-deformación, en las cuales se observa que la resistencia a la compresión aumenta respecto al contenido de fibra para todas las presiones de confinamiento (figuras 5.1 y 5.2) y para deformaciones unitarias mayores al 15 %. Por otra parte, para deformaciones menores de 15 %, las fibras no están actuando, por lo que la resistencia es tomada únicamente por el suelo.

Por otro lado, para los contenidos de fibra mayores (0.5 a 0.7%) existe mayor interferencia entre las fibras y las partículas de suelo, por lo que la resistencia inicial aportada por el suelo se ve afectada por la interacción de las fibras con el suelo. Al aumentar la deformación las fibras comienzan a actuar y a tomar carga.

También se observa, que el contenido de fibra más favorable depende de la deformación máxima analizada y del esfuerzo de confinamiento (figuras 5.1 a 5.3). Por ejemplo, para una deformación unitaria de falla de 10 % y con una presión de confinamiento de 50 KPa (figura 5. 1), la resistencia a la compresión del suelo con 0.1 % de fibra aumenta 90 % respecto a la resistencia del suelo sin fibra, las muestras con 0.3 y 0.5 % de fibra aumentan 119 % y el suelo con 0.7 % de fibra aumenta 163 %.

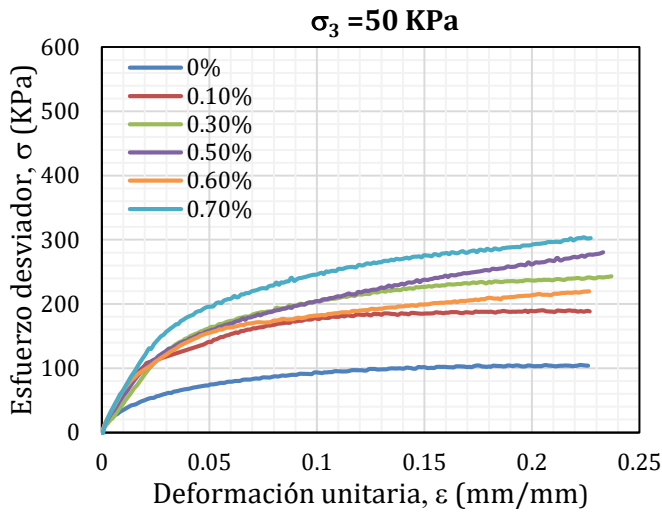


Figura 5.1 Gráfica esfuerzo desviador vs deformación para una presión de confinamiento de 50 KPa

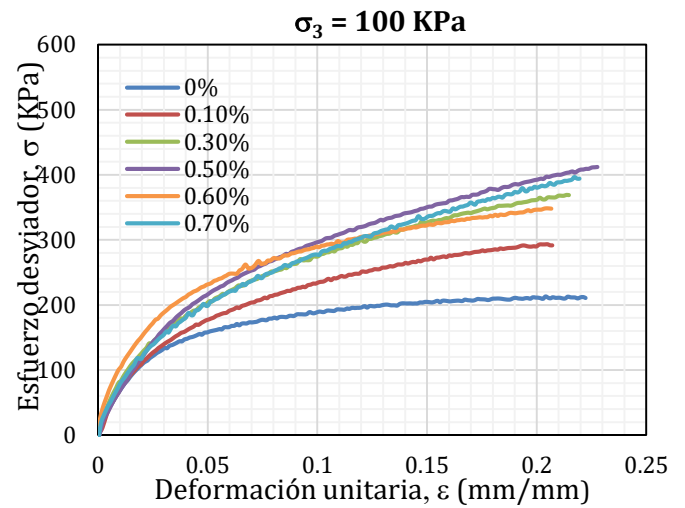


Figura 5.2 Gráfica esfuerzo desviador vs deformación para una presión de confinamiento de 100 KPa

En este mismo sentido, para un esfuerzo de confinamiento de 100 KPa (figura 5.2), la resistencia máxima para una deformación unitaria de 10% corresponde a un suelo con contenido de fibra de 0.5%. Al aumentar la presión de confinamiento de 100 a 150 KPa se puede notar una disminución de la resistencia del suelo con 0.7% de fibra, con relación a las demás muestras. La resistencia máxima que se observa para una presión de confinamiento de 150 KPa (figura 5.3) corresponde a un suelo con un contenido de fibra de 0.5%

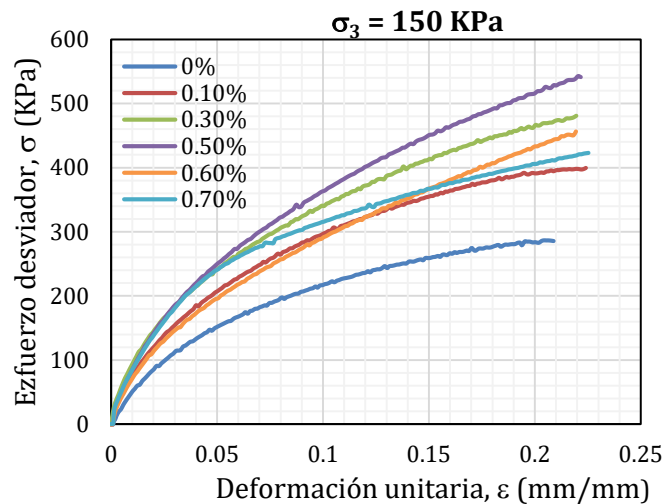


Figura 5.3 Gráfica esfuerzo desviador vs deformación para una presión de confinamiento de 150 KPa

Por otro lado, para comparar de manera precisa la acción de las fibras a diferentes niveles de deformación. En las siguientes gráficas (figura 5.4 y 5.5) se muestra el esfuerzo desviador máximo

de las muestras ensayadas para una deformación unitaria de 1, 5 y 10% en las presiones de confinamiento ensayadas. En estas se muestra un incremento de la resistencia respecto al contenido de fibra para todas las presiones de confinamiento y todas las deformaciones correspondientes al porcentaje de deformación indicado. Este incremento no es lineal con respecto al aumento del contenido de fibra, sin embargo, se observa una tendencia en el aumento de la resistencia a la compresión hasta un contenido de fibra de 0.5%, posteriormente se nota una ligera disminución en la tendencia para contenidos de fibra mayores.

También podemos observar que, el aumento máximo de la resistencia se presenta en los contenidos de fibra de 0.3 y 0.5 % para una deformación de 10 y 5%, para estos niveles de deformación se presenta una mayor actuación de las fibras en la resistencia del suelo con respecto a las deformaciones menores, las fibras aumentan la resistencia hasta 50%.

Con respecto al comportamiento mecánico observado para la deformación de falla de 1%, se tiene un incremento en la resistencia de todas las muestras ensayadas con fibra, este incremento es menor que el observado para deformaciones de falla más altas, el aumento máximo de resistencia se alcanza con un contenido de 0.3 % de fibra, después de este contenido, la resistencia no cambia.

De los resultados anteriores, podemos afirmar que, a pesar de que las inclusiones de fibra aumentan la resistencia a grandes deformaciones, no necesariamente aumentan la resistencia a bajas deformaciones debido a que, la resistencia proporcionada por fibras al suelo, actúa a niveles de deformación mayores que 3% y se va incrementando conforme aumenta la deformación.

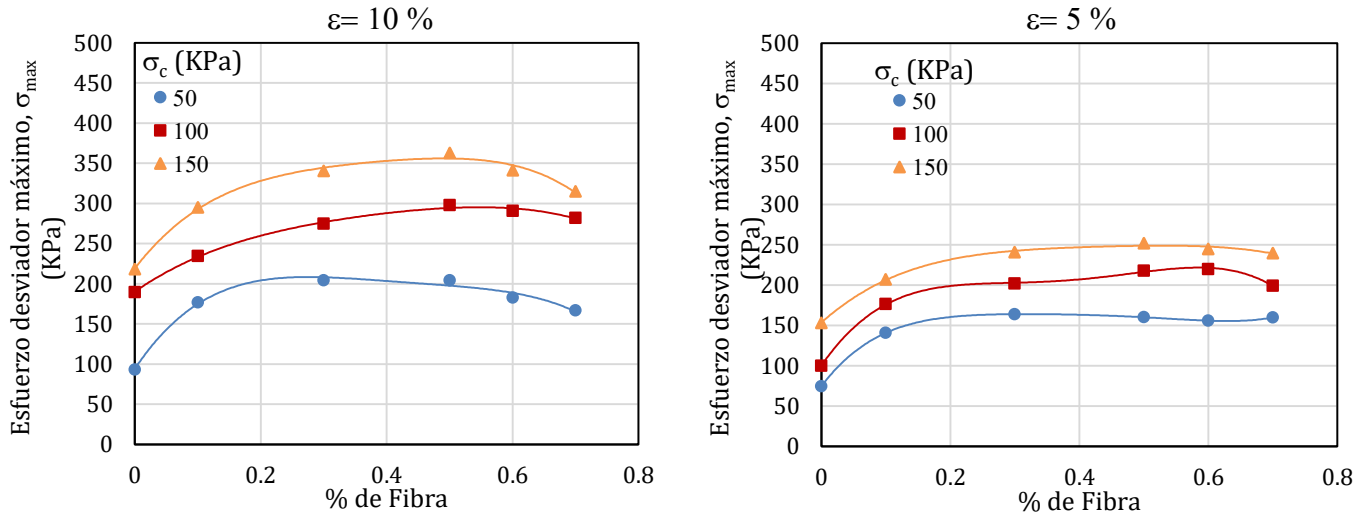


Figura 5. 4 Esfuerzo desviador máximo para diferentes contenidos de fibra y diferentes presiones de confinamiento para una deformación unitaria de 10 % y 5 % respectivamente.

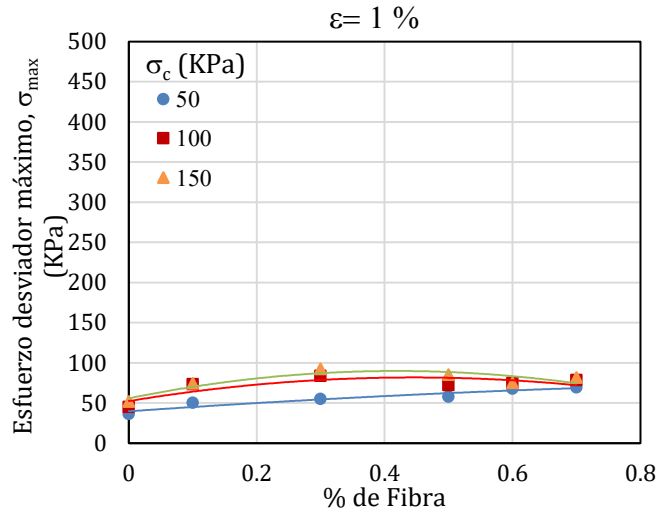


Figura 5.5 Esfuerzo vertical máximo para diferentes contenidos de fibra y diferentes presiones de confinamiento para una deformación unitaria de 1 %.

Cabe agregar que se aprecia un ligero agrietamiento en las muestras ensayadas con fibra al final del ensaye (figura 5.6), debido a que la presencia de fibra puede inducir planos de discontinuidad cuando su porcentaje llega a ser significativo (mayor del 0.5%), estas grietas no corresponden a un comportamiento frágil, sino a la pérdida de adhesión entre suelo y fibra. Adicionalmente, la dirección de las fisuras no presenta un patrón uniforme ni continuo, lo cual se puede deberse a la distribución aleatoria de la fibra en el suelo de la probeta.



Figura 5.6 Probetas de suelo después de ser ensayadas (de izq. A derecha: Muestra con 0.1 % de fibra, Muestra con 0.5 % de fibra y Muestra con 0.7 % de fibra)

Para evaluar la cohesión y el ángulo de fricción interno, se consideraron como deformación de falla tres deformaciones unitarias diferentes de 1, 5 y 10% y se calcularon los parámetros de resistencia mediante círculos de Mohr, como se muestra en la figura 5.7, todos los círculos de Mohr graficados se muestran en el anexo 2, los resultados obtenidos de las pruebas triaxiales se presentan en las figuras 5.8 y 5.9.



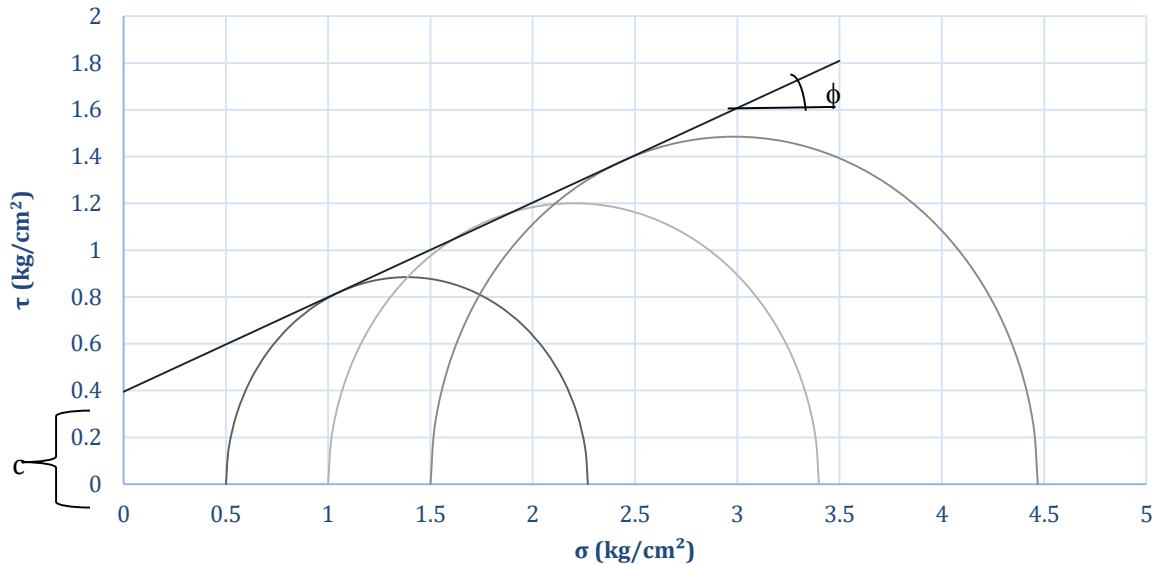


Figura 5.7 Círculos de Mohr para un contenido de fibra de 0.1% y una deformación máxima seleccionada de 10%

En la Figura 5.8 se advierte que la fibra actúa favorablemente para una deformación unitaria de 5 % para todos los contenidos de fibra, encontrándose un aumento de cohesión máxima de 67 % para un contenido de fibra de 0.3 %. Para las otras deformaciones, el contenido de fibra óptimo es el mismo. sin embargo, en 1 % de deformación las fibras presentan un aporte menos importante, debido a que no se han elongado lo suficiente para tener una contribución más significativa. Además, se advierte una disminución considerable de la cohesión cuando se sobrepasa el contenido óptimo de fibra, debido a que los contactos entre partículas disminuyen significativamente por la interferencia que la fibra llega a inducir.

Es conveniente señalar que la cohesión disminuye conforme aumenta el grado de saturación y decrece de manera importante al llegar al grado de saturación correspondiente al óptimo (Flores y Linares, 2007) para suelos parcialmente saturados por lo que la cohesión calculada en estas condiciones (contenido de agua óptimo) podrían ser menores que para grados de saturación mayores que el 69%.

Por su parte, ya que el material se encuentra parcialmente saturado, la resistencia máxima se incrementa con el aumento del esfuerzo de confinamiento, lo que nos da como resultado un ángulo de fricción aparente diferente de cero (Flores y Linares, 2007). Dadas estas condiciones, se advierte un aumento del ángulo de fricción aparente con respecto al contenido de fibra teniendo un aumento máximo de entre 40 y 30 % correspondiente al suelo con 0.7 % de fibra con respecto al suelo sin refuerzo.

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

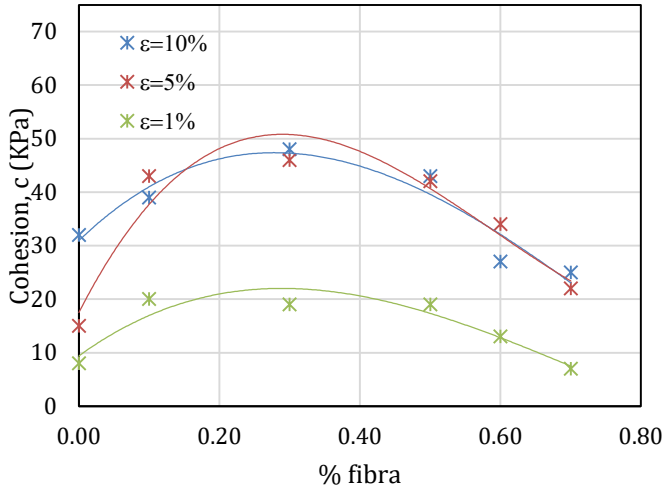


Figura 5.8 Variación de la cohesión (c) con el porcentaje de fibra en diferentes niveles de deformación unitaria.

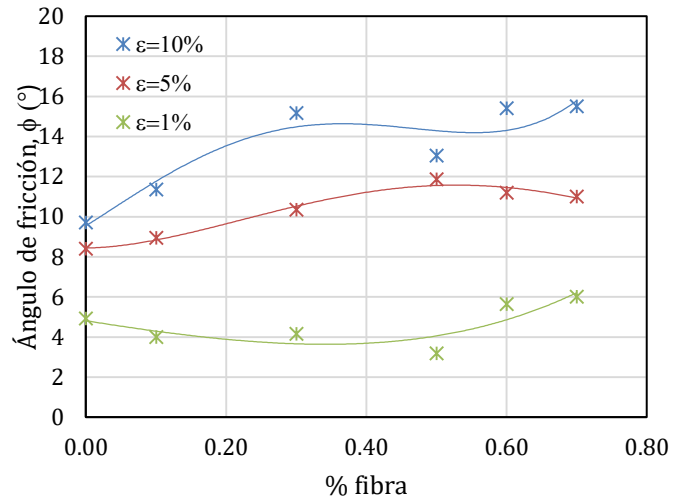


Figura 5.9 Variación del ángulo de fricción interno (Φ) con el porcentaje de fibra en diferentes niveles de deformación unitaria.

Por último, se calculan los módulos de elasticidad tangente y secante. En la figura 5.10 se muestran los módulos de Young iniciales calculados a partir del modelo no lineal elástico de Duncan y Chan (1970), en la tabla 5.1 se presentan los resultados de las constantes utilizadas en el método para diferentes porcentajes de fibra y diferentes presiones de confinamiento. Se observa aumento del módulo de elasticidad en alrededor de 50% para todas las probetas ensayadas con fibra respecto al suelo sin adición de fibra. El incremento en el módulo de elasticidad es significativo para la adición de 0.1% de fibra, de ahí en adelante se presenta una tendencia menor en el incremento, debido a que las fibras son las que están soportando una mayor carga y absorbiendo una mayor deformación.

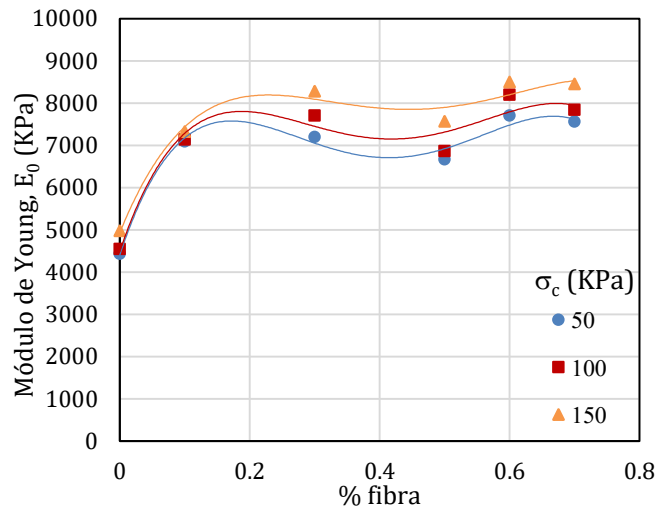


Figura 5.10 Módulos de Young para diferentes porcentajes de fibra y diferentes presiones de confinamiento

Tabla 5.1 Módulos de Young para diferentes porcentajes de fibra y diferentes presiones de confinamiento

Módulo de elasticidad inicial,  $E_0$  ( $\sigma_3=50$  Kpa)

Estudio del comportamiento de deformación y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

% fibra	a	b	R <sup>2</sup>	E <sub>0</sub> Mpa	σ <sub>a</sub> Mpa
0.0	0.2256	8.5652	0.9980	4.4326	0.1168
0.1	0.1410	4.8640	0.9980	7.0922	0.2056
0.3	0.1390	3.5515	0.9980	7.1942	0.2816
0.5	0.1500	3.0722	0.9980	6.6667	0.3255
0.6	0.1298	4.1792	0.9980	7.7042	0.2393
0.7	0.1323	1.6111	0.9690	7.5586	0.3439

**Módulo de elasticidad inicial, E<sub>0</sub> (σ<sub>3</sub>=100 Kpa)**

% fibra	a	b	R <sup>2</sup>	E <sub>0</sub> Mpa	σ <sub>a</sub> Mpa
0.0	0.2200	4.3279	1.0000	4.5455	0.2311
0.1	0.1402	2.8499	1.0000	7.1327	0.3509
0.3	0.1298	2.2446	1.0000	7.7042	0.4455
0.5	0.1458	1.8719	1.0000	6.8587	0.5342
0.6	0.1220	2.5647	0.9970	8.1967	0.3899
0.7	0.1276	2.0142	0.9855	7.8370	0.4965

**Módulo de elasticidad inicial, E<sub>0</sub> (σ<sub>3</sub>=150 Kpa)**

% fibra	a	b	R <sup>2</sup>	E <sub>0</sub> Mpa	σ <sub>a</sub> Mpa
0.0	0.2011	2.6049	1.0000	4.9727	0.3839
0.1	0.1365	1.9778	1.0000	7.3260	0.5056
0.3	0.1208	1.6688	1.0000	8.2781	0.5992
0.5	0.1322	1.3460	1.0000	7.5643	0.7429
0.6	0.1177	1.9880	0.9970	8.4962	0.5030
0.7	0.1183	2.9076	0.9991	8.4531	0.3439

Así mismo, para conocer la velocidad del cambio de deformación como función del esfuerzo en todos los niveles de deformación aplicados, se calcularon los módulos de elasticidad secante, los cuales se muestran de las figuras 5.11 a 5.13, con estas figuras podemos observar que el límite de proporcionalidad del material se encuentra a partir de una deformación unitaria de 10%, para el cual, los módulos elásticos tangente y secante son iguales. Además, se observa que, para todos los niveles de deformación, el módulo de elasticidad secante es superior en ±50% para los suelos reforzados con fibra con respecto al suelo sin fibra, este aumento es proporcional al aumento del módulo tangente.

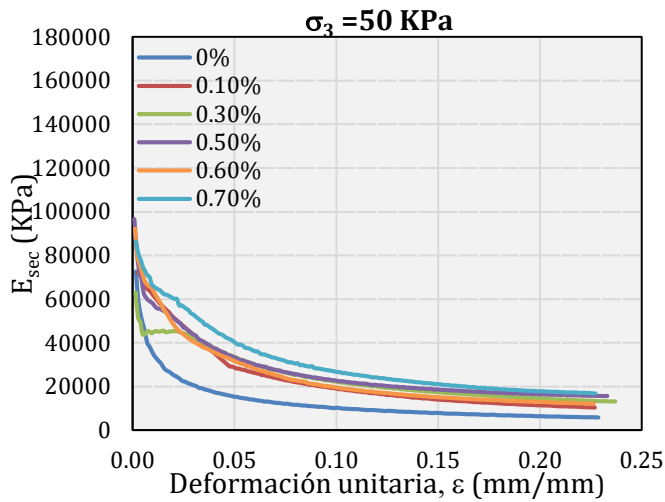


Figura 5.11 Variación del Módulo de elasticidad secante ( $E_{sec}$ ) contra la deformación unitaria ( $\epsilon$ ) para diferentes contenidos de fibra y una presión de confinamiento de 50 KPa.

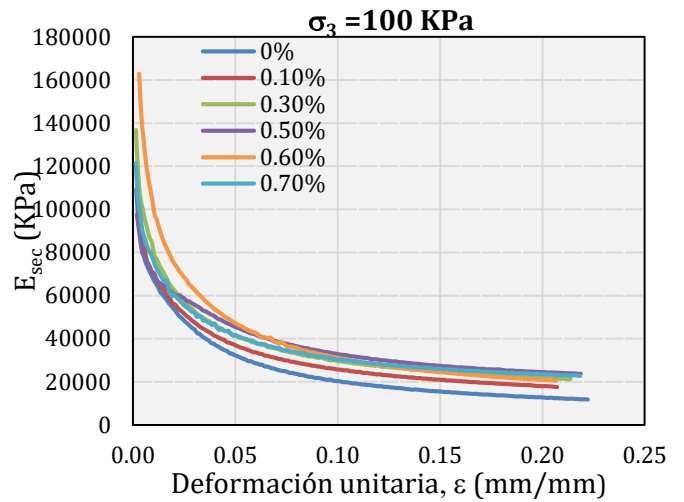


Figura 5.12 Variación del Módulo de elasticidad secante ( $E_{sec}$ ) contra la deformación unitaria ( $\epsilon$ ) para diferentes contenidos de fibra y una presión de confinamiento de 100 KPa.

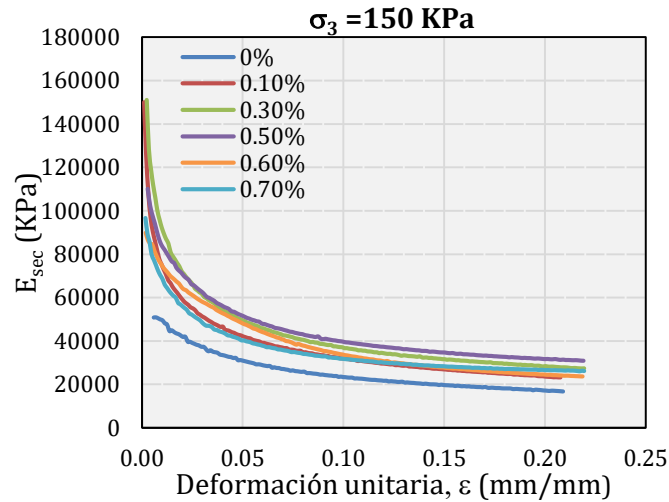


Figura 5.13 Variación del Módulo de elasticidad secante ( $E_{sec}$ ) contra la deformación unitaria ( $\epsilon$ ) para diferentes contenidos de fibra y una presión de confinamiento de 150 KPa.

## 5.2 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ

El módulo de rigidez fue obtenido a partir de las pruebas triaxiales cíclicas y de columna resonante, variando las amplitudes de deformación en cada prueba, la presión de confinamiento y el contenido de fibra como se indicó en el capítulo cuatro.

Las pruebas realizadas en esta investigación fueron del tipo UU, por lo cual, cabe mencionar que los módulos de rigidez máximos son más altos en pruebas en condiciones UU que en CU (Gonzales et al, 2007). Además, para el caso de pruebas UU, la rigidez dinámica máxima aumenta su magnitud y luego disminuye, alcanzando su valor más alto antes del contenido de agua óptimo y su correspondiente peso volumétrico seco, este comportamiento está ligado a la estabilidad estructural del suelo después del proceso de compactación, en el cual se rigidiza el suelo obteniendo un aumento en la resistencia y una disminución en la deformabilidad y en la permeabilidad debido a la reducción de espacios vacíos en la muestra y a la existencia de espacios vacíos dentro de la probeta, los cuales no fueron saturados; por lo que los resultados de los ensayos son válidos para las condiciones no consolidadas no drenadas.

Con respecto a la obtención de los parámetros dinámicos del suelo reforzado con diferentes contenidos de fibra, las curvas de esfuerzo-deformación se determinaron variando las deformaciones angulares entre el 0,001 y el 0,03% y el 0,3 y el 10% en los ensayos de columna resonante y de triaxial cíclica, respectivamente.

Las figuras 5.14 a 5.16 presentan las curvas de degradación del módulo de rigidez (G) variando el contenido de fibra y la presión de confinamiento, en ellas se observa que la tendencia de comportamiento de la degradación del módulo de rigidez con la deformación angular es similar para las probetas ensayadas y la rigidez dinámica comienza a degradarse alrededor de 0.01 % de deformación angular. También se tiene que el módulo de rigidez aumenta respecto al incremento de la presión de confinamiento.

Referente a lo anterior, observamos que el contenido de fibra óptimo corresponde al 0.3 % para todas las presiones de confinamiento (figura 5.17), cuando se sobrepasa este contenido de fibra la rigidez del suelo disminuye, esto podría deberse a que, a mayor contenido de fibra, el contacto suelo-fibra se va perdiendo, provocando que las fibras generen planos de discontinuidad debilitando la probeta.

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

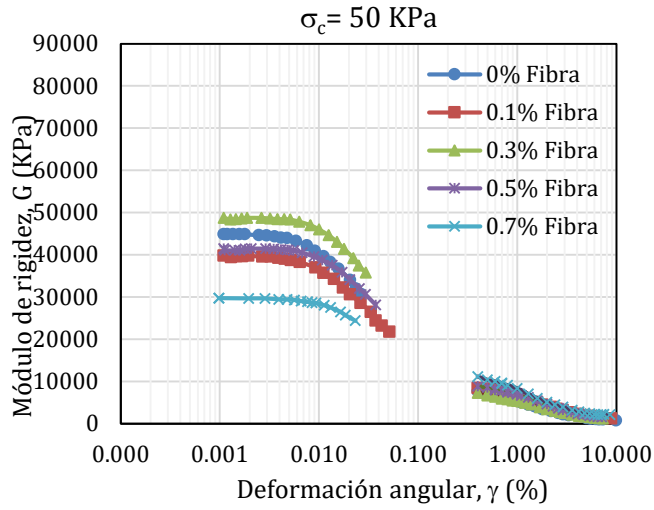


Figura 5. 14 Módulo de rigidez (G) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 50 KPa

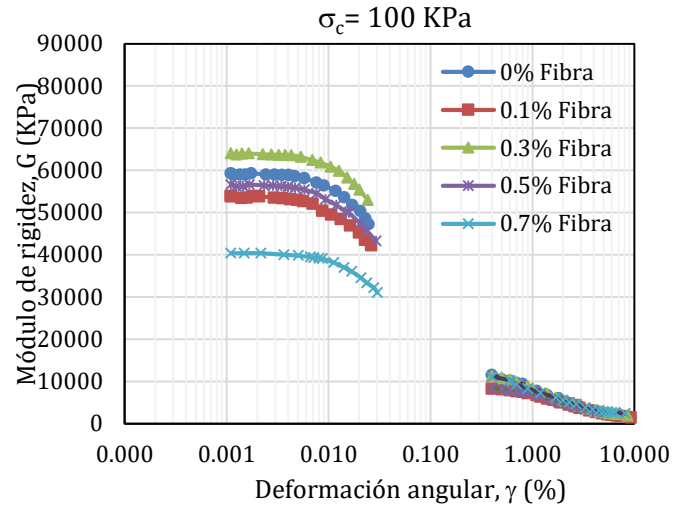


Figura 5. 15 Módulo de rigidez (G) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 100 KPa

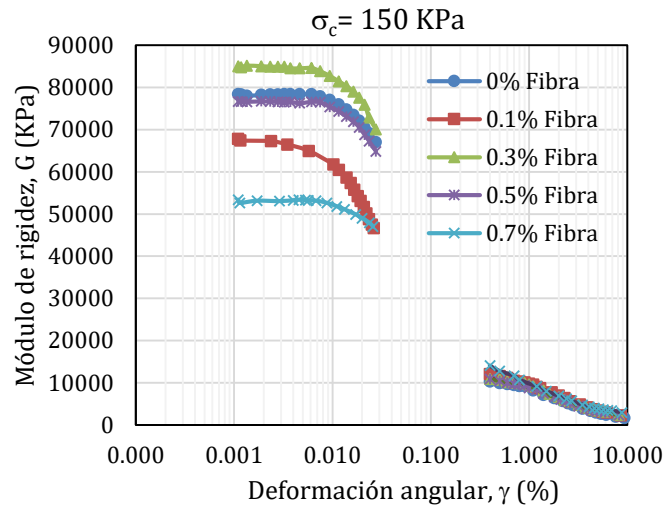


Figura 5. 16 Módulo de rigidez (G) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 150 KPa

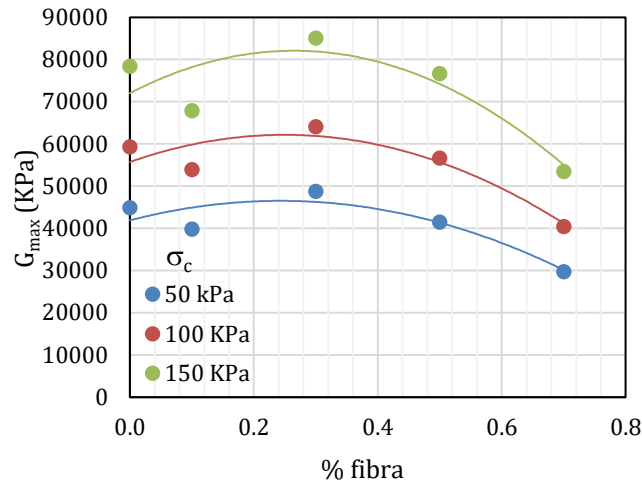


Figura 5. 17 Módulo de rigidez máximo vs % de fibra

Por otra parte, el módulo de rigidez para una presión de confinamiento de 100 KPa disminuye 9 % en un suelo con 0.1 % de fibra con respecto al natural, la muestra con 0.3 % de fibra tiene un aumento de  $G_{max}$  de 8 %, así mismo, el suelo con 0.5 % de fibra disminuye su rigidez en 4 %, y el  $G_{max}$  del suelo con 0.7 % de contenido de fibra disminuye 32 %.

Para las pruebas realizadas con 150 KPa de confinamiento se observa una disminución de  $G_{max}$  de 13 % para un suelo con 0.1 % de fibra con respecto al  $G_{max}$  calculado sin fibra. El  $G_{max}$  del suelo con 0.3 % de fibra aumenta 8 % y el  $G_{max}$  de las probetas con 0.5 y 0.7 % de contenido de fibra disminuyen en 2 % y 32 % con respecto al  $G_{max}$  del suelo sin fibra.

En los planteamientos anteriores, se tiene que los cambios de rigidez al modificar el contenido de fibra no se ven afectados al incrementar la presión de confinamiento, como se puede ver en la figura 5.18, donde se graficó el valor del módulo de rigidez máximo del suelo natural ( $G_{max 0}$ ) con relación al módulo de rigidez máximo, calculado para el suelo con diferentes contenidos de fibra ( $G_{max f}$ ) y su variación con el contenido de fibra.

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

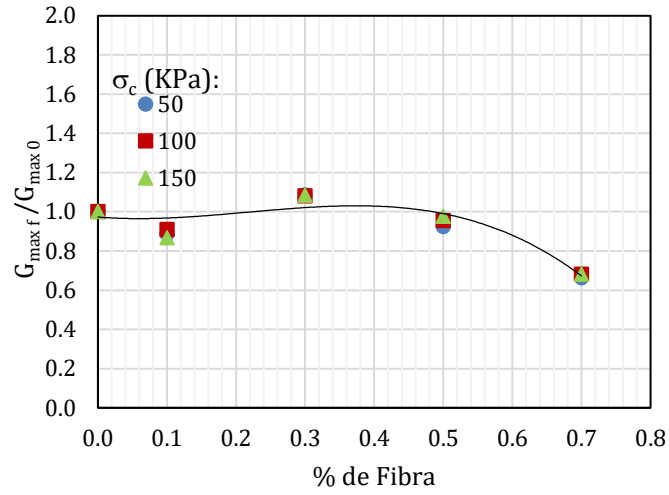


Figura 5. 18 Relación entre el módulo de rigidez del suelo natural y del suelo con diferentes contenidos de fibra ( $G_{max f} / G_{max 0}$ ) vs contenido de fibra



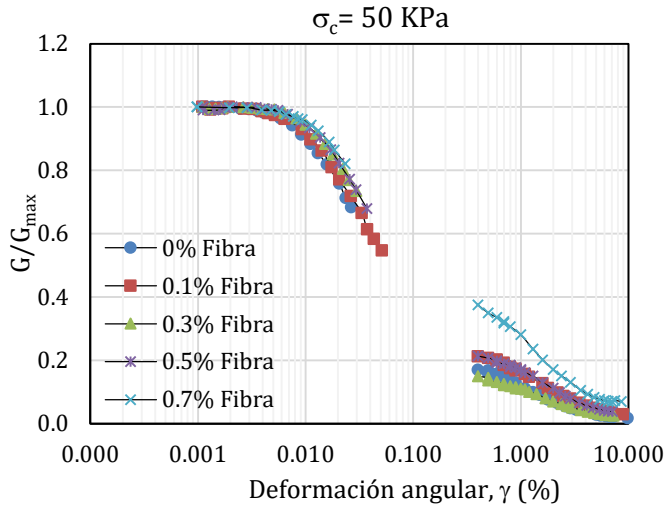


Figura 5.19 Módulo de rigidez normalizado ( $G/G_{max}$ ) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 50 KPa

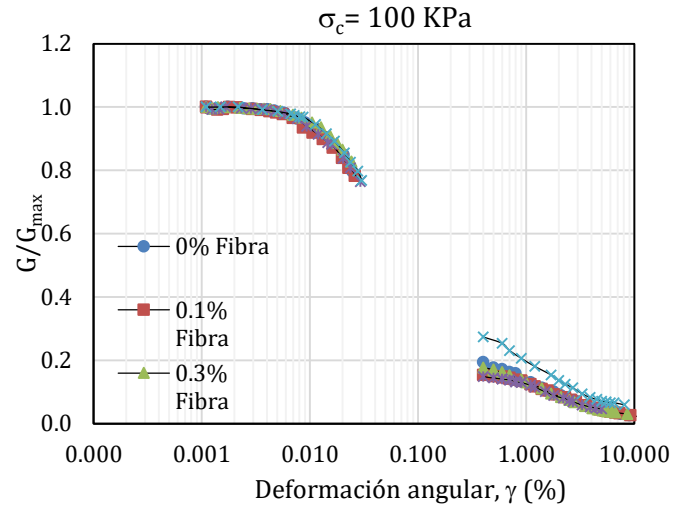


Figura 5.20 Módulo de rigidez normalizado ( $G/G_{max}$ ) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 100 KPa

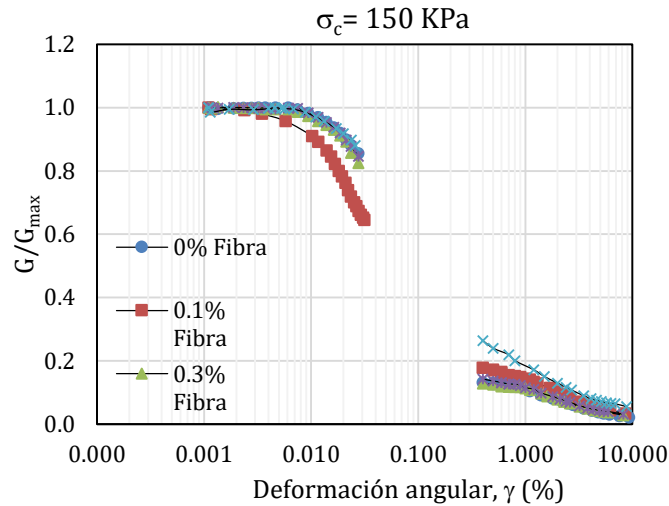


Figura 5.21 Módulo de rigidez normalizado ( $G/G_{max}$ ) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 150 KPa

La figura 5.19 muestra la relación normalizada entre el módulo de rigidez y el módulo de rigidez máximo para una presión de confinamiento de 50 kPa y la cantidad de fibra añadida. En estas curvas se puede observar que el rango elástico del suelo reforzado con fibra aumenta en comparación con el suelo no reforzado de forma no lineal para todos los porcentajes de fibra. La deformación angular para la que el módulo de rigidez comienza a degradarse aumenta desde 0,0018% para una muestra sin fibra hasta 0,0019, 0,0026, 0,0029 y 0,0048% para contenidos de fibra de 0,1, 0,3, 0,7 y 0,5%, respectivamente. Sin embargo, este comportamiento no es el mismo para todas las presiones de confinamiento.

Para una presión de confinamiento de 100 kPa (figura 5.20), la deformación angular para la cual el módulo de rigidez comienza a degradarse inicialmente aumenta de 0,0017% para el suelo no reforzado a 0,0021, 0,0022, 0,0023 y 0,0036% para los suelos con contenidos de fibra de 0,1, 0,3, 0,5 y 0,7%, respectivamente; es decir, el rango elástico del suelo reforzado con fibra aumenta en relación con el contenido de fibra. Con lo anterior, se puede afirmar que las inclusiones de fibras retrasan el proceso de deformación de la muestra durante la aplicación de cargas cíclicas sujetas a presiones de confinamiento de 50 y 100 kPa, aumentando el rango de deformación elástica del suelo. Cuando la deformación efectiva es suficiente para movilizar la resistencia a la tensión de las fibras, la carga cíclica aplicada es parcialmente absorbida por las fibras, mitigando el colapso de la matriz del suelo estabilizado.

La figura 5.21 muestra la relación normalizada entre el módulo de rigidez y el módulo de rigidez máximo para una presión de confinamiento de 150 kPa y la cantidad de fibra añadida. Para este caso, la deformación angular para la cual la resistencia al corte comienza a degradarse disminuye de 0,0094% en el suelo no reforzado a 0,0057, 0,0048, 0,0047 y 0,0046% para los suelos con contenidos de fibra de 0,1, 0,3, 0,5 y 0,7%, reduciendo el comportamiento elástico del material en condiciones dinámicas para este tipo de suelo.

Otro aspecto que podemos observar es el módulo de rigidez para deformaciones, calculados a partir de los ensayos de triaxial cíclica (deformaciones angulares de 0.4 a 10 %), el cual aumenta respecto al contenido de fibra, este aumento podría deberse a que en las probetas con altos contenidos de fibra las fibras comienzan a actuar a mayores deformaciones, forzando el contacto entre suelo-fibra, además, el comportamiento de la mezcla suelo-fibra comienza a ser similar al de un polímero, en el cual llega a su resistencia máxima después de ser sometido a altas deformaciones

Además, en todos los contenidos de fibra a una deformación angular mayor que 0.03% se puede observar que las fibras actúan tomando carga, ya que a partir de esa deformación angular el módulo de rigidez aumenta alrededor de 10% con respecto al incremento del contenido de fibra en el suelo. Este aumento se debe a que las fibras comienzan a intervenir a medida que se incrementa la deformación, actuando como un refuerzo entre las partículas de suelo e incrementando el módulo de rigidez. Cuando el nivel de deformación impuesto es suficiente para movilizar la resistencia a la tensión de las fibras, la carga cíclica aplicada es parcialmente soportada por las fibras ayudando a mantener los contactos entre las partículas de suelo.

Finalmente, los resultados observados en este estudio indicaron que el contenido óptimo de fibras es del 0,3%, debido a que en estas muestras el  $G_{max}$  aumenta del 8 al 12% respecto al suelo sin fibras. Este porcentaje de fibra aumenta la rigidez del suelo, lo que puede homogeneizar los movimientos superficiales provocados por los sismos causados, con lo cual se podrían reducir los daños catastróficos causados por movimientos fuera de fase y por la amplificación de movimientos sísmicos en las arcillas de alta plasticidad, baja resistencia, alta compresibilidad y tendencia al agrietamiento del valle de México.

Asimismo, los resultados muestran diferencias significativas entre el comportamiento de los suelos finos y gruesos observados en la literatura, principalmente, el  $G_{max}$  disminuye o se mantiene casi constante para los suelos gruesos con fibra (figuras 5.22 a 5.24), debido a que la cohesión que se genera entre las partículas de suelo grueso y las fibras sintéticas podría ser menor que la generada por suelos finos, además, los contenidos de fibra utilizados en investigaciones anteriores podrían ser demasiado altos y generar discontinuidades entre la matriz del suelo, lo cual también disminuye la resistencia a las cargas cíclicas en el suelo.

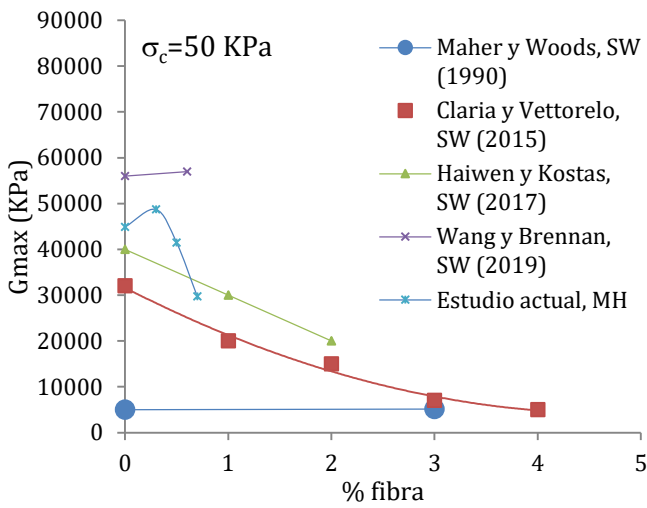


Figura 5.22 Estudios comparativos de suelos reforzados con fibras sintéticas para una presión de confinamiento de 50 KPa,  $G_{max}$  vs % fibra.

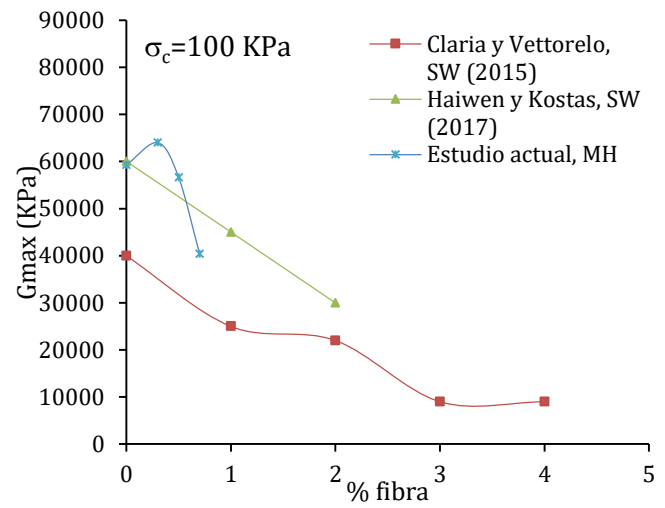


Figura 5.23 Estudios comparativos de suelos reforzados con fibras sintéticas para una presión de confinamiento de 100 KPa,  $G_{max}$  vs % fibra.

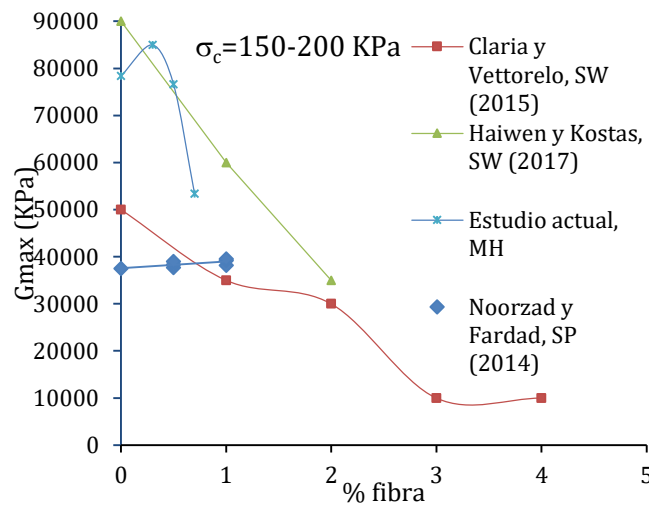


Figura 5.24 Estudios comparativos de suelos reforzados con fibras sintéticas para una presión de confinamiento de 150 KPa,  $G_{max}$  vs % fibra.

### 5.3 VARIACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO

El amortiguamiento se calculó, con base en los resultados de las pruebas de columna resonante y de triaxial cíclica. Se observa un comportamiento similar entre las curvas de variación del amortiguamiento contra la deformación angular para todos los ensayos realizados variando el contenido de fibra, así como una leve disminución en el amortiguamiento mínimo con respecto al aumento de la presión de confinamiento (figuras 5.25 a 5.27).

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

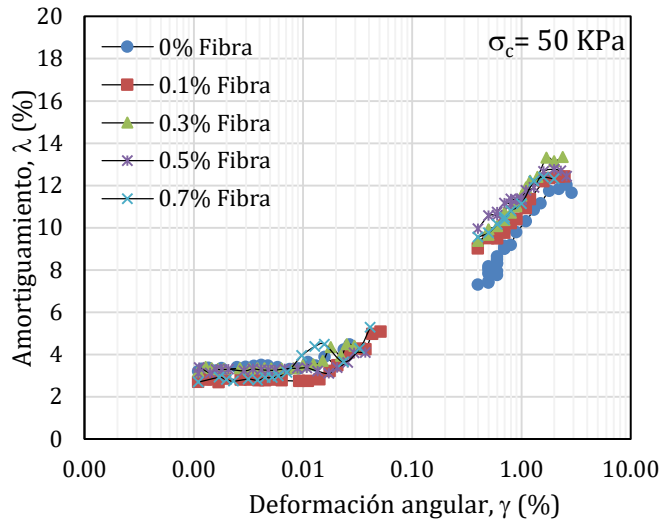


Figura 5.25 Amortiguamiento ( $\lambda$ ) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 50 KPa

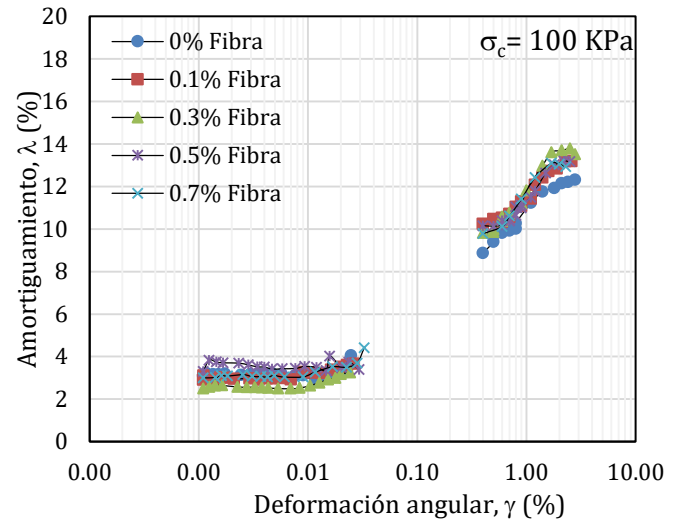


Figura 5.26 Amortiguamiento ( $\lambda$ ) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 100 KPa

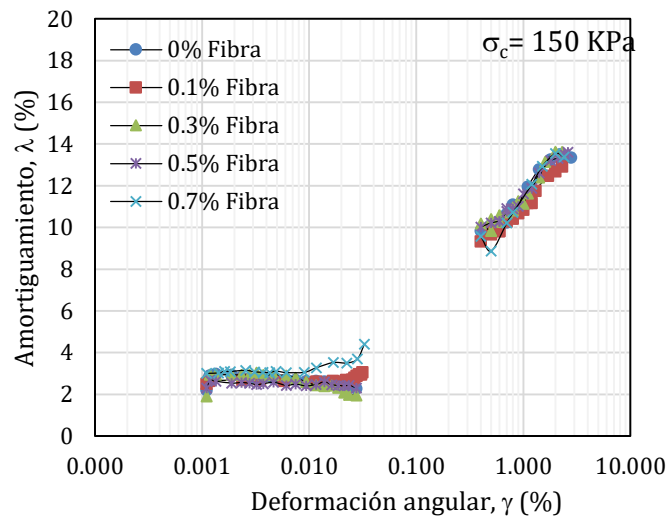


Figura 5.27 Amortiguamiento ( $\lambda$ ) vs deformación angular ( $\gamma$ ), para una presión de confinamiento de 150 KPa

En la figura 5.28 se aprecia con mayor detalle la variación del amortiguamiento mínimo con respecto al contenido de fibra, en ella podemos analizar que para una presión de confinamiento de 50 KPa el amortiguamiento mínimo ( $\lambda_{\min}$ ) para la probeta de 0.1 % de fibra disminuye 16 % con respecto al  $\lambda_{\min}$  del suelo natural, el suelo con 0.3 % de fibra no tiene cambios en su  $\lambda_{\min}$ . El  $\lambda_{\min}$  del suelo con 0.5 % de contenido de fibra disminuye 3 % y el  $\lambda_{\min}$  de la muestra ensayada con 0.7 % disminuye 16 % con respecto al  $\lambda_{\min}$  del suelo sin fibra. Para esta presión de confinamiento, el amortiguamiento disminuye en las probetas con fibra.

Por su parte, el amortiguamiento mínimo para una presión de confinamiento de 100 KPa disminuye 6 % en un suelo con 0.1 % de fibra con respecto al natural, la muestra con 0.3 % de fibra tiene una disminución del  $\lambda_{\min}$  de 19 %, así mismo, el suelo con 0.5 % de fibra aumenta su amortiguamiento en 6 %. Finalmente, el  $\lambda_{\min}$  del suelo con 0.7 % de contenido de fibra disminuye 3 % en comparación con el valor del suelo natural. Para esta presión de confinamiento, el amortiguamiento disminuye en las probetas con fibra en menor medida que en los amortiguamientos mínimos calculados para una presión de confinamiento de 50 KPa.

Además, para las pruebas realizadas con 150 KPa de confinamiento se tiene un aumento de  $\lambda_{\min}$  de 14 % para un suelo con 0.1 % de fibra con respecto al  $\lambda_{\min}$  calculado sin fibra, el  $\lambda_{\min}$  del suelo con 0.3 % de fibra disminuye 14 % y el  $\lambda_{\min}$  de las probetas con 0.5 y 0.7 % de contenido de fibra aumentan en 5 % y 36 % con respecto al  $\lambda_{\min}$  del suelo sin fibra. Para esta presión de confinamiento, el amortiguamiento aumenta en el suelo con fibra.

Adicionalmente, podemos concluir que el contenido de fibra, en el cual se encuentra el menor amortiguamiento, está entre 0.1 y 0.3 % de contenido de fibra.

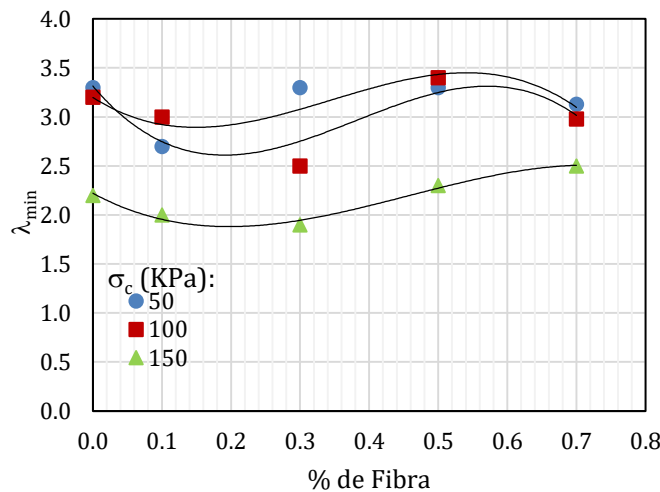


Figura 5. 28 Variación del amortiguamiento mínimo con el porcentaje de fibra

Además, las relaciones de amortiguamiento, calculadas a partir de los ensayos de triaxial cíclica (deformaciones angulares de 0.4 a 10 %) se mantienen prácticamente sin variación con respecto al contenido de fibra.

#### 5.4. VARIACIÓN DE PARÁMETROS DE MECÁNICA DE FRACTURA $K_{IC}$ Y $G_{IC}$

A continuación, se presentan los resultados de los ensayos de mecánica de fractura realizados sobre un suelo fino con diferentes contenidos de fibra de PET. Se hicieron ensayos en especímenes de pruebas de viga simplemente apoyada, mediante dos procedimientos generales: carga controlada y deformación controlada, lo cual permite hacer una comparación de los dos métodos. Los experimentos se hicieron con muestras reconstituidas con un contenido de agua óptimo y un peso

volumétrico constante, la variable de cada ensayo fue el contenido de fibra. Después de algunos ensayos, se determinaron las condiciones de falla ideales para el ensayo.

Para el cálculo de los parámetros de mecánica de fractura se utilizó la teoría de fractura de materiales elastoplásticos, expuesta en el capítulo anterior. En primer lugar, se calculó el factor de intensidad de esfuerzos crítico con la ayuda de las gráficas de carga contra la abertura de grieta. Posteriormente, al revisar los resultados, se determinó que el material utilizado no cumplía con las condicionantes de elasticidad necesarias para calcular KIC con base en la Ley de Mecánica de Fractura Lineal Elástica, por lo que se sustituyó el método de análisis por uno que contemplara la plasticidad del material (Mecánica de fractura elasto-plástica). A partir de lo anterior mencionado, se introdujeron los conceptos para el cálculo de la energía de fractura y la integral  $J$ . El valor de  $J$  depende de la forma de la curva esfuerzo-deformación. Tanto de la energía de fractura como del valor de  $J$  dependen de la condición del material, de manera que  $J$  no es tan general en su aplicación como el factor de intensidad de esfuerzos (González, 2004), sin embargo, muestra una condición más real de esfuerzos para materiales elastoplásticos.

#### **5.4.1. Ensayos de MF bajo carga controlada**

Es necesario mencionar que los ensayos de carga controlada no se emplean para determinar parámetros de mecánica de fractura (Ávila, 2006), sin embargo, estas pruebas son importantes para conocer los mecanismos de agrietamiento y compararlos con los ensayos de deformación controlada. Además, sirven para seleccionar el modo de falla más adecuado para este tipo de material.

Debido a lo expuesto anteriormente, inicialmente se realizaron dos pruebas bajo carga controlada con 0.3% de contenido de fibra (figuras 5.29 y 5.30) y una con 0.5% (figura 5.31) todas las pruebas fueron ensayadas en 0.0083 kg/min. Para todas las pruebas, los desplazamientos fueron muy bajos al iniciar la prueba, no se percibió abertura de la grieta, y al final del ensayo se producía fractura súbita de las muestras, como se puede apreciar en dichas figuras.

Así mismo, en todos los ensayos, las curvas de carga contra desplazamiento, muestran al material con un comportamiento de material frágil, por lo que no fue posible determinar las características de la curva después del pico, ya que se produce rotura súbita; esto podría deberse a la acumulación de la carga aplicada típica de un material frágil. Debido a lo anterior, se determinó que este método no es apto para evaluar el cambio de energía interna que se produce en la punta de la grieta cuando esta se propaga.

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

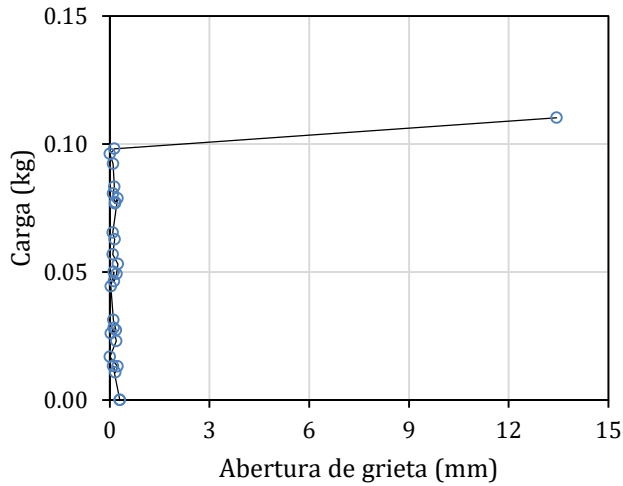


Figura 5. 29 Carga contra abertura de grieta para un contenido de fibra de 0.3% con una aplicación de carga de 0.083 kg/min (prueba 1).

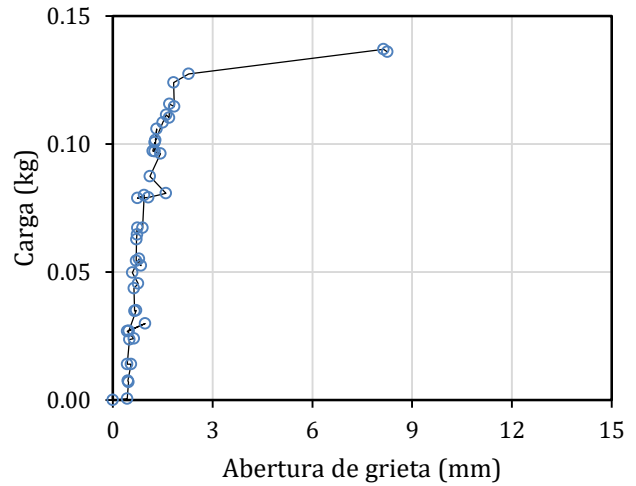


Figura 5. 30 Carga contra abertura de grieta para un contenido de fibra de 0.3% con una aplicación de carga de 0.083 kg/min (prueba 2).

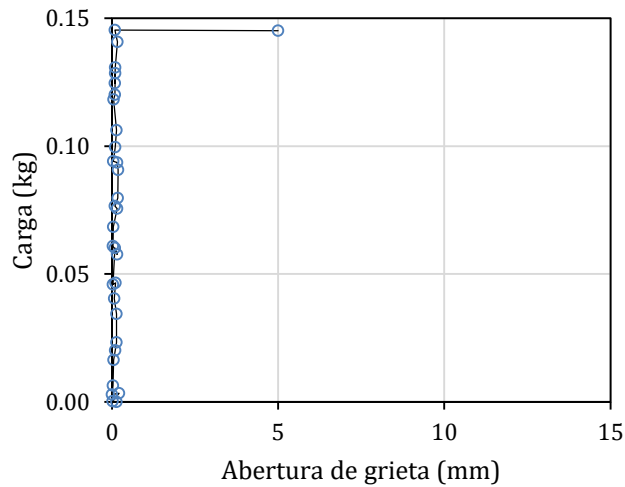


Figura 5. 31 Carga contra abertura de grieta para un contenido de fibra de 0.5% (prueba 1).

Tabla 5. 2 Valores de de  $K_{IC}$  y  $G_{IC}$  para pruebas de carga controlada

N° de prueba	% fibra	$K_{IC}$ (Mpa√m)	$G_{IC}$ (Mpa*m)
0.3_1	0.3	0.25	0.01
0.3_2	0.3	0.28	0.01
0.5_4	0.5	0.63	0.05

#### 5.4.2. Ensayos de MF bajo desplazamiento controlado

Para seleccionar la velocidad de deformación óptima que permitiera evaluar los parámetros de fractura para las probetas con contenidos de fibra diferentes, en primer lugar, se llevaron a cabo pruebas con una deformación controlada de 0.5 mm/min. Éstas pruebas se realizaron en una hora, con un desplazamiento final de 30 mm, en total se realizaron doce pruebas, tres por cada contenido de fibra.

Para estas pruebas, para la determinación del  $K_{IC}$  se consideró como carga máxima aquella en la que la grieta inicial se propagaba. Se observó que la propagación de las grietas ocurría en los primeros minutos de la prueba de manera gradual, sin embargo, no era posible determinar de manera confiable la carga máxima, debido a la alta velocidad de aplicación de la carga de estas pruebas (figura 5.32). En el Anexo 3 se presentan las gráficas de carga contra apertura de la grieta, en estas también se indican las cargas máximas de agrietamiento.

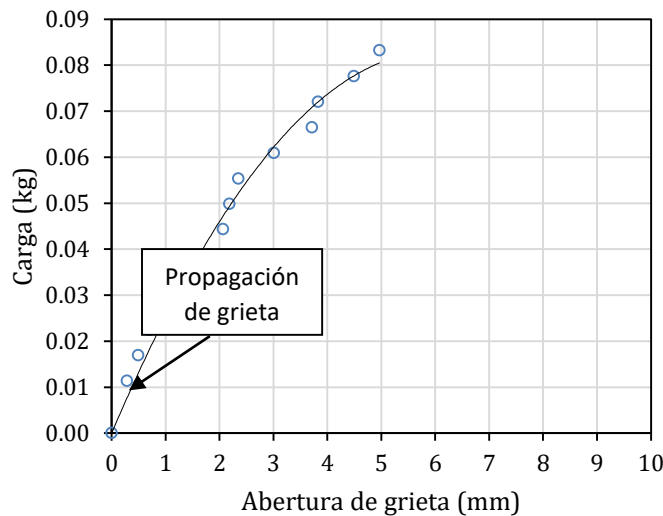


Figura 5. 32 Gráfica carga vs apertura de grieta para una muestra con contenido de fibra de 0.1 y una velocidad de deformación de 0.5 mm/min.

Con respecto a los resultados obtenidos, en la tabla 5.3 y en la figura 5.33 se muestran los valores de  $K_{IC}$  y  $G_{IC}$  para todas las muestras ensayadas. En esta tabla podemos notar una tendencia de aumento en los parámetros de fractura del material con respecto al aumento del contenido de fibra.



Tabla 5. 3 Valores de  $K_{Ic}$  y  $G_{Ic}$  para una velocidad de deformación de 0.5 mm/min

N° de prueba	% fibra	$K_{Ic}$ (Mpa√m)	$G_{Ic}$ (Mpa*m)
	0	0	0
0.1_1	0.1	0.098	0.001
0.1_2	0.1	0.051	0.000
0.1_3	0.1	0.063	0.000
0.3_1	0.3	0.101	0.001
0.3_2	0.3	0.252	0.007
0.3_3	0.3	0.202	0.005
0.5_1	0.5	0.177	0.004
0.5_2	0.5	0.214	0.006
0.5_3	0.5	0.212	0.006
0.7_1	0.7	0.303	0.010
0.7_2	0.7	0.328	0.012
0.7_4	0.7	0.252	0.007

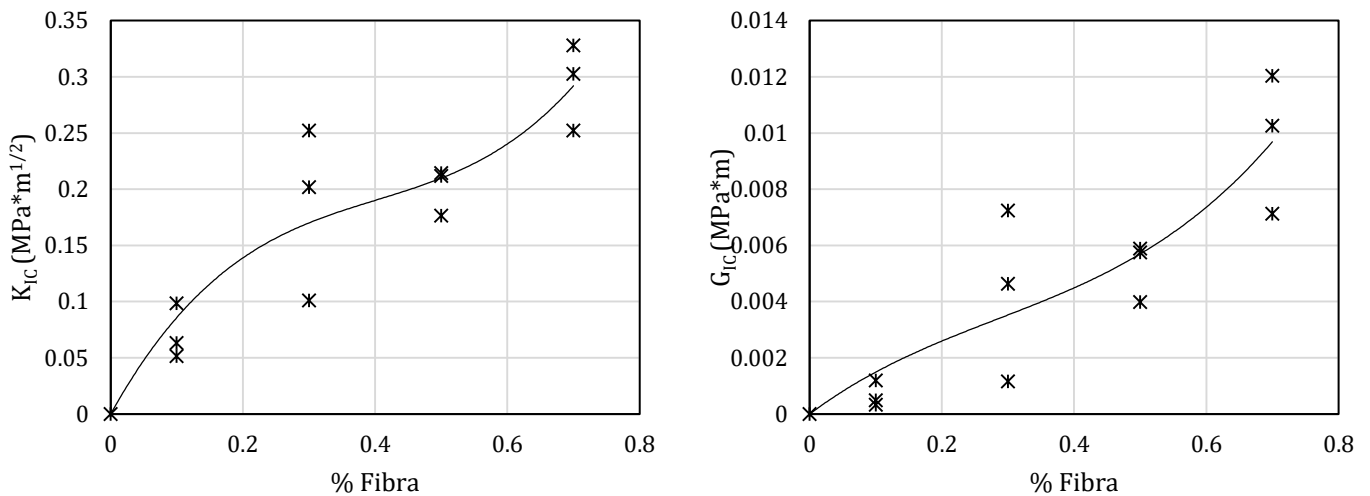


Figura 5. 33  $K_{Ic}$  y  $G_{Ic}$  para diferentes contenidos de fibra y una velocidad de deformación de 0.5 mm/min.

Por otro lado, para lograr resultados más consistentes se realizaron pruebas con una velocidad de deformación de 0.33 mm/min. Las pruebas duraron 30 min y la deformación final fue de 10 mm. En estas pruebas se pudo calcular con mayor precisión la carga de agrietamiento, además, se puede observar con mayor exactitud cómo se desarrolla el agrietamiento (figura 5.34). En el Anexo 4 se presentan las gráficas de carga contra abertura de la grieta.

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

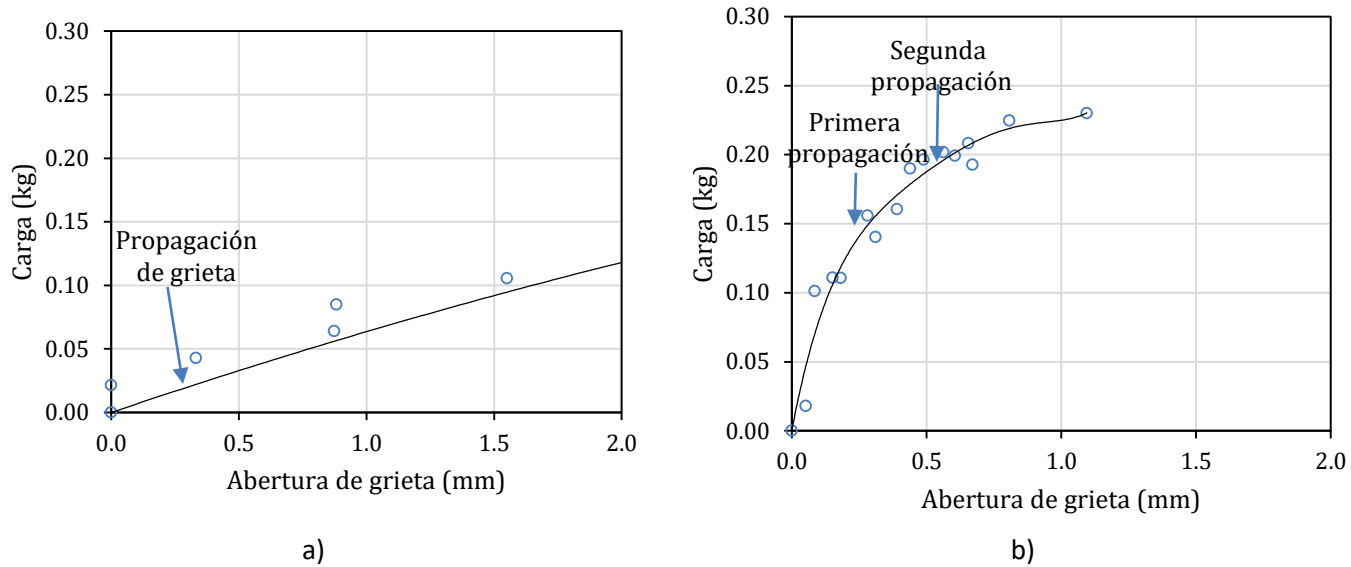


Figura 5. 34 a) Gráfica carga vs abertura de grieta para una deformación controlada de 0.5 mm/min para un contenido de fibra de 0.5% (prueba 1), b) Gráfica carga vs abertura de grieta para una deformación controlada de 0.33 mm/min para un contenido de fibra de 0.5% (prueba 3).

Con respecto a los resultados de estos ensayos, en la figura 5.35 y en la tabla 5.4 se observan los parámetros de mecánica de fractura calculados para una deformación de 0.33 mm/min, se puede notar en primer lugar que los valores para 0.1% de fibra son mayores hasta en 50% que los observados para una deformación de 0.5 mm/min, esto debido a que la prueba ensayada a 0.33 mm/min nos brinda el tiempo necesario para poder medir de manera precisa la abertura de la grieta y la carga aplicada, especialmente en aquellas muestras que presentan una resistencia muy baja a la propagación de la grieta, como es el caso de la muestra con contenido de fibra de 0.1%, para los demás contenidos de fibra, los resultados tienen variaciones menores entre ambas deformaciones aplicadas, sin embargo se consideran más consistentes los resultados obtenidos para una falla de 0.33 mm/min debido a que se pueden obtener curvas de carga vs apertura de grieta completas.

Tabla 5. 4 Valores de  $K_{Ic}$  y  $G_{Ic}$  para una velocidad de deformación de 0.33 mm/min

Nº de prueba	% fibra	$K_{Ic}$ (Mpa√m)	$G_{Ic}$ (Mpa*m)
0	0	0	0
0.1_1	0.1	0.24	0.01
0.3_3	0.3	0.28	0.01
0.3_4	0.3	0.21	0.01
0.3_5	0.3	0.33	0.01
0.5_1	0.5	0.40	0.02
0.5_2	0.5	0.48	0.03
0.5_5	0.5	0.45	0.03
0.5_6	0.5	0.50	0.03
0.7_1	0.7	0.43	0.02
0.7_2	0.7	0.25	0.01
0.7_3	0.7	0.28	0.01

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

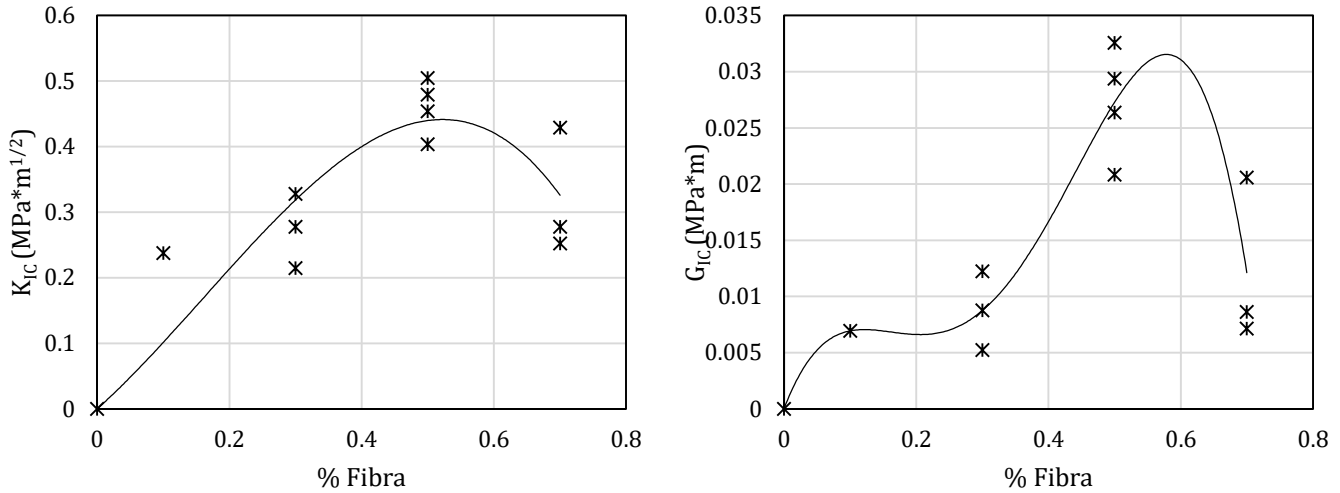


Figura 5. 35  $K_{1c}$  y  $G_{1c}$  para diferentes contenidos de fibra y una velocidad de deformación de 0.5 mm/min.

Con relación a los resultados de estas pruebas, se distingue una primera propagación de las grietas que ocurre en los primeros minutos de las pruebas, esta propagación es, en la mayoría de los casos, mínima; posteriormente existe un incremento lineal de la carga, en este punto la grieta aumenta en su apertura, esto ocurre hasta una segunda propagación, después, la propagación del agrietamiento se vuelve constante (figuras 5.36 y 5.37). En ninguna prueba se llega a la rotura total del material.

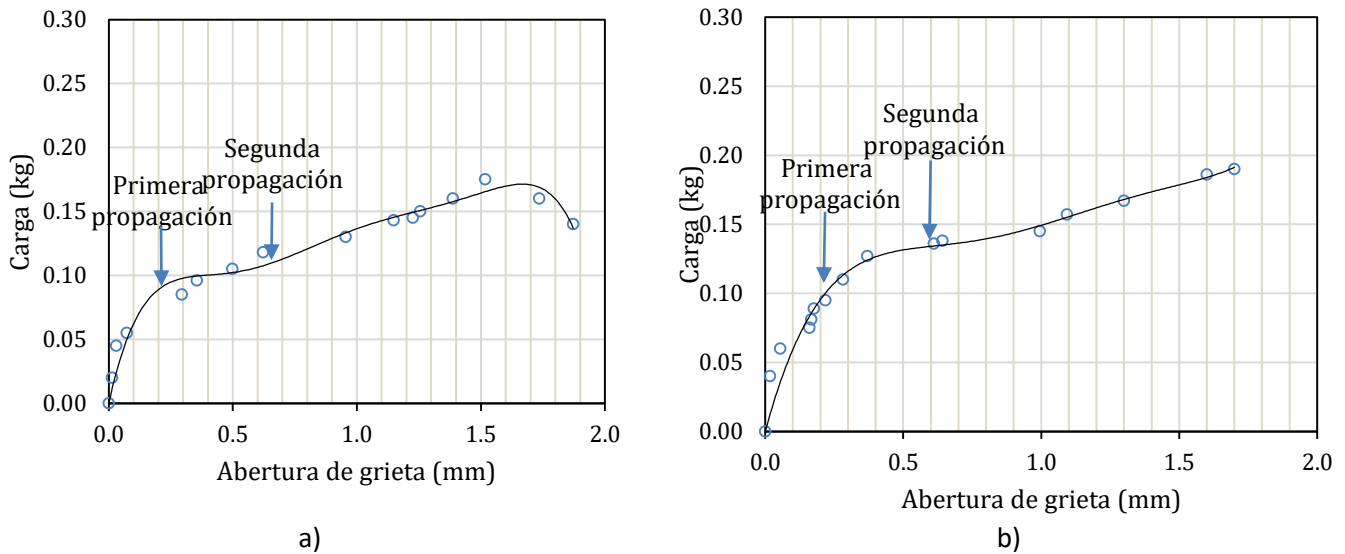


Figura 5. 36 a) Gráfica carga vs abertura de grieta para un contenido de fibra de 0.1% (prueba 1), b) Gráfica carga vs abertura de grieta para un contenido de fibra de 0.3% (prueba 1).

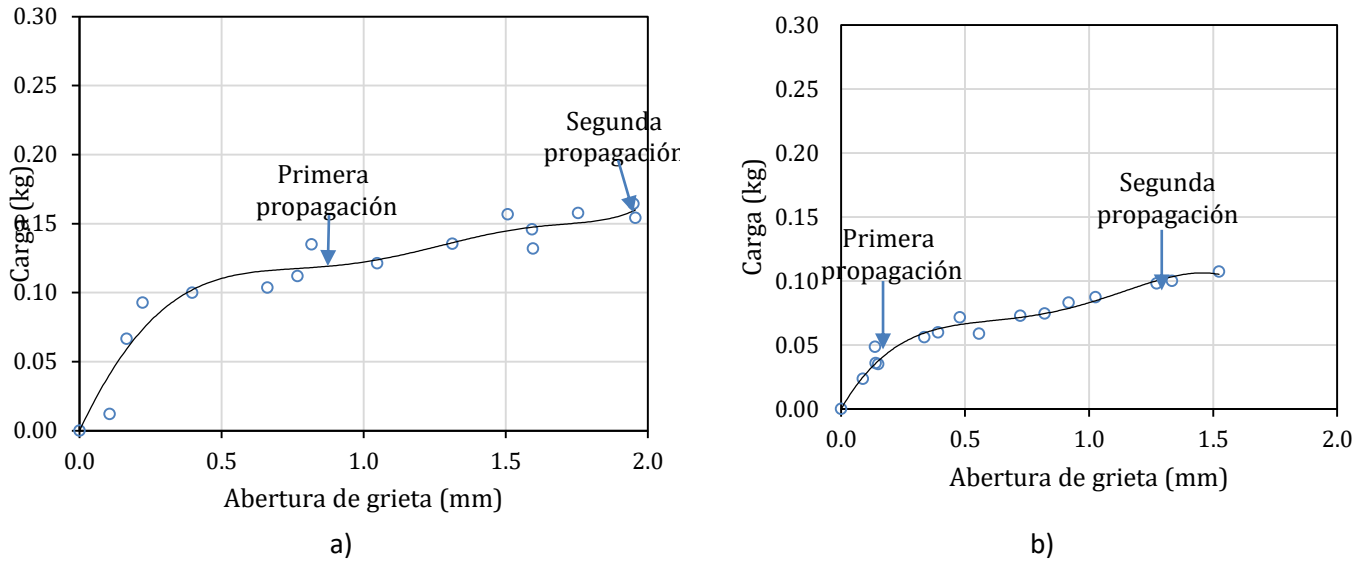


Figura 5. 37 a) Gráfica carga vs abertura de grieta para un contenido de fibra de 0.5% (prueba 1), b) Gráfica carga vs abertura de grieta para un contenido de fibra de 0.7% (prueba 1).

También se observa que el agrietamiento se propaga en dirección de la grieta inicial para contenidos menores de 0.5%. Para las pruebas con 0.5 y 0.7% el agrietamiento comienza de manera aleatoria, no siempre en la dirección de la grieta inicial, este comportamiento se vuelve más notable en las muestras con 0.7% de fibra, esto puede deberse a que las fibras inducen planos de discontinuidad, por lo que no es recomendable utilizar contenidos de fibra mayores de 0.5% para tratar el agrietamiento en este tipo de suelo. Cuando una grieta incipiente, se encuentra con las fibras, su propagación se ve limitada, sin embargo, a medida que incrementa la carga las grietas buscan propagarse en donde existan planos de debilidad en el suelo, esto es beneficiado cuando la acumulación de fibras excede de su nivel óptimo.

Así mismo, debido a la aleatoriedad de la distribución de las fibras, para un contenido de fibra de 0.7% fue difícil obtener resultados homogéneos, ya que la propagación de la grieta no iniciaba en la grieta inducida inicial, este problema se presentó en menor medida para los demás contenidos de fibra.

#### 5.4.3. Validación de $K_{IC}$

El  $K_{IC}$  se determinó con base en las normas técnicas ASTM E399 y ASTM E1820, a partir del registro de carga (P) contra desplazamiento de abertura en la entalla ( $v$ ), de donde se obtiene la carga máxima antes de la falla, mientras que del espécimen de prueba se mide el tamaño de la grieta en el punto de fractura. La carga de fractura y el tamaño crítico de grieta se sustituyen en función de K y se calcula el  $K_{IC}$ . Además, se debe verificar lo siguiente:

$$B > 2.5 \left( \frac{K_{IC}}{\sigma_t} \right)^2$$

$$W > 2B \text{ para } B > 6.35 \left( \frac{K_{IC}}{\sigma_t} \right)^2$$

$$0.45 < a/W < 0.55$$

$$S = 4W$$

$$\frac{W}{2} < D < W$$

Donde:

$K_{IC}$  = factor de intensidad de esfuerzos crítico

$B$  = ancho de viga

$W$  = altura de la viga

$\sigma_t$  = esfuerzo máximo de tensión

$a$  = longitud inicial de grieta

De acuerdo a los resultados obtenidos en esta investigación, la tabla siguiente indica que la prueba no cumple con los parámetros para calcular  $k_{IC}$  para el suelo con fibra de acuerdo con la teoría de mecánica de fractura lineal elástica. La mecánica de fractura elástica lineal (MFEL) es válida únicamente si la deformación no-lineal está limitada a una pequeña región alrededor del frente de grieta, al no ser validada la MFEL se optó por utilizar los parámetros de la mecánica de fractura para materiales elasto plásticos.

*Tabla 5. 5 Validación de la teoría de mecánica de fractura lineal elástica*

N° de prueba	% fibra	K <sub>ic</sub> (Mpa√m)	K <sub>ic</sub> (KPa√m)	σ <sub>t</sub> kPa	B (m)	2.5(k <sub>ic</sub> /σ <sub>t</sub> ) <sup>2</sup>
0	0	0	0.000	40.4	0.02	0.000
0.1_1	0.1	0.24	237.562	58.23	0.02	41.610
0.3_3	0.3	0.28	277.407	30.89	0.02	201.622
0.3_4	0.3	0.21	214.360	30.89	0.02	120.390
0.3_5	0.3	0.33	327.844	30.89	0.02	281.604
0.5_1	0.5	0.40	403.501	72.5	0.02	77.438
0.5_2	0.5	0.48	479.157	72.5	0.02	109.199
0.5_5	0.5	0.45	453.938	72.5	0.02	98.007
0.5_6	0.5	0.50	504.376	72.5	0.02	120.996
0.7_1	0.7	0.43	428.719	96.4	0.02	49.446
0.7_2	0.7	0.25	252.188	96.4	0.02	17.109
0.7_3	0.7	0.28	277.407	96.4	0.02	20.702

A pesar de que los parámetros de MFEL obtenidos no cumplen con las condiciones para ser válidos y de que existen grandes diferencias entre los resultados presentes en la literatura (figura 5.38) y los obtenidos en este estudio debido a las condiciones diferentes del tipo de ensayo realizado, análisis y condiciones iniciales del suelo en los ensayos de MF, no se puede descartar que sirven como datos cualitativos para la observación de la propagación del agrietamiento en suelos finos reforzados con fibra de PET. De acuerdo con los resultados obtenidos se aprecia que los suelos reforzados con fibras adquieren resistencia a la propagación de las grietas con respecto al aumento de fibra hasta un 0.5%, para contenidos de fibra mayores, las fibras propician la propagación del agrietamiento debido a la falta de adherencia entre suelo-fibra.

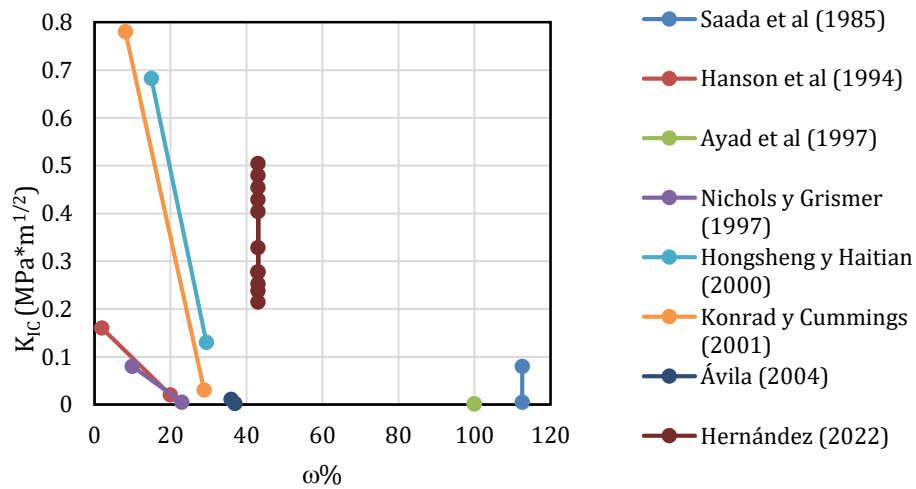


Figura 5.38 Comparación de los resultados de  $K_{Ic}$  presentes en la literatura con este estudio

#### 5.4.4. Análisis desde el enfoque de Mecánica de Fractura Elasto-Plástica

La mecánica de fractura elástica lineal (MFEL) es válida únicamente si la deformación no-lineal está limitada a una pequeña región alrededor del frente de grieta. Debido a que nuestro material estudiado no cumple con las características para ser analizado mediante la MFEL se aplica la mecánica de fractura elasto-plástica (MFEP), que admite deformaciones grandes antes de la fractura (fundamentalmente en el frente de grieta) que sean en general no-lineales.

En este orden de ideas, se determinó el valor de  $J$  mediante la teoría de mecánica de fractura elasto plástica. La integral  $J$  expresa la tasa de liberación de energía al crecer una grieta un área a lo largo de un contorno cerrado que englobe o contenga el frente de grieta y toda la zona del material que sea no lineal, es decir que plastifica. La integral  $J$  se calculó mediante la siguiente fórmula, cuyas componentes se han explicado en el capítulo 4. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 5.6.

$$J = G + \frac{2A_{pl}}{B(W - a)}$$

En donde  $A_{pl}$  representa el área debajo de la curva de carga desplazamiento para la carga y después la descarga de un componente hipotético que contiene una grieta estacionaria (sin crecimiento) fue calculada con base en las gráficas obtenidas anteriormente de carga vs apertura de la grieta como se muestra en la figura 5.39.

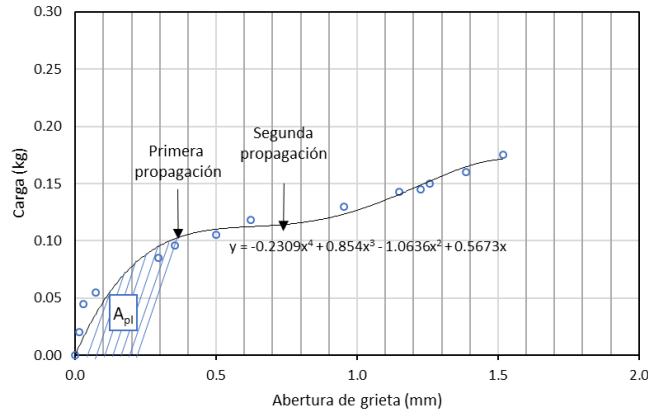


Figura 5.39 Componente plástica obtenida de la gráfica carga vs apertura de grieta para un contenido de fibra de 0.1% (prueba 1)

De acuerdo con los resultados obtenidos se aprecia que la tendencia de  $J_{IC}$  fue la misma que la obtenida para  $K_{IC}$  (figura 5.40), ya que son términos complementarios. Los suelos reforzados estudiados con fibras adquieren resistencia a la propagación de las grietas para todos los contenidos de fibra, este incremento de resistencia presenta un máximo en 0.5% de fibra, posteriormente disminuye de manera gradual. Con respecto a la tendencia observada en la figura 5.40, se estima que para contenidos de fibra mayores que 0.7, la propagación de las grietas podría ser mayor que para un suelo sin fibra.

Tabla 5.6 Valores de  $J$  para una velocidad de deformación de 0.33 mm/min

N° de prueba	% fibra	$K_{IC}$ (Mpa√m)	$G_{IC}$ (Mpa*m)	$J$ (Mpa*m)	$J$ (KPa*m)
0	0	0	0	0.000	0.000
0.1_1	0.1	0.24	0.01	0.012	12.146
0.3_3	0.3	0.28	0.01	0.014	13.968
0.3_4	0.3	0.21	0.01	0.010	10.437
0.3_5	0.3	0.33	0.01	0.017	17.445
0.5_1	0.5	0.40	0.02	0.042	42.399
0.5_2	0.5	0.48	0.03	0.044	44.280
0.5_5	0.5	0.45	0.03	0.038	37.750
0.5_6	0.5	0.50	0.03	0.038	37.750
0.7_1	0.7	0.43	0.02	0.026	25.783
0.7_2	0.7	0.25	0.01	0.012	12.324
0.7_3	0.7	0.28	0.01	0.014	13.819

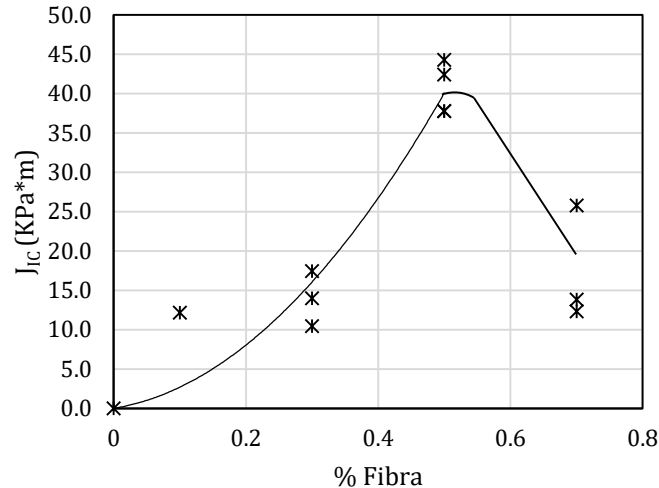


Figura 5. 40 Valores  $J_{1c}$  para diferentes contenidos de fibra

### 5.5. VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA TENSIÓN

La determinación de la resistencia a la tensión resulta esencial para estudiar el fenómeno del agrietamiento en suelos. Se considera que las grietas se inician cuando los esfuerzos de tensión superan la resistencia del suelo, además, es necesario para la validación de la MFEL.

Por esta razón, se realizaron tres ensayos de viga a flexión para cada cambio de contenido de fibra de 0, 0.1, 0.3, 0.5 y 0.7%, manteniendo las condiciones gravimétricas y volumétricas constantes en cada prueba. Debido a la dificultad de homogenización de la fibra, en algunos casos fue requerido realizar una cuarta prueba para corroborar los resultados, además, algunas pruebas fueron descartadas por no presentar las condiciones iniciales óptimas de compactación y contenido de agua deseadas.

De acuerdo a las experiencias obtenidas en las pruebas de flexión anteriores, se decidió que la mejor manera de evaluar la resistencia a la tensión es mediante pruebas a deformación controlada. Los parámetros principales obtenidos de las pruebas de flexión a deformación controlada se muestran en la tabla 5.7. en la cual, podemos observar el esfuerzo de tensión al inicio de la formación del agrietamiento y el esfuerzo de tensión máximo registrado, el cual, para contenidos de fibra menores que 0.3%, coincide con el esfuerzo de tensión al inicio de la grieta. Para contenidos de fibra mayores a 0.3% el esfuerzo de tensión máxima se presenta después.

Además, en la tabla 5.7 se registró la deformación medida con el LVDT que incluye en los puntos de aplicación de la carga y se compara con los valores de deformación medidos mediante fotogrametría, estas deformaciones se midieron en donde se ubicaba el aplicador de carga y al centro de la viga. Las mediciones realizadas con fotogrametría varían en  $\pm 2$  mm con respecto a las mediciones del LVDT, por lo que, aunque parecieran no ser tan precisas, nos dan una idea del comportamiento en la deflexión de las vigas reforzadas con PET.



Tabla 5. 7 Resultados de pruebas a flexión en vigas de suelo – fibra de PET

N° ensaye	Fibra	$\omega$ Inicial	$\omega$ Final	$\omega$ Prom.	$\gamma$	$\sigma_t$ inicio grieta	$\epsilon_T$ inicio de grieta	$\delta$ inicio grieta pistón (LVDT)	$\delta$ inicio grieta pistón (PM)	$\delta$ inicio grieta centro (PM)	$\sigma_T$ máx.	$\epsilon_T$ máx.	$\delta$ máx. pistón (LVDT)	$\delta$ máx. pistón (LVDT)	$\delta$ máx. pistón centro (LVDT)
		%	%	%	KN / m <sup>3</sup>	KPa	mm/mm	mm	mm	mm	KPa	mm/mm	mm	mm	mm
0%_2	0.00	37.60	41.10	39.35	13.43	41.79	0.03	2.10			41.79	0.03	2.10		
0%_3	0.00	40.00	38.60	39.30	13.30	39.00	0.01	0.70			39.00	0.01	0.70		
0.1%_2	0.10	43.00	42.80	42.90	13.80	60.00	0.01	1.02			60.00	0.01	1.02		
0.1%_3	0.10	43.00	42.00	42.50	13.80	57.70	0.01	0.97			57.70	0.01	0.97		
<b>0.1%_4</b>	0.10	42.00	41.30	41.65	13.80	57.00	0.02	1.52	1.19	1.79	57.00	0.02	1.52	1.19	1.79
0.3%_1	0.30	45.00	43.50	44.25	13.83	31.78	0.09	6.51			45.00	0.23	15.80		
0.3%_3	0.30	43.00	42.00	42.50	13.80	30.00	0.07	5.09			95.00	0.16	11.14		
<b>0.5%_1</b>	0.50	42.00	41.90	41.95	12.26	70.00	0.06	4.26	5.13	7.15	100.00	0.23	15.80	17.54	20.53
<b>0.5%_2</b>	0.50	40.50	39.70	40.10	12.45	75.00	0.04	2.80	0.49	1.04	105.00	0.26	17.90	16.55	24.37
<b>0.7%_1</b>	0.70	42.00	42.00	42.00	11.38	95.00	0.02	1.55	1.34	1.17	120.00	0.13	8.94	9.77	13.06
<b>0.7%_2</b>	0.70	42.00	40.00	41.00	11.18	97.80	0.08	5.32	4.69	6.04	150.00	0.21	14.93	17.68	20.39

Así mismo, las curvas esfuerzo de tensión – deformación se presentan en la figura 5.41 para contenidos de fibra de 0 a 0.7%. Las curvas esfuerzo – deformación presentan una alta dispersión en sus puntos después de iniciado la fractura en las pruebas con fibra, esto debido a la perdida de contacto entre el pistón y la viga de suelo. Sin embargo, los datos definen tendencias que se pueden ajustar a otro tipo de curvas.

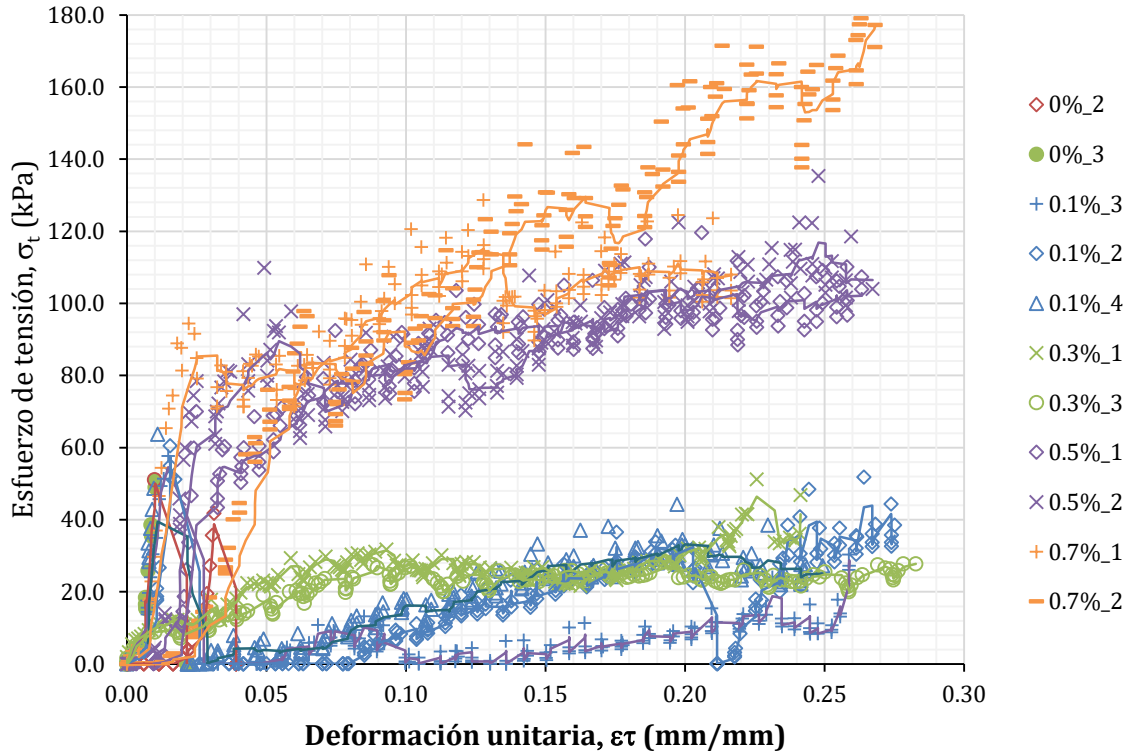


Figura 5. 41 Curvas esfuerzo de tensión – deformación

Se observa que, en la figura 5.41 las fallas por flexión en las vigas sin fibra se presentaron de manera súbita y en deformaciones unitarias bajas, alrededor de 2%, no se presenta comportamiento dúctil después de ser alcanzado el esfuerzo máximo de tensión.

Por otro lado, a diferencia del comportamiento observado para las muestras sin fibra, todas las vigas que se mezclaron con fibra de PET presentaron un comportamiento dúctil después de iniciado el agrietamiento del suelo.

También se observa que para el suelo con un contenido de fibra de 0.1% la resistencia a la tensión al inicio del agrietamiento incrementa 30 % aproximadamente con respecto a la resistencia del suelo sin fibra, de 40.4 KPa a 58.85 KPa en promedio, ambos valores máximos se presentan a una deformación unitaria de 2% aproximadamente. Sin embargo, como se puede ver en la figura 5.42, a diferencia de la viga sin fibra, la muestra con 0.1% de fibra no falla de manera súbita, sino que presenta cierta resistencia a la tensión después de iniciado el agrietamiento.



a) Inicio de agrietamiento viga sin fibra



b) Inicio de agrietamiento viga con 0.1% de fibra

*Figura 5. 42 Inicio de agrietamiento por flexión para viga de suelo sin fibra (a) y viga de suelo con 0.1% de fibra (b)*

En esta perspectiva, la resistencia a la tensión máxima del suelo con 0% y 0.1% de contenido de fibra coincide con el inicio del agrietamiento, a diferencia del suelo con 0.3% de fibra, cuya resistencia máxima se alcanza después de iniciado el agrietamiento al 20% de la deformación unitaria. Este comportamiento coincide con los parámetros de resistencia calculados anteriormente, en los cuales el contenido de fibra óptimo depende de la deformación máxima acumulada. Además, cuando se aumenta el contenido de fibra, el comportamiento de ductilidad de la fibra se hace más evidente.

Por otro lado, el esfuerzo de tensión al inicio del agrietamiento disminuye 39 % en promedio cuando se aumenta el contenido de fibra en 0.3% con respecto al del suelo sin fibra. Sin embargo, la resistencia a la tensión pos pico aumenta. Esto podría deberse a la que, para mayores contenidos de fibra, la resistencia a la tensión de las fibras comienza a actuar a mayores deformaciones (Figura 5.43).

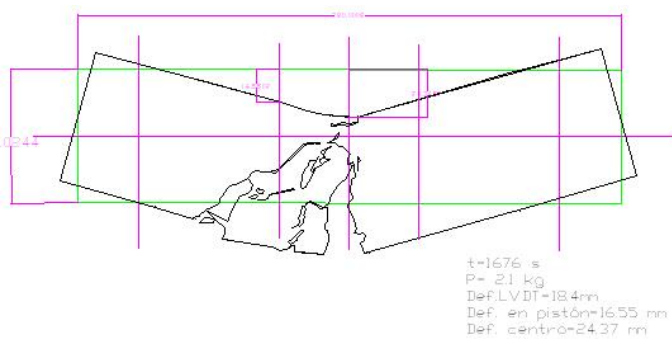


a) Falla presentada en la viga con 0.1% de fibra

b) Falla presentada en la viga con 0.3% de fibra

*Figura 5. 43 Fallas presentadas para vigas de suelo – fibra de PET de 0.1% (a) y 0.3% (b).*

Ahora bien, cuando aumenta el contenido de fibra en 0.5 y 0.7%, la resistencia a la tensión al inicio del agrietamiento y posterior a él aumentan alrededor de 50% con respecto al suelo sin fibra, siendo mayor este aumento en las vigas con 0.7% de fibra. Sin embargo, como se muestra en las figuras 5.44 y 5.45, a mayor contenido de fibra, los planos de agrietamiento se incrementan a expensas del aumento de la resistencia a la tensión.



*Figura 5. 44 Falla presentada para viga de suelo – fibra de PET de 0.5%*

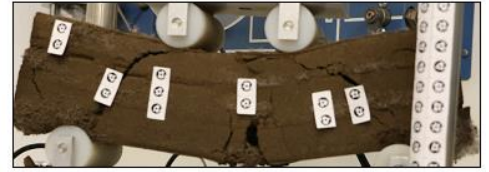
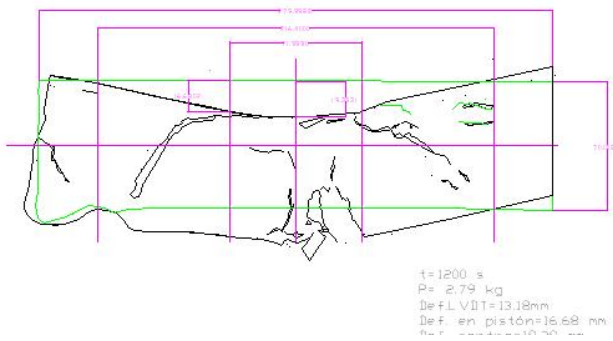


Figura 5.45 Figura 5.46 Falla presentada para viga de suelo – fibra de PET de 0.7%

Por otra parte, es importante mencionar que puede resultar conveniente conocer las relaciones entre la resistencia a la tensión y la resistencia a la compresión simple, ya que los ensayos de compresión en suelos son empleados de forma rutinaria. La comparación entre la resistencia a la compresión y la resistencia a la tensión se muestran en la tabla 5.8, donde los datos de compresión simple fueron calculados con base en la cohesión aparente obtenida de las pruebas triaxiales estáticas UU para una presión de confinamiento de 50 KPa.

Tabla 5.8 Comparación entre la resistencia a la compresión y la resistencia a la tensión.

% Fibra	$\epsilon=10\%$				$\epsilon=5\%$				$\epsilon=1\%$			
	c kPa	q kPa	$\sigma$ kPa	q/ $\sigma$ -	c kPa	q kPa	$\sigma$ kPa	q/ $\sigma$ -	c kPa	q kPa	$\sigma$ kPa	q/ $\sigma$ -
0.00	32.00	64.00	0.00	0.00	15.00	30.00	0.00	0.00	8.00	16.00	25.00	0.64
0.10	39.00	78.00	12.00	6.50	43.00	86.00	4.00	21.50	20.00	40.00	45.00	0.89
0.30	48.00	96.00	40.00	2.40	46.00	92.00	25.00	3.68	19.00	38.00	16.00	2.38
0.50	43.00	86.00	90.00	0.96	42.00	84.00	70.00	1.20	19.00	38.00	10.00	3.80
0.70	25.00	50.00	100.00	0.50	22.00	44.00	80.00	0.55	7.00	14.00	5.00	2.80

Al comparar la resistencia a la tensión de las probetas con contenidos de fibra de 0.1 y 0.3% es superior que la resistencia a la compresión, hasta 36% para 0.1% de fibra y 21% para 0.3% para niveles bajos de deformación (1%). Los contenidos de fibra superiores a 0.3% presentan una menor resistencia a la tensión en comparación con la resistencia a la compresión.

Por el contrario, para altos niveles de deformación (10%) las muestras con 0.5 y 0.7% de fibra tienen una mayor resistencia a la tensión que a la compresión, esto debido a que la resistencia a la tensión post pico es mucho mayor para estos contenidos de fibra.

Finalmente se presenta en la figura 5.47 una comparación de resultados de pruebas para la determinación de la resistencia a la tensión de distintos autores y los resultados obtenidos en esta investigación. De esta figura podemos observar en primer lugar que existe concordancia en los resultados obtenidos y, además, se puede percibir el aumento de la resistencia a la tensión al incluir las fibras de PET como refuerzo en suelos finos.

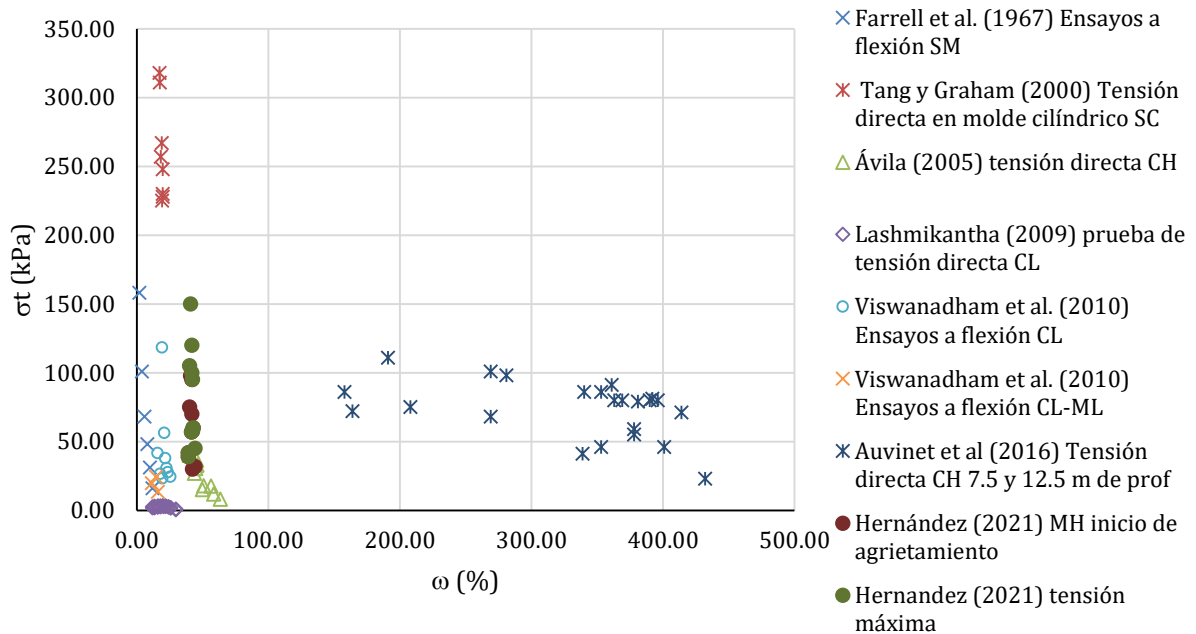


Figura 5. 47 Comparación de resultados de resistencia a la tensión

#### 5.4. MORFOLOGÍA DEL AGRIETAMIENTO

Para conocer el efecto de la fibra de *PET* en muestras de arcilla, se sometieron a desecación muestras con diferentes contenidos de fibra con propiedades iniciales conocidas y se registró la variación del contenido de agua, así como el inicio y evolución del agrietamiento de dichas muestras con respecto al tiempo.

Esta parte experimental se realizó en colaboración con la UPC, por lo que el suelo fino ensayado fue diferente al que se estaba estudiando anteriormente. Las pruebas se realizaron sobre una muestra de arcilla arenosa de baja plasticidad proveniente del sitio de Agrópolis, en la región de Delta del Llobregat, cerca del aeropuerto internacional de Barcelona. Sin embargo, ya que la finalidad de este estudio es valorar las fibras de PET como posible reductor del agrietamiento en suelos finos este tipo de suelo resulta válido para los objetivos de esta investigación.

De esta manera, para cuantificar el efecto del contenido de fibra en el proceso de agrietamiento, se midió el *CIF*, a lo largo del proceso de estas pruebas. Como resultado, en la figura 5.48 se aprecia que el *CIF* disminuye con respecto al contenido de fibra, además, para todas las muestras con fibra, se nota que el inicio del agrietamiento se presenta a un contenido de agua de 25 % aproximadamente.

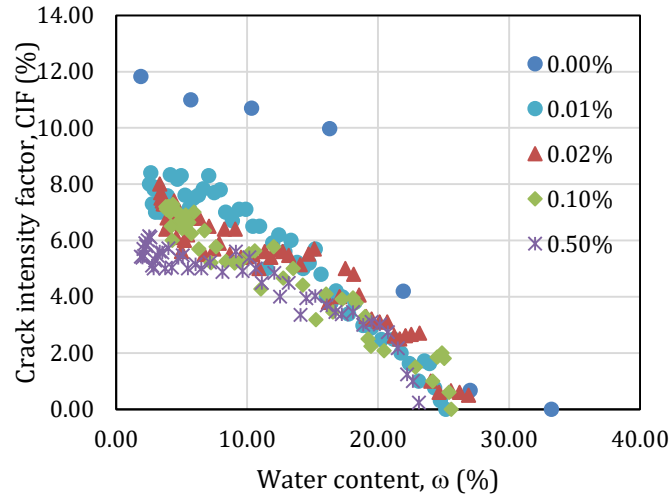


Figura 5. 48 Variación del CIF con el contenido de agua para muestras con diferentes contenidos de fibra

De la misma forma, el CIF máximo de la arcilla disminuye 20 % para el mínimo contenido de fibra utilizado (0.005 %), después, disminuye gradualmente en 25, 30 y 45 % para los demás contenidos de fibra. El hecho de que no se note una variación muy drástica en los contenidos de fibra mayores a 0.005 % podría indicar que se ha llegado al contenido de fibra óptimo.

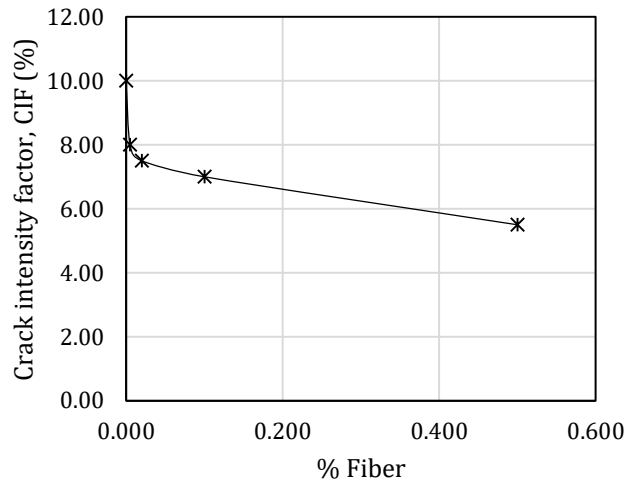
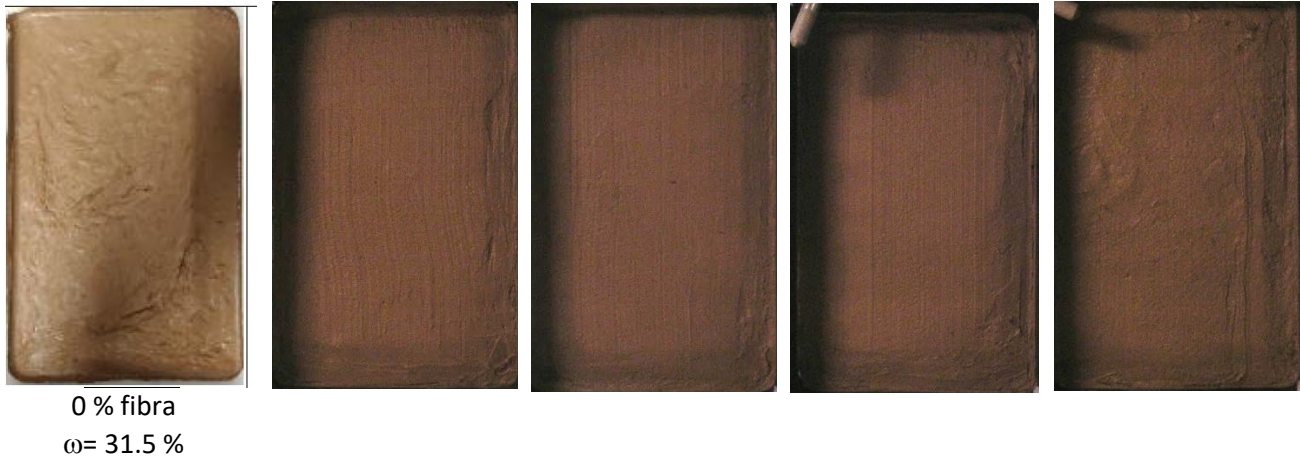


Figura 5. 49 CIF vs % de fibra

A continuación, de la figura 5.50 a la 5.54 se muestra la evolución del agrietamiento en las distintas muestras con porcentajes de fibra variados; para todas estas figuras observamos que el agrietamiento comienza en los bordes de las muestras debido a una contracción volumétrica del material. Posteriormente, las muestras con 0.1 y 0.5 % de fibra no presentan agrietamiento central con la desecación.



Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)



0 % fibra  
 $\omega = 31.5 \%$

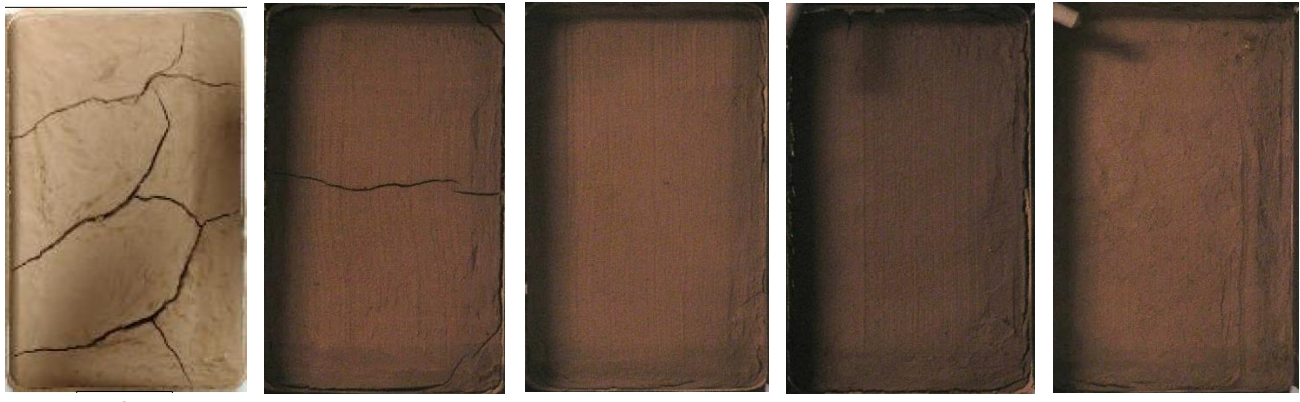
0.005 % fibra  
 $\omega = 27.27 \%$

0.02 % fibra  
 $\omega = 29.73 \%$

0.1 %  
 $\omega = 29.13 \%$

0.5 %  
 $\omega = 28.48 \%$

Figura 5. 50 Muestras desecadas a las 24 h



0 % fibra  
 CIF= 3.23

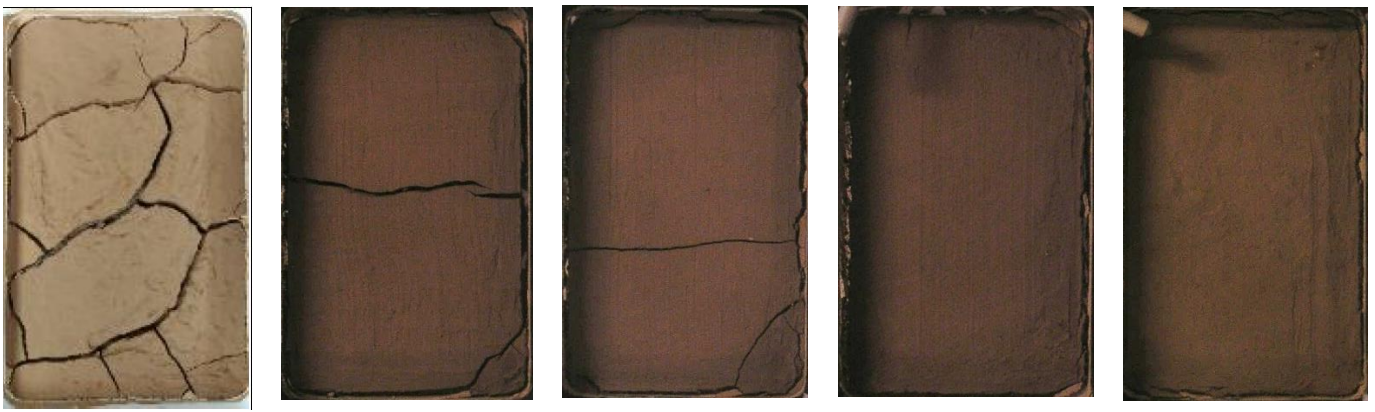
0.005 % fibra  
 $\omega = 21.18 \%$   
 CIF= 2.49

0.02 % fibra  
 $\omega = 24.24 \%$   
 CIF= 0.8

0.1 %  
 $\omega = 22.85 \%$   
 CIF= 1.5

0.5 %  
 $\omega = 23.11 \%$   
 CIF= 0.24

Figura 5. 51 Muestras desecadas a las 48 h



0 % fibra  
 CIF= 6.77

0.005 % fibra

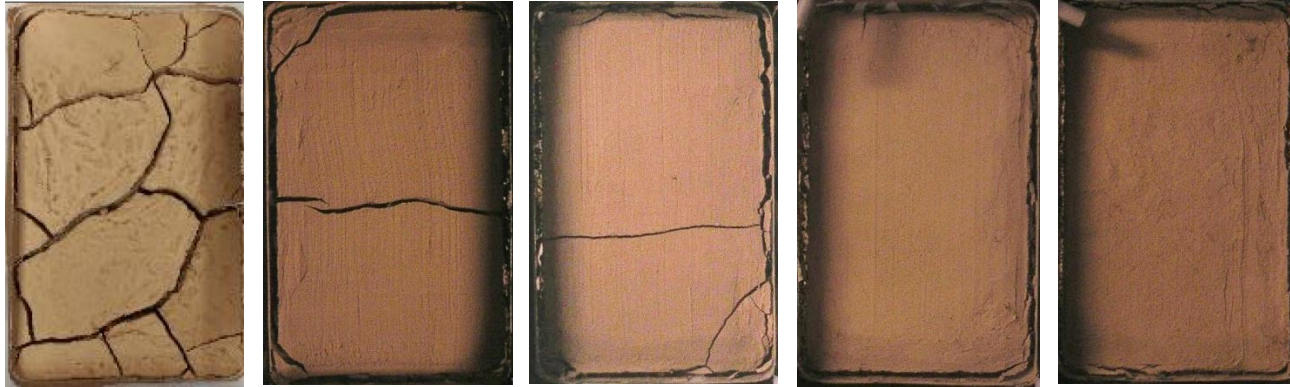
0.02 % fibra

0.1 %

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

$\omega = 14.73\%$  CIF= 5.2       $\omega = 18.64\%$  CIF= 4       $\omega = 16.02\%$  CIF= 3.5       $\omega = 17.85\%$  CIF= 3.4  
 $\omega = 0.5\%$

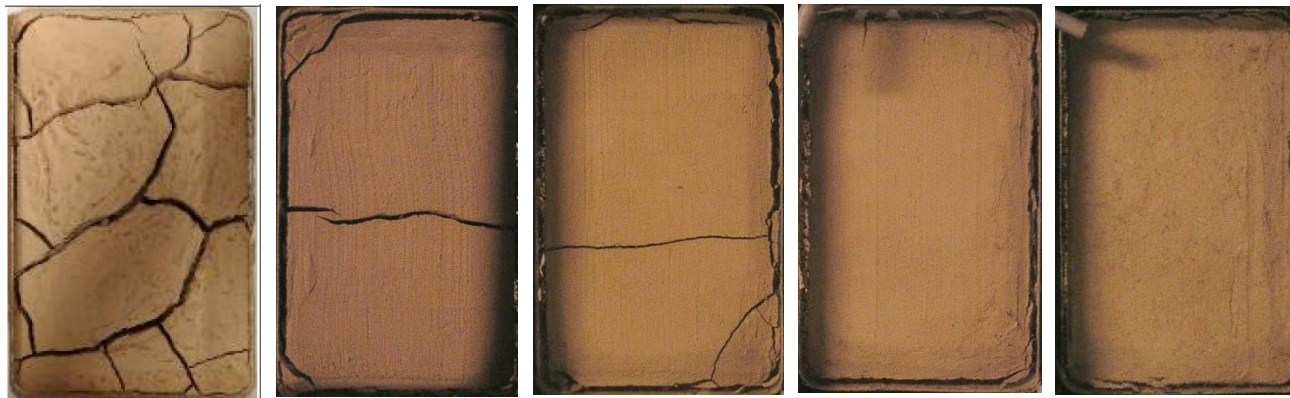
Figura 5. 52 Muestras desecadas a las 72 h



0 % fibra  
 CIF= 9.41

0.005 % fibra      0.02 % fibra      0.1 %      0.5 %  
 $\omega = 4.40\%$        $\omega = 8.26\%$        $\omega = 5.74\%$        $\omega = 6.49\%$   
 CIF= 7.5      CIF= 6.4      CIF= 6.24      CIF= 5

Figura 5. 53 Muestras desecadas a las 120 h



0 % fibra  
 $\omega = 2.2\%$   
 CIF= 10

0.005 % fibra      0.02 % fibra      0.1 %      0.5 %  
 $\omega = 2.0\%$        $\omega = 3.3\%$        $\omega = 3.7\%$        $\omega = 1.8\%$   
 CIF= 8      CIF= 7.5      CIF= 7      CIF= 5.5

Figura 5. 54 Muestras desecadas a las 166 h

En este sentido, podemos observar que para la muestra ensayada sin fibra, transcurridas 24 h, se exhibe una primera grieta en sentido longitudinal a la bandeja; en 48 h, el agrietamiento es intenso y hay un cambio a más claro en la tonalidad del color del suelo; a las 72 h, hay un ligero incremento en el agrietamiento; pasadas las 96 h, no se distinguen aparición de nuevas grietas, sin embargo, se identifican tonalidades distintas en el suelo, siendo esto un indicativo de que la

evaporación no es homogénea, ya que las tonalidades oscuras presentan menor agrietamiento. A partir de las 144 h, el suelo presenta un color uniforme en toda la superficie (Encalada, 2018).

En contraste a lo anterior, para las muestras con 0.005 y 0.02 % de fibra, se forma una contracción en los bordes, seguido de una grieta que aparece casi en la parte central de la bandeja y que inicia justo en el centro, esta grieta aparece dentro de las primeras 48 h para un contenido de fibra de 0.005 % y en 72 h para la muestra de 0.02 % de fibra; siguiendo con el proceso de agrietamiento, se nota la aparición de grietas en las esquinas de las muestras anteriormente descritas.

## 5.5. APLICACIONES

Después de hacer una revisión minuciosa del comportamiento de suelos finos reforzados con fibras sintéticas y de acuerdo con los resultados de esta investigación, se explican a continuación las posibles aplicaciones del suelo reforzado con fibra de PET, sus ventajas, limitaciones y recomendaciones:

### a) Protección y reparación de taludes

Una potencial aplicación que se había planteado al inicio de esta investigación era el posible uso del suelo fino mezclado con fibra como protección contra erosión en taludes, originado por fenómenos naturales o antrópicos y cuyos agentes causantes son la fuerza eólica o la fuerza hídrica.

La erosión comprende el desprendimiento, transporte y posterior depósito de materiales de suelo o roca. Sin duda, la erosión es uno de los principales problemas que afectan la estabilidad de los taludes. La profundidad y la rapidez de la meteorización, la alta erosionabilidad de los materiales, la tectónica, la topografía y sobre todo la intensidad de las lluvias hacen que los problemas de erosión sean especialmente difíciles. El problema de la erosión no es un problema de corte profundo sino un problema de fuerzas en la superficie del suelo; la influencia de la geometría y la localización de las partículas tienen gran influencia. Las partículas en la superficie están expuestas a fuerzas netas menores que las que están debajo de la superficie y cuando existe orientación de la partícula, la erosión es mucho menor (Garnica y Pérez 2012).

En este orden de ideas, la mezcla de fibras sintéticas con suelo utilizado como recubrimiento superficial en un suelo limoso de alta plasticidad aumenta la cohesión y la resistencia al esfuerzo cortante del material superficial del talud reduciendo la probabilidad de deslizamiento por erosión, como se puede observar en la tabla 5.9 además, el comportamiento de falla frágil, cambiaría a uno más dúctil, por lo que las fallas que pudieran ocurrir no serían de forma inminente.

Así mismo, el uso de fibras sintéticas como refuerzo en suelos finos, no solo incrementa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, sino que, además, reduce el factor de agrietamiento del suelo y aumenta su resistencia a la tensión, que es de importancia debido a que los cambios climáticos a los que está sometido el talud producen expansiones, contracciones térmicas, humedecimiento y secado produciendo agrietamientos. Al introducirse agua en las grietas que presente el talud se origina un incremento en las fuerzas actuantes o aparición de fuerzas de filtración pudiendo provocar la falla del mismo.

Además, los suelos mezclados con fibras distribuidas al azar se pueden usar como parches en la reparación localizada de taludes con fallas superficiales, ya que puede acomodar la forma irregular de las pendientes fallidas. La colocación de la mezcla se puede realizar con un sistema de concreto lanzado o mediante métodos de compactación tradicionales.

Para esta aplicación se recomienda que se utilice un porcentaje de fibra entre el 0.05 y 0.1% del peso del suelo seco, únicamente para evitar la erosión superficial del talud. Para este caso se deberá utilizar un equipo convencional de concreto lanzado y preparar el suelo con la fibra a un contenido de agua adecuado para la correcta manipulación y colocación del suelo-fibra, se recomienda que este contenido de agua no sea mayor que el límite líquido del suelo.

Este procedimiento se tendrá que repetir en caso de que el material sea lavado por lluvias con altas precipitaciones, para definir esto, se requieren modelos que evalúen el comportamiento del suelo-fibra en diferentes condiciones ambientales. Por lo que, hasta el momento solo se recomienda este uso en regiones con niveles de precipitación bajos o para obras temporales.

Por otro lado, si se requiere garantizar que la protección del talud sea más duradera y eficiente, se recomienda recubrir el talud con suelo y fibra entre 0.3 y 0.5% del peso seco del suelo compactado a su contenido de agua óptimo, esto además de reducir la erosión, aumentará la resistencia a la tensión del suelo y al esfuerzo cortante.

*Tabla 5. 9 Parámetros evaluados*

Parámetro medido	% fibra		
	0	0.3	0.5
$c^*$ (Kpa)	32.00	48.00	43.00
$\phi^*$ (°)	9.70	15.17	15.30
$E_0$ (Kpa) para $\sigma_3=50$ Kpa	0.12	0.28	0.33
$E_0$ (Kpa) para $\sigma_3=100$ Kpa	0.23	0.45	0.53
$E_0$ (Kpa) para $\sigma_3=150$ Kpa	0.38	0.60	0.74
$\sigma_{\tau}^*$ (kPa)	0.00	40.00	90.00
$J_{ic}$ (Mpa*m)	0.00	0.01	0.04
$G_{max}$ (MPa) para $\sigma_3=50$ Kpa	45.00	50.00	42.00

\*Parámetros calculados para una  $\varepsilon=10\%$

Para estas aplicaciones se debe cuidar que no existan estructuras en la parte superficial del talud que se vean afectadas por deformaciones unitarias mayores al 10%. De ser así, se debe considerar que su estado de servicio puede disminuir.

Además, se recomienda su uso en taludes de cortes carreteros con un Índice General de Estabilidad para Cortes Carreteros ( $IG_{ECC}$ ) menor a 250 correspondiente a taludes de baja inestabilidad, debido a que esta investigación deberá ser sustentada en pruebas de campo y en condiciones reales de operación para asegurar su nivel de confianza.

#### b) Vertederos

El uso de fibras sintéticas en el refuerzo del revestimiento y cubiertas de los vertederos, es una aplicación viable ya que elimina la necesidad de anclaje que existe con el refuerzo plano y reduce las barrancas de erosión (Hejazi et al, 2012). Además, protegen contra las pérdidas ocasionadas por fugas, previenen la infiltración, mejoran la circulación de fluidos, protegen las aguas subterráneas y aíslan los suelos contaminados, ya que ayuda a prevenir la formación de grietas por tensión y a reducir el potencial de expansión en arcillas, también, ofrecen isotropía de resistencia y limitan los posibles planos de debilidad que pueden desarrollarse paralelamente al refuerzo orientado.

Para esta aplicación se recomienda utilizar un contenido de fibra de 0.3%, el suelo-fibra deberá ser compactado a su  $w_{opt}\%$  en campo. No se recomiendan colocar estructuras en la cubierta del vertedero, en caso de que se requiera la colocación de estructuras, el uso de suelo-fibra como refuerzo, deberá complementarse con algún método de mejoramiento que permita disminuir los asentamientos en el terreno.

#### c) Estructuras de retención de agua

El refuerzo de suelo-fibra de PET podría ayudar a disminuir el potencial de tubificación de obras de retención de agua como bordos y núcleos de presas de tierra o enrocamiento, originado por sufusión, erosión o agrietamiento.

En primer lugar, las fibras generan puentes de contacto entre las partículas finas del suelo, haciendo que el gradiente crítico aumente y disminuya el potencial de tubificación. Además, los contactos que generan las fibras ayudan a disminuir el agrietamiento por esfuerzos de tensión, esto es importante ya que las estructuras de retención de agua están normalmente sometidas a cambios de humedad, lo que generan grietas por tensión, principalmente en la parte superficial de las estructuras, estas grietas también ayudan a generar tubificación en los suelos finos.

Aunque de manera cualitativa se aprecia la capacidad del suelo-fibra PET para aumentar el gradiente hidráulico crítico y disminuir el potencial de agrietamiento, algunas pruebas deben ser realizadas para cuantificar su efecto directamente.

Sin embargo, de acuerdo con esta investigación, el porcentaje de fibra que se recomienda utilizar para esta aplicación es de 0.5%, ya que es el contenido de fibra en el cual se desarrolla una mayor resistencia a la tensión, además de tener un efecto positivo en la resistencia al esfuerzo cortante y al agrietamiento.

Podemos concluir que, el contenido de fibra óptimo no es una constante para el mejoramiento de suelos finos, ya que como vimos anteriormente, las propiedades físicas y mecánicas del suelo con

fibra cambian con respecto a la deformación máxima seleccionada, el contenido de fibra y las propiedades índice del material. Por lo tanto, el contenido de fibra óptimo dependerá del uso que necesitemos. En la siguiente tabla se presentan los contenidos de fibra óptimos con relación a los parámetros evaluados y su porcentaje de mejoramiento con respecto al suelo sin fibra para un MH.

*Tabla 5. 10 Contenido de fibra óptimo de acuerdo al parámetro mecánico a mejorar*

Parámetro a mejorar	% fibra óptimo	$\omega\%$	$\gamma$	% de mejoramiento
Resistencia a la compresión	0.3	optimo	Optimo	Aumento de $c_{uu}$ y $\phi_{uu}$ entre el 60 y 70% para deformaciones unitarias entre 5 y 10% y 50% para deformaciones unitarias menores
$G_{max}$	0.3	optimo	Optimo	Aumento del 25% en presiones de confinamiento entre 50 y 100 KPa
CIF	Menor que 0.1	Mayor que $\omega_L$	slurry	Disminución del agrietamiento hasta un 69%
Resistencia a la tensión para deformaciones unitarias mayores del 5%	0.3	optimo	optimo	Aumento de $\sigma_t$ hasta 70%
Resistencia a la tensión para deformaciones unitarias entre 5 y 1%	0.1-0.3	optimo	optimo	Aumento de $\sigma_t$ hasta 25%

## 5.6. TÉCNICAS UTILIZADAS EN EL ANÁLISIS DE IMÁGENES

A lo largo de esta investigación se utilizaron distintos métodos de análisis de imágenes para medir algunos parámetros de interés. En la siguiente tabla se presenta un resumen de los métodos utilizados.

Tabla 5. 11 Análisis de imágenes

Parámetro medido	Equipo utilizado	Programa utilizado	Funcionamiento	Observaciones
CIF	Cámara fotográfica digital Olympus C-5050Z	MatLab (Crack Filter)	Por medio de filtros aplicados a las fotografías, el programa es capaz de detectar el área agrietada entre el área de la superficie total	Es adecuado para la medición del CIF y de algunos parámetros de las grietas tales como longitud y abertura.
Medición de abertura de grieta para el cálculo de $K_{IC}$	Cámara fotográfica Canon EOS 7D	AutoCAD	La imagen se escala con respecto a puntos fijos directamente medidos en AutoCAD	No considera la curvatura del foco de la cámara, es un método no tan preciso, los resultados dependen de las observaciones del operador.
Deflexión en pruebas de resistencia a la tensión	Cámara fotográfica Canon EOS 7D	PhotoModeler	Usando múltiples fotografías, podemos calcular la posición de un punto en el espacio 3D	Método adecuado para medir las deflexiones máximas con precisión, sin embargo, el objeto a medir debe de estar estático, por lo que no sirve para medir directamente la deflexión durante toda la ejecución de la prueba

La utilización de Crack Filter es adecuada para la medición del CIF y de algunos parámetros de las grietas tales como longitud y abertura. Sin embargo, al ser un programa que trabaja con contrastes, si no se logra una iluminación homogénea a lo largo de la prueba, las sombras que se forman en las imágenes podrían ser confundidas con grietas (figura 5.55).

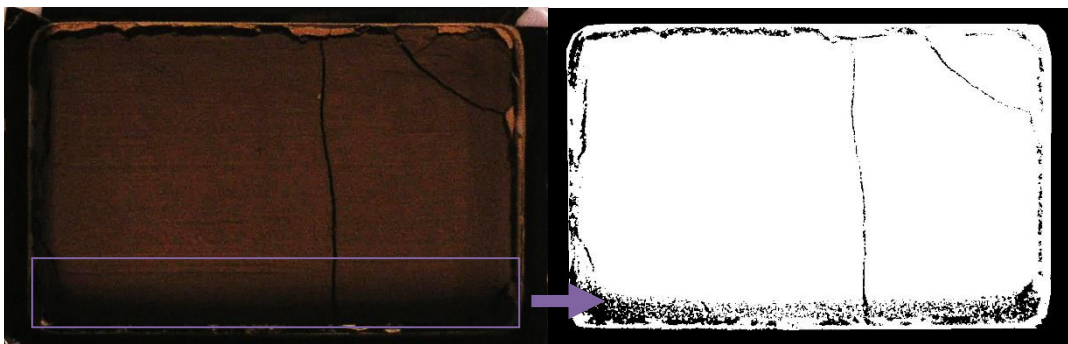


Figura 5. 55 Errores en la medición del CIF

En general este método de medición se puede utilizar siempre y cuando podamos obtener contrastes de color en el objeto que deseamos medir, una correcta iluminación y que el objeto no esté en movimiento.

Por otro lado, la medición directa de las imágenes en AutoCAD resultó poco precisa, ya que este método no toma en cuenta la corrección de la curvatura del foco de la cámara y su interpretación depende al 100% de la nitidez de la fotografía, el criterio de medición y el operador.

La ventaja de este método es que las fotografías utilizadas fueron extraídas de un video tomado con la cámara digital, por lo que se puede apreciar la evolución de las mediciones a lo largo de la prueba.

Finalmente, con PhotoModeler podemos tener una mejor precisión en la modelación de nuestro objeto con la ayuda de los targets, que son colocados para tener una mayor exactitud en la escala considerada, esto nos permite medir cualquier parámetro que necesitemos de manera directa por medio de la exportación de líneas y puntos en AutoCAD (figura 5.56).

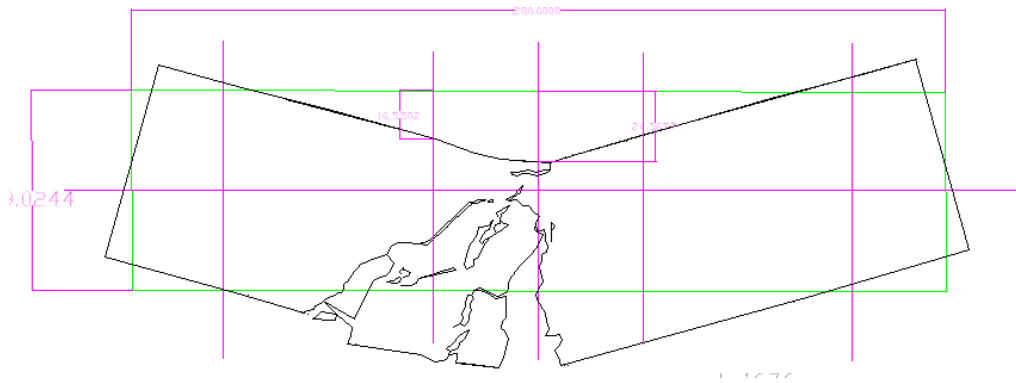


Figura 5.56 Modelo exportado de PhotoModeler

La precisión registrada para este método fue de  $\pm 2$  mm, esto se obtuvo comparando las deflexiones en el centro de los diferentes puntos de aplicación de la carga de las pruebas de flexión medidas con LVDT y medidas con PhotoModeler.

La desventaja de este método es que no se puede medir directamente la deflexión durante toda la ejecución de la prueba, la captura de las imágenes debe hacerse con el objeto estático.

Para resolver este problema, se recomienda utilizar un método de Correlación Digital de Imágenes (*DIC* por sus siglas en inglés), esta es una técnica óptica experimental, que permite examinar sin contacto el campo tridimensional completo de desplazamientos, deformaciones y amplitudes de vibración en prácticamente cualquier tipo de material, pudiendo así determinar la resistencia del mismo mediante los puntos concretos de deformación.

La técnica *DIC* es, en cambio, una herramienta avanzada muy versátil para el análisis mecánico de materiales que permite alcanzar el rango de grandes deformaciones en aplicaciones tanto estáticas como dinámicas. Consiste en el análisis del movimiento de un patrón aleatorio de puntos ubicados en la superficie de la muestra. Mediante el post procesamiento de las imágenes, adquiridas durante el ensayo por dos cámaras instaladas frente a la muestra, es posible visualizar con gran resolución el campo de desplazamientos y deformaciones en toda la geometría de la muestra. El resultado es un método sencillo de implementar y mucho más versátil, aplicable prácticamente a cualquier material que no refleje la luz que necesariamente incide en el mismo durante el ensayo (IQS Tech Transfe, 2018).



## 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

Se realizó un programa de laboratorio para conocer las características deformacionales y conocer los mecanismos y variables de inicio y propagación de grietas de un suelo fino, clasificado como un limo de alta plasticidad recuperado a una profundidad de 0.5 m, mezclado con diferentes contenidos de fibra de *PET* de 0, 0.1, 0.3, 0.5, 0.6 y 0.7 % respecto al peso del suelo seco y en condiciones óptimas de compactación.

A continuación, se presentan las conclusiones de manera global del estudio actual y las recomendaciones para futuras investigaciones, con el fin de tener una visión unificada de los aportes de este trabajo al avance del conocimiento de suelos reforzados con fibras sintéticas

### 6.1. OBSERVACIÓN MICROSCÓPICA

Para observar la interacción del suelo con la fibra de *PET* en diferentes proporciones, se realizaron fotografías con la ayuda de un microscopio electrónico de barrido *SEM JEOL 7600*, este permite la observación y caracterización superficial de materiales inorgánicos y orgánicos, entregando información morfológica del material analizado

Cuando se aumenta el contenido de fibra en 0.1 y 0.3 %, se puede notar que la fibra actúa como un medio para unir los elementos que componen al suelo; el suelo muestra una estructura menos dispersa al unirse por medio de la fibra de *PET*, lo que podría mejorar su comportamiento mecánico. Las fibras entrelazan las partículas y grumos de partículas para formar una matriz unitaria y coherente de suelo.

Sin embargo, cuando el contenido de fibra sobrepasa el 0.5 % se observan planos de discontinuidad propiciados por el alto contenido de fibra. Para estos porcentajes, la fibra podría ser perjudicial, ya que su exceso puede inducir planos de discontinuidad y propiciar la propagación de grietas.

### 6.2. COMPORTAMIENTO ESTÁTICO

Para determinar los parámetros de resistencia y comparar el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo con distintos contenidos de fibra, se efectuaron pruebas triaxiales tipo *UU* (no consolidadas y no drenadas) bajo carga estática para muestras de un mismo suelo con contenidos de fibra de 0, 0.1, 0.3, 0.5, 0.6 y 0.7 %. Dichos ensayos se realizaron a deformación controlada, variando la presión de confinamiento en 50, 100 y 150 KPa. Las muestras fueron preparadas en condiciones óptimas de compactación por amasado, dichas condiciones fueron obtenidas mediante pruebas de compactación previas.

En las pruebas de compactación por amasado no se observan variaciones relevantes en el peso volumétrico seco máximo, así como el contenido de agua óptimo conforme se aumenta el contenido de fibra del suelo.

De acuerdo con las gráficas esfuerzo-deformación obtenidas en las pruebas triaxiales *UU*, se observó que la resistencia a la compresión se acrecienta con respecto al contenido de fibra en todas las presiones de confinamiento para deformaciones unitarias mayores al 15 %. Por otra

parte, para deformaciones unitarias menores de 15 % el contenido de fibra óptimo varía dependiendo de la deformación seleccionada, ya que las fibras de las probetas con menores contenidos de fibra (0.1 y 0.3 % de fibra) comienzan a actuar a menores deformaciones en comparación con las de mayor contenido (0.5 y 0.7 % de fibra).

Por su parte, ya que el material se encuentra parcialmente saturado, la resistencia máxima se incrementa con el aumento del esfuerzo de confinamiento, lo que nos da como resultado un ángulo de fricción aparente distinto de cero. Dadas estas condiciones, se advierte un aumento del ángulo de fricción aparente con respecto al contenido de fibra hasta 0.5 %, después de este porcentaje se nota un descenso del valor del ángulo de fricción, su valor máximo rebasa 50 % del calculado para un suelo sin fibra.

La cohesión no varía para un suelo sin fibra y uno con 0.1 % de fibra; para porcentajes mayores de 0.1 % la cohesión aumenta hasta un valor de 47.5 % mayor al suelo sin fibra, correspondiente a un contenido de fibra de 0.7 %. Es conveniente señalar que la cohesión disminuye conforme se incrementa el grado de saturación y decrece de manera importante al llegar al grado de saturación correspondiente al óptimo (Flores y Linares, 2007) para suelos parcialmente saturados.

Las fallas observadas en las probetas de suelo adicionado con fibra fueron plásticas, además se puede ver un ligero agrietamiento en las muestras ensayadas con fibra debido a que la presencia de este puede inducir planos de discontinuidad cuando su porcentaje llega a ser significativo.

El módulo de Young aumenta respecto al contenido de fibra propiciado por el incremento de la capacidad de deformación del suelo.

### **6.3. COMPORTAMIENTO DINÁMICO**

Para determinar los parámetros dinámicos del suelo con distintos contenidos de fibra se realizaron pruebas triaxiales cíclicas (*TC*) y de columna resonante (*CR*), con la finalidad de conocer el comportamiento dinámico del suelo a grandes y bajas ( $< 10^{-4}$  %) deformaciones, respectivamente.

El comportamiento de la degradación del módulo de rigidez con la deformación angular es el mismo para todas las probetas ensayadas, la rigidez dinámica comienza a degradarse alrededor de 0.01 % de deformación angular, aunado a ello se percibe que el módulo de rigidez aumenta respecto al aumento de la presión de confinamiento.

Los cambios de rigidez al modificar el contenido de fibra no se ven afectados al incrementar la presión de confinamiento.

El valor más alto del módulo de rigidez máximo se observó en las probetas con un contenido de fibra del 0,3%.

Por otro lado, el módulo de rigidez para grandes deformaciones, calculado a partir de ensayos triaxiales cíclicos (deformaciones angulares de 0,4 a 10%), aumenta linealmente en aproximadamente un 10% según el incremento del contenido de fibra.

Además, las inclusiones de fibras retrasan el proceso de deformación de la muestra durante la aplicación de cargas cíclicas sometidas a presiones de confinamiento de 50 y 100 kPa, aumentando su rango de deformación elástica.

Para las deformaciones pequeñas (CR), el rango de variación del amortiguamiento no es muy amplio, por lo que no se esperan variaciones significativas en el comportamiento dinámico de este suelo. Además, los resultados muestran una cierta disparidad entre ellos, que refleja una ligera heterogeneidad inducida principalmente por la dificultad de distribuir uniformemente las fibras. Bajo esta premisa, el rango de la relación de amortiguación de las muestras reforzadas con fibras varía en  $\pm 5\%$ .

Asimismo, la inclusión de fibras en cada uno de los casos estudiados aumenta el coeficiente de amortiguamiento en comparación con el suelo no reforzado para niveles altos de deformación angular en los ensayos de TC. Para estas condiciones de deformación, el contenido de fibra considerado óptimo es del 0,3%, lo que conlleva un aumento del coeficiente de amortiguamiento de aproximadamente el 12% para todas las presiones de confinamiento, ya que la fibra disipa parte de la energía de deformación, lo que resulta benéfico en condiciones sísmicas, mitigando el potencial de desarrollo de grietas.

Aunque las variaciones de los parámetros dinámicos no son lineales, esto no implica que no se fomente el uso de fibras como medio de refuerzo del suelo, y la eficacia de la mezcla de suelos con fibras dependerá de la aplicación en cuestión y de si la mejora se dirige a aplicaciones que impliquen una mayor o menor tensión.

Se acepta que el rango de dosificación de fibra para lograr mejoras importantes en las propiedades mecánicas del suelo es estrecho, pero también se puede controlar en condiciones reales de campo.

En el contexto de suelos blandos con bajas propiedades mecánicas, como es el caso estudiado de las arcillas del Valle de México, el aumento del módulo de rigidez permite desplantar estructuras ligeras con mayor seguridad sobre estos suelos. Además, desde el punto de vista de la respuesta dinámica de estos suelos modificados, se produce una disminución de la degradación del módulo de rigidez debido a las cargas cíclicas que permite reducir el daño en las estructuras construidas sobre éstos por efecto de la acción sísmica.

#### **6.4. RESISTENCIA A LA TENSION**

Para determinar la resistencia a la tensión máxima del suelo se ensayaron muestras de suelo-PET simplemente apoyadas sujetas a carga estática, la disposición de los ensayos se realizó de acuerdo a las normas técnicas ASTM D1632 y D1635. Aunque estas normas están especificadas para especímenes de suelo-cemento, se encontró que este método funciona adecuadamente para la determinación de la resistencia a la tensión de suelos finos reforzados con fibras sintéticas.

Los ensayos se realizaron a deformación controlada con una velocidad de deformación de 0.667 mm/min, esta velocidad de deformación fue seleccionada de tal manera que el espécimen se vea lo menos posible afectado por las condiciones climáticas del laboratorio, pero, con el tiempo suficiente de observar el proceso de esfuerzo-deformación de la viga de suelo.

Las fallas por flexión en las vigas sin fibra se presentaron de manera súbita y en deformaciones unitarias bajas alrededor de 2%, no se presenta comportamiento dúctil después de presentado el esfuerzo máximo de tensión. A diferencia del comportamiento observado para las muestras sin fibra, todas las vigas que se mezclaron con fibra de PET presentaron un comportamiento dúctil después de iniciado el agrietamiento del suelo.

También se observa que para el suelo con un contenido de fibra de 0.1% la resistencia a la tensión al inicio del agrietamiento incrementa 30 % aproximadamente con respecto a la resistencia del suelo sin fibra, de 40.4 kPa a 58.85 kPa en promedio, la deformación al inicio de la grieta es la misma para la viga de 0 % y la de 0.1% de fibra, además, la muestra con fibra no falla de manera súbita, sino que presenta cierta resistencia a la tensión después de iniciado el agrietamiento.

La resistencia a la tensión máxima del suelo con 0% y 0.1% de contenido de fibra coincide con el inicio del agrietamiento, a diferencia del suelo con 0.3% de fibra, cuya resistencia máxima se alcanza después de iniciado el agrietamiento al 20% de la deformación unitaria. Este comportamiento coincide con los parámetros de resistencia calculados anteriormente, en los cuales el contenido de fibra óptimo depende de la deformación máxima acumulada.

Ahora bien, cuando aumenta el contenido de fibra en 0.5 y 0.7%, la resistencia a la tensión al inicio del agrietamiento y posterior a él aumentan alrededor de 50% con respecto al suelo sin fibra, siendo mayor este aumento en las vigas con 0.7% de fibra. A mayor contenido de fibra, los planos de agrietamiento se incrementan a expensas del aumento de la resistencia a la tensión.

Por otra parte, es importante mencionar que puede resultar conveniente conocer las relaciones entre la resistencia a la tensión y la resistencia a la compresión simple, ya que los ensayos de compresión en suelos son empleados de forma rutinaria. Para niveles bajos de deformación (1%), la resistencia a la tensión de las probetas con contenidos de fibra de 0.1 y 0.3% es superior que la resistencia a la compresión, hasta 36% para 0.1% de fibra y 21% para 0.3%. Los contenidos de fibra superiores a 0.3% presentan una menor resistencia a la tensión en comparación con la resistencia a la compresión.

## 6.5. PARÁMETROS DE MF

Se hicieron ensayos en especímenes de pruebas de viga simplemente apoyada, mediante dos procedimientos generales: carga controlada y deformación controlada, lo cual permite hacer una comparación de los dos métodos. Los experimentos se hicieron con muestras reconstituidas con un contenido de agua óptimo y un peso volumétrico constante, la variable de cada ensayo fue el contenido de fibra. Después de algunos ensayos, se adoptaron las condiciones de falla ideales para el ensayo.

En todos los ensayos realizados bajo carga controlada las curvas de carga contra desplazamiento, muestran al material como si se comportase como un material rígido, por lo que no fue posible determinar las características de la curva después del pico, ya que se produce rotura súbita; esto podría deberse al incremento constante de la carga aplicada. Debido a lo anterior expuesto, se determinó que este método no es apto para evaluar el cambio de energía interna que se produce en la punta de la grieta cuando esta se propaga.

Por su parte, para las pruebas realizadas con una velocidad de deformación de 0.5 mm/min la propagación de las grietas ocurría en los primeros minutos de la prueba, ocurría de manera gradual, sin embargo, no era posible determinar de manera confiable la carga máxima, debido a la alta velocidad de aplicación de la carga de estas pruebas. En estas pruebas se observa que el KIC incrementa de manera casi lineal con respecto al aumento del contenido de fibra.

Posteriormente, para lograr resultados óptimos, se realizaron pruebas con una velocidad de deformación de 0.33 mm/min; en estas pruebas se puede calcular con mayor precisión la carga de agrietamiento, además, se puede observar con mayor exactitud cómo se desarrolla el agrietamiento. Por lo cual no fue necesario hacer experimentos con velocidades de deformación menores.

En las observaciones hechas para estas pruebas, se distingue una primera propagación de las grietas que ocurre en los primeros minutos de las pruebas, esta propagación es, en la mayoría de los casos, mínima; posteriormente existe un incremento lineal de la carga hasta una segunda propagación, mayor que la primera, después, el agrietamiento se vuelve constante. En ninguna prueba se llega a la rotura del material.

También se observa que el agrietamiento se propaga en dirección de la grieta inicial para contenidos menores de 0.5%, para las pruebas con 0.5 y 0.7% el agrietamiento comienza de manera aleatoria, no siempre en la dirección de la grieta inicial, este comportamiento se vuelve más notable en las muestras con 0.7% de fibra, esto puede deberse a que las fibras inducen planos de agrietamiento, por lo que no es recomendable utilizar contenidos de fibra mayores de 0.5% para tratar el agrietamiento en este tipo de suelo.

Así mismo, debido a la aleatoriedad de la distribución de las fibras, para un contenido de fibra de 0.7% fue difícil obtener resultados homogéneos, ya que la propagación de la grieta no iniciaba en la grieta inducida inicial, este problema se presentó en menor medida para los demás contenidos de fibra.

La prueba no cumple con los parámetros para calcular  $k_{IC}$  para el suelo con fibra de acuerdo con la teoría de mecánica de fractura lineal elástica, por lo que se recomienda analizar la fractura desde un enfoque elastoplástico, este alcance no se encuentra dentro de esta investigación.

A pesar de que existen grandes diferencias entre los resultados presentes en la literatura y los obtenidos en este estudio debido a las condiciones diferentes del tipo de ensayo realizado, análisis y condiciones iniciales del suelo en los ensayos de MF. En este estudio se aprecia que los suelos reforzados con fibras adquieren resistencia a la propagación de las grietas con respecto al aumento de fibra hasta un 0.5%, para contenidos de fibra mayores, las fibras propician la propagación del agrietamiento debido a la falta de adherencia entre suelo-fibra.

### 6.3 MORFOLOGÍA Y EVOLUCIÓN DEL AGRIETAMIENTO

Para observar los procesos de agrietamiento e identificar patrones geométricos de las grietas y rasgos típicos de comportamiento en muestras de suelo con fibra de PET, en proceso de desecación, se utilizó una cámara ambiental capaz de simular las diferentes combinaciones de condiciones

climáticas por medio de control de sensores y una cámara fotográfica digital integrada (Lakshmikantha, M. R. 2009); dicha cámara, fue proporcionada por la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) para esta investigación.

En las muestras secadas al aire, se observó un cambio significativo en el patrón de agrietamiento del suelo debido a la presencia de fibras con 0.5, 0.2, 0.1 y 0.005 %. Si bien se forman grietas anchas y largas en el suelo no reforzado, la adición de fibras controla la apertura de ensanchamiento de grietas, el área agrietada y la propagación de grietas, a través de la acción de las fibras. Las fibras disminuyeron la conectividad de las redes de agrietamiento.

Se descubrió que la intensidad del agrietamiento y la deformación por contracción del suelo reforzado con fibra era sustancialmente menor que las del suelo no reforzado.

De igual forma, para cuantificar el efecto del contenido de fibra en el proceso de agrietamiento se midió el CIF (Crack Intensity Factor) a lo largo del proceso de estas pruebas. Como resultado, se aprecia que el CIF disminuye con respecto al contenido de fibra, además, para todas las muestras con fibra se nota que el inicio del agrietamiento se presenta a un contenido de agua de 25 %, aproximadamente.

A partir de lo anterior, se identificó que el CIF máximo de la arcilla disminuye 20 % para el mínimo contenido de fibra utilizado (0.005 %), después. El hecho de que no se note una variación muy drástica en los contenidos de fibra mayores a 0.005 % podría indicar que se ha llegado al contenido de fibra óptimo.

Por lo que se concluye que la inclusión de fibras de PET ayuda a mitigar las grietas de desecación, las cuales se forman a medida que se pierde agua de la superficie de una masa de suelo y se establecen fuerzas de tensión en la capa superficial de secado. Debido a la pérdida de agua, el suelo también pierde su capacidad para recibir estas fuerzas de tensión por el flujo plástico. Estas tensiones finalmente se alivian mediante la formación de grietas por contracción que rompe la capa superficial en trozos de formas geométricas más o menos distintas. Esta forma geométrica de las grietas depende de la composición del mineral de arcilla, el proceso de calentamiento, los fluidos de los poros y otros factores.

De igual modo, las fibras ayudan a contener las grietas formadas por tensión en los suelos, Las grietas por tracción son causadas principalmente por presiones de sobrecarga que incluyen cargas estructurales, lluvia y cargas de hielo y nieve, vegetación y cargas de fluencia estacionales. A veces, también se asocian con cambios en la humedad o tensiones térmicas.

A pesar de que estos ensayos se realizaron con un suelo diferente (CL) al trabajado anteriormente, podemos observar que la fibra disminuye drásticamente el agrietamiento en este tipo de suelo con bajos contenidos de fibra, por lo que podría ser un método positivo a utilizar en otros tipos de suelos finos. Se recomienda verificar esta hipótesis para los suelos expansivos del Valle de México.

Además, se recomienda analizar la morfología y propagación del agrietamiento tomando en cuenta otros parámetros importantes que rigen el agrietamiento en suelos, tales como: compactación, succión, temperatura, humedad relativa, radiación solar y precipitación. Esto podría estudiarse haciendo uso de una cámara que permitiera controlar los parámetros ambientales a los que está sujeto el suelo.

#### **6.4. TÉCNICAS UTILIZADAS EN EL ANÁLISIS DE IMÁGENES**

Se presentaron las ventajas y desventajas de las diferentes técnicas utilizadas para esta investigación (Crack Filter, Autocad y PhotoModeler), cada una de las cuales tiene su rango de aplicación.

El programa más completo para el análisis de imágenes fue PhotoModeler, ya que nos permite identificar diversos parámetros geométricos y exportarlos a un ambiente amigable como AutoCAD, además, considera una corrección por curvatura del lente de la cámara y nos permite calibrar el modelo mediante targets referenciados. Para este método se determinó una precisión de medición de  $\pm 2\text{mm}$ .

La desventaja de esta técnica es que no se puede medir directamente la deflexión durante toda la ejecución de la prueba, la captura de las imágenes debe hacerse con el objeto estático.

Para resolver este problema, se recomienda utilizar un método de Correlación Digital de Imágenes (*DIC* por sus siglas en inglés), esta es una técnica óptica experimental, que permite examinar sin contacto el campo tridimensional completo de desplazamientos, deformaciones y amplitudes de vibración en prácticamente cualquier tipo de material, pudiendo así determinar la resistencia del mismo mediante los puntos concretos de deformación.





## ANEXO 1 RELACIONES GRAVIMÉTRICAS Y VOLUMÉTRICAS

Tabla A. 1 Relaciones gravimétricas y volumétricas de probetas ensayadas en pruebas triaxiales estáticas

$\sigma_3 = 50$ KPa						$\sigma_3 = 100$ KPa						$\sigma_3 = 150$ KPa					
% fibra	$\gamma_m$ g/cm <sup>3</sup>	Gs	$\omega$ %	Gw %	e	% fibra	$\gamma_m$ g/cm <sup>3</sup>	Gs	$\omega$ %	Gw %	e	% fibra	$\gamma_m$ g/cm <sup>3</sup>	Gs	$\omega$ %	Gw %	e
0.00	1.25	2.73	35.23	49.27	1.95	0.00	1.45	2.73	44.44	70.22	1.73	0.00	1.39	2.73	43.94	65.77	1.82
0.10	1.32	2.77	41.89	58.55	1.98	0.10	1.32	2.77	40.89	57.99	1.95	0.10	1.27	2.77	37.93	52.46	2.00
0.30	1.34	2.82	40.60	58.24	1.97	0.30	1.39	2.82	41.02	61.86	1.87	0.30	1.27	2.82	42.02	54.85	2.16
0.50	1.37	2.83	42.93	62.38	1.95	0.50	1.45	2.83	40.12	65.66	1.73	0.50	1.43	2.83	40.00	63.87	1.77
0.70	1.30	2.90	38.73	53.48	2.10	0.70	1.26	2.90	41.66	53.41	2.26	0.70	1.27	2.90	37.93	50.98	2.16

Tabla A. 2 Relaciones gravimétricas y volumétricas de probetas ensayadas en pruebas triaxiales cíclicas

$\sigma_3 = 50$ KPa						$\sigma_3 = 100$ KPa						$\sigma_3 = 150$ KPa					
% fibra	$\gamma_m$ g/cm <sup>3</sup>	Gs	$\omega$ %	Gw %	e	% fibra	$\gamma_m$ g/cm <sup>3</sup>	Gs	$\omega$ %	Gw %	e	% fibra	$\gamma_m$ g/cm <sup>3</sup>	Gs	$\omega$ %	Gw %	e
0.00	1.31	2.73	42.00	58.40	1.97	0.00	1.21	2.73	41.90	52.20	2.19	0.00	1.31	2.73	43.90	59.90	2.00
0.10	1.29	2.77	43.40	58.00	2.07	0.10	1.30	2.77	43.60	58.80	2.06	0.10	1.36	2.77	43.20	62.10	1.93
0.30	1.34	2.82	43.50	60.80	2.02	0.30	1.36	2.82	44.30	63.00	1.98	0.30	1.34	2.82	44.20	61.40	2.03
0.50	1.32	2.83	42.70	58.80	2.06	0.50	1.33	2.83	43.70	59.90	2.07	0.50	1.34	2.83	42.60	60.10	2.01
0.70	1.33	2.90	43.20	58.90	2.13	0.70	1.24	2.90	42.10	52.50	2.33	0.70	1.31	2.90	43.90	58.20	2.19

Tabla A. 3 Relaciones gravimétricas y volumétricas de probetas ensayadas en pruebas de columna resonante.

Columna resonante					
% fibra	$\gamma_m$ g/cm <sup>3</sup>	G <sub>s</sub>	$\omega$ %	G <sub>w</sub> %	e
0.00	1.44	2.73	43.10	69.00	1.71
0.10	1.44	2.77	42.50	67.70	1.74
0.30	1.48	2.82	43.10	70.60	1.72
0.50	1.45	2.83	43.10	68.10	1.79
0.70	1.44	2.90	43.10	66.70	1.87



## ANEXO 2 CÍRCULOS DE MOHR

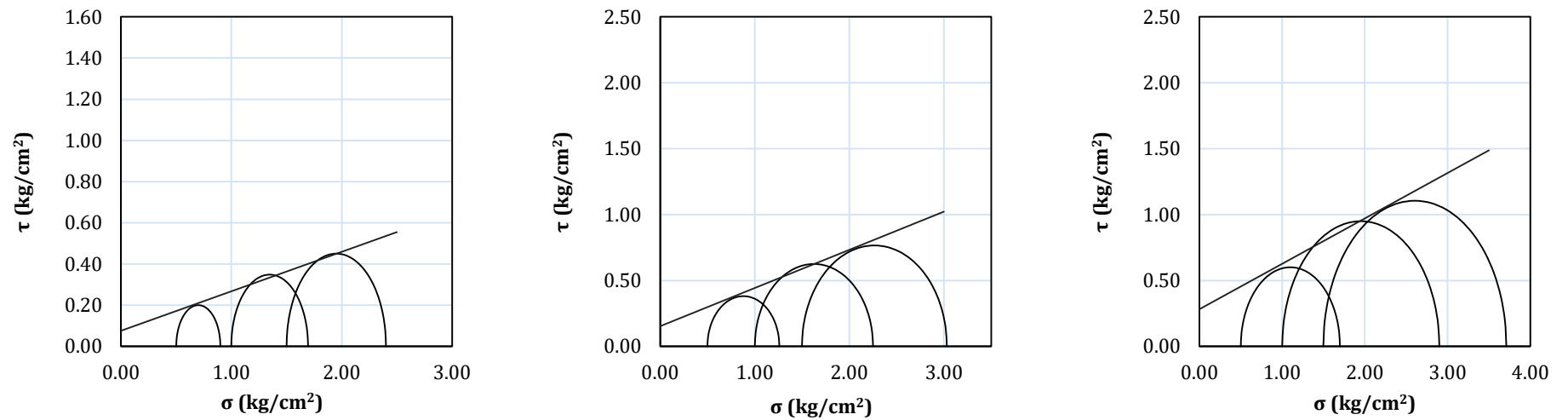


Figura A. 1 Círculos de Mohr para deformaciones unitarias de 1, 5 y 10 % respectivamente en muestras de 0 % de fibra.

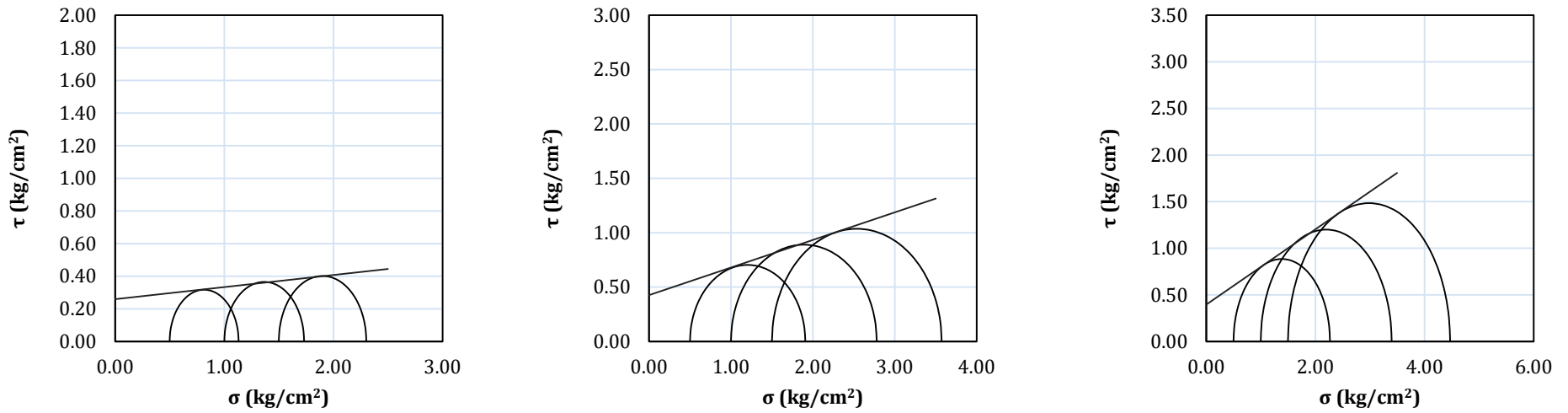


Figura A. 2 Círculos de Mohr para deformaciones unitarias de 1, 5 y 10 % respectivamente en muestras de 0.1 % de fibra.

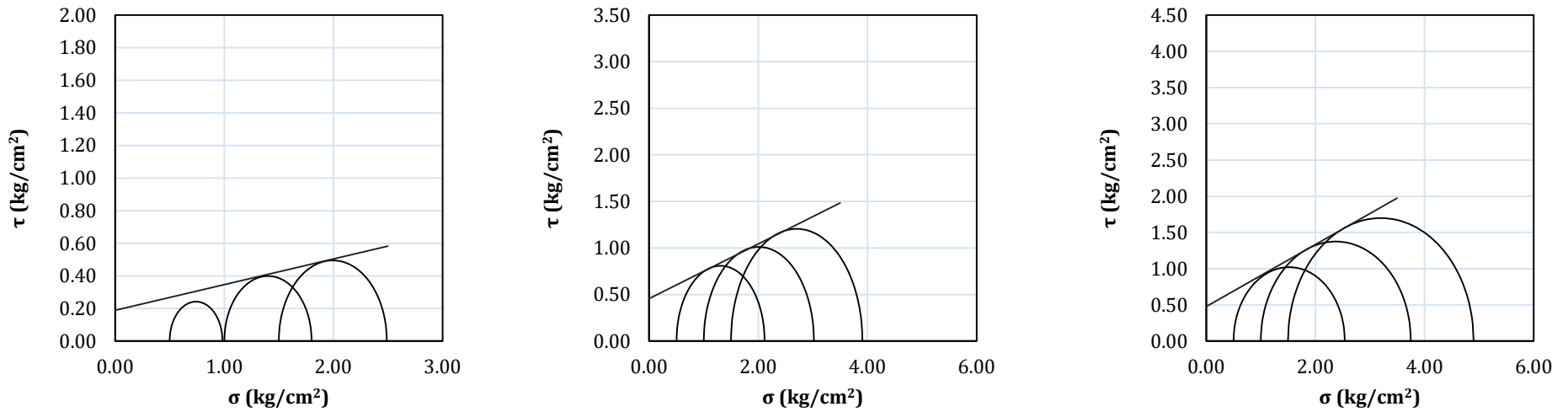


Figura A. 3 Círculos de Mohr para deformaciones unitarias de 1, 5 y 10 % respectivamente en muestras de 0.3 % de fibra.

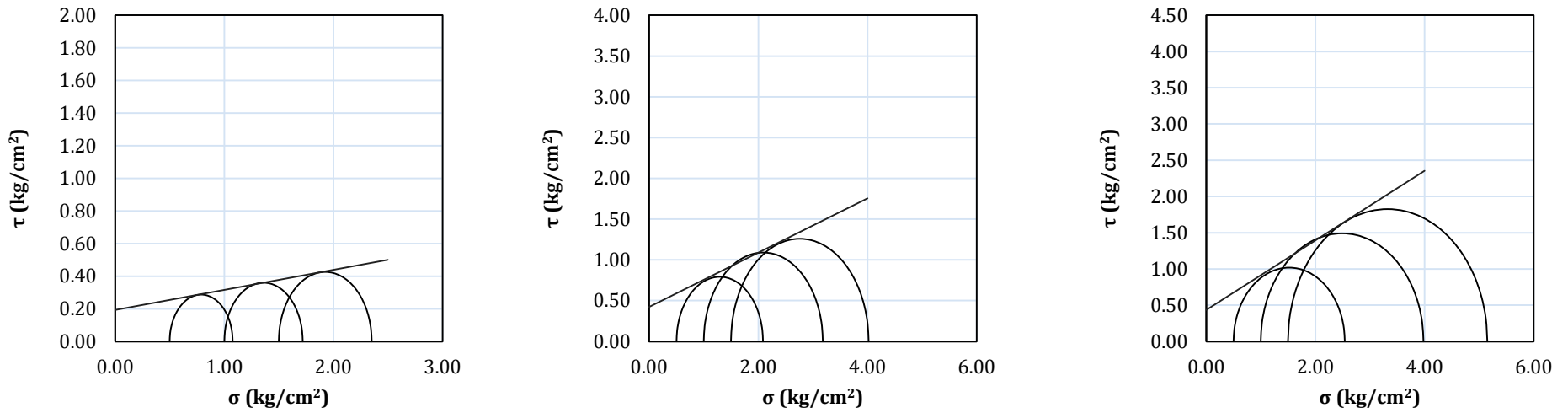


Figura A. 4 Círculos de Mohr para deformaciones unitarias de 1, 5 y 10 % respectivamente en muestras de 0.5 % de fibra.

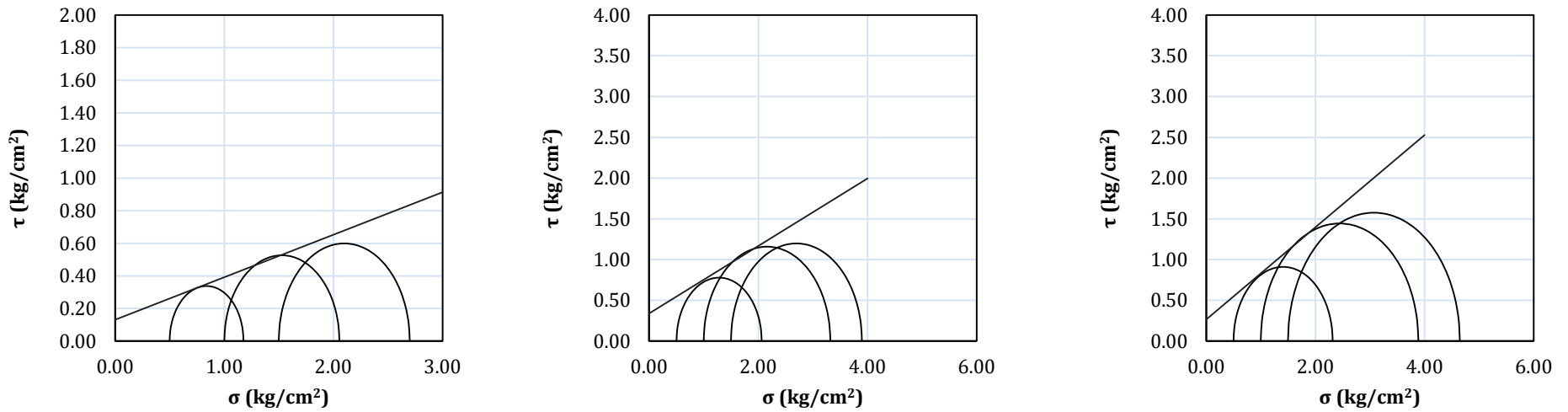


Figura A. 5 Círculos de Mohr para deformaciones unitarias de 1, 5 y 10 % respectivamente en muestras de 0.6 % de fibra.

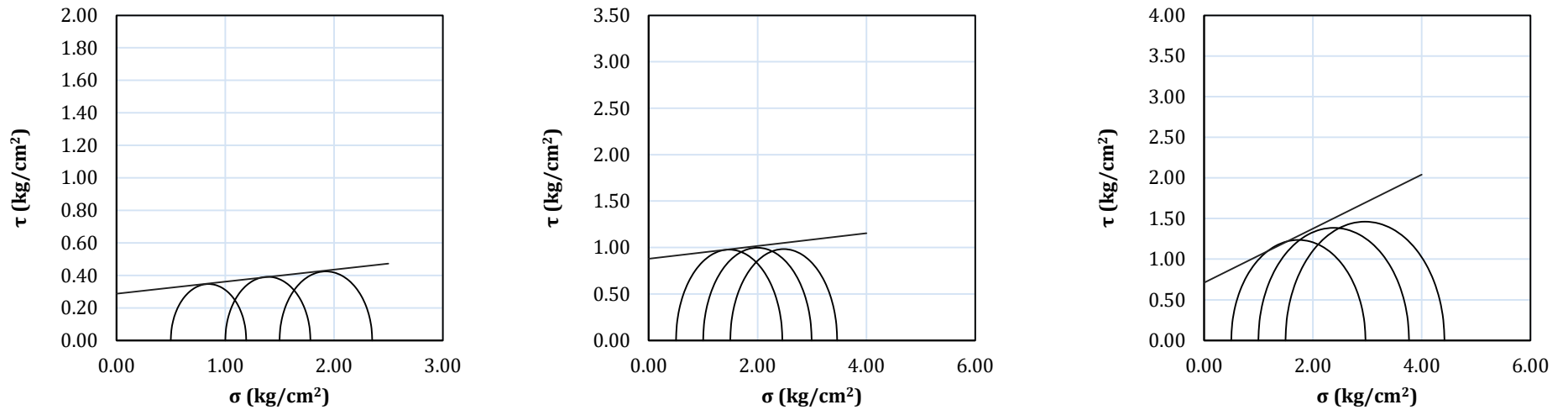


Figura A. 6 Círculos de Mohr para deformaciones unitarias de 1, 5 y 10 % respectivamente en muestras de 0.7 % de fibra.

### ANEXO 3 CARGA CONTRA ABERTURA DE LA GRIETA PRUEBAS DE MF CON DEFORMACIÓN CONTROLADA DE 0.5 MM/MIN

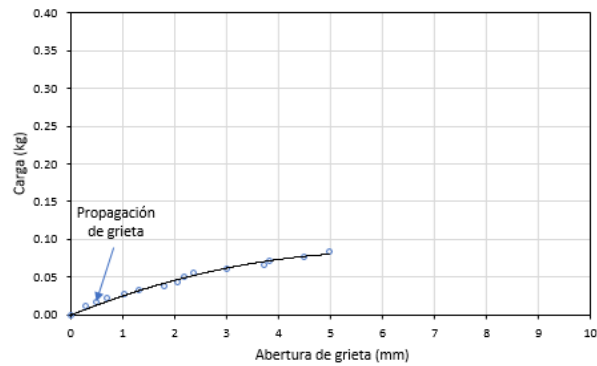


Figura A. 7 Carga vs apertura de grieta prueba 0.1\_1

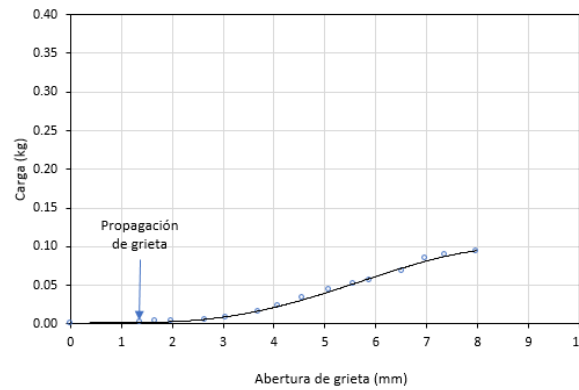


Figura A. 8 Carga vs apertura de grieta prueba 0.1\_2

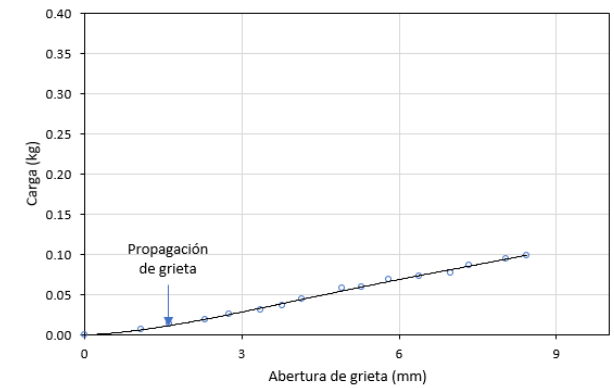


Figura A. 9 Carga vs apertura de grieta prueba 0.1\_3



Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

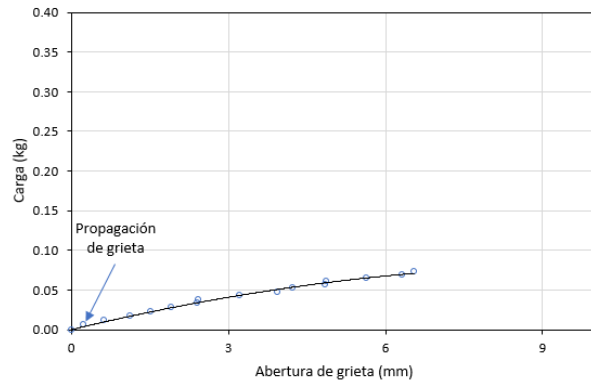


Figura A. 10 Carga vs apertura de grieta prueba 0.3\_1

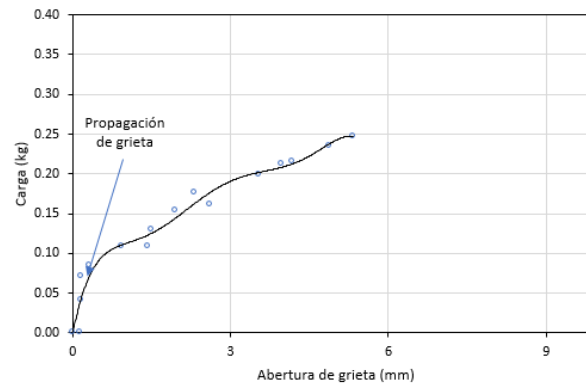


Figura A. 11 Carga vs apertura de grieta prueba 0.3\_2

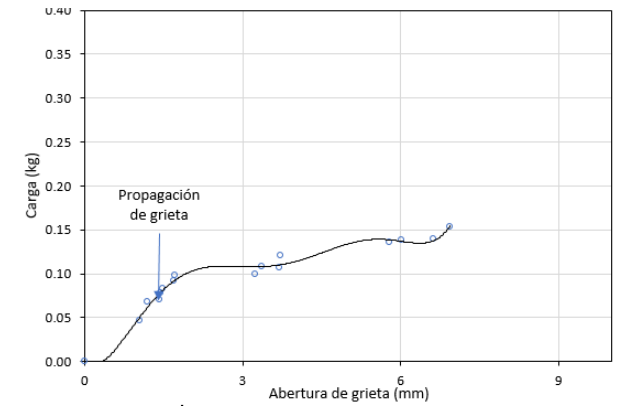


Figura A. 12 Carga vs apertura de grieta prueba 0.3\_3

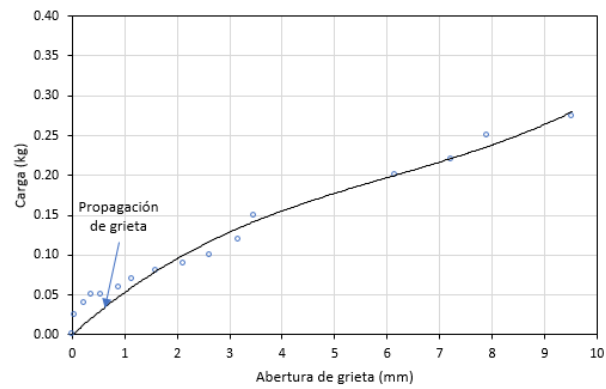


Figura A. 13 Carga vs apertura de grieta prueba 0.5\_1

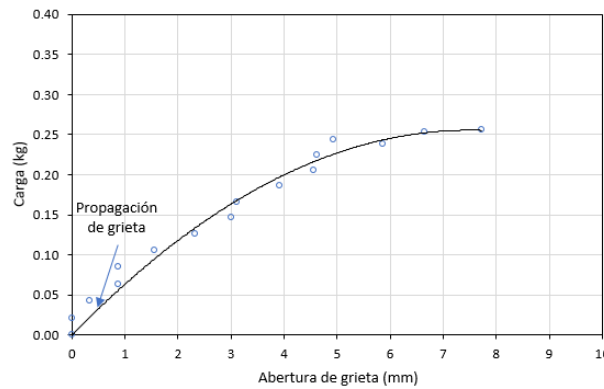


Figura A. 14 Carga vs apertura de grieta prueba 0.5\_2

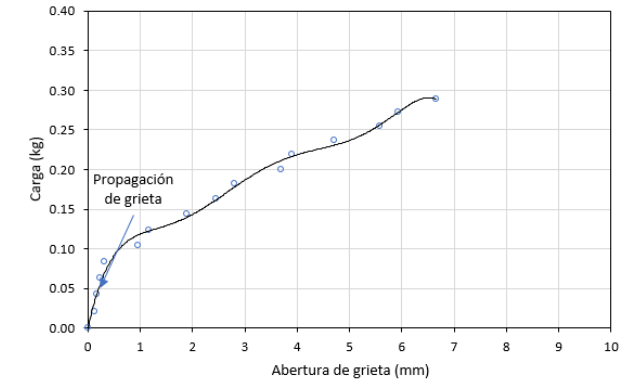


Figura A. 15 Carga vs apertura de grieta prueba 0.5\_3

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

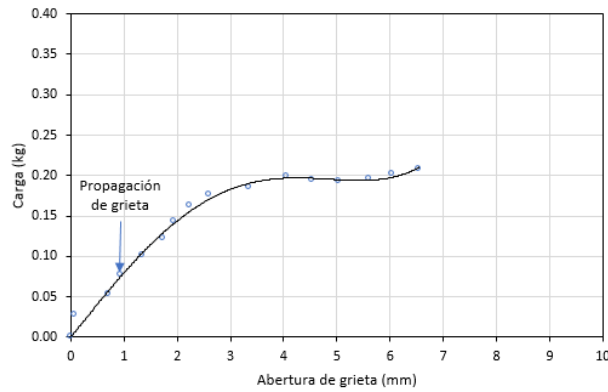


Figura A. 16 Carga vs apertura de grieta prueba 0.7\_1

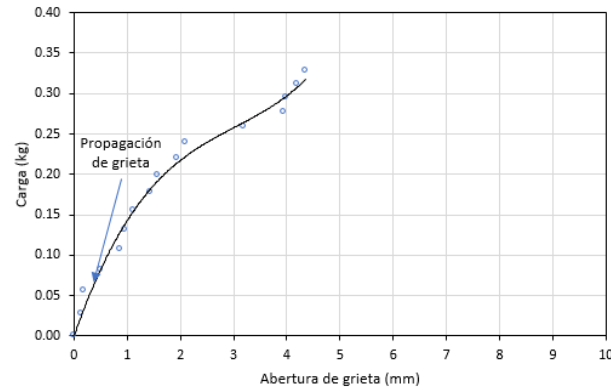


Figura A. 17 Carga vs apertura de grieta prueba 0.7\_2

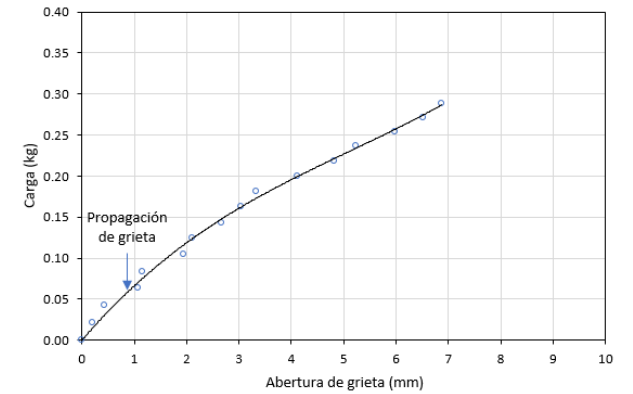


Figura A. 18 Carga vs apertura de grieta prueba 0.7\_4

## ANEXO 4 CARGA CONTRA ABERTURA DE LA GRIETA PRUEBAS DE MF CON DEFORMACIÓN CONTROLADA DE 0.33 MM/MIN

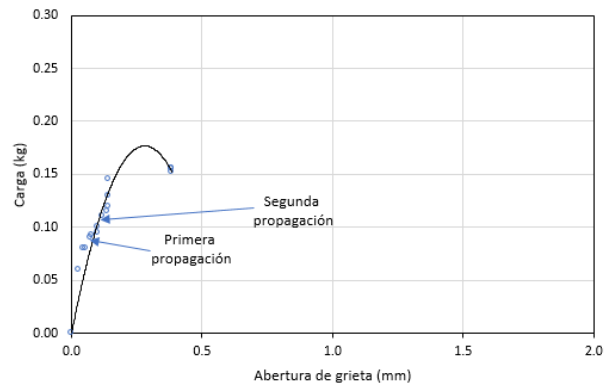


Figura A. 19 Carga vs abertura de grieta prueba 0.3\_3

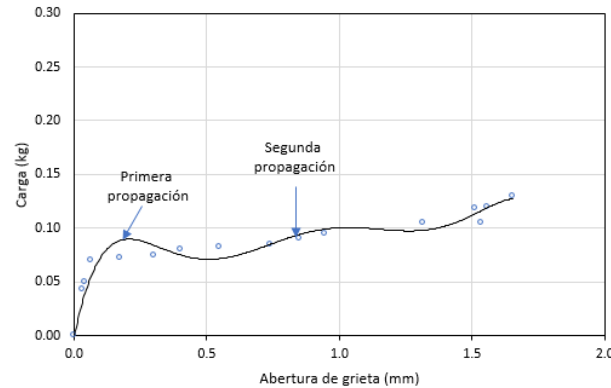


Figura A. 20 Carga vs abertura de grieta prueba 0.3\_4

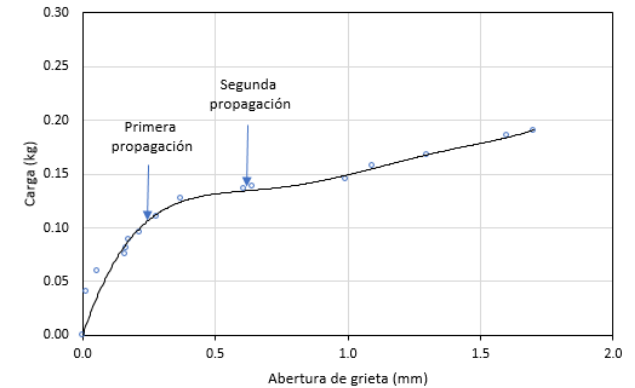


Figura A. 21 Carga vs abertura de grieta prueba 0.3\_5

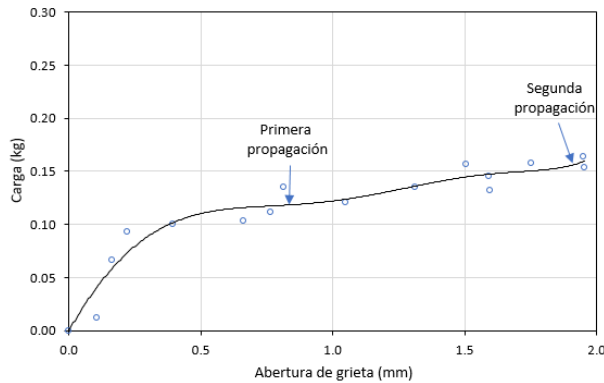


Figura A. 22 Carga vs abertura de grieta prueba 0.5\_1

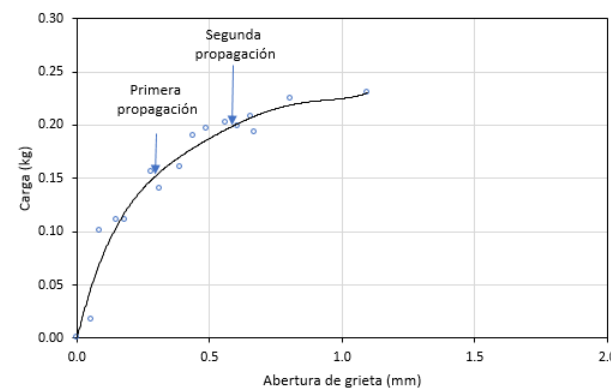


Figura A. 23 Carga vs abertura de grieta prueba 0.5\_2

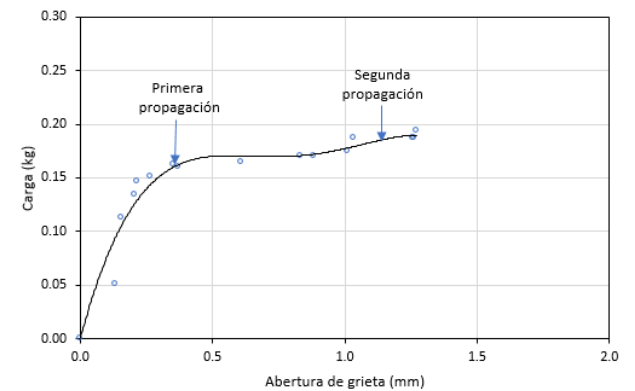


Figura A. 24 Carga vs abertura de grieta prueba 0.5\_5

Estudio del comportamiento deformacional y de propagación de grietas de un suelo fino con inclusiones de fibra de Polietileno Tereftalato (PET)

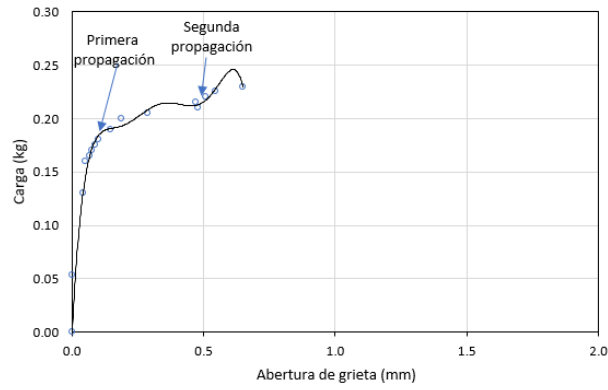


Figura A. 25 Carga vs abertura de grieta prueba 0.5\_6

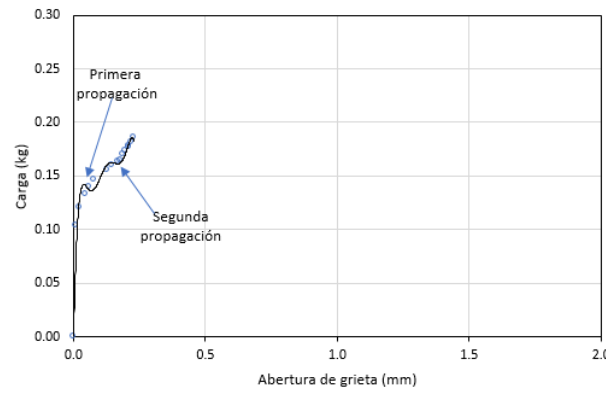


Figura A. 26 Carga vs abertura de grieta prueba 0.7\_1

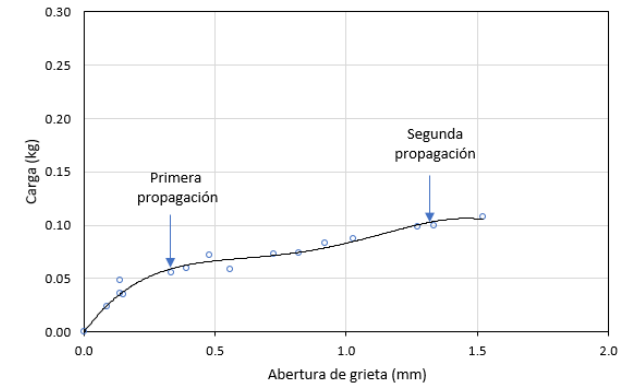


Figura A. 27 Carga vs abertura de grieta prueba 0.7\_2

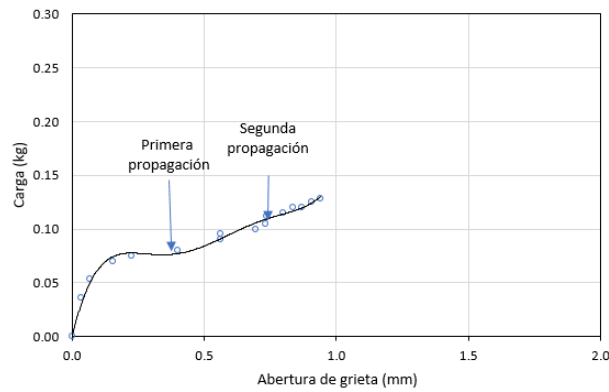

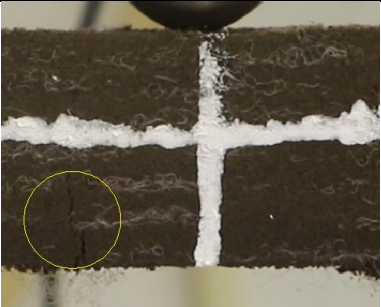
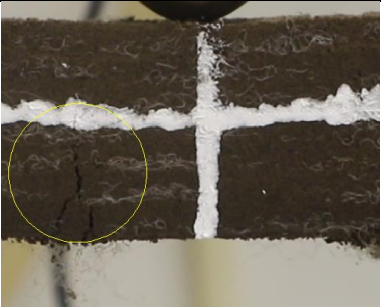

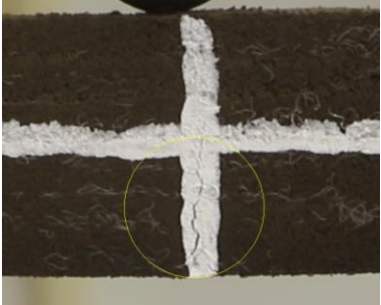
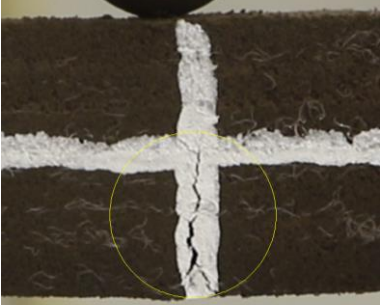
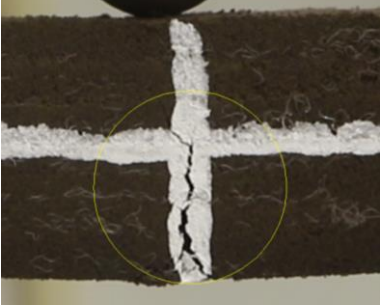


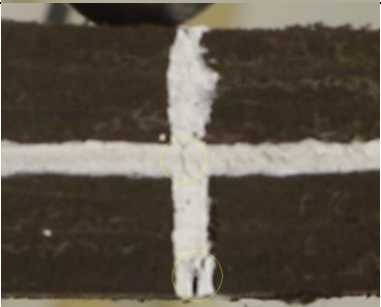
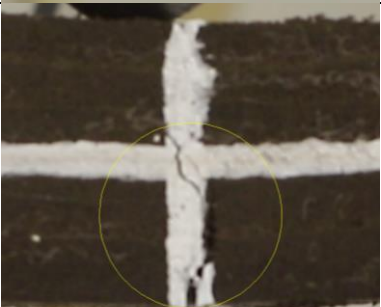
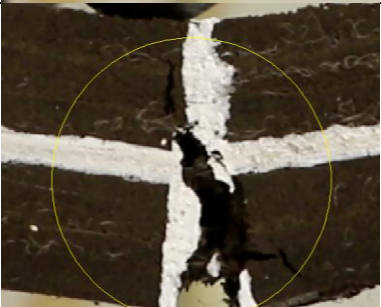
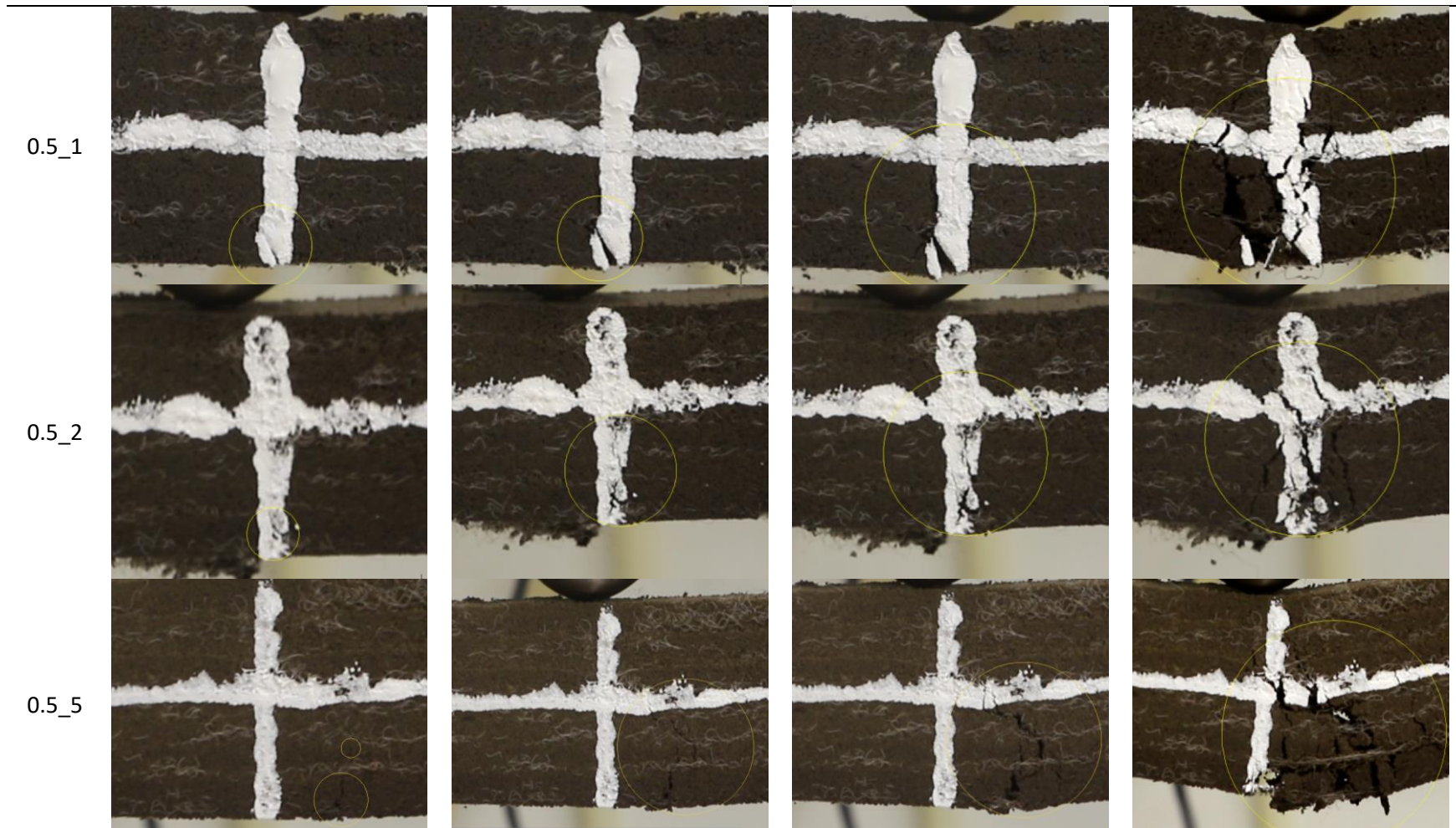
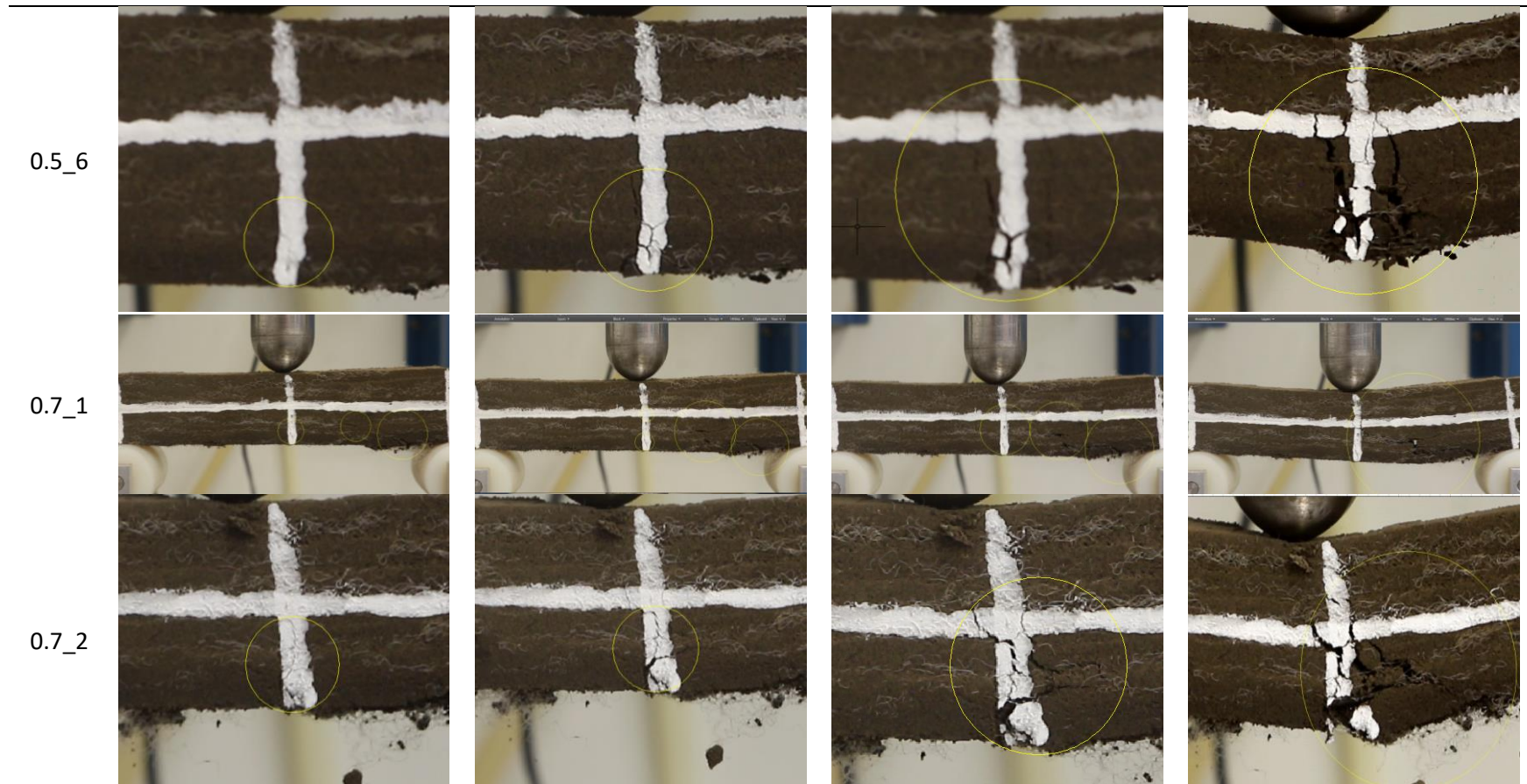


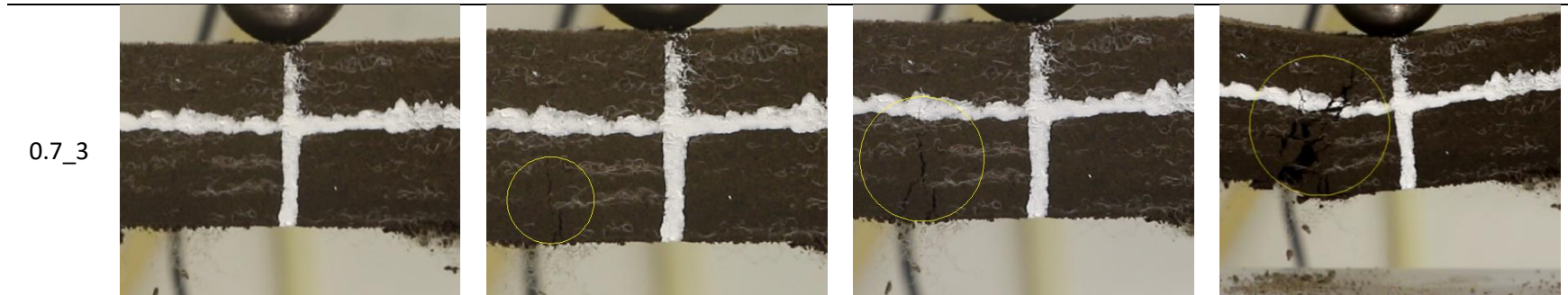
Figura A. 28 Carga vs abertura de grieta prueba 0.7\_3

## ANEXO 5 FOTOS DE INICIO Y PROPAGACIÓN DE GRIETAS EN PRUEBAS DE MF

N° de prueba	Grieta inicial	Primera propagación	Segunda propagación	Agrietamiento final
0.3_3				
0.3_4				
0.3_5				







*Figura A. 29 Fotografías de inicio y propagación de grietas en pruebas de MF*





## BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

---

- [1] Abtahi et al. (2011). "A comparative study on the performances of urea-formaldehyde, poly vinyl alcohol and poly vinyl acetate reinforcing soil samples". In: Najafabad conf civ eng (NCEC2011), Isfahan, Iran; 23–24.
- [2] Abu-Hejleh, A. N. and D. Znidarcic (1995). "Desiccation theory for soft cohesive soils." ASCE J.Geotech. Engrg. 121 6: 493-502.
- [3] Abuel-Maaty (2010). "Evaluation of characteristics of subgrade stabilized with random polypropylene short fiber". Journal of Engineering and Applied Science.
- [4] Ahmad F, Bateni F, Azmi M., (2010) "Performance evaluation of silty sand reinforced with fibers". Geotextiles and Geomembranes.
- [5] Ajaz, A., and Parry, R. H., 1975b, "Analysis of Bending Stresses in Soil Beams", Geotechnique 25, No. 3.
- [6] Akbulut S., Arasan S., Kalkan E. (2007), "Modification of clayey soils using scrap tire rubber and synthetic fibers". Applied Clay Science. Vol. 38, pp. 23-32.
- [7] Akhila M. et al. (2018) "Pertinent approach to cyclic triaxial testing". Electronic Journal of Geotechnical Engineering 23(04).
- [8] Al – Akhras et al. (2008). "Influence of fibers on swelling properties of clayey soil". Geosynth Int 15(8). Pp. 304 – 309.
- [9] Amarasiri, A.L., Costa, S., and Kodikara, J.K. (2011). "Determination of cohesive properties for mode I fracture from beams of soft rock". International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 48(2): 336–340.
- [10] Amaya MEN, Botero EJ and Ovando ES (2021) "Lime stabilisation of highly compressible surface from soils in ex-Lake Texcoco", Mexico. Environmental Geotechnics, <https://doi.org/10.1680/jenge.18.00139>
- [11] American Society of Testing Materials (1996) "ASTM D1632: Estándar Practica for Making and Curing Soil-Cement Compression and Flexure Test Specimens in the Laboratory". USA
- [12] American Society of Testing Materials (1999) "ASTM D5045: Standard Test Methods for Plane-Strain Fracture Toughness and Strain Energy Release Rate of Plastic Materials". USA
- [13] American Society of Testing Materials (1999) "ASTM E 399 Standard Test Method for Linear-Elastic Plane-Strain Fracture Toughness of Metallic Materials". USA
- [14] American Society of Testing Materials (2011) "ASTM E1820 Standar Test Method for Measurement of Fracture Toughness". USA

- [15] American Society of Testing Materials (2011) "ASTM E1823 Standar Terminology Relating to Fatigue and Fracture Testing". USA
- [16] American Society of Testing Materials (2012) "ASTM D1609: Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading)". USA.
- [17] American Society of Testing Materials (2015) "ASTM D4015 Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Fixed-Base Resonant Column Devices". USA
- [18] Anderson (2005). "Fracture Mechanics: Fundamentals and Applications". CRC Press.
- [19] Ang E.C. y Loehr J.E. (2003). "Specimen size effects for fiber - reinforced silty clay in unconfined compression". J Geotech Test 26 (2). Pp. 1 - 10.
- [20] Alberro, J. y Hernández. R., (1990). Génesis de las grietas de tensión en el Valle de México. En "El subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 95-106
- [21] Aluko O. B. y Chandler H.W. (2006). "A fracture Strength Parameter for Brittle Agricultural soils". Biosystems Engineering 93 (2), 245-252.
- [22] Aranda J. M. (1991). "Agrietamiento en Aguascalientes". En: Agrietamiento de suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A. C.: 63-65.
- [23] Arana J. L. y González J. J. (2002) "Mecánica de fractura". Servicio Editorial de la Universidad del País Vasco. 243 pp. España.
- [24] Arias A. (1989). "Agrietamiento del subsuelo en el Valle de México". Tesis para presentar el grado de maestro en ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
- [25] Auvinet, G. y Arias, A., (1991). Propagación de grietas. En "Agrietamiento de Suelos". Ed. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 21-31.
- [26] Auvinet et al (2017) "El subsuelo de la Ciudad de México". Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. CDMX.
- [27] Ávila Álvarez G. (2004) "Estudio de la retracción y el agrietamiento de arcillas. Aplicación a la arcilla de Bogotá". Ph.D. thesis, Universitat Politècnica de Catalunya.
- [28] Ayad, R., Konrad, J. M., & Soulié, M. (1997). "Desiccation of a sensitive clay: application of the model CRACK". Canadian Geotechnical Journal, 34(6), 943-951.
- [29] Bansilal, N. (1968), "A three-dimensional Tensile Strength Test for Cohesive Soils". Jour Indian National Soc. Soil Mech. Found. Eng., Vol 7, pp3-14. India.

- [30] Bhardwaj K y Mandal N (2008). "Study on polypropylene fiber reinforced fly ash slopes". In: 12th Int conf of int assoc for comp meth and advan in geomech (IACMAG), Goa, India.
- [31] Bhogal B.S. et al., (1995) "Dynamic flexure tests of soil-cement beams" JOURNAL OF MATERIALS SCIENCE LETTERS 14. 302-304
- [32] Botamino (2007). "Depósito de residuos en vertedero". Tesis de maestría, Master en Ingeniería y Gestión Medioambiental Escuela de Organización Industrial (EOI). España.
- [33] Brace, J.P. (1960). "An extensión of the Griffith theory of fracture to rocks". J. Geophys. Res. Vol.65. pp. 3477-3480.
- [34] Cao K. (2018). "Determination of Mode I Fracture Toughness, Tensile Strength and Adhesion of Compacted Clays" Tesis de maestría. University of Calgary. Canadá.
- [35] Carreón et al., (2017) "Posible influencia de la subsidencia y fracturamiento en la Ciudad de México en las construcciones dañadas por el sismo del 19 de septiembre de 2017". Centro de Geociencias, UNAM. México.
- [36] Carrillo, N. (1947). "Influence of artesian wells in the sinking of Mexico City", en Volumen Nabor Carrillo "El hundimiento de la Ciudad de México y el Proyecto Texcoco". Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación Científica Anuario 47: 7-14.
- [37] Chao et al (2011) "Experimental Investigation of the Desiccation Cracking Behavior of Soil Layers during Drying" JOURNAL OF MATERIALS IN CIVIL ENGINEERING ASCE, JUNE 2011. Pp 873-878.
- [38] Chaduvula et al (2017) "A study on desiccation cracking behavior of polyester fiber-reinforced expansive clay" Applied Clay Science 142 163-172.
- [39] Chandler H.W. (1984). "The use of nonlinear fracture mechanics to study the fracture properties of soils" J. agric. Engng Res. 29, pp. 321 - 327.
- [40] Chauhan et al. (2008). "Performance evaluation of silty sand subgrade reinforced with fly ash and fiber" Geotext Geomembr, 26, pp. 429-435.
- [41] Chen (1988). "Foundations on Expansive Soils". Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam.
- [42] Choudhary K, Jha J, Gill S., (2010) "A study on CBR behavior of waste plastic strip reinforced soil". Emirates J Eng Res.
- [43] Clariá J et al. (2015) "Modeling of the small strain shear modulus on a fiber reinforced sand". 6th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Buenos Aires, Argentina. Pp 753-760
- [44] Colina H. y Roux S. (2000). "Experimental model of cracking induced by drying shrinkage". Eur. Phys. J. E 1, 189-194.

- [45] Consoli N. C., Prietto D. M. P., Ulbrich A. L. (1998), "Influence of Fiber and Cement Addition on Behavior of Sandy Soil". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol 24, No. 12, pp. 1211-1214.
- [46] Consoli N. C., Montardo P. J., Prietto P. D. M., Pasa G. S. (2002), "Engineering Behavior of a Sand Reinforced with Plastic Waste". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*. Vol. 128, No. 6, pp. 462.
- [47] Consoli C et al., (2003) "Effect of material properties on the behavior of sand-cement-fiber composites". *Ground Improv.*
- [48] Consoli N. C., Heineck S. K., Casagrande M. D. T., Coop M. R., Phil D. (2007), "Shear Strength Behavior of Fiber-Reinforced Sand Considering Triaxial Tests under Distinct Stress Paths". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*. Vol. 133, No. 11, pp. 1466-1469.
- [49] Consoli, A. Bassani, L. Festugato (2010). "Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils" *Geotext Geomembr*, 28, pp. 344-351.
- [50] Cordero J. A. (2019) "Experimental analysis of soil cracking due to environmental conditions" PhD Tesis. Universidad Politécnica de Cataluña. España. 298 pp.
- [51] Cristelo et al (2017). "Influence of fibre reinforcement on the post-cracking behavior of a cement-stabilized sandy-clay subjected to indirect tensile stress". *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. Volume 8, Issue 5, October 2016, Pages 746-752.
- [52] Crockford William W. y Little Dallas N. "Tensile fracture and fatigue of cement - stabilized soil" *Journal of Transportation Engineering*. Vol. 113, Issue 5 [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(1987\)113:5\(520\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(1987)113:5(520))
- [53] Das A y Viswanadham B. (2010). "Experiments on the piping behaviour of geofiber - reinforced soil". *Geosynth Int* 7(4). Pp. 171 - 182.
- [54] Diambra A., et al. (2010) "Fibre reinforced sands: Experiments and modelling" *Geotextiles and Geomembranes*, Volume 28, Issue 3, June 2010, Pages 238-250.
- [55] Donkor y Obonyo. (2016) "Compressed soil blocks: Influence of fibers on flexural properties and failure mechanism" *Construction and Building Materials*, Volume 121, 15 September 2016, Pages 25-33.
- [56] Duffy D.M. (1977) "Some factors affecting soil flexibility" The University of Arizona, Ph.D., Engineering, civil. EUA.
- [57] Duncan J. M. and Chan. (1970) "Nonlinear analysis of stress and strain in soil", Division: American society of Civil Engineers, *J. of Soil Mech. and Foundations*, 96(SM): 1629-1653.
- [58] Edinçiler A y Ayhan V. (2010). "Influence of tire fiber inclusions on shear strength of sand". *Geosynth Int* 17(4). Pp. 183 - 92.

- [59] Ehrlich et al (2019) "Hydro-mechanical behavior of a lateritic fiber-soil composite as a waste containment liner". *Geotextiles and Geomembranes*. Volume 47, Issue 1, Pages 42-47.
- [60] Encalada D. (2018) "Análisis numérico y experimental de la evaporación en la interfase suelo- atmósfera" tesis de maestría. Universidad Politécnica de Cataluña. España. 118 pp.
- [61] Estabragh et al. (2014) "Improving piping resistance using randomly distributed fibers" *Geotextiles and Geomembranes* Volume 42, Issue 1, Pages 15-24.
- [62] Falorca and Pinto (2011). "Effect of short randomly distributed polypropylene microfibers on shear strength behavior of soils" *Geosynthetics International*. Volume 18 Issue 1, pp. 2-11.
- [63] Figueroa Vega G. E. (1989). "Mecanismos de producción de grietas inducidos por la explotación del agua subterránea". *Alternativas Tecnológicas* 29, Academia Mexicana de Ingeniería, pp. 373-369.
- [64] Flores Berrones R. (2001), "Geotecnia en Ingeniería de presas" Instituto Mexicano de Tecnología del agua, primera edición, México, 587pp.
- [65] Garnica et al., (2003) "ALGUNOS ASPECTOS DE LA RESISTENCIA A LA TENSIÓN Y FATIGA EN SUELOS ARCILLOSOS ESTABILIZADOS CON CAL". Publicación técnica No 230. Instituto Mexicano del Transporte. Sanfandila, Qro.
- [66] Garnica y Pérez (2012) "Metodología para la gestión de cortes carreteros", Publicación técnica N° 370. Instituto Mexicano del Transporte. Sanfandila Qro.
- [67] Gelder C. y Fowmes G.J. (2016). "Mixing and compaction of fiber and lime modified cohesive soil". *Ground Improv* 169(G12). Pp. 98 - 108.
- [68] Gray D. H., Ohashi H. (1983), "Mechanics of fiber-reinforcement in sand." *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*. Vol. 109, No. 3, pp. 335-353.
- [69] Gray, D. H., Al-Refeai, T. O. (1986), "Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand." *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*. Vol. 112, No. 8, pp. 804-820.
- [70] González Velázquez J.L. (2004) "Mecánica de Fractura". Limusa, 2ª ed. México. 188 pp.
- [71] Gupta P.K. et al. (2006). "Behaviour of fiber reinforced sand in different test conditions". *Ind Geotechnical J* 36(3). Pp. 272 - 282.
- [72] Hammidi A. y Hooresfand M. (2013). "Effect of fiber reinforcement on triaxial shear behaviour of cement treated sand". *Geotext Geomembr* 36(2). Pp. 1 - 9.
- [73] Haiwen Lia y Kostas Senetakis (2017). "Dynamic properties of polypropylene fibre-reinforced silica quarry sand". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Volume 100, Pages 224-232

- [74] Hallet y Newson (2001). "A simple fracture mechanics approach for assessing ductile crack growth in soil". Soil Science Society of America Journal. Volume 65, Issue 4.
- [75] Hallet y Newson (2004) "Describing soil crack formation using elastic-plastic fracture mechanics" European Journal of Soil Science. Volume 56, Issue 1.
- [76] Hardin Bobby O. and Black W.I. (1968) "Vibration Modulus of normally consolidated Clay". J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng. 94.
- [77] Hanson et al. (1994). "Fracture toughness of compacted cohesive soils using ring test". J. Geotech. Engrg. 120 (5). Pp. 872 - 891.
- [78] Heineck, M. et al. (2005) "Effect of Microreinforcement of Soils from Very Small to Large Shear Strains", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 131, No. 8, pp. 1024-1033.
- [79] Hejazi et al (2012) "A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers" Construction and Building Materials. Volume 30, Pages 100-116.
- [80] Herrera, M. (2014). "Determinación del módulo resiliente de diseño de pavimentos mediante criterios ASSHTO 1993 y 2002". Tesis de Master en Ingeniería Civil con Mención en Ingeniería Vial. Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Lima, Perú.
- [81] Hidalgo C. A. y Pacheco A. (2011) "Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: la teoría". Revista Ingenierías Universidad de Medellín, vol. 10, No. 18, pp. 69-78 Medellín, Colombia.
- [82] Hoare (1979). "Laboratory study of granular soils reinforced with randomly oriented discrete fibers". Proceedings of the international conference on soil reinforcement. Vol. 1, pp 47 - 52. Paris.
- [83] Hongsheng L. y Haitian Y. (2000). "Experimental investigation of fracture toughness of frozen soils". Journal of cold regions engineering 14 (1). Pp. 43 - 49.
- [84] Hoover J.M. et al. (1982). "Performance of randomly oriented fiber - reinforced roadway soils - a laboratory and field investigation". Iowa DOT project report HR-211. Department of Civil Engineering, Engineering Research Institute, Iowa State University, Ames.
- [85] Ibraim E., Fourmont S. (2006), "Behavior of Sand Reinforced With Fibres". Proceedings of the Geotechnical Symposium: Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis. Roma, Italia.
- [86] Ibraim E., Diambra A., Muir Wood D., Russell A. R. (2010), "Static liquefaction of fibre reinforced sand under monotonic loading". Getoextiles and Geomembranes. Vol. 28, pp. 374-385.
- [87] Ingles, O. G., and Frydman, B. E., 1963, "An Examination of Some Methods for Strength Measurement in Soils", Proc. Fourth Australian-New Zealand Conf

- [88] INEGI “Módulos ambientales” en: <http://cuentame.inegi.org.mx/territorio/ambiente/basura.aspx?tema=T> consultado el 30 de abril de 2020.
- [89] IQS Tech Transfe (2018) “Correlación Digital de Imágenes” en: <https://www.iqs.edu/es/noticia/an%C3%A1lisis-experimental-de-materiales-mediante-correlaci%C3%B3n-digital-de-im%C3%A1genes-dic> consultado el 30 de noviembre de 2021
- [90] Irwin (1957). “Analysis of Stresses and Strains near the End of a Crack Traversing a Plate”. *Journal of Applied Mechanics*, 24, 361-364.
- [91] Kaniraj S.R. y Havanagi V. G. (2001). “Behavior of cement-stabilized fiber-reinforced fly ash-soil mixtures. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 127(27): 574-584.
- [92] Kim T. et al., (2008) “Mechanical behavior of lightweight soil reinforced with waste fishing net”. *Geotext Geomembr*
- [93] Jamshidi et al. (2010) “Experimental evaluation of dynamic deformation characteristics of sheet pile retaining walls with fiber reinforced backfill” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30. pp. 438-446.
- [94] Jha J. N. et al. (2014). “Behaviour of plastic waste fiber – reinforced industrial wastes in pavement applications”. *Int J Geotech Eng* 8(3). Pp. 277 – 286.
- [95] Juárez Badillo., E (1969). “Mecánica de suelos tomo 3” primera edición. Ed. Imprenta Nuevo Mundo, México. 414pp.
- [96] Juárez Badillo., E. y Figueroa Vega, G. E., (1984). “Stresses and displacements in an aquifer due to seepage forces (one-dimensional case)”. *Journal of Hydrology* 73: 259-288.
- [97] Juárez Badillo., E., 1991. Grietas por fuerzas de filtración. “Agrietamiento de Suelos”. *Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*, 39-42
- [98] Juárez Luna G. (2002). “Aplicación de la mecánica de fractura a problemas de la geotecnia”. Tesis para obtener el grado de maestro en ciencias. Instituto Politécnico Nacional. México.
- [99] Kainraj S.R. y Havanagi V.G. (2001). “Behaviour of cement – stabilized fiber – reinforced fly ash – soil mixtures”. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 127(27). Pp 574 – 584.
- [100] Kawai, T. (1979). "A new approach to soil mechanics and geotechnical engineering." Presented at 3rd Int. Conf. in Australia on Finite Element Methods, Sydney, Australia.
- [101] Kim et al., 2008. “Mechanical behavior of lightweight soil reinforced with waste fishing net” *Geotextiles and Geomembranes*, 26 (6), pp. 512-518.
- [102] Konrad, J. M. and R. Ayad (1997). "Desiccation of a sensitive clay: Field experimental observations." *Canadian Geotechnical Journal* pp. 929-942.



- [103] Konrad, J. M. and R. Ayad (1997). "An idealized framework for the analysis of cohesive soils undergoing desiccation." *Canadian Geotechnical Journal* 34: 477-488.
- [104] Krishnaswamy and Isaac (1994). "Liquefaction potential of reinforced sand" *Geotextiles and Geomembranes*. Volume 13, Issue 1, 1994, Pages 23-41
- [105] Kumar, B. Walia, J. Mohan (2006). "Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay" *Construct Build Mater*, 20, pp. 1063-1068.
- [106] Kumar et al (2007) "Influence of Fly ash, Lime and Polyester Fibers on Compaction and Strength Properties of Expansive Soil". *Journal of Materials in Civil Engineering*. Volume 19, Issue 3, Pages 242-248.
- [107] Kumar y Singh (2008). "Fiber - reinforced fly ash subbases in rural roads". *J Transp Eng ASCE* 134(4). Pp. 171 - 180.
- [108] Lakshmikantha, M. R. (2009) "Experimental and theoretical analysis of cracking in drying soils" PhD Tesis. Universidad Politécnica de Cataluña. España. 391 pp.
- [109] Latha G.M. y Murthy V.S. (2007). "Effects of reinforcement from on the behavior of geosynthetic reinforced sand". *Geotext Geomembr* 25(1). Pp. 23 - 32.
- [110] Lee, F. H., K. W. Lo, et al. (1988). "Tension crack development in soils." *ASCE J. Geotech. Engrg.* 114 8: 915-929.
- [111] Leonards, G.A. and Narain, J. (1963) "Flexibility of Clay and Cracking of Earth Dams" *Proc. S.M.F.E. Div., A.S.C.E.*, Vol 89, pp. 47-98.
- [112] Li C. (2005). "Mechanical response of fiber-reinforced soil". PhD thesis, Faculty of the Graduate School of the University of Texas at Austin.
- [113] Lloret et al (1998). "Crack initiation in drying soils" *Proc 2nd Int. I Conf. on unsaturated soils*. International Academic Publishers: 497-502. Beijing, China.
- [114] López et al., (2015) "Características mecánicas de un suelo fino reforzado con micro fibras de polipropileno". XXVII reunión nacional de ingeniería geotécnica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. México.
- [115] Lovisa J. et al. (2010) "Behaviour of prestressed geotextile-reinforced sand bed supporting a loaded circular footing". *Geotextiles and Geomembranes*. Volume 28, Issue 1, Pages 23-32.
- [116] Li J. y Ding D.W. (2002), "Nonlinear elastic behavior of fiber-reinforced soil under cyclic loading". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, No. 22, pp. 977-983.
- [117] Li Haiwen y Senetakis Kostas. (2017), "Dynamic properties of polypropylene fibre-reinforced silica quarry sand" *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 100 (2017) 224-232.

- [118] Lindh E y Eriksson L (1990). "Sand reinforced with plastic fibers – a field experiment". Proceedings of the international reinforced soil conference, British Geotechnical Society, pp. 471 – 473. Glasgow.
- [119] Maheshwari et al. (2013) "Effect of Polyester Fibers on Strength Properties of Clayey Soil of High Plasticity". International Journal of Scientific & Engineering Research, Volume 4, Issue 6, 486 ISSN 2229-5518
- [120] Maher H y Gray H. (1990) "Static response of sand reinforced with randomly distributed fibers". J Geotech Eng ASCE; 116:1661–77.
- [121] Maher M y Ho C. (1994) "Mechanical properties of kaolinite/fiber soil composite". J Geotech Eng
- [122] Maher M. y Woods R. (1990) "Dynamic response of sand reinforced with randomly distributed fibers" J. Geotech. Engrg., 1990, 116(7): 1116-1131
- [123] Mansilla y Ruiz (2009). "Reciclaje de botellas de PET para obtener fibra de poliéster". Ingeniería Industrial, núm. 27, 2009, pp. 123-137 Universidad de Lima. Lima, Perú.
- [124] Marsal R. y Reséndiz D. (1975) "Presas de tierra y enrocamiento" Editorial Limusa. Primera edición. México, 546pp.
- [125] Marsal y Masari (2016) "El subsuelo de la Ciudad de México Volumen II". Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.
- [126] Mayoral et al (2019) "The September 19, 2017 Mw 7.1 Puebla-Mexico city earthquake: Important findings from the field – Overview of Special Edition" Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Volume 123, August 2019, Pages 520-524
- [127] Mendoza y Orozco (1991) "Técnicas alternativas para la determinación del límite líquido de suelos" Instituto de Ingeniería UNAM. México.
- [128] Meyerhof, G. G., and Hanna, A. M. (1978). "Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load." Can. Geotech. J., 15, 565–572.
- [129] Michalowski R. L. y Zhao A. (1996). "Failure of fiber – reinforced granular soils". J. Geotech Eng ASCE 122(3). Pp 226 – 234.
- [130] Michalowski R. L., Cermak J. (2003), "Triaxial Compression of Sand Reinforced with Fibers". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. Vol. 129, No. 2, pp. 125-136.
- [131] Mills, J. (2011), Polyester & Cotton: Unequal Competitors, Tecnon Orbichem.
- [132] Mitchell, J. K., and Shen, C. K., 1967, "Soil Cement Properties Determined by Repeated Loading in Relation to Bases for Flexible Pavements", Proc. Second Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements, Univ. Michigan, Ann Arbor.

- [133] Mirzababaei M. et al. (2013). "Unconfined compression strength of reinforced clays with carpet waste fibers". *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 139(3). Pp. 483 - 493.
- [134] Mora Reyes J. A. (2004) "El problema de la basura en la Ciudad de México". Fundación de estudios urbanos y metropolitanos.
- [135] Morris, P. H., J. Graham, et al. (1991). "Cracking in drying soils." *Canadian Geotechnical Journal* 29: 263-277.
- [136] Montero Cubillo N. (2015) "Estudio Geotécnico de Inestabilidad de un terraplén en la carretera N-322" Tesis, Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. España.
- [137] Muntohar, A.S. et al. (2013) "Influence of Rainfall Patterns on the Instability of Slopes" *Journal of Civil Engineering Science and Application*. Vol 15, No 2.
- [138] Murillo R. et al. (1991). "Agrietamiento lacustre al oriente de la Ciudad de México", Memoria, Simposio sobre agrietamiento de suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp. 79-94, México
- [139] Murillo Rodrigo (2012) "Presas de tierra y sus fallas". Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. XXVI Reunion Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Cancun México.
- [140] Murray et al. (2000). "The behavior of sandy soil reinforced with discontinuous fiber inclusions". *Trans Res Rec*, 1714, pp. 9-17
- [141] Narani et al (2020). "Sustainable reuse of Waste Tire Textile Fibers (WTTFs) as reinforcement materials for expansive soils: With special focus on landfill liners/covers". *Journal of Cleaner Production* 247.
- [142] Narain, T. (1962) "Flexibility of Compacted Clay" Ph. D. Thesis, Purdue University, USA.
- [143] Nahlawi, H. & Kodikara, J.K. (2006). "Laboratory experiments on desiccation cracking of thin soil layers". *Geotech Geol Eng* 24: 1641.
- [144] Newman K y White J. (2008). "Rapid assessment of cement/fiber stabilized soil using roller-integrated compaction monitoring". In: *Trans Res Board*, 87th annual meeting, Washington, DC.
- [145] Nichols, J. R. y Grismer, M. E. (1997) "Measurement of fracture mechanics parameters in silty-clay soils". *Soil Science: Volume 162 - Issue 5* - p 309-322
- [146] Nishimura y Hideyoshi (2004). "A study of the measurement of fracture toughness in cohesive soil - relationship between the size of initial crack and diameter of specimen". *Paddy Water Environ* 2. Pp. 27 - 32.
- [147] Nonveiller, E. y Anagnosti, P. (1961). "Stresses and Deformations in Cores of Rockfill Dams", *V Conf. on Soil Mech and Found. Eng.*, París, vol. II, p. 673.

- [148] Noorany, M Uzdevines (1989). "Dynamic behavior of saturated sand reinforced with geosynthetic fabrics" Proc., Geosynthetics' 89 Conf.
- [149] Noorzad R. y Fardad Amini P. (2014) "Liquefaction resistance of Babolsar sand reinforced with randomly distributed fibers under cyclic loading" Soil Dynamics and Earthquake Engineering 66 (2014) 281-292
- [150] Orozco J.M. y Figueroa Vega G. (1991). "Descripción cronológica del desarrollo de los conocimientos sobre el agrietamiento de terrenos", Memoria, Simposio sobre agrietamiento de suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp. 1-12, México.
- [151] Ovando, E.; Romo, M.P. and Diaz (1993) L. "Ground movements in Mexico City during recent earthquakes", Proceedings Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis Missouri, June 1-4, paper No. 14.23.
- [152] Ozkul Z.H. y Baykal G. (2006). "Shear strength of clay with rubber fiber inclusions". Geosynth Int 13(5). Pp. 173 - 180.
- [153] Park (2009). "Effect of fiber reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fiber reinforced cement sand". Geotext Geomembr 26(2). Pp. 162 - 166.
- [154] Park y Tan (2005) "Enhanced performance of reinforced soil walls by the inclusion of short fiber". Geotext Geomembr, 23, pp. 348-361.
- [155] Pérez-Gavilán et al. (2018) "Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: lecciones aprendidas en México" Salud pública Méx 60 (Suppl 1).
- [156] Punthutaecha K et al., (2006) "Volume change behaviors of expansive soils stabilized with recycled ashes and fibers". J Geotech Geoenviron Eng ASCE.
- [157] Puppala J y Musenda C. (2000) "Effects of fiber reinforcement on strength and volumen change behavior of expansive soils", 79th Annual meeting, Washington, USA.
- [158] Qiang Xue et al. (2014). "Cracking, water permeability and deformation of compacted clay liners improved by straw fiber". Engineering Geology 178, 82-90.
- [159] Ranjan G. et al. (1994). "Behaviour of plastic-fiber reinforced sand". Geotextiles and geomembranes 13 (8). Pp. 555 - 565.
- [160] Rawat, P.C. (1968) "Tensile Strength of Compacted soils". M.E. Thesis, Roorkee University, India.
- [161] Reséndiz y Zonana (1969) "La estabilidad a corto plazo de excavaciones a cielo abierto en la arcilla de la Ciudad de México". En El hundimiento de la ciudad de México. SCHCP, Volumen Nabor Carrillo. Pp. 203-227. México.

- [162] Rice y Rosengren (1968). "Plane strain deformation near a crack tip in a power-law hardening material". *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. Volume 16, Issue 1, Pages 1-12
- [163] Richards y Reddy (2007). "Critical appraisal of piping phenomena in earth dams". *Bull Eng Geol Environ* 66:381-402.
- [164] Rico y Castillo. (1992) "Consideraciones sobre compactación de suelos en obras de infraestructura de transporte". Publicación técnica N°7 del Instituto mexicano del transporte. Secretaria de comunicaciones y transportes. México, Qro.
- [165] Romo M.P. et al. (1998) "The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - General Soil Conditions and Clay Properties in the Valley of Mexico". *Earthquake Spectra* 4(4).
- [166] Saada, A. S., Chudnovsky, A., Kennedy, M., & Sharaf, M. (1985). "A Fracture Mechanics and Crack Propagation Approach to the Study of Overconsolidated Clays". CASE INST OF TECH CLEVELAND OH DEPT OF CIVIL ENGINEERING.
- [167] Sadeghi et al., (2014) "Dynamic behavior of reinforced clayey sand under cyclic loading". *Magazine: Geotextiles and Geomembranes*, Volume 42, Issue 5, pp. 564-572, USA.
- [168] Santoni L y Webster L. (2001) "Airfields and road construction using fiber stabilization of sands". *J Trans Eng ASCE*.
- [169] Setty S y Rao G. (1987) "Characteristics of fiber reinforced lateritic soil", IGC (87), Bangalore, India.
- [170] Setty S y Murthy A. (1987) "Behavior of fiber-reinforced Black Cotton soil", IGC (90), Bombay.
- [171] Satyanarayana, B., and Rao, S., 1972, "Measurement of Tensile Strength of Compacted Soil", *Geotechnical Engineering*, Vol. 3.
- [172] Shen, C. K., and Mitchell, J. K., 1966, "Behavior of Soil- Cement in Repeated Compression and Flexure", Paper presented at the 45th annual meeting of the Highway Res. Board, January.
- [173] Sherwell, G., (2014) "Estudio del uso de Polietileno Tereftalato (PET) como material de refuerzo de estructuras terreas conformadas por suelo fino", Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
- [174] Shukla Sanjay K. (2017). "Fundamentals of Fibre-Reinforced soil engineering". Springer Nature Singapore Pte Ltd.
- [175] Sture y Alshibli (1999) "Sand Shear Band Thickness Measurements by Digital Imaging Techniques". *Journal of computing in civil engineering*. Volume 13, Issue 2.
- [176] Suklje, L., Vorgrincic, G., Tratnikova, G., and Jenko, M., (1967) "Testing of the Flexibility of Clays Using Photographic Registration of Displacements", A.C.T.A. Geotechnica, Ljubjana.

- [177] Tang C et al., (2006) "Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil". *Geotext Geomembr.*
- [178] Tang et al. (2012) "Desiccation cracking behavior of polypropylene fiber - reinforced clayey soil". *Canadian Geotechnical Journal*, 49(9), pp 1088 - 1101.
- [179] Thusyanthan et al., (2007) "Crack initiation in clay observed in beam bending" *Geotechnique Journal*, Volume 57 Issue7, pp 581-594.
- [180] Tingle J. S. et al. (2002). "Full - scale field tests of discrete fiber - reinforced sand". *J Transp Eng ASCE* 128(1). Pp. 9 - 16.
- [181] Towner (1987) "The mechanics of cracking of drying clays" *J. agric. Engng. Res* 36: 115-124.
- [182] Tingle et al. (2002). "Full-scale field tests of discrete fiber-reinforced sand". *J Trans Eng ASCE*, 128, pp. 9-16.
- [183] Trejo Moedano A. y Martínez Bains A. (1991) "Agrietamiento de suelos en la zona de Querétaro", Memoria, Simposio sobre agrietamiento de suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, D.F., pp. 67-73
- [184] Turnes K. y Schuster R. (1996). "Landslides: Investigation and Mitigation". National Academy Press. USA. Pp. 673.
- [185] Tutumluer et al. (2004). "Modulus anisotropy and shear stability of geofiber-stabilized sands" *Trans Res Rec*, 1874, pp. 125-135.
- [186] Vettorelo y Claria (2014). "Suelos reforzados con Fibras: Estado del arte y aplicaciones", *Revista de la facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba*, Vol. 1 No. 1, pp. 27-34, Córdoba, Argentina.
- [187] Vésic, A. S. (1975). "Bearing capacity of shallow foundations." *Foundation engineering handbook*, H. F. Winterkorn and H. Fang, eds., Van Nostrand Reinhold, New York, Chap. 3, 121-147.
- [188] Vettorelo y Claria (2016) "Mechanical behavior of loose sand reinforced with synthetic fibers". *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 53(1), 12-18
- [189] Viswanadham S. (1989) "Bearing capacity of geosynthetic reinforced foundation on a swelling clay master of technology dissertation". Madras (India): Indian Institute of Technology.
- [190] Viswanadham S et al., (2009) "Swelling behavior of a geofiberreinforced expansive soil". *Geotext Geomembr* 27(1). Pp. 73 - 76.
- [191] Viswanadham S et al., (2010) "Experimental Study on Flexural Testing of Compacted Soil Beams". *Geotext Geomembr.*
- [192] Wang et al. (2007). "Experimental study on fracture toughness and tensile streng of a clay". *Engineering Geology* 94. Pp. 65 - 75.

- [193] Wang et al. (2016). "Limit of crack depth in KIC testing for a clay". Engineering Fracture Mechanics. Volume 164, Pages 19-23
- [194] Wang Ke y Brennan Andrew (2019) "Behaviour of saturated fibre-reinforced sand in centrifuge model tests" Soil Dynamics and Earthquake Engineering 125 (2019) 105749
- [195] Wang et al. (2020). "Experimental study on fracture toughness of a compacted clay using semi-circular bend specimen". Engineering Fracture Mechanics. Volume 224, 1.
- [196] Wasti Y. y Buttun M.D. (1996). "Behaviour of model footings on sand reinforced with discrete inclusions". Geotext Geomembr 14(10). Pp. 575 – 584.
- [197] White, David J. and Vennapusa, Pavana (2013). "Low-Cost Rural Surface Alternatives: Literature Review and Recommendations" InTrans Project Reports. 28.
- [198] Xie et al. (2020). "Mitigation of desiccation cracks in clay using fiber and enzyme". Bulletin of Engineering Geology and the Environment 79. 4429 – 4440.
- [199] Yamamoto y Springman (2017). "Three- and four-point bending tests on artificial frozen soil samples at temperatures close to 0 °C". Cold Regions Science and Technology. Volume 134, Pages 20-32.
- [200] Yang et al. (2019) "Fiber-reinforced internally unstable soil against suffusion failure". Construction and Building Materials 222. Pp. 458–473.
- [201] Yetimoglu and Salbas (2003). "A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers". Geotextiles and Geomembranes. Volume 21, Issue 2, April 2003, Pages 103-110.
- [202] Yesiller et al (2000). "Desiccation and cracking behavior of three compacted landfill soils". Engineering Geology. 57: 105-121.
- [203] Zaimoglu A. (2010) "Freezing–thawing behavior of fine-grained soils reinforced with polypropylene fibers". Cold Reg Sci Technol.
- [204] Zaimoglu A. y Yetimodlu T. (2012). "Strength behaviour of fine-grained soil reinforced with randomly distributed polypropylene fibers." Geotech Geol Eng 30(1). Pp. 197 – 203.
- [205] Zeevaert, L. 1973. "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions". Ed. Van Nostrand Reinhold Co. New York.
- [206] Zienkiewicz, O. C, Valliappan, S., and King, I. P. (1968). "Stress analysis of rock as a no-tension material." Geotechnique, 18(1), 56-66.