



Universidad Autónoma de Querétaro

Facultad de Ingeniería

Maestría en Ciencias (Mecánica de suelos)

EVALUACIÓN DEL IMPACTO DE LA CONTAMINACIÓN CON DIÉSEL EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE UN SUELO ARCILLOSO.

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

Maestro en Ciencias (Mecánica de suelos)

Presenta:

Yanet Antonio Zárate

Dirigido por:

Dra. María de la Luz Pérez Rea

SINODALES

Dra. María de la Luz Pérez Rea

Presidente

Dr. Eduardo Rojas González

Secretario

Dr. J. Jesús Alonso Mota

Vocal

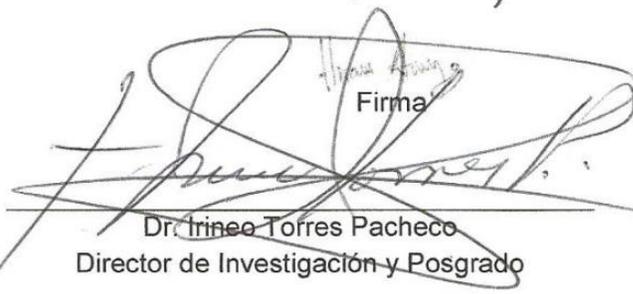
Dr. Alfredo Pérez Garcia

Suplente

M.C. Hiram Arroyo Chávez

Suplente


Dr. Aurelio Domínguez González
Director de la Facultad de Ingeniería


Dr. Irineo Torres Pacheco
Director de Investigación y Posgrado

Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Mayo 2014
México

A la memoria de Early (1985-2009) y Cueto (1985-2014).



AGRADECIMIENTOS

A mis padres, porque siempre me han apoyado en mis decisiones (a pesar de no estar siempre de acuerdo con ellas) permitiéndome aprender de mis errores y aciertos y enseñándome a hacerme responsable de ellos.

A mi hermana, porque a pesar de las diferencias entre nuestras personalidades ha estado para mí en mis peores días haciéndome sentir querida y añorada.

A Clara y Cueto, porque estuvieron al pendiente de mí todo el tiempo que estuve fuera de casa, reforzándome con sus palabras cuando pensé que no podía más.

A Luis, porque sin él el cierre de este ciclo no hubiera sido posible, por todo su apoyo, paciencia y su dotación de sonrisas.

A Alfredo, Andy (al cuadrado), Anita, Héctor, Josept y Temo, porque con su amistad y sus atenciones me hicieron más fácil el proceso de adaptación a mi nueva vida en Querétaro. A Elda, Jenny, Beto, Bimbela, Chavita, Cristoph, Deivid, Hiram, Serch y Waldo, por el apoyo moral y físico, por el conocimiento compartido, por las risas ocasionadas, por las conversaciones profundas... por ser el plus de ganancia adquirida en mi aventura.

A Lupita Centeno por tener siempre consigo la actitud de servicio, la nobleza y el buen humor.

A los doctores del cuerpo académico del área de suelos que formaron parte del Jurado y que desinteresadamente compartieron su conocimiento y fueron una guía para lograr la conclusión de este trabajo.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por su apoyo que permitió el desarrollo de esta investigación.

RESUMEN

En la actualidad existen diversos estudios enfocados a determinar el impacto de los contaminantes en el suelo a nivel físico, biológico y químico; así como a la evaluación de los procedimientos desarrollados para restaurar esos suelos. Sin embargo, el suelo también cumple la función de soporte para la habitación humana y los estudios referentes a la variación de sus propiedades mecánicas son escasos. Por lo anterior, en este trabajo se presenta un análisis de la capacidad de carga de un suelo arcilloso contaminado con combustible diésel. Pruebas triaxiales drenadas consolidadas se realizaron en especímenes contaminados en el laboratorio con 10, 20 y 30% de diésel y curvas características para cada caso fueron determinadas.

Las variaciones de los parámetros mecánicos para cada incremento de contaminante que se reflejan en el valor de la capacidad de carga así como la variación en el valor de la succión son mostradas.

Palabras clave: suelo arcilloso, contaminante, diésel, propiedades mecánicas, capacidad de carga.

ABSTRACT

Currently, there are several studies focused on determining the impact of contaminants in soil to physical, biological and chemical level and the evaluation of the procedures developed to restore these soils. However, soil also serves as a support for human habitation and studies related to the variation of mechanical properties are scarce. Therefore, in this work the author analyzes the bearing capacity of clayey soil contaminated with diesel fuel. Consolidated drained triaxial tests were conducted in contaminated specimens in laboratory with 10, 20 and 30% diesel and characteristic curves for each case were determined.

Variations of the mechanical parameters for each increment of pollutant that are reflected in the value of the bearing capacity as well as the variation in the value of the suction are shown.

Keywords: Clayey soil, pollutant, diesel, mechanics properties, bearing capacity.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
Hipótesis.....	3
Objetivo general.....	3
Objetivos particulares.....	3
Justificación.....	3
CAPÍTULO 1.....	6
El suelo y la degradación de su calidad por efecto de la contaminación.....	6
1.1 El suelo, estructura y composición.....	6
1.1.1. Minerales de arcilla.....	7
1.2. La calidad del suelo.....	9
1.2.1. La ocupación.....	10
1.2.2. La sobreexplotación.....	10
1.2.3. La contaminación.....	10
1.3. Contaminación del suelo y principales contaminantes.....	11
1.3.1. Contaminación debida a la actividad agrícola.....	11
1.3.2. Contaminación generada por la actividad urbana.....	12
1.3.3. Contaminación generada por la actividad industrial.....	12
1.4. Hidrocarburos de petróleo.....	13
1.5. Derrames de hidrocarburos en suelos.....	14
CAPÍTULO 2.....	19
Influencia de la contaminación por hidrocarburos en las propiedades físicas, químicas y mecánicas de suelos.....	19
2.1. Propiedades físicas y químicas de un suelo con presencia de hidrocarburos.....	19
2.1.1. Variación en los valores de permeabilidad.....	19
2.1.2. Cambios microestructurales.....	20
2.1.3. Efectos sobre la capacidad de intercambio catiónico.....	20
2.1.4. Efectos sobre el potencial de hidrógeno (pH).....	21
2.1.5. Contenido de materia orgánica.....	21

2.1.6. Importancia de la identificación de las propiedades físicas y químicas en un suelo contaminado.	22
2.2. Propiedades mecánicas de un suelo con presencia de hidrocarburos.	22
2.2.1. Límites de consistencia.	22
2.2.2. Influencia en la resistencia al esfuerzo cortante.....	24
2.2.3. Expansión y compresión.....	27
CAPÍTULO 3.	29
Fundamentación teórica.....	29
3.1. Resistencia al esfuerzo cortante.	29
3.1.1. Criterios de falla de Mohr-Coulomb.....	30
3.2. Métodos de cálculo de la resistencia al cortante.....	34
3.2.1. Métodos in situ.	34
3.2.2. Pruebas de laboratorio.....	36
3.3. Teorías de capacidad de carga.	41
3.3.1. Capacidad de carga en suelos puramente cohesivos.....	41
3.3.2. Teoría de Prandtl.....	43
3.3.3. Teoría de Terzaghi.....	44
3.3.4. Teoría de Meyerhof.....	47
3.3.5. Teoría de Zeevaert.	49
3.3.6. Teoría de Skempton.	50
3.4. El concepto de succión y su influencia en la resistencia al cortante de un suelo.	51
CAPÍTULO 4.	57
Metodología.....	57
4.1. Localización y ubicación del suelo en estudio.....	57
4.2. Muestreo.....	57
4.3. Caracterización.....	58
4.3.1. Contenido de humedad.....	58
4.3.2. Análisis granulométrico vía seca.	59
4.3.3. Análisis granulométrico vía húmeda.	59
4.3.4. Peso específico.....	59
4.3.5. Peso específico relativo de sólidos.....	59
4.4. Medición de la succión.....	60

4.5. Ensayo triaxial consolidado drenado (CD).	62
4.6. Método de contaminación de probetas con diésel.	62
4.7. Límites de consistencia en suelo contaminado con diésel.	64
4.7.1. Cálculo del límite líquido.	65
4.7.2. Cálculo del límite plástico.....	66
4.8. Curva característica de un suelo contaminado.	66
4.9. Ensayo triaxial en probetas contaminadas.	66
CAPÍTULO 5.	69
Resultados y discusión.	69
5.1. Caracterización geotécnica.	69
5.2. Absorción máxima de diésel en probetas de suelo no alterado.	70
5.3. Límites de consistencia de un suelo contaminado con diésel.	71
5.4. Curva característica del suelo.	74
5.4.1. Curva característica del suelo.	74
5.4.2. Curva característica de un suelo contaminado con diésel.	74
5.4.3. Variación de los valores de succión en un suelo contaminado.....	76
5.5. Comparación de las gráficas esfuerzo-deformación.	79
5.5.1. Comparación de gráficas de la envolvente de falla para suelos con distintos contenidos de diésel.	80
5.5.2. Variación de los valores de p y q	81
5.5.3. Cálculo de la capacidad de carga utilizando la teoría de Skempton.	82
CAPÍTULO 6.	86
Conclusiones.	86
Referencias bibliográficas.	92
Apéndice.....	98

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA		PÁGINA
1.1	<i>Tetraedro de sílice y octaedro de alúmina (Pergher, et al, 1999).</i>	7
1.2	<i>Doble capa difusa (Gauzellino, et al, 2010).</i>	8
1.3	<i>Número de derrames de petróleo crudo cuantificados y no cuantificados a nivel nacional 2000-2012 (Comisión Nacional de Hidrocarburos, 2013).</i>	16
2.1	<i>Variación del pH por contenido de hidrocarburos en un suelo arcilloso (Martínez y López, 2001).</i>	21
2.2	<i>Variación de los límites de consistencia a través del tiempo (Nazir, 2012).</i>	23
2.3	<i>Adherencia del petróleo a las partículas de suelo en contacto con agua (Ur Rehman, et al, 2007).</i>	24
2.4	<i>Valores de la capacidad de carga de una CL contaminada con petróleo crudo (Khomehchiyan, 2006).</i>	25
2.5	<i>Variación de la resistencia a la compresión no confinada con la duración del periodo de contaminación (Nazir, 2011).</i>	26
3.1	<i>El mecanismo de los fenómenos de fricción (OfiGeo, 2012).</i>	30
3.2	<i>Inclinación del plano de falla en suelo con respecto al plano principal mayor.</i>	32
3.3	<i>Círculo de Mohr ((Nieto, Alaniz, 2007).</i>	33
3.4	<i>Veleta (Paredes, 2010).</i>	35
3.5	<i>Dispositivo para ejecutar la prueba de corte directo (Das, 1997).</i>	36
3.6	<i>Gráfica esfuerzo-deformación (Leoni, 1987).</i>	37
3.7	<i>Gráfica resumen de repetición de pruebas (Leoni, 1987).</i>	38
3.8	<i>Equipo para prueba de compresión triaxial (Valle, 1982).</i>	39
3.9	<i>Estado de esfuerzos (Whitlow, 1994)</i>	40
3.10	<i>Esfuerzos cortantes máximos bajo una banda de longitud infinita</i>	42
3.11	<i>Mecanismo de falla de Prandtl.</i>	43
3.12	<i>Mecanismo de falla de Terzaghi (Das, 2001).</i>	44
3.13	<i>Mecanismo de falla de Meyerhof (Juárez, 1990)</i>	47
3.14	<i>Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y profundos de acuerdo a Meyerhof (Mendoza, 2012).</i>	48
3.15	<i>Influencia de la profundidad del desplante en el valor de Nc (Juárez, 1999).</i>	50
3.16	<i>Valores para el factor de capacidad de carga en función de la relación D/B.</i>	51
4.1	<i>Labrado de muestras en predio en Santa Fe.</i>	58
4.2	<i>Probetas con material remoldeado para cálculo de succión.</i>	61
4.3	<i>Cálculo de la cantidad máxima de diésel retenida por probeta.</i>	63
4.4	<i>Contaminación de probetas.</i>	64
4.5	<i>Adición de agua en material contaminado con diésel.</i>	65
4.6	<i>Separación de porciones para adición de agua requerida.</i>	65
5.1	<i>Peso de la probeta vs Porcentaje de diésel retenido.</i>	70
5.2	<i>Volumen de vacíos disponible en la probeta vs Volumen de diésel retenido.</i>	71
5.3	<i>Variación del límite líquido en función del incremento de contenido de diésel.</i>	72

FIGURA		PÁGINA
5.4	<i>Variación del límite plástico en función del incremento de contenido de diésel.</i>	73
5.5	<i>Variación del índice plástico en función del incremento de contenido de diésel.</i>	73
5.6	<i>Curva característica del suelo.</i>	74
5.7	<i>Curva característica de un suelo contaminado con 10% diésel.</i>	75
5.8	<i>Curva característica de un suelo contaminado con 20% diésel.</i>	75
5.9	<i>Curva característica de un suelo contaminado con 30% diésel.</i>	76
5.10	<i>Comparativo de los valores de succión en las curvas de humedecimiento.</i>	77
5.11	<i>Comparativo de los valores de succión en las curvas de secado.</i>	77
5.12	<i>Comparativo de la variación en los valores de entrada de aire en las curvas de humedecimiento.</i>	78
5.13	<i>Comparativo de la variación en los valores de entrada de aire en las curvas de secado.</i>	79
5.14	<i>Comparación de gráficas esfuerzo-deformación para un esfuerzo confinante de 0.5 kg/cm²</i>	80
5.15	<i>Comparación de gráficas esfuerzo-deformación para un esfuerzo confinante de 1.0 kg/cm²</i>	80
5.16	<i>Envoltura de falla para suelo contaminado y sin contaminar.</i>	81
5.17	<i>Valores de p y q en suelo contaminado y no contaminado.</i>	82
5.18	<i>Comparativo de la capacidad de carga a diferentes contenidos de diésel.</i>	84

INTRODUCCIÓN

El papel del suelo en la vida humana es, sin duda, imprescindible, esto es debido a que sus funciones abarcan desde servir como base para el desarrollo de la ganadería, agricultura e infraestructura hasta incluso, proteger el agua subterránea de la contaminación. Por definición, el suelo se considera un recurso lentamente renovable, sin embargo, en la actualidad, posee una alta tasa de degradación y una de sus causas es la contaminación, lo que complica su regeneración natural. Diferentes estudios se han elaborado para analizar el impacto biológico, químico y físico de la contaminación en el suelo y para desarrollar técnicas que logren su remediación. En este trabajo, el estudio se enfoca en el impacto de la contaminación del suelo desde otro enfoque: el mecánico.

Puesto que el suelo es el lugar en el que se desplantan las obras de infraestructura, la posibilidad de un cambio en su estructura por efecto de un agente contaminante que afecte su capacidad de cumplir con esa función debe ser considerada. Más aún, si el suelo en cuestión, es una arcilla, pues posee propiedades fisicoquímicas que pueden resultar afines al contaminante. Aunado a las afectaciones que genera en el suelo; en el ser humano, la exposición a los hidrocarburos aromáticos policíclicos (HAP) puede causar su absorción y ésta puede ser por vía inhalatoria, digestiva o térmica. Los hidrocarburos se distribuyen ampliamente en todos los tejidos, especialmente en los que tienen mayor contenido graso. Aunque el organismo trata de eliminar la mayoría de los HAP mediante un proceso denominado detoxificación que tiene lugar en el hígado, el primer paso del proceso es la oxidación de los HAP, al compuesto oxidado se le añade una molécula abundante en el organismo como el glutatión; (este paso se conoce como conjugación) con la finalidad de hacer que un compuesto que era soluble en grasa se haga soluble en agua para facilitar su eliminación por medio de la orina. El problema radica que, durante el proceso de oxidación se producen compuestos conocidos como epóxidos que son altamente reactivos con capacidad para unirse a moléculas complejas como las proteínas y el ADN (ácido desoxirribunucleico), esta característica es la responsable de la capacidad genotóxica de los HAP (Agudo, 2010).

En este trabajo se eligió como agente contaminante, el combustible diésel, un hidrocarburo con compuestos parafínicos, olefínicos y aromáticos. El contaminante se utilizó para evaluar si algún cambio significativo se presenta en una arcilla de alta compresibilidad cuando se encuentra contaminada.

Los parámetros mecánicos fueron calculados realizando pruebas triaxiales consolidadas drenadas (CD) en probetas contaminadas con combustible diésel en diferentes proporciones y en suelo sin contaminar; con los resultados de esas pruebas se determinó la capacidad de carga utilizando la teoría de Skempton. Así mismo las curvas características fueron obtenidas, para conocer la afectación en los valores de succión naturales del suelo.

Hipótesis.

La presencia de combustible diésel en el suelo genera una variación negativa en el valor de sus propiedades mecánicas, lo que lo hace no apto como suelo de desplante para soportar una edificación.

Objetivo general.

Verificar si al contaminar un suelo con diésel éste conserva la capacidad de soporte estructural mediante la verificación de la capacidad de carga utilizando la teoría de Skempton.

Objetivos particulares.

Analizar la cantidad de diésel que una masa definida de suelo retiene.

Calcular los parámetros mecánicos de un suelo contaminado con diésel.

Obtener la curva característica del suelo en estado contaminado.

Justificación.

En México se tiene un número considerable de sitios contaminados con hidrocarburos como resultado de fugas o descargas accidentales de petróleo crudo, combustóleo, gasóleo, gasolina, diesel y turbosina, así como la disposición de recortes de perforación, lodos aceitosos y aceites lubricantes gastados, que se han producido dentro y fuera de las instalaciones productoras y almacenadoras (Iturbe, et al, 2002).

Lo anterior expuesto implica que no solo la infraestructura ubicada en zona industrial es la que se encuentra propensa a un contacto directo con un suelo contaminado, sino que también la asentada en áreas urbanas. SEMARNAP (1996) concluyó que las propiedades físicas del suelo más afectadas por derrames de hidrocarburos son la estructura del suelo debido a la ruptura de los agregados, el aumento de la retención del agua en la capa superficial y el potencial hídrico. Probablemente, la componente más importante en el suelo en relación con la persistencia de sustancias tóxicas es la arcilla (Ortíz et al., 2003).

La importancia de evaluar un suelo al contaminarse con diésel radica en las consecuencias que podrían originarse si su microestructura y propiedades físico-químicas se alteran, ya que estas definen la capacidad de carga y la estabilidad del suelo. Si ocurre un derrame en una zona donde existe una edificación y las propiedades mecánicas del suelo se ven afectadas pueden ocasionar pérdidas desde económicas hasta, en un caso extremo, pérdidas humanas por la falta de estabilidad en la estructura; de conocerse la respuesta de un suelo ante la presencia de un agente contaminante puede eliminar la incertidumbre y marcar la pauta para desarrollar las técnicas de las acciones que deberán tomarse, ya sea con un programa preventivo o correctivo, según sea el caso, para proteger la estructura.

CAPÍTULO 1.

El suelo y la degradación de su calidad por efecto de la contaminación.

1.1 El suelo, estructura y composición.

El suelo ha sido definido, en términos de ingeniería, como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas (Das, 2001).

El suelo es producido como un resultado de la influencia del agua y aire sobre la corteza terrestre, estos agentes tienen dos mecanismos de ataque: desintegración mecánica y descomposición química. La desintegración mecánica, es decir, la fractura y rompimiento de varios tipos de roca, puede generarse por cambios periódicos de temperatura, por la acción de la congelación del agua en las grietas de las rocas o efectos de microorganismos y plantas. Sea cualquiera de los anteriores el caso, dan lugar generalmente a arenas y limos. En cambio, la descomposición química se refiere a la alteración mineralógica o química de la roca. La oxidación, hidratación y carbonatación son las reacciones mediante las cuales el agua ataca a la roca generando suelo arcilloso.

Generalmente, el suelo que se obtiene por efecto de la desintegración mecánica es inorgánico, y éste puede permanecer en el sitio donde se creó conformando un suelo residual o en caso que no permanezca, un suelo transportado. Por otra parte, si el suelo es producto de la descomposición química, entonces se genera un suelo orgánico y éste es formado in situ, aunque posteriormente puede ser arrastrado hacia otros sitios por los agentes de transporte.

Para efectos de su estudio, fue necesario estandarizar la forma de identificación de un suelo, dependiendo del enfoque del estudio, por lo que desde la perspectiva de un ingeniero civil un suelo puede clasificarse en grava, arena, limo o arcilla según el tamaño de partícula predominante en él. Las gravas, al igual que las arenas están conformadas por cuarzo y feldespatos además de otros minerales. Los limos son granos muy finos de cuarzo y algunas partículas de minerales micáceos en forma de escamas. Las arcillas son partículas submicroscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales (Badillo, Rico, 1996).

1.1.1. Minerales de arcilla.

Los minerales que conforman las arcillas son silicatos de aluminio estructurados básicamente de dos unidades: tetraedro de sílice y octaedro de alúmina. La unidad de tetraedro consiste en cuatro átomos de oxígeno rodeando uno de silicio y la combinación de varias unidades compone una lámina de sílice. La unidad octaédrica consiste de seis átomos de oxígeno y uno de aluminio y su combinación da una lámina gibbsita.

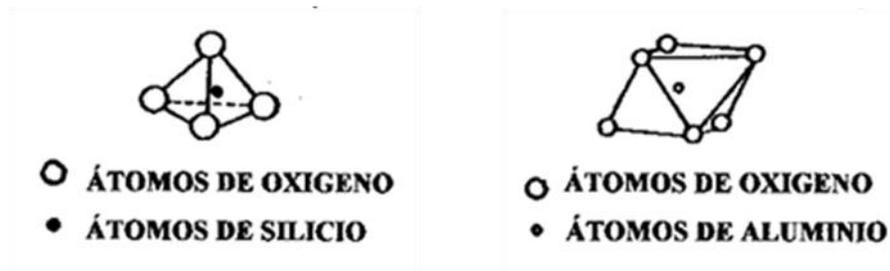


Figura 1.1. Tetraedro de sílice y octaedro de alúmina (Pergher, et al, 1999)

De acuerdo con su estructura reticular las arcillas son clasificadas en tres grandes grupos: caolinitas, montmorilonitas e ilitas (Juárez,1999). La caolinita consiste de capas repetidas de láminas de sílice y gibbsita; la ilita de una lámina de gibbsita enlazada con dos láminas de sílice, las capas de ilita están entrelazadas entre sí por iones de potasio, para balancear los iones de potasio deriva de la sustitución de aluminio por silicio en las láminas tetraédrica. La sustitución de un elemento por otro, sin cambio en la forma cristalina, se conoce como sustitución isomorfa.

La montmorilonita tiene una estructura similar a la illita pero en ella, hay una sustitución isomorfa de magnesio y hierro por aluminio en las láminas octaédricas. En esta arcilla, los iones de potasio no se presentan por lo que, en caso de presencia de agua, ésta es atraída hacia los espacios entre las capas.

En arcilla seca, la carga negativa es balanceada por cationes intercambiables como Ca^{++} , Mg^{++} , Na^+ y K^+ que se encuentran alrededor de las partículas y se mantienen unidas por atracción electrostática. Cuando el agua se introduce en una arcilla, los cationes y una cantidad pequeña de aniones flotan alrededor de las partículas de arcillas, a este fenómeno se le conoce como doble capa difusa.

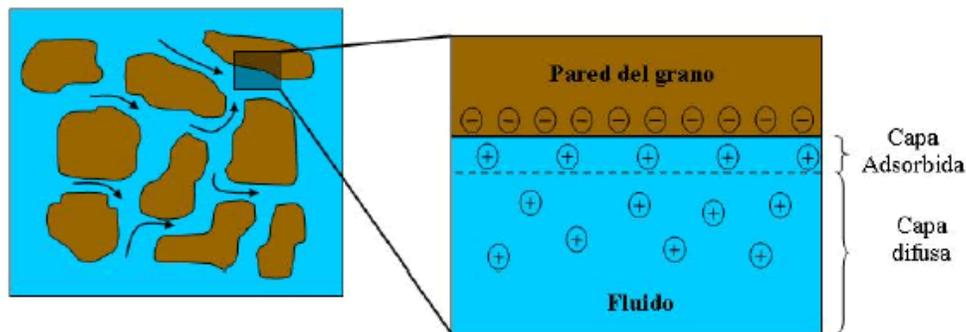


Figura 1.2. Doble capa difusa (Gauzellino, et al, 2010).

Las moléculas de agua son polares, actúan con carga positiva en un extremo y con carga negativa en el otro, esto se conoce como dipolo. El área superficial de las partículas de arcilla cargada negativamente y los cationes atraen al agua dipolar. Los cationes, a su vez, son atraídos a las partículas de suelo. La capa interior del agua de capa doble, que se mantiene unida muy fuertemente por la arcilla, se conoce como agua adsorbida y es más viscosa que el agua libre. La orientación del agua alrededor de las partículas de arcilla da a los suelos arcillosos sus propiedades plásticas (Das, 2001), que sirven para caracterizar el comportamiento de un suelo en función del contenido de agua. Así mismo, un suelo también puede caracterizarse en función de sus propiedades físicas, químicas y biológicas, dependiendo del área en que se esté enfocando el estudio de éste o bien pueden utilizarse estas propiedades como indicadores para evaluar su nivel de calidad.

1.2. La calidad del suelo.

El suelo es un sustrato de importancia vital, dado que la mayor parte de producción alimentaria requerida por la población mundial en continuo desarrollo depende de él, sin embargo, éste es solo uno de sus usos, porque el suelo cumple con una variedad de funciones trascendentes para la vida humana. Por una parte, actúa filtrando, amortiguando y transformando compuestos adversos que contaminan el ambiente, protegiendo así de la contaminación la cadena alimenticia y el agua subterránea, y por otra, comprende una reserva de genes la cual es más completa en calidad y cantidad que la de toda la biota sobre la tierra (Blum, 1998). Los suelos también sirven como base para las obras de infraestructura: instalaciones industriales, sistemas de transporte, espacios para actividades de recreación y como receptores de residuos y desechos de las actividades humanas (López, 2002).

Los procesos desencadenados de actividades humanas como el aumento de la población o su migración hacia áreas urbanas y suburbanas son los que generan una reducción en la capacidad del suelo para sostener ecosistemas naturales o modificados, para mejorar o mantener la calidad del aire y del agua y para preservar la salud humana (SEMARNAT, 2003). A pesar de haber sido considerado por muchos años un recurso infinitamente renovable por su apariencia sana, el suelo superior es netamente un recurso no renovable y actualmente posee altas tasas de degradación y tasas extremadamente lentas de regeneración debido principalmente a la acción humana (Contreras, 2005).

Recientemente se habla de la calidad del suelo en lugar de la fertilidad, debido a que se considera que es la capacidad de funcionar dentro de los límites de ecosistemas naturales o manejados para promover la productividad vegetal y animal, mantener o incrementar la calidad del aire y del agua y apoyar la salud y habitación humana (CEC 2006), es decir, la calidad del suelo es producto de componentes químicos, físicos y biológicos del suelo y sus interacciones, y puede ser definida como la capacidad del suelo para funcionar de una manera deseada tal como para producir cultivos, animales y seres humanos saludables, resistir la degradación y minimizar impactos ambientales (Parr et.al. 1992).

El suelo en su condición de uso primario es susceptible de recibir impacto que puede expresarse en diferentes formas de degradación e inclusive en la pérdida irreversible del mismo. Dicho impacto, en términos generales, puede ser producido por tres causas fundamentales: la ocupación, la sobreexplotación y la contaminación (López, 2002).

1.2.1. La ocupación.

Se genera por las actividades que toman posesión de la tierra y que, por lo general, conlleva una pérdida irreparable, como la expansión de las ciudades, pues ésta implica urbanización, localización de polígonos industriales, vías de comunicación, aeropuertos, etcétera.

La ocupación del suelo puede significar su destrucción o la modificación de su capacidad, presentándose efectos tales como la modificación del drenaje del suelo por cimentaciones o impermeabilizaciones que afecta directamente su calidad o indirectamente los ecosistemas que sobre él pueden desarrollarse o como la alteración de la topografía y del relieve en general con incidencia directa en la capacidad de uso del suelo y los ecosistemas.

1.2.2. La sobreexplotación.

Los incrementos en producción, en la actualidad, se obtienen, generalmente, incrementando los rendimientos de los cultivos e intensificando el uso de la tierra bajo explotación.

La sobreexplotación del suelo resulta de la aplicación de prácticas inadecuadas como la agricultura más intensiva que la que puede soportar el suelo, la sobrecarga de ganado, la explotación forestal abusiva y la extensiva distribución de caminos, su trazado inadecuado o en mal estado.

1.2.3. La contaminación.

La contaminación es una alteración al estado de equilibrio de un ecosistema por la adición de sustancias que en condiciones normales no se encuentran presentes y si lo están,

su proporción ha aumentado o disminuido en comparación a su volumen normal. Ésta puede tener lugar en el agua, el suelo o la atmósfera; en el caso del suelo, son diversas las fuentes que alcanzan el suelo, puesto que los contaminantes pueden ser agregados en forma directa o indirecta. Las principales fuentes de contaminación, tienen su origen en tres tipos de actividades: agrícola, urbana e industrial (López, 2002).

1.3. Contaminación del suelo y principales contaminantes.

En México, como a nivel mundial, el suelo sufre una gran degradación acelerada; la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico (OCDE), coloca a México entre los primeros lugares en este aspecto (con cerca de 50% de suelos severa y muy severamente degradados), comparado con el resto de sus países miembros.

En párrafos anteriores se mencionó que la contaminación es una de las causas de degradación del suelo y que ésta ocurre por la presencia de agentes contaminantes, los cuales se clasifican en endógenos y exógenos. Los endógenos provienen del mismo suelo y los exógenos del exterior. Un contaminante se define de acuerdo a la norma NMX-AA-091-1987 como toda materia o energía en cualquiera de sus estados físicos o formas que al incorporarse o actuar en la atmósfera: agua, suelo, flora o fauna, o cualquier elemento ambiental, altere o modifique su composición natural y degrade su calidad.

En México existen problemas de contaminación aún no cuantificados con precisión. Sin embargo, pueden mencionarse de manera cualitativa los problemas de contaminación generados por el uso de agroquímicos, tanto fertilizantes (en especial los nitrogenados) como de pesticidas (fungicidas, herbicidas e insecticidas); los que son consecuencia del derrame y fugas de combustibles (petróleo y derivados), así como los ligados a actividades mineras, en sus etapas de extracción como en las de procesamiento de los materiales obtenidos (INEGI-SEMARNAP, 1997).

1.3.1. Contaminación debida a la actividad agrícola.

La producción agrícola en cualquier sitio representa la interacción del suelo y factores meteorológicos, sistemas de cultivo, operaciones de siembra y labranza, uso de productos químicos, irrigación, métodos de cosecha y disposición de residuos.

Entre los principales contaminantes producidos por las actividades agrícolas se encuentran los pesticidas y fertilizantes, pues interfieren con el equilibrio ecológico, entran en la cadena alimenticia, contribuyen a la contaminación del agua y los nitritos presentes en los fertilizantes pueden ocasionar enfermedades como el cáncer.

1.3.2. Contaminación generada por la actividad urbana.

Se refiere principalmente a los desechos domésticos producidos por los residentes de ciudades y centros poblados. La basura desechada por la gente está conformada por plásticos, papel, vidrio, metales, madera y restos de alimentos, además, como componentes adicionales de importancia en la basura también se encuentran químicos tóxicos, solventes y medicinas que generan complicaciones referentes a su disposición.

1.3.3. Contaminación generada por la actividad industrial.

Toda actividad industrial extractiva o de transformación repercute en el medio ambiente, ya sea porque se incida sobre hábitats y ecosistemas, porque se trate de recursos no renovables o porque la explotación del recurso ha rebasado la tasa de renovación natural, el medio ambiente es impactado de manera negativa, creando además, una cadena de eventos con tendencia al desequilibrio, a la entropía y finalmente, a la degradación (Vela, 2007). La contaminación generada por la actividad industrial se asocia principalmente con la producción de desechos, pero también con la liberación de sustancias nocivas al ambiente producto de accidentes y otras operaciones que pueden causar la degradación y/o la pérdida irreversible del suelo.

En México, como consecuencia de varios siglos de actividad minera y posteriormente, debido a la industria de la química básica, petroquímica y de refinación del petróleo, se han producido cantidades muy grandes, pero muy difíciles de cuantificar, de residuos peligrosos. Aunado a lo anterior, la intensa actividad de otras industrias, junto con

accidentes durante el almacenamiento, transporte o trasvase de sustancias (fugas, derrames, incendios) y la disposición clandestina e incontrolada de residuos, contribuyen en gran medida a la contaminación de suelos (INE, 2007).

A pesar de que el desarrollo de la industria petroquímica en el país ha generado diversos satisfactores económicos, su expansión también ha dado origen a graves problemas ambientales, derivados de emergencias ambientales, con graves repercusiones a la salud de la población y al equilibrio ecológico de los ecosistemas (Quadri, 1994). Entre las causas que han generado este deterioro ambiental por la contaminación de cuerpos de agua y suelos a lo largo de todo el país, se encuentran las siguientes: i) manejo inadecuado y abandono de materiales y residuos peligrosos; ii) mantenimiento inadecuado o falta de este en instalaciones petroleras; iii) explosiones en instalaciones de alto riesgo; iv) fugas en líneas de conducción; v) derrames de hidrocarburos (INE, 2007).

1.4. Hidrocarburos de petróleo.

Los hidrocarburos son compuestos formados por átomos de carbono e hidrógeno, de gran abundancia en la naturaleza, presentes principalmente en el petróleo (Crispin, 1988). Su clasificación depende del número de carbonos y su estructura química. Los hidrocarburos alifáticos son de cadena lineal o ramificada y pueden ser saturados (alcanos) o insaturados (alquenos y alquinos); los de cadena cíclica pueden ser saturados (cicloalcanos) o con uno o más anillos bencénicos (aromáticos) (Rosales, 2008).

El petróleo crudo, además de estar conformado por hidrocarburos, contiene compuestos heterocíclicos, asfaltenos y resinas. En las refinerías, se procesa el petróleo crudo para transformarlo en productos terminados derivados de él, como lo son gas licuado de petróleo (gas LP), gasolina, combustible pesado, combustible diesel, materias primas de petroquímicos, gasóleo de calefacción, aceite combustible y asfalto, esto se hace mediante la separación en fracciones con un punto de ebullición y contenido de carbono único. Dentro de las torres de destilación, los líquidos y los vapores se separan en fracciones de acuerdo a su peso molecular y temperatura de ebullición. Las fracciones más ligeras, incluyendo gasolinas y gas LP, vaporizan y suben hasta la parte superior de la torre donde

se condensan. Los líquidos medianamente pesados, como la kerosina y la fracción diésel, se quedan en la parte media. Los líquidos más pesados y los gasóleos ligeros primarios, se separan más abajo, mientras que los más pesados se quedan en el fondo.

Cuanto más denso sea el crudo más alta es su proporción de carbono e hidrogeno y más costoso el proceso de refinación para producir combustibles. En la actualidad, existen más de 660 refinerías en 116 países, que producen más de 85 millones de barriles de productos refinados por día (ICCT, 2011). En México, PEMEX ha producido, en promedio, 2 millones de barriles de petróleo crudo por día (PEMEX, 2013).

El diésel es un combustible hidrocarburo y está conformado por compuestos parafínicos, naftalénicos y aromáticos, su contenido de carbono se encuentra entre C10 y C22, se considera como un hidrocarburo de fracción media. El contaminante más importante contenido en el diésel es el azufre, por medio de la combustión se convierte en óxido de azufre que al entrar en contacto con la humedad del aire se transforma en ácido sulfúrico, también contiene nitrógeno que se libera como óxido nitroso, ambos, el óxido de azufre y el óxido nitroso son causantes de la lluvia ácida. Las propiedades que caracterizan a este combustible son el índice de cetano, que mide la calidad de la ignición; el contenido de azufre, a menor contenido de azufre, el diésel es más limpio y menos contaminante y finalmente, su densidad y viscosidad.

1.5. Derrames de hidrocarburos en suelos.

En los inicios de la industria, el petróleo crudo y sus derivados se almacenaban, transportaban y distribuía en barriles o bidones, causando grandes gastos de mano de obra y pérdidas considerables de producto. Ante ello, hubo la necesidad de crear un sistema eficiente de transporte que disminuyera gastos, tiempo y pérdidas. En la actualidad, el transporte de los hidrocarburos y sus derivados se realiza mediante el uso de buquetanques, ferrocarriles, autotanques y ductos (Romo et al., 2011).

La transportación a través de ductos es considerada como la opción más segura, práctica y económica, éstos se clasifican de acuerdo al producto que transportan, ya sean

oleoductos, gasoductos y poliductos. Los ductos sirven para recolectar y distribuir el producto en sus diferentes procesos y para la comercialización de los hidrocarburos. En 1994, la red de ductos de Pemex contaba con una extensión de más de 60 000 km, hacia el 2000 mantuvo prácticamente el mismo nivel, en tanto, en 2009 alcanzaba una longitud de 65 339 km., de los cuales estaban en operación un 61%. (Romo et al.,2011). La mitad de los ductos son obsoletos por tener más de 30 años de operación y no recibir mantenimiento adecuado; más de 16 000 kilómetros de los ductos en operación se encuentran con población encima de los derechos de vía de la paraestatal (IMP, 2005), lo que significa un alto riesgo ambiental y social y un grave problema de protección civil y seguridad nacional (Jacott, et al., 2011).

De acuerdo a la PROFEPA (2001) en el periodo de 1997 al 2001, PEMEX fue responsable de 64.50 por ciento de las emergencias ambientales en el país por sustancias peligrosas (1672 desastres ambientales de un total de 2592). Más del 80 por ciento de las emergencias son causadas por transporte y más del 70 por ciento se presenta en ductos; 57 por ciento provoca derrames, principalmente de petróleo crudo, combustóleo, diesel, gasolina, turbosina, gas natural y amoniaco (Jacott, et al., 2011).

Existen tres formas en que suceden los derrames: la primera corresponde a aquellos producidos por los accidentes carreteros o ferroviarios; la segunda a las fugas en los tanques de almacenamiento o líneas de conducción y la tercera forma obedece a aquellos sitios donde de manera deliberada se construyen tomas clandestinas en ductos y que en la mayoría de los casos quedan fuera de control produciendo el derrame (Álvarez-Manilla et. al., 2002).

Para que los ductos operen en condiciones óptimas se requieren prácticas funcionales durante los procesos de operación y mantenimiento, tanto preventivo como correctivo. En general, las fugas y/o derrames en ductos pueden originarse por la corrosión externa, corrosión interna, agrietamiento por corrosión bajo esfuerzos, defectos de fabricación, fallas en la construcción del tendido, mal funcionamiento de equipos, daños por terceros, operaciones incorrectas de los trabajadores y afectaciones del clima y fuerzas

externas (tormentas eléctricas, lluvia o inundaciones, huracanes, sismos, erosión y deslaves o movimiento del lecho marino, por ejemplo). En el caso de Pemex, las fugas y derrames no vinculados con actos ilícitos, se relacionan en alrededor de 65% con problemas de corrosión y aproximadamente un 30% es provocado por bacterias (Romo et al., 2011). El resto se distribuye entre la falla de material y faltas en la aplicación y manejo de procedimientos (Romo et. al., 2009).

En la figura 1.3 se muestra una gráfica con el número de derrames de petróleo crudo que la Comisión Nacional de Hidrocarburos en conjunto con la Procuraduría General del Medio Ambiente ha logrado cuantificar, se puede observar que a partir del 2008 se han incrementado los derrames, aunque no en magnitudes que superen a los ocurridos del 2000 al 2007. Por todos los derrames y fugas accidentales acontecidas, en el país se tiene un número considerable de sitios contaminados con hidrocarburos. En muchos casos, estos derrames han dañado el subsuelo y el agua subterránea y su saneamiento es complejo debido a que los contaminantes se presentan en forma de mezclas (Roldán, Iturbe, 2002).

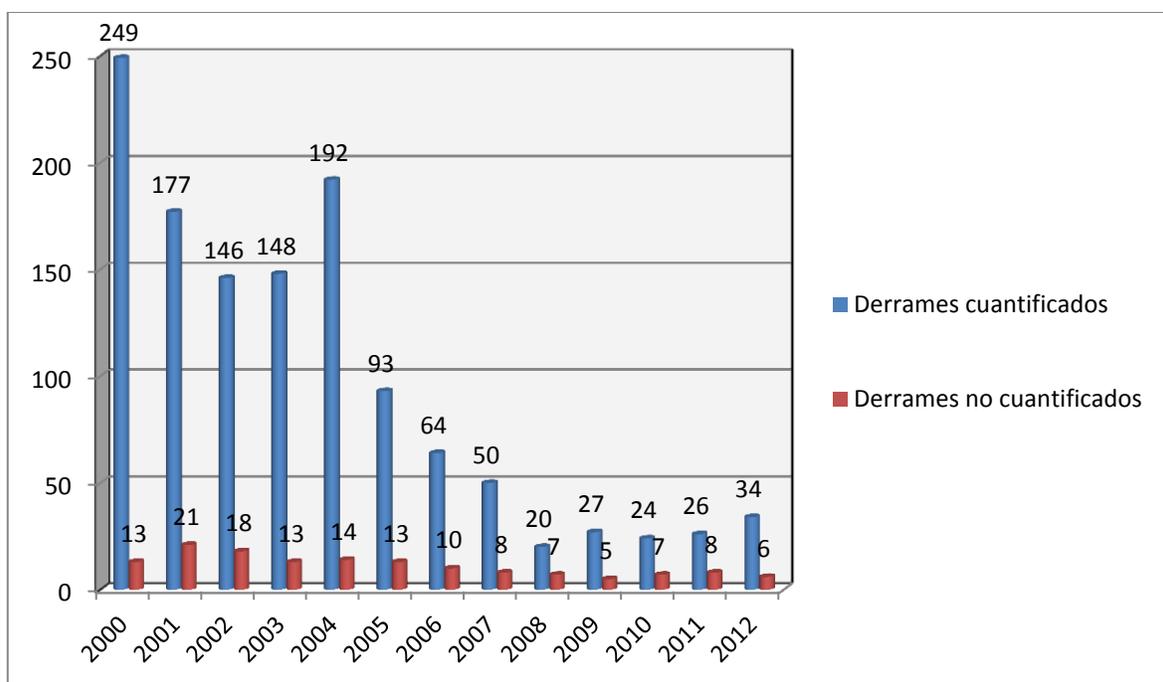


Figura 1.3. Número de derrames de petróleo crudo cuantificados y no cuantificados a nivel nacional 2000-2012 (Comisión Nacional de Hidrocarburos, 2013).

Algunas causas fundamentales del incremento de accidentes en los poliductos de Pemex han sido: la inadecuada evaluación de los mismos y la falta de gestión para erradicar esta problemática, adicionalmente no hay una base de datos histórica de accidentes en ductos de transporte de hidrocarburos disponible de manera oficial en el país, estas circunstancias repercuten negativamente en la funcionalidad de ductos en México (Olivera, Rodríguez, 2005). Sin embargo, la principal causa de contaminación de suelos en el país son las fugas por la gran cantidad de tomas clandestinas en la red de ductos de PEMEX (Álvarez-Manilla et. al., 2002).

El destino de los hidrocarburos en el suelo se rige por diversos factores relacionados con el medio ambiente del suelo, así como propiedades y características químicas del compuesto (Hussein, 2008). Cuando ocurre un derrame, los combustibles inmediatamente tienden a dispersarse hacia donde el medio lo permite. Las características propias de los combustibles como su densidad, viscosidad y solubilidad en el agua, así como las propias del subsuelo, entre las que destaca el tamaño de partícula, su capacidad de adsorción, permeabilidad y profundidad al nivel freático, determinan la acumulación, migración y distribución de combustibles en el subsuelo (Saval, Lesser, 2000).

La contaminación con hidrocarburos de los ambientes naturales es de gran preocupación debido a problemas de salud y seguridad (Thagarajan et. al., 2011). Entre las más severas contaminaciones se destacan las que se produjeron y todavía se producen a causa de la extracción y el manejo del petróleo en todos los países productores de hidrocarburos (Benavides et. al., 2006). Las actividades de extracción, refinación, transporte, distribución, almacenamiento y comercialización de combustibles que son propias de la industria petrolera, representan parte de los problemas de contaminación de suelos y acuíferos (Zegarra, Saval, 1998).

CAPÍTULO 2.

Influencia de la contaminación por hidrocarburos en las propiedades físicas, químicas y mecánicas de suelos.

2.1. Propiedades físicas y químicas de un suelo con presencia de hidrocarburos.

En el suelo los hidrocarburos impiden el intercambio gaseoso con la atmósfera, iniciando una serie de procesos físico-químicos simultáneos como evaporación y penetración, que dependiendo del tipo de hidrocarburo, temperatura, humedad, textura del suelo y cantidad vertida puede ser más o menos lentos, ocasionando una mayor toxicidad, además de tener una moderada, alta o extrema salinidad, dificultando su tratamiento (Benavides, et al. 2006).

2.1.1. Variación en los valores de permeabilidad.

La presencia de varios tipos de minerales de arcilla que son químicamente activos puede interactuar de forma diferente con el fluido intersticial (Rahman et. al., 2011), Al-Duwaisan y Al-Naseem (2011) caracterizaron un suelo de Kuwait contaminado con petróleo y observaron una disminución en el valor de su permeabilidad, anteriormente, Sivapullaiah (2009) mencionó que otros factores de los que depende la permeabilidad de un suelo son los cationes intercambiables, los aniones adsorbidos y la naturaleza del fluido de poro. También Nazir (2011) realizó pruebas en arcillas contaminadas con aceite de motor obteniendo incrementos en la permeabilidad, concluyendo que este incremento se debió a la contracción de la doble capa difusa que rodea el aceite de motor.

2.1.2. Cambios microestructurales.

Se tiene el conocimiento que la permeabilidad depende de la estructura de la masa de suelo, por lo que si se presenta un cambio en la permeabilidad, obviamente implica un cambio a nivel microestructural. Izdebska-Mucha y Trzciński (2008) hicieron un estudio en una arcilla contaminada con petróleo en el que, por medio de un análisis con un microscopio electrónico de barrido observaron una variación en la distribución del tamaño de poro: la cantidad de microporos disminuyó mientras que los mesoporos se incrementaron; además, también observaron una reorientación de las partículas lo que generó una distribución isotrópica de las mismas.

También, al evaluar el tamaño de grano en un suelo arcilloso contaminado, Martínez y López (2001) observaron un cambio en los valores de las arenas, ya que la cantidad de éstas tiende a aumentar, la de arcilla a disminuir y la cantidad de limos se mantiene sin una variación importante con respecto a la masa de suelo sin contaminar.

La textura se ve modificada debido a la adsorción de contaminantes por las partículas de suelo mediante interacciones electrostáticas del tipo fuerzas de Van der Waals, puentes de hidrógeno, puentes de agua y puentes catiónicos (Yong et al., 1994, Pignatello y Xing, 1996).

2.1.3. Efectos sobre la capacidad de intercambio catiónico.

En lo que se refiere a la capacidad de intercambio catiónico, en el mismo estudio elaborado por Martínez y López (2001) fue calculado para tres muestras de suelo, cada una con diferente hidrocarburo, siendo éstos diésel, gasolina y combustóleo, observaron que existe una variación en los valores de la capacidad de intercambio catiónico; sin embargo, estas variaciones aumentan o disminuyen independientemente de la concentración y tipo de hidrocarburo añadido por lo que concluyeron que la tendencia es indefinida. Estas variaciones están relacionadas con el efecto de la adsorción de los hidrocarburos en la superficie de las partículas minerales del suelo interfiriendo en los sitios de intercambio de cationes (Karimi Lotfad et al, 1996) y por las interacciones electrostáticas (Yong et al., 1994, Pignatello y Xing, 1996).

2.1.4. Efectos sobre el potencial de hidrógeno (pH).

Continuando con los resultados obtenidos por Martínez y López (2001), ellos determinaron que el valor del pH no presenta una variación significativa para cada concentración de hidrocarburo, por lo que concluyeron que se mantiene medianamente a ligeramente ácido. Hernández, et al, (2006) realizaron muestreos en depósitos aluviales y determinaron el pH para cada una de las muestras, los resultados mostraron, al igual que los datos de Martínez y López, valores del pH desde muy ácidos hasta ligeramente alcalinos.

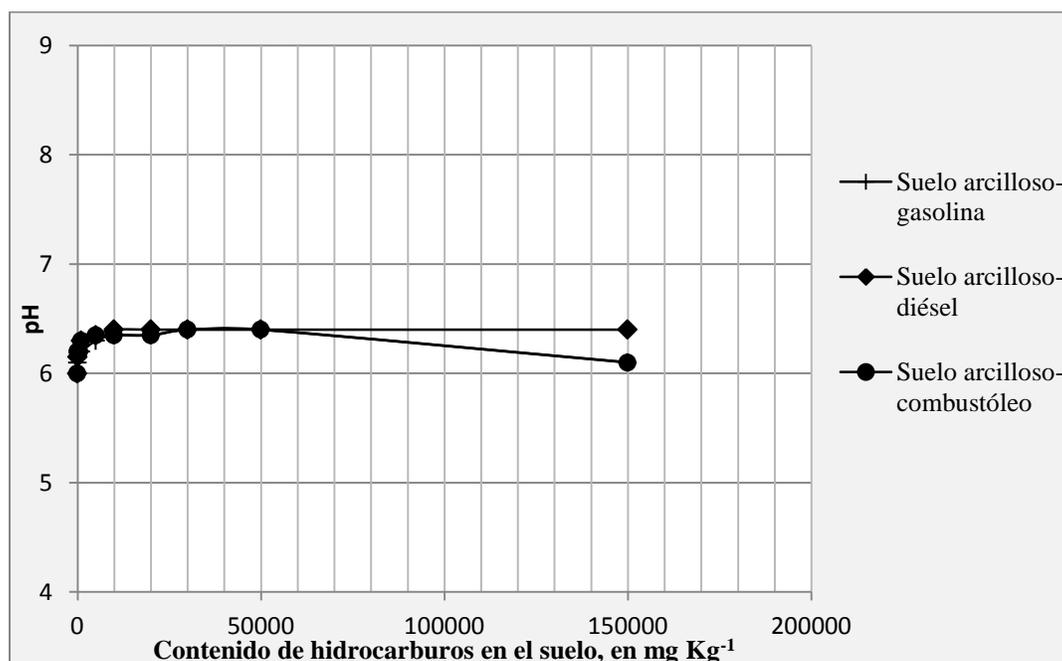


Figura 2.1. Variación del pH por contenido de hidrocarburos en un suelo arcilloso (Martínez y López, 2001).

2.1.5. Contenido de materia orgánica.

Muchos de los tóxicos descargados en el suelo, son aromáticos y tienen afinidad con la materia orgánica, por lo que es ésta uno de los parámetros que presenta una variación importante (López, 2002), la materia orgánica aumenta en forma proporcional a la concentración del hidrocarburo, siendo mayor el aumento para el caso de un suelo contaminado con diésel, debido a que éste posee compuestos de estructura C₁₀ a C₂₃ y con un mínimo contenido de compuestos volátiles por lo que se oxida en su mayor parte al entrar en contacto con dicromato de potasio diluido en ácido (que es la técnica Walkley-

Black aplicada para determinar la cantidad de materia orgánica), reflejándose en altos contenidos de materia orgánica (Martínez y López (2001).

2.1.6. Importancia de la identificación de las propiedades físicas y químicas en un suelo contaminado.

Braddock et al., (1997) señalaron que la importancia de la definición de algunas propiedades de un suelo contaminado, tales como la textura, el contenido de materia orgánica, la conductividad eléctrica, la capacidad de intercambio catiónico y su estado nutrimental; radica en el momento en que debe definirse alguna técnica de remediación, más aún si se tiene planeado elegir la biodegradación, puesto que algunas de las características mencionadas pueden afectar la degradación de algunos compuestos (Hernández, et al, 2006).

En resumen, las propiedades físicas del suelo más afectadas por hidrocarburos son su estructura, debido a la ruptura de los agregados, el aumento de la retención del agua en la capa superficial y el potencial hídrico; mientras que las propiedades químicas perjudicadas son el aumento de carbono orgánico, la disminución de su pH, el aumento de manganeso y hierro intercambiable y el aumento de fósforo disponible (Ortínez, et al, 2003).

2.2. Propiedades mecánicas de un suelo con presencia de hidrocarburos.

La aparición de hidrocarburos en el suelo definitivamente degrada su comportamiento en términos de propiedades de ingeniería (Rahman et. al., 2011). La saturación del suelo por los fluidos que se caracterizan por propiedades físico-químicas diferentes a las del agua tienen un efecto de deterioro sobre los parámetros mecánicos y la filtración (Nazir, 2011), son en especial, los suelos arcillosos los que pueden reaccionar ante la presencia de un fluido diferente al agua, puesto que contienen minerales químicamente activos que puede interactuar de forma diferente con el fluido intersticial (Rahman et. al., 2011).

2.2.1. Límites de consistencia.

Mashalah, et. al. (2007) informaron que Meegoda y Ratnaweera (1994) estudiaron los factores mecánicos y físico-químicos que controlan el límite líquido de un suelo, señalaron que, si se usa agua como fluido de poro, la influencia de factores mecánicos permanecería; sin embargo, si un fluido orgánico se utiliza en lugar de agua, a continuación, las propiedades físicas del fluido, tales como la viscosidad, influirán en el límite líquido lo que genera que la arcilla se comporte más como un material granular.

Nazir (2012) utilizó el método de Casagrande(norma ASTM D423-66, 1972) para calcular los límites de consistencia de una arcilla con alto contenido de montmorillonita y contaminada con petróleo; a pesar de esperar valores altos debido al mineral contenido, obtuvo valores bajos, asumiendo el descenso de los valores al alto contenido de limos y arenas. Además, se prepararon muestras a distintos periodos de contaminación para evaluar los límites de consistencia a cada tiempo transcurrido, observándose una disminución en los límites de consistencia durante los primeros tres meses de contaminación y pasado este tiempo, los valores se mantienen constantes, tal como se muestra en la figura 2.2.

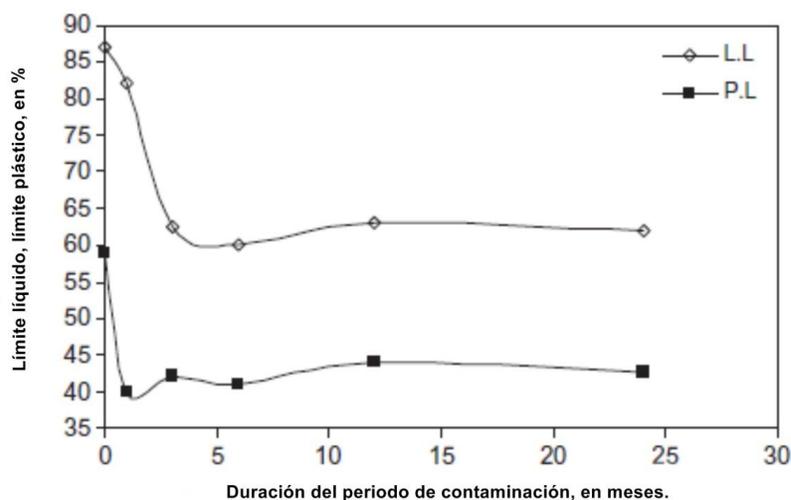


Figura 2.2. Variación de los límites de consistencia a través del tiempo (Nazir, 2012).

Khamehchiyan (2007) propuso una nueva ecuación para calcular el contenido de humedad de una arcilla de baja compresibilidad contaminada con petróleo crudo y comenta que dado que el petróleo se evapora, no se puede utilizar la ecuación convencional, sino que debe considerarse el peso del suelo y el peso del hidrocarburo. Una vez aplicada la

ecuación, los resultados mostraron una disminución en los límites plástico y líquido, concluyendo que esto es debido al bajo valor de constante dieléctrica que presenta el petróleo lo que genera que la arcilla se comporte como un material granular.

Sin embargo, Ur-Rehman, et al (2007) también evaluaron los límites de consistencia para una arcilla, consiguiendo un aumento en los valores de límite líquido, límite plástico y en el índice plástico. Observaron que al añadirle agua a la arcilla contaminada se disociaban los enlaces entre el petróleo y la arcilla, puesto que el agua posee un alto valor en su constante dieléctrica a comparación del petróleo (figura 2.3), al analizar los resultados llegaron a la conclusión que el aumento en los límites de consistencia se debe a la cohesión adicional que el petróleo le proporciona a las partículas de arcilla, pues aunque se disocia el enlace petróleo-suelo al entrar en contacto con el agua, las partículas quedan impregnadas con el hidrocarburo, de esta manera, una mayor cantidad de agua es requerida para obtener una capa suficiente que modifique el suelo de una consistencia a otra.

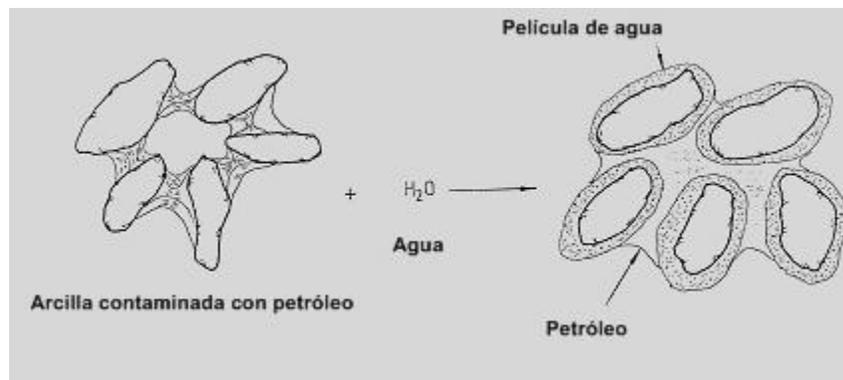


Figura 2.3. Adherencia del petróleo a las partículas de suelo en contacto con agua (Ur Rehman, et al, 2007).

2.2.2. Influencia en la resistencia al esfuerzo cortante.

Diversos investigadores ya han realizado estudios en suelos contaminados con hidrocarburos con la finalidad de determinar alguna variación en los valores de resistencia al cortante, la diferencia estriba en el método utilizado para evaluar los parámetros requeridos para la obtención del resultado y el tipo de hidrocarburo adicionado al suelo, así como el tipo de suelo empleado.

Khamehchiyan, et al (2007) además de calcular los límites de consistencia de una arcilla de baja compresibilidad, obtuvieron sus valores de cohesión mediante la prueba de corte directo, observando una disminución conforme el contenido de petróleo aumenta, también efectuaron pruebas de compresión no confinada, obteniendo como resultado una reducción en la resistencia a la compresión uniaxial de la arcilla de baja compresibilidad (CL), tal como se muestra en la figura 2.4, la capacidad de carga aumenta para las probetas contaminadas en menor cantidad con petróleo crudo y posteriormente, muestra una disminución en los valores conforme la cantidad de petróleo adicionada es mayor.

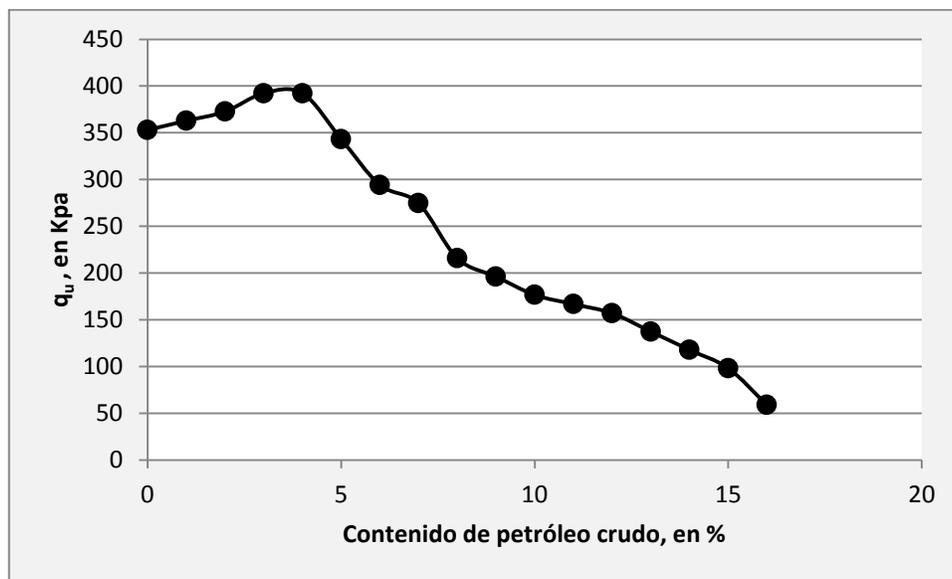


Figura 2.4. Valores de la capacidad de carga de una CL contaminada con petróleo crudo (Khamehchiyan, 2006).

Posteriormente, Nazir (2011) realizó trabajos de experimentación en una arcilla consolidada y contaminada con aceite de motor, al someter las probetas a pruebas de compresión no confinada, obtuvo una reducción del 38% en el valor del esfuerzo en comparación con el valor de control, sin embargo, continuó elaborando las pruebas con probetas con un periodo de contaminación de hasta veinticinco meses, observando que en probetas contaminadas a partir de seis meses, el efectos de deterioro en la resistencia al esfuerzo cortante, aunque no desaparece, es menor en comparación con el de las probetas que fueron sometidas a prueba en un periodo corto posterior a su contaminación, tal como se muestra en la figura 2.5.

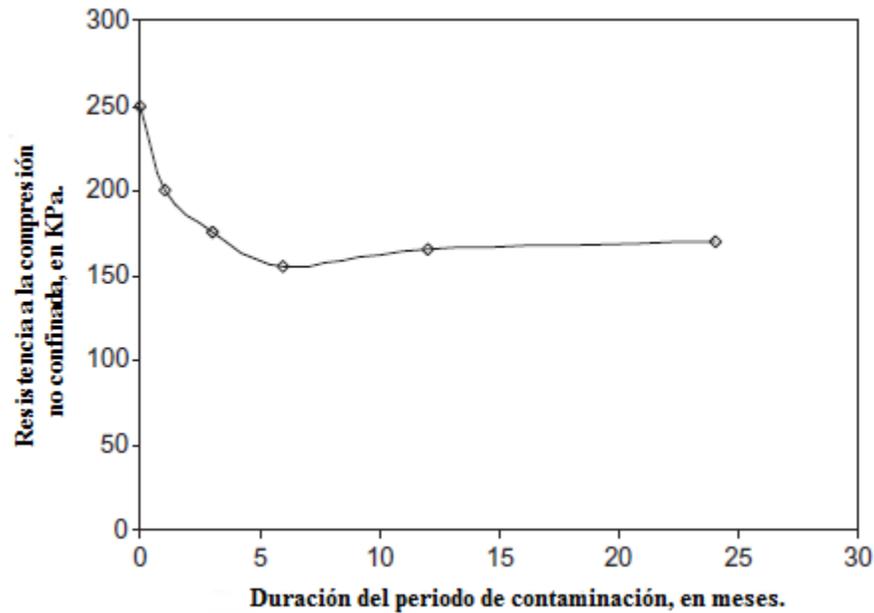


Figura 2.5. Variación de la resistencia a la compresión no confinada con la duración del periodo de contaminación (Nazir, 2011).

Fueron Ur-Rehman, et al (2007) quienes realizaron pruebas de compresión triaxial no drenada no consolidada en arcillas contaminadas, observaron que a bajas presiones de confinamiento la probeta contaminada presentaba valores bajos de resistencia con respecto a la no contaminada, en cambio, a altas presiones de confinamiento, las probetas contaminadas resistieron más que una no contaminada, por lo que concluyeron que la resistencia de corte de un suelo contaminado se encuentra relacionada directamente con la presión de confinamiento, además de sugerir que las partículas de suelo se aglomeran con la presencia de petróleo.

Por su parte, Sivapullaiah (2009) concluyó que la resistencia al corte del suelo se ve afectada por la variabilidad en la constante dieléctrica y en las fuerzas de atracción y repulsión. Éstas últimas se deben a la interacción de la doble capa difusa, que es directamente proporcional a la constante dieléctrica. El diésel es una mezcla de hidrocarburos, un líquido no polar que se caracteriza por una constante dieléctrica baja con un valor de $\epsilon = 2,1$. Según la teoría de capa doble, una disminución del valor de la constante dieléctrica en el fluido de poro implica una reducción en el espesor de esa capa

(Verwey, Overbeek, 1948; Mitchell, 1993), lo cual explicaría una baja resistencia al esfuerzo cortante.

2.2.3. Expansión y compresión.

También el cambio de volumen de las arcillas puede ser significativamente afectado por la naturaleza del fluido de los poros. Se ha encontrado por varios investigadores que tanto la expansión y la compresión puede tener lugar con los cambios en la naturaleza de fluido de los poros pero sin ningún cambio en la carga externa. Los dos factores más importantes descritos en la literatura como ya se ha mencionado son la constante dieléctrica y la concentración iónica (Sivapullaiah, 2009).

La contaminación por hidrocarburos no sólo afecta la calidad del suelo, sino que también altera las propiedades físicas del suelo contaminado. Esto conducirá a problemas geotécnicos relacionados con la construcción de una estructura en el sitio contaminado (Rahman et. al., 2010).

CAPÍTULO 3.

Fundamentación teórica

Cuando una masa de suelo se somete a un incremento de presiones originada por alguna estructura, se generan esfuerzos que tratarán de mantener el equilibrio que existía antes de aplicar las presiones. Si la carga exterior posee una magnitud mayor que la resultante de los esfuerzos del suelo, el equilibrio se romperá y se producirá un plano de falla. Un plano de falla es, básicamente, un plano donde una masa de suelo tuvo un desplazamiento con respecto a otra.

3.1. Resistencia al esfuerzo cortante.

La resistencia al esfuerzo cortante es una propiedad importante de los suelos en términos de ingeniería, ya que es requerida en el diseño de estructuras, tales como cimentaciones, diques, muros de contención y pavimentos, con el fin de garantizar la estabilidad. Esta resistencia se define como la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él.

Un estado multiaxial de tensiones en un cuerpo es el estado más general que puede presentarse, en la práctica, es complicado realizar experimentos que incluyan cada caso particular de esfuerzos ante posibles solicitaciones. Por tal motivo, se recurre a las teorías o criterios para analizar un estado de tensión con base en los resultados experimentales de un ensayo típico de tracción. La finalidad es predecir para qué cantidad de esfuerzo aplicado se producirá una falla, es decir, la resistencia al esfuerzo cortante. Con el tiempo, han surgido variadas teorías de falla para materiales dúctiles, tales como la teoría

del esfuerzo cortante máximo o teoría de Rankine, en el que se espera que la falla se genere cuando la mayor de las tensiones principales alcance el valor de la resistencia uniaxial del material; la teoría de distorsión (Von Mises), que supone que la falla ocurrirá cuando la energía de distorsión por unidad de volumen debida a los esfuerzos máximos absoluto en el punto crítico sea igual o mayor a la energía de distorsión por unidad de volumen de una probeta en el ensayo de tensión en el momento de producirse la fluencia; y la teoría de la fricción interna, también conocida como la Teoría de Mohr-Coulomb en el que se considera que el límite de fluencia está definido por las tensiones que se desarrollan en los planos de deslizamiento y fractura.

3.1.1. Criterios de falla de Mohr-Coulomb.

En 1776, Coulomb estudió el origen de la resistencia en los suelos y, en principio, la atribuyó a la fricción existente entre las partículas de la masa de suelo, por lo que aplicó leyes de mecánica elemental referentes a fricción entre cuerpos para explicar el fenómeno.

Si una fuerza normal P actúa sobre un cuerpo y éste se desliza sobre una superficie rugosa, la fuerza F necesaria para el deslizamiento es proporcional a P :

$$F = \mu P \quad (3.1)$$

Donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies de contacto.

Coulomb admitió que los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento:

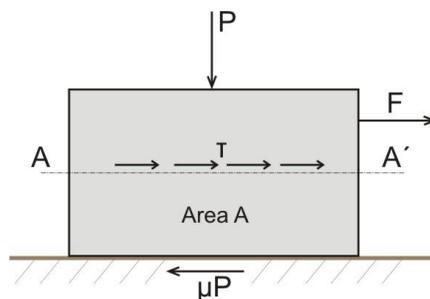


Figura 3.1. El mecanismo de los fenómenos de fricción (OfiGeo, 2012).

Dada una masa de suelo y un plano potencial de falla de la misma AA' (fig. 3.1) el esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio y, por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante por unidad de área en ese plano es proporcional al valor de σ , presión normal en el plano AA', teniendo:

$$\frac{F}{A} = S = \tau_{\max} \quad (3.2)$$

Fue Mohr (1900) el que presentó la teoría en la que se afirma que la falla de un material se debe a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, de manera que, el esfuerzo cortante se puede expresar en función del esfuerzo normal:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (3.3)$$

Donde:

τ_f = Esfuerzo cortante sobre el plano de falla.

σ = Esfuerzo normal sobre el plano de falla.

Debido que al hacer experimentos en arcillas, Coulomb observó que este suelo presentaba resistencia al esfuerzo cortante a pesar de que el esfuerzo normal fuera nulo, le designó otra fuente de resistencia aparte de la fricción: la cohesión (c), por lo tanto:

$$S = c \quad (3.4)$$

Como los suelos que generalmente se encuentran en la naturaleza presentan una mezcla en las fuentes de resistencia, fricción y cohesión, Coulomb decidió conjuntar ambos factores en una sola ecuación, conocida como ley de Coulomb

$$S = C + \sigma \tan \phi \quad (3.5)$$

La ecuación (3.5) fue utilizada durante varios años y fue hasta 1925 cuando Karl von Terzaghi propuso que, en lugar de expresar la ecuación de Coulomb en función de la presión normal total, debería estar en función de la presión intergranular, por lo que la ecuación se modificó, quedando

$$S = C + (\sigma - u_n)\tan\phi \quad (3.6)$$

Donde u_n es la presión del agua, la cual depende no sólo de la carga impuesta sino de la velocidad de su aplicación. Posteriormente, Hvorsley demostró que la cohesión en las arcillas dependía de su contenido de agua y la ecuación anterior se reescribió de la siguiente forma:

$$S = f(\omega) + (\sigma - u_n)\tan\phi \quad (3.7)$$

3.1.1.1. Inclinación del plano de falla.

Para determinar la inclinación del plano de falla respecto al plano principal mayor se considera la figura 3.2, en la que σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor, el plano de falla EF forma un ángulo con el plano principal mayor.

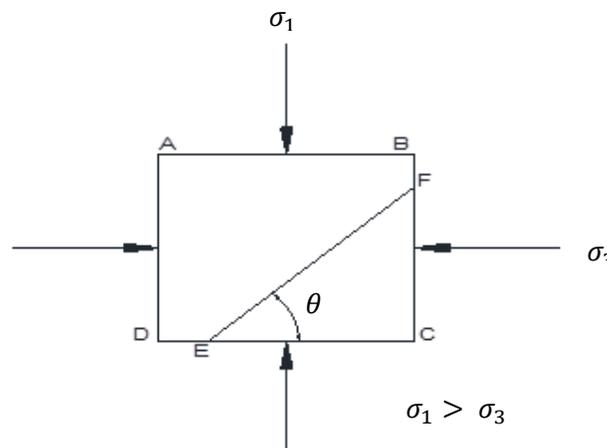


Figura 3.2. Inclinación del plano de falla en suelo con respecto al plano principal mayor.

Para determinar el ángulo θ y la relación entre σ_1 y σ_3 , en la gráfica de Mohr mostrada en la figura 3.3 gh es la envolvente de falla y está definida por la relación

$s = c + \sigma \tan \varphi$. La línea radial ab se define el plano principal mayor y la línea radial ad define el plano de falla.

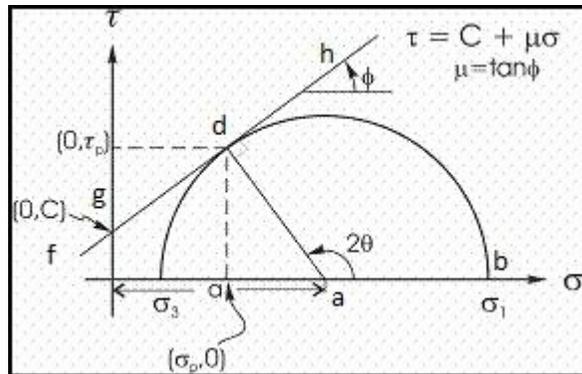


Figura 3.3. Círculo de Mohr ((Nieto, Alaniz, 2007).

El ángulo que se forma entre $bad = 2\theta = 90 + \varphi$, por lo tanto

$$\theta = 45 + \frac{\varphi}{2} \quad (3.8)$$

De acuerdo a la figura 3

$$\frac{ad}{fa} = \sin \varphi \quad (3.9)$$

Tenemos que

$$fa = fO + Oa = C \cot \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (3.10)$$

y que

$$ad = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.11)$$

Sustituyendo en la ecuación (3.9) y simplificando

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{c \cot \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} \quad (3.12)$$

Finalmente, despejando σ_1 , se obtiene

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.13)$$

que es la relación de la Teoría de Mohr-Coulomb en función de los esfuerzos de la falla.

3.2. Métodos de cálculo de la resistencia al cortante.

Actualmente, existen varias técnicas disponibles para determinar la resistencia al cortante, ya sean pruebas in situ o en laboratorio. La prueba de la veleta, el ensayo de penetración estándar y la penetración con cono son usadas directamente en campo, mientras que el ensayo de corte directo, de compresión simple y compresión triaxial son las pruebas más comunes realizadas en laboratorio.

3.2.1. Métodos in situ.

3.2.1.1. Prueba de la veleta.

La veleta es un instrumento con cuatro aspas en el extremo de una barra de acero (figura 3) y se utiliza para determinar el parámetro de la resistencia al corte de un suelo no drenado C_u , consiste en hincarla en el suelo inalterado y girarla, aplicando un par de torsión en el extremo de la varilla para lograr que una superficie cilíndrica sea cortada por la veleta. Con esta fuerza de corte se define la resistencia unitaria de dicha superficie, el parámetro de resistencia al corte se obtiene igualando el valor del momento de torsión con el momento de la fuerza cortante:

$$C_u = \frac{T}{\frac{1}{2}\pi D^2 \left(h + \frac{1}{3}D \right)} \quad (3.14)$$

Donde:

C_u = Parámetro de resistencia al corte no drenada.

T = Momento por par de torsión de la veleta.

h = Altura de las aspas de la veleta.

D = Diámetro de la circunferencia que genera la veleta al girar.

Se sugiere utilizar este método en suelos arcillosos y limosos, ambos en condición saturada y sin fisuras

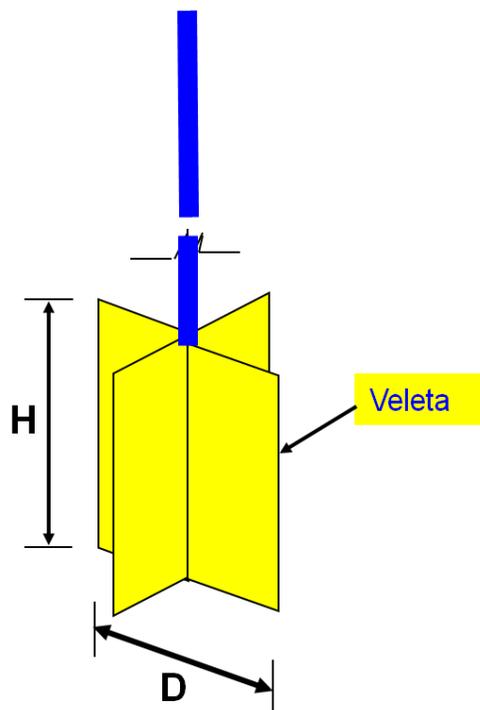


Figura 3.4. Veleta (Paredes, 2010).

3.2.1.2. Ensayo de penetración estándar SPT.

La prueba de penetración estándar SPT (Standard Penetration Test) es un ensayo de penetración dinámica, consiste en hincar un tubo partido en el suelo y contar el número de golpes necesarios (N) para que el tubo penetre 30 centímetros de profundidad en el suelo; los golpes se aplican con un martillo de 63 kilogramos y desde una altura de 75 centímetros. Una vez teniendo el número de golpes, con la ayuda de tablas existentes, tales como puede determinarse el ángulo de fricción interna. Para la determinación de la

cohesión C_u , Stroud (1974) desarrolló una correlación con el número de golpes para determinar la resistencia al esfuerzo cortante en suelos cohesivos.

3.2.1.3. Penetración con cono (CPT).

Es un ensayo de penetración estática y consiste en medir la resistencia necesaria para que un cono penetre en el suelo a una velocidad constante de dos centímetros por segundo. La fuerza que actúa sobre el cono se llama resistencia del cono y ese valor es utilizado para calcular otros parámetros tales como la densidad relativa, el módulo de deformación, el ángulo de fricción interna y/o la cohesión por medio de correlaciones. Entre las técnicas más comunes utilizadas de penetración con cono se encuentran el penetrómetro de cono mecánico, el penetrómetro de cono eléctrico y el piezocono.

3.2.2. Pruebas de laboratorio.

Para calcular la resistencia al cortante en laboratorio se han desarrollado técnicas variadas, siendo las más utilizadas las denominadas prueba de corte directo y la prueba de compresión triaxial.

3.2.2.1. Ensayo de corte directo.

El aparato para realizar la prueba de corte directo consta de dos marcos en el que se contiene la muestra inalterada (figura 3.5). El marco inferior es fijo y el marco superior puede desplazarse en forma horizontal. Al colocar la probeta, la mitad de ésta debe quedar comprendida por los dos marcos.

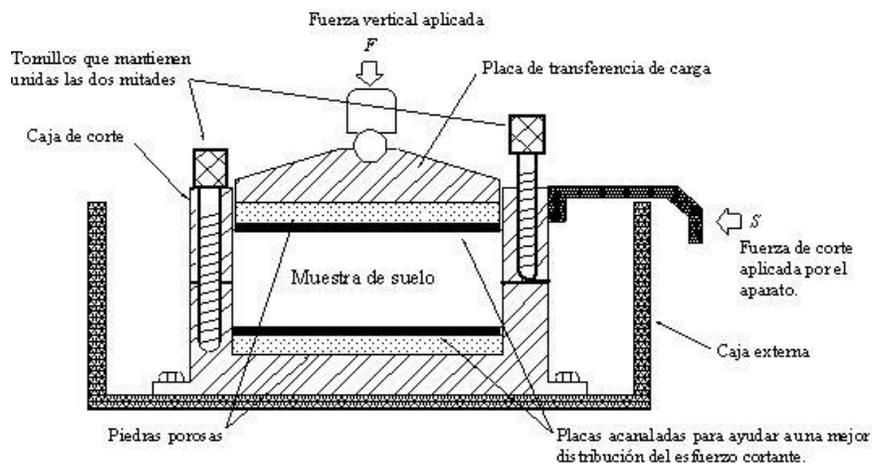


Figura 3.5. Dispositivo para ejecutar la prueba de corte directo (Das, 1997).

A continuación se somete, por medio de una placa de distribución de tensiones situada en la parte superior a una carga vertical P la cual desarrolla una tensión normal σ_n .

$$\sigma_n = \frac{P}{A} \quad (3.15)$$

A es el área de la probeta en el plano horizontal. Una vez que la muestra se consolide, se somete a fuerzas horizontales y se miden las deformaciones en esta dirección en el micrómetro destinado para ello. Cuando las deformaciones cesan, se grafican el valor de la fuerza (F) y de la deformación (δ) tal como se muestra en la figura 3.6. El procedimiento se repite, las deformaciones aumentaran hasta que el marco superior llegue a su límite de desplazamiento cortando la muestra bajo la tensión normal. Con los resultados obtenidos se traza una gráfica, de la cual se puede obtener la tensión máxima de corte como la resistencia al corte del suelo.

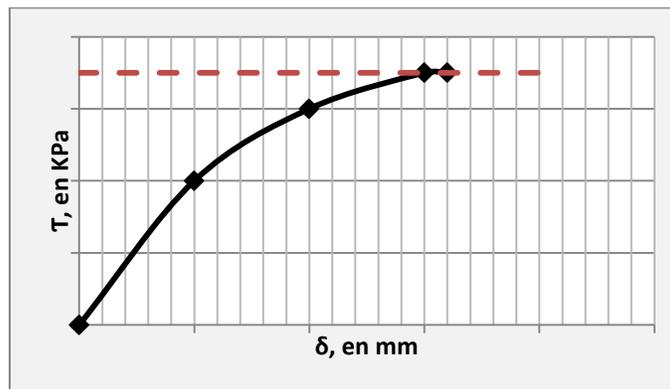


Figura 3.6. Gráfica esfuerzo-deformación (Leoni, 1987).

Entonces, se tendrá un par de valores (σ_1, τ_1) define un punto en la curva de resistencia del material, repitiendo la prueba se obtendrán más pares de valores para trazar la curva completa (figura 3.7) y obtener los valores correspondientes de ϕ y c. El ángulo que forma esta recta con el eje horizontal es el ángulo de fricción interna (ϕ) y el punto de intersección de la recta con el eje de las abscisas es el valor de la cohesión (C).

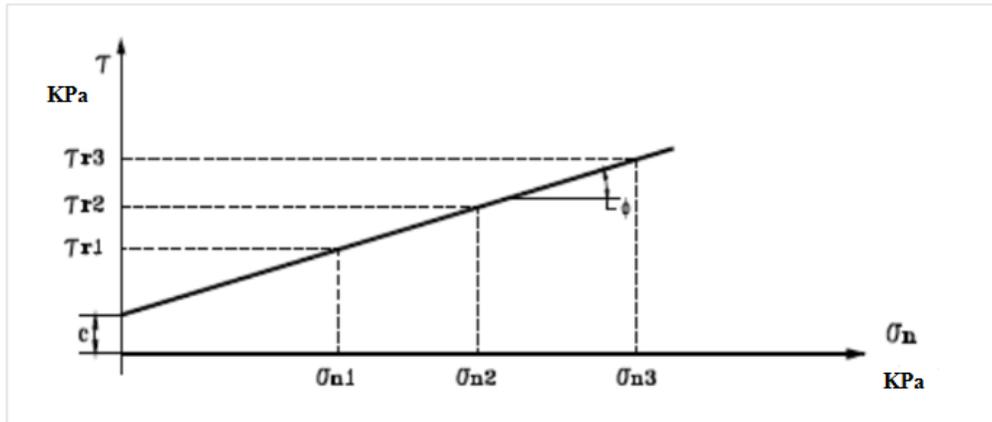


Figura 3.7. Gráfica resumen de repetición de pruebas (Leoni, 1987).

3.2.2.2. Compresión simple.

Se utiliza una probeta cilíndrica y se comprime axialmente hasta que ocurre la falla. Debe tenerse en cuenta que los resultados son expresados en términos de esfuerzos totales, debido a que no se mide ningún tipo de presión de poros. Esta prueba de laboratorio solamente puede utilizarse como un estimado aproximado de la resistencia en el sitio. El valor de la resistencia no drenada se supone igual a la mitad del valor de la resistencia no confinada.

3.2.2.3. Compresión triaxial.

A diferencia del ensayo de corte directo, la prueba de compresión triaxial no fija de inicio algún plano de ruptura para la muestra, permitiendo que la falla se genere en forma natural. Este ensayo permite controlar el drenaje de las muestras y la velocidad de aplicación de las cargas. Para su ejecución, es requerida una cámara como la esquematizada en la figura 3.8.

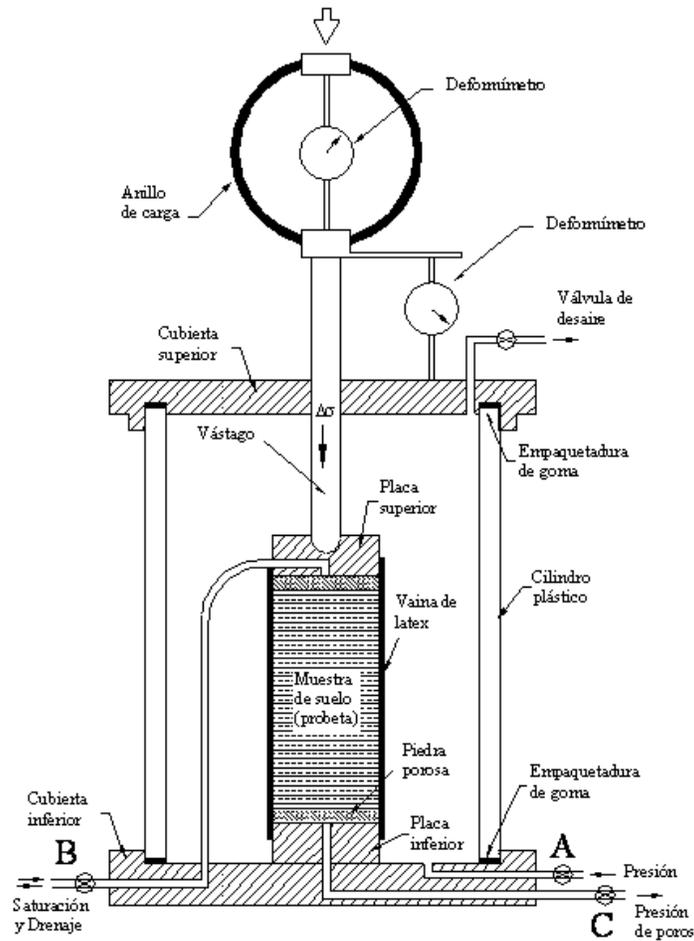


Figura 3.8. Equipo para prueba de compresión triaxial (Valle, 1982).

Para realizar el montaje de la probeta, se abre la cámara y se coloca sobre la piedra porosa una probeta cilíndrica, a continuación, se cubre con una membrana de látex y ésta se sujeta con anillos de goma. Se arma la cámara nuevamente y se le agrega agua asegurando que no quede aire atrapado dentro de ella. Todo tipo de ensayo triaxial consiste en la aplicación de una presión hidrostática isotrópica, que se logra confinando la probeta con agua, esta presión queda representada por σ_3 y es igual que σ_2 , lo que significa que la tensión principal mínima es igual que la tensión principal media. Posteriormente, se aplica una carga vertical que se distribuye a través de toda el área de la probeta, éste esfuerzo se conoce como tensión desviante (σ_d) y se calcula dividiendo el esfuerzo Q que se transmite a través del pistón por área de la probeta A .

$$\sigma = \frac{Q}{A} \quad (3.16)$$

La tensión principal mayor (σ_1) se conformará de la suma de la tensión confinante (σ_3) y la tensión desviante (σ_d), por lo tanto:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d \quad (3.17)$$

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.18)$$

Utilizar esta prueba tiene las ventajas de poder controlar la presión de confinamiento y la presión de poros, además, permite simular condiciones iniciales isotrópicas y obtener parámetros totales c , ϕ y efectivos c' , ϕ' .

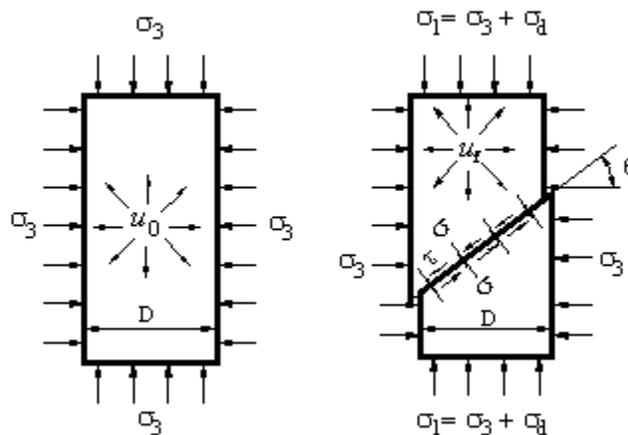


Figura 3.9. Estado de esfuerzos (Whitlow, 1994)

3.2.2.3.1. Tipos de prueba triaxial.

Dependiendo de las condiciones de drenaje que se establezcan, los ensayos triaxiales se pueden clasificar en tres tipos.

3.2.2.3.1.1. Ensayo triaxial no consolidado, no drenado (UU).

En esta variante del ensayo, no se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador.

3.2.2.3.1.2. Ensayo Consolidado no drenado (CU).

Se permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo de confinamiento colocándolo lentamente, pero se impide durante la aplicación del esfuerzo desviador.

3.2.2.3.1.3. Consolidados-drenados (CD).

El ensayo se realiza lentamente para permitir el drenaje del agua dentro de la muestra durante todo el ensayo y no se dejan generar presiones neutras aplicando los incrementos de carga en forma pausada durante la segunda etapa y esperando que el suelo se consolide con cada incremento.

3.3. Teorías de capacidad de carga.

La capacidad de carga admisible de un suelo se define como la capacidad que tiene éste para soportar una estructura y las presiones que ésta genere. Puede calcularse utilizando una teoría mediante la cual se proponga un mecanismo de falla y se calcule el esfuerzo en función de la resistencia al cortante, dependiendo de la geometría del problema. Existen diversas teorías de capacidad de carga que se han desarrollado para representar las propiedades mecánicas del suelo, éstas establecen, con base en la teoría de la plasticidad, las siguientes hipótesis:

El suelo es homogéneo e isótropo.

No se consideran fenómenos de histéresis en la curva esfuerzo-deformación.

No se consideran los efectos por temperatura.

3.3.1. Capacidad de carga en suelos puramente cohesivos.

La resistencia al esfuerzo cortante en suelos arcillosos se define por $s = c$, suponiendo que el suelo lateral a la zona que soporta la cimentación no contribuye a la capacidad de carga, entonces, la carga crítica que puede aplicarse es:

$$q_{\max} = 2C \quad (3.19)$$

Cuando se aplica una carga uniformemente distribuida sobre un ancho de $2B$ y de longitud infinita (figura 3.10) por medio de la teoría de la elasticidad se demuestra que para

la condición de carga mostrada, los máximos esfuerzos cortantes inducidos valen q/π y ocurren en puntos cuyo lugar geométrico es el semicírculo de diámetro $2B$. La solución corresponde a un estado de esfuerzos estáticamente admisible, mientras el valor de τ_{max} no sobrepase el valor de la resistencia del material, supuesta igual a la cohesión. Por lo tanto:

$$\tau_{max} = c = q/\pi \quad (3.20)$$

$$q_{max} = c \quad (3.21)$$

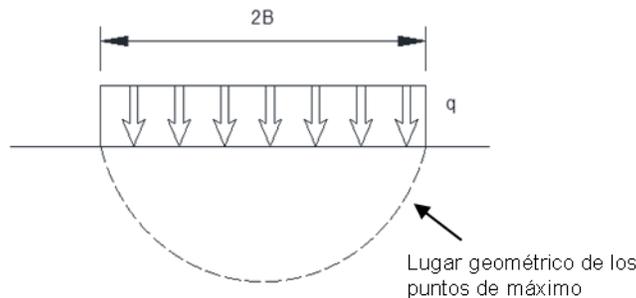


Figura 3.10. Esfuerzos cortantes máximos bajo una banda de longitud infinita

Considérese una superficie de falla circular con centro en O , extremo del área cargada y radio $2B$, igual al ancho del cimiento. El momento motor que tiende a provocar el giro del suelo de cimentación como cuerpo rígido sobre la superficie de deslizamiento es:

$$M_m = q_{max} \times 2B \times B = 2q_{max}B^2 \quad (3.22)$$

El momento resistente que se opone al giro se debe a la cohesión del suelo y es:

$$M_r = 2\pi B \times 2B \times c = 4\pi cB^2 \quad (3.23)$$

Al comparar el momento motor con el momento resistente, se define que para el círculo analizado, la carga máxima que se puede aplicar al cimiento sin que ocurra la falla es:

$$q_{max} = 2\pi c \quad (3.24)$$

3.3.2. Teoría de Prandtl.

En 1920, Prandtl propuso el mecanismo de falla mostrado en la figura 3.11, que consiste en determinar la máxima presión que puede aplicarse al elemento rígido sin que penetre en el medio semi-infinito, a este valor se le llama "carga límite". De la figura, la superficie AB es lisa y por no existir esfuerzos rasantes sobre ella, es un plano principal. Las superficies AC y BD son superficies libres de todo esfuerzo, por lo que son también planos principales. Para tener un estado de falla incipiente en la zona de dichas superficies se requerirá que el esfuerzo de compresión tenga un valor de $2c$, ya que, siendo teniendo el sólido una resistencia constante igual a c , un elemento contiguo a la superficie AC o BD se encuentra en condición similar a la que se tiene en una prueba de compresión simple, en la que la resistencia es $q_{\max} = 2c$.

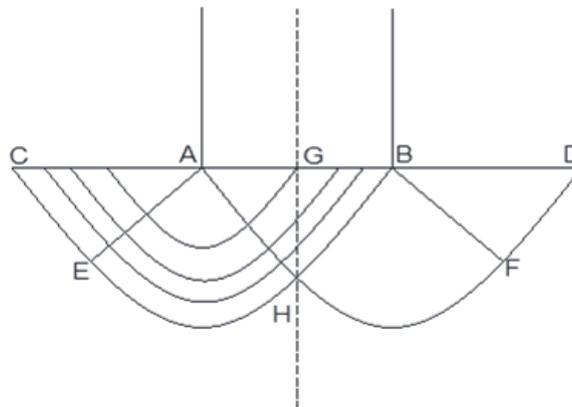


Figura 3.11. Mecanismo de falla de Prandtl. (Juárez, 1990)

Las zonas ACE y AGH son regiones de esfuerzos constantes, iguales a la compresión horizontal referida; la transición entre ambas regiones es una zona de esfuerzos cortantes radial (AEH). Con estos estados de esfuerzos, calculó que la presión límite que puede ponerse en la superficie AB está definida por:

$$q_{\max} = (\pi + 2)c \quad (3.25)$$

Prandtl consideró que la región ABH se incrusta como cuerpo rígido, moviéndose verticalmente como si fuera parte del elemento rígido. La solución anterior, es la base de todas las Teorías de Capacidad de Carga que se han desarrollado para aplicarse a los suelos.

3.3.3. Teoría de Terzaghi.

En 1943, Terzaghi tomó como base la teoría de Prandtl para aplicarla en un caso de suelos con cohesión y fricción. La ley de resistencia al esfuerzo cortante en suelos queda determinada por:

$$S = c + \sigma \tan \varphi \quad (3.26)$$

Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante ubicado por arriba de la profundidad de desplante del cimiento y sugirió que para una cimentación corrida, la superficie de falla en el suelo es similar a la mostrada en la figura 3.12. La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes: la zona ACD debajo de la cimentación, las zonas de corte radiales ADF y CDE y dos zonas pasivas AFH y CEG.

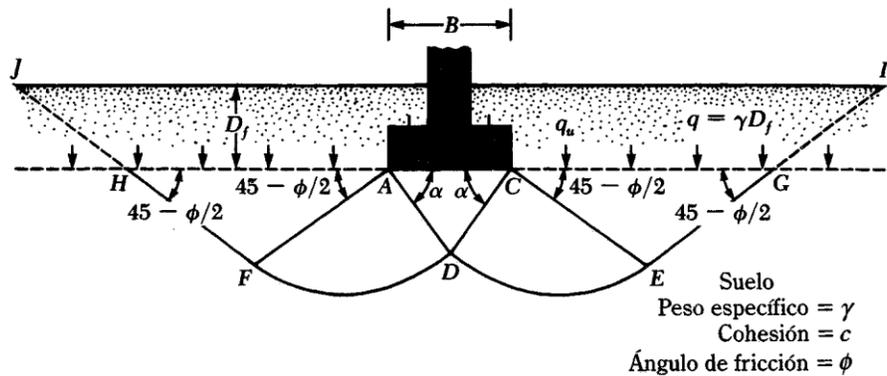


Figura 3.12. Mecanismo de falla de Terzaghi (Das, 2001).

Los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo φ . Por equilibrio, la capacidad de carga última puede calcularse como:

$$q_c = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (3.27)$$

Donde:

c = Cohesión del suelo.

γ = Peso específico del suelo.

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales que están en función del ángulo de fricción del suelo (φ).

Los valores de los factores de capacidad de carga pueden obtenerse por medio de las siguientes fórmulas:

$$N_c = \frac{2P_{pc}}{B_c} + \tan \varphi \quad (3.28)$$

$$N_q = \frac{2P_{pq}}{B^2\gamma} \quad (3.29)$$

$$N_\gamma = \frac{4 Pp}{B^2\gamma} \quad (3.30)$$

También estos valores se pueden obtener de tabla 3.1. Las ecuaciones de capacidad de carga se modificaron para incluir la influencia de la forma de la cimentación (B/L), la profundidad de desplante (D_f) y la inclinación de la carga.

Tabla 3.1. Valores de factores de capacidad de carga de Terzaghi (Das, 2001).

ϕ	N_c	N_q	N^a_γ	ϕ	N_c	N_q	N^a_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.9	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.5	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.8	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.5	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.8	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

La teoría de Terzaghi únicamente a cimientos continuos, para el caso de cimientos cuadrados o circulares, propuso las siguientes ecuaciones modificando la expresión general:

Para zapata cuadrada

$$q_u = 1.3cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.4\gamma_2 B N_\gamma \quad (3.31)$$

Para zapata circular

$$q_u = 1.3cN_c + \gamma_1 D_f N'_q + 0.6\gamma_2 R N'_\gamma \quad (3.32)$$

Donde:

R = radio del cimiento.

3.3.4. Teoría de Meyerhof.

Meyerhof, en 1951, consideró los esfuerzos cortantes que pueden desarrollarse en el terreno de la cimentación por arriba del nivel de desplante del cimiento. En la figura 3.13 se muestra el mecanismo de falla propuesto por Meyerhof. La zona ABB' es de esfuerzos uniformes a la que se puede considerarse en estado activo de Rankine, la zona ABC es de esfuerzo cortante radial y la BCDE es una región de transición donde los esfuerzos varían de los radiales hasta los que están en estado plástico pasivo. La línea BD es llamada "superficie libre equivalente" y es en ella donde actúan los esfuerzos normales (P_0) y tangenciales (S_0) generados por el material en la zona BDE.

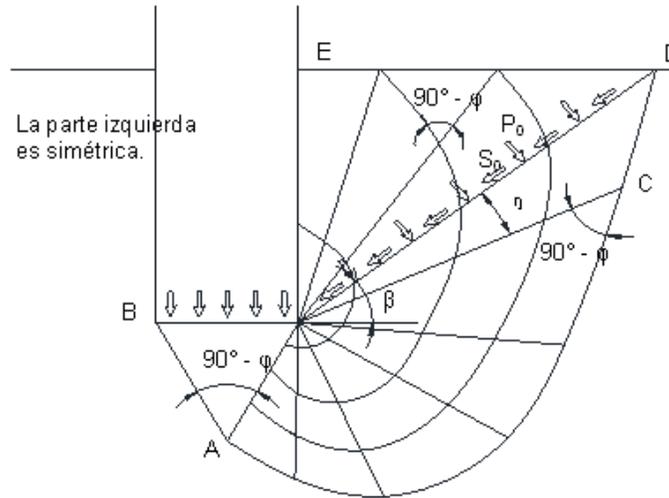


Figura 3.13. Mecanismo de falla de Meyerhof (Juárez, 1990)

Entonces, la capacidad de carga por medio de la teoría de Meyerhof se determina con la siguiente ecuación:

$$q_c = CN_c + \gamma_q D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (3.33)$$

La diferencia con la teoría de Terzaghi es que P_0 no es únicamente el valor de γh y en los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ , que son valores distintos a los correspondientes para utilizar la ecuación propuesta de Terzaghi.

La gráfica presentada en la figura 3.14 muestra factores para cimientos largos y cuadrados, para utilizar la gráfica, se necesita corregir el ángulo de fricción:

$$\varphi_{rec} = \left(1.1 - 0.1 \frac{B}{L}\right)\varphi_t \quad (3.34)$$

También pueden encontrarse los valores de los factores directamente de la tabla 3.2, buscando los correspondientes al ángulo de fricción interna del suelo.

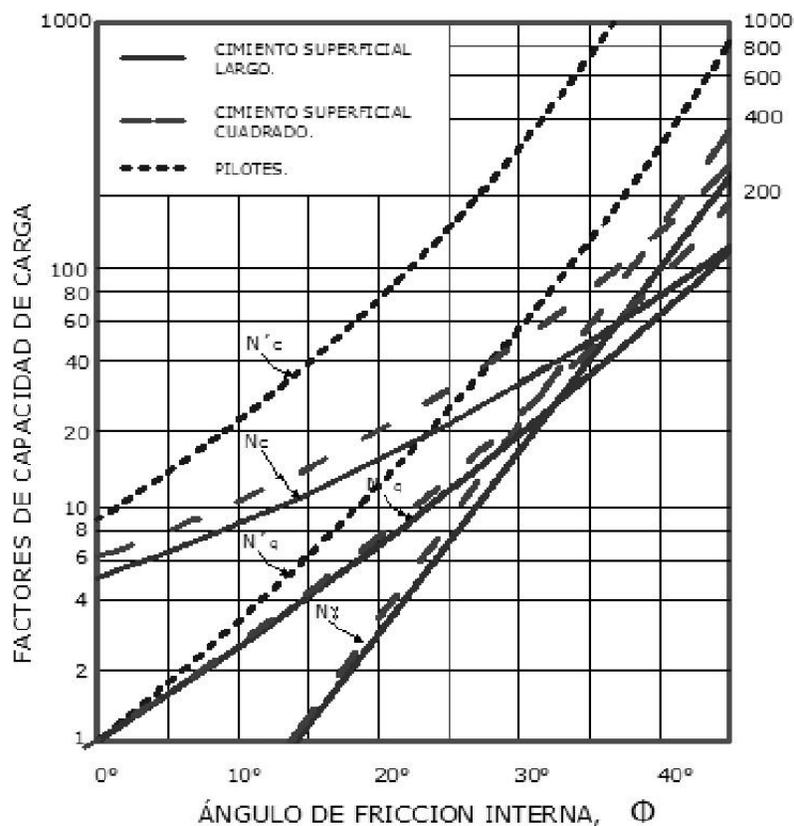


Figura 3.14. Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y profundos de acuerdo a Meyerhof (Mendoza, 2012).

Tabla 3.2 Factores para el cálculo de la capacidad de carga de acuerdo a Meyerhof.

ϕ	N_v	N_c	N_q	ϕ	N_v	N_c	N_q
0	0.00	5.14	1.00	21	3.42	15.81	7.07
1	0.00	5.38	1.09	22	4.07	16.88	7.82
2	0.01	5.63	1.20	23	4.82	18.05	8.66
3	0.02	5.90	1.31	24	5.72	19.32	9.60
4	0.04	6.19	1.43	25	6.77	20.72	10.66
5	0.07	6.49	1.57	26	8.00	22.25	11.85
6	0.11	6.81	1.72	27	9.46	23.94	13.20
7	0.15	7.16	1.88	28	11.19	25.80	14.72
8	0.21	7.53	2.06	29	13.24	27.86	16.44
9	0.28	7.92	2.25	30	15.67	30.14	18.40
10	0.37	8.34	2.47	31	18.56	32.67	20.63
11	0.47	8.80	2.71	32	22.02	35.49	23.18
12	0.60	9.28	2.97	33	26.17	38.64	26.09
13	0.74	9.81	3.26	34	31.15	42.16	29.44
14	0.92	10.37	3.59	35	37.15	46.12	33.30
15	1.13	10.98	3.94	36	44.43	50.59	37.75
16	1.37	11.63	4.34	37	53.27	55.63	42.92
17	1.66	12.34	4.77	38	64.07	61.35	48.93
18	2.00	13.10	5.26	39	77.33	67.87	55.96
19	2.40	13.93	5.80	40	93.69	75.31	64.19
20	2.87	14.83	6.40				

3.3.5. Teoría de Zeevaert.

Considera en forma similar el criterio utilizado por Terzaghi:

$$q_u = \alpha_2 \gamma B N_\gamma + \alpha_1 c N_c + \alpha_1 \sigma_z N_q \quad (3.35)$$

Los valores de los factores de carga N_γ , N_c y N_q dependen del ángulo de fricción interna, c es la cohesión del suelo y los otros factores serían:

Tabla 3.3. Factores para el cálculo de la capacidad de carga de acuerdo a Zeevaert

Zapata	Ancho	α_1	α'_1	α_2
Continua	2B	1	1	1
Cuadrada	2B	1.3-1.2	1.2	0.8-0.6

Zeevaert establece que la capacidad de carga (q_u) está en función de que en la falla, suceda una movilización de la masa por toda la superficie de falla, lo cual sucede si el suelo es incompresible dado que, en que caso de ser compresible, el suelo falla sin producirse la movilización.

3.3.6. Teoría de Skempton.

Como se mencionó anteriormente, Terzaghi no considera en su teoría la profundidad de desplante de la cimentación. De acuerdo a la figura 3.15 y en términos de superficie de falla, la cimentación que se encuentra a mayor profundidad tendrá una superficie mayor en que la cohesión trabajará más, por lo que requerirá un valor más alto de N_c .

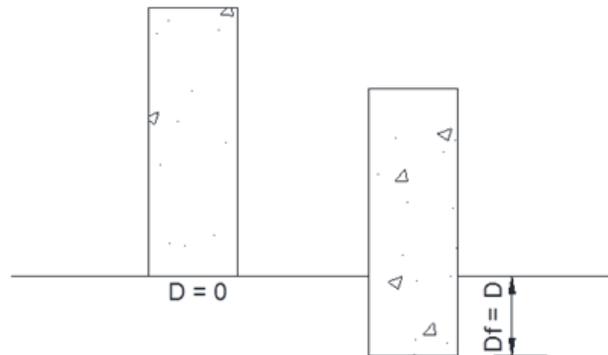


Figura 3.15. Influencia de la profundidad del desplante en el valor de N_c (Juárez, 1999).

Skempton (1964) fue quien, precisamente encontró que el valor de N_c no es independiente de la profundidad de desplante, sino que, aumenta con ella; propuso utilizar una ecuación similar a la de Terzaghi pero en la que el factor N_c varía en función de la relación D/B :

$$q_c = c N_c + \gamma D_f \quad (3.36)$$

En la figura 3.16 se muestran los valores obtenidos por Skempton presentando las opciones de cimentaciones rectangulares, cuadradas y circulares.

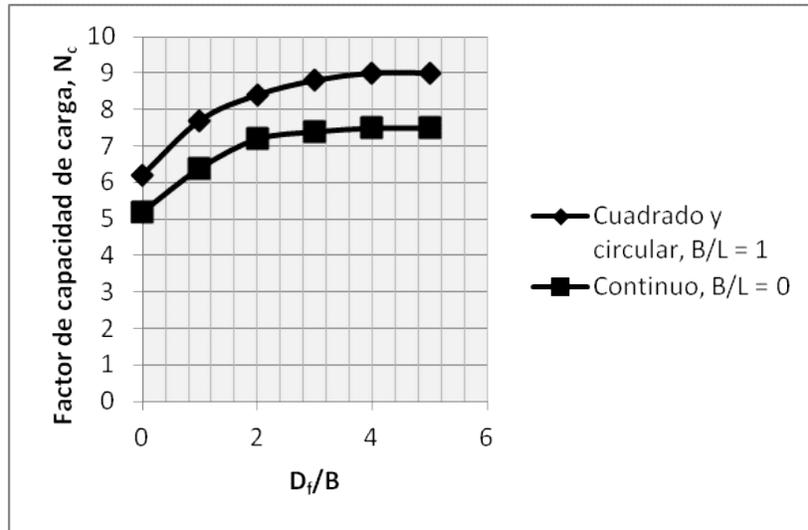


Figura 3.16. Valores para el factor de capacidad de carga en función de la relación D/B.

3.4. El concepto de succión y su influencia en la resistencia al cortante de un suelo.

Uno de los mecanismos que afectan el comportamiento de un suelo es el fenómeno conocido como succión, que se genera en los suelos no saturados, especialmente en las arcillas que contienen montmorilonita debido a su afinidad con el agua. La absorción de agua conduce a cambios de la resistencia al esfuerzo cortante, de la expansión y del colapso de la masa de suelo (Peterson, 1990).

La succión es una medida de la afinidad del suelo para retener agua expresada cuantitativamente, es decir, la succión de un suelo es la cantidad de energía que evalúa la capacidad del suelo para retener el agua (Lee y Wray, 1995). Se expresa con frecuencia en términos de pF.

$$pF = \text{Log}_{10}(h_w/h) \quad (3.37)$$

Donde:

pF = Valor logarítmico de la succión.

h_w = Columna de agua, cm.

h = 1 cm.

La succión total puede ser determinada a través de la medición de la humedad relativa dentro de una masa de suelo con un psicrómetro termopar (Peterson, 1990) y puede ser expresada como:

$$h_t = -(RT/V_m)\log_e(p/p_0) \quad (3.38)$$

Donde:

h_t = Succión total.

R = Constante de gases ideales.

T = Temperatura absoluta.

V_m = Volumen de un mol de agua en estado líquido.

p = Presión de vapor de agua.

p_0 = Presión de vapor de agua saturado.

p/p_0 = Humedad relativa.

La succión total es la suma algebraica de la succión matricial y la succión osmótica. La succión osmótica es el resultado de la reducción de la humedad relativa por efecto de la concentración de sales solubles en el agua y la succión matricial es la presión negativa de agua de poro o la tensión capilar, es decir:

$$h_m = u_a - u_w \quad (3.39)$$

Donde:

h_m = Succión matricial.

u_a = Presión de aire de poro.

u_w = Presión de agua de poro.

En lo que respecta a la resistencia al esfuerzo cortante, fue Hilf (1956) quien llevó a cabo las primeras investigaciones en la presión negativa de agua de poro en suelos cohesivos compactados. Propuso una relación de fuerza de Mohr-Coulomb para describir la resistencia al cortante en suelos no saturados:

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi \quad (3.40)$$

Donde:

τ = Resistencia al esfuerzo cortante.

c = Cohesión.

ϕ = Ángulo de fricción interna.

y

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - u_c \quad (3.41)$$

Donde:

σ' = Esfuerzo efectivo.

σ = Esfuerzo normal.

u_c = Tensión capilar.

Bishop, Alpan, Tizón y Donald (1961) propusieron una modificación relación esfuerzo efectivo para suelos no saturados:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w) \quad (3.42)$$

Donde:

σ' = Esfuerzo cortante.

σ = Esfuerzo normal.

u_a = Presión de aire de poro.

u_w = Presión de agua de poro.

χ = Parámetro de la presión de poro que varía de 0 a 1.

Sustituyendo en la ecuación de la resistencia al cortante de suelo no saturado:

$$\tau = c' + ((\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)) \tan \phi' \quad (3.43)$$

Donde:

τ = Resistencia al esfuerzo cortante.

c' = Cohesión en términos de esfuerzos efectivos.

ϕ' = Ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos.

En 1979, Fredlund propuso una teoría para los suelos no saturados. Un suelo no saturado posee cuatro capas: sólido, líquido, gaseoso y la interfase entre líquido-gaseoso, Fredlund sugirió que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados podría ser expresada en tres dimensiones, relación de esfuerzo de Mohr-Coulomb como:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (3.44)$$

Donde:

τ = Resistencia al esfuerzo al cortante.

c' = Cohesión cuando las dos variables de esfuerzo son cero.

$(\sigma - u_a)$ = Esfuerzo variable, esfuerzo aplicado.

$(u_a - u_w)$ = Esfuerzo variable, succión matricial.

ϕ' = Ángulo de fricción con respecto al esfuerzo aplicado.

ϕ^b = Ángulo de fricción con respecto a la succión matricial.

A medida que el grado de saturación se acerca al 100%, la presión de aire de poro y la presión de agua de poro llega a ser igual. La succión matricial $(u_a - u_w)$, podría llegar a cero y la presión de agua de poro podría ser sustituida por la presión de poro en el esfuerzo aplicado $(\sigma - u_a)$. Los parámetros de esfuerzo c' y ϕ' pueden ser evaluados en la forma convencional para suelos saturados.

La resistencia al cortante de los suelos no saturados depende de numerosas variables, tales como el contenido de agua con el que se compactó, la densidad seca, el método de compactación y el tipo de concentración de electrolitos en el fluido de poro. Los

efectos de la capilaridad o de la succión matricial pueden ser determinantes en muestras no saturadas de arenas, limos y arcillas de baja plasticidad. Para arcillas de alta plasticidad, como ilitas y montmorillonitas, que poseen considerables fuerzas de succión derivada de la fuerza de atracción entre partículas y de la hidratación de cationes, la capilaridad toma un papel secundario.

CAPÍTULO 4.

Metodología.

4.1. Localización y ubicación del suelo en estudio.

El estado de Querétaro se ubica en la zona del bajío del país, con coordenadas 20°35'0" de latitud norte y 100°22'0" de longitud oeste, colinda al norte con San Luis Potosí, al este con Hidalgo, al sur con el Estado de México y Michoacán y al oeste con Guanajuato.

La muestra del suelo en estudio se tomó de un predio localizado en el fraccionamiento Santa Fe, perteneciente al municipio de Corregidora, en el estado de Querétaro.

4.2. Muestreo.

Se realizó el muestreo en un pozo a cielo abierto (PCA) bajo la norma mexicana NMX-C-431-ONNCCE-2002 que describe el procedimiento para elaborar un PCA. Se excavó a una profundidad de 1.00 metro y se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas. Las muestras alteradas se colocaron en bolsas de plástico para que no perdieran su humedad natural y las muestras inalteradas se protegieron con plástico autoadherible.



Figura 4.1. Labrado de muestras en predio en Santa Fe.

4.3. Caracterización.

Para efectos de caracterización del suelo, se determinaron algunas de sus propiedades tales como contenido de humedad, límites de consistencia, análisis granulométrico vía húmeda y seca, peso específico y el peso específico relativo de sólidos.

4.3.1. Contenido de humedad.

Una vez obtenida la muestra, es necesario determinar su contenido de humedad natural, por lo que se toma una pequeña porción de la muestra general, se coloca en un recipiente, se pesa el contenido y posteriormente, se coloca en un horno a una temperatura 110°C durante un día. Transcurrido el tiempo requerido, se pesa la porción seca para conocer la cantidad correspondiente al peso del agua contenida antes del secado. La relación que expresa la humedad de un suelo es:

$$\omega\% = (W_w/W_s) * 100 \quad (4.1)$$

Donde:

ω = Contenido de humedad.

W_w = Peso del agua.

W_s = Peso del suelo seco.

El procedimiento de esta prueba viene descrito en la norma ASTM D 2216.2010.

4.3.2. Análisis granulométrico vía seca.

Se siguió el procedimiento descrito en la norma ASTM D 2487, 2006; se utilizó una muestra de suelo alterada y mallas de 1", 3/4", 1/2", 3/8", 1/4", N. 4, 10, 20, 40, 60, 100 y 200 para el proceso de cribado. Se pesó cada retenido y se calculó el porcentaje que representa con respecto al peso total de la muestra usada. Finalmente se determinó el porcentaje de arenas y finos contenidos.

4.3.3. Análisis granulométrico vía húmeda.

Esta prueba también es conocida como análisis vía hidrómetro y su procedimiento se encuentra normado por la ASTM D 0422-63, 2007. Debido a que esta prueba es utilizada para determinar la distribución granulométrica de partículas con un tamaño menor a 0.075 mm (malla 200) se tomaron 50 gramos del material que pasó la malla número 200 y se empleó hexametáfosfato de sodio como agente defloculante, en una proporción del 5% con 100 cm³ de agua.

4.3.4. Peso específico.

Se utilizó el método de la parafina para la determinación del peso específico, por lo que se tomó una muestra inalterada de suelo, se pesó y sujetó con un hilo para facilitar su sumersión en parafina (previamente calentada para generar su fusión), en cuanto la probeta se cubrió completamente con parafina se permitió su secado y nuevamente se pesó. A continuación, se determinó su peso sumergido en agua; con los datos obtenidos, fue posible calcular el peso específico del suelo en estudio. El procedimiento seguido se encuentra descrito en la norma ASTM D 4531-86, 2008.

4.3.5. Peso específico relativo de sólidos.

También conocida como gravedad específica, esta propiedad fue determinada siguiendo el procedimiento descrito en la norma ASTM D 0854. 2010, tomando para ello, una muestra de suelo alterada. La muestra se sometió a secado y de ésta, se pesaron 50 gramos para saturarlos durante 24 horas. Se vertió la muestra en un matraz con agua a 3/4 de su capacidad y se expuso a baño maría con la finalidad de liberar el aire atrapado, posteriormente, con ayuda de una bomba de vacío, se continuó extrayendo las moléculas de

gas del matraz. Se aforó el matraz y se pesó, con los datos obtenidos, se calculó el peso específico relativo de sólidos.

4.4. Medición de la succión.

El método utilizado para medir la succión fue el del papel filtro, este procedimiento se especifica en la norma ASTM D 5298-03. El papel filtro utilizado fue el Whatman No. 42, éste tiene que someterse a un proceso de secado en horno 16 horas antes de ser usado en la prueba.

Las probetas empleadas fueron remodeladas, es decir, se utilizó material suelto y moldes para fabricarla de tal forma que éstas tuvieran el peso específico del suelo en estado natural.

Para obtener las curvas de secado y humedecimiento, fue necesario saturar 11 probetas y secar un número igual de ellas para posteriormente, secar y humectar, respectivamente hasta alcanzar el grado de saturación requerido para efectuar la prueba. Para el procedimiento de saturación se colocaron las probetas en un recipiente con un tirante de agua de 0.5 cm, además, con ayuda de un atomizador se rociaron con agua por la parte superior todos los días hasta que las probetas alcanzaron un grado de saturación del 100%. Con una de ellas se inició la prueba y las demás se colocaron para iniciar su secado en forma natural.

Para la obtención de la curva de humedecimiento, 11 probetas fueron colocadas dentro de un recipiente a temperatura ambiente con una franela húmeda sobre ellas para iniciar el proceso de secado y evitar su agrietamiento, después de esto, se metieron al horno a 105 °C durante 24 horas para su secado y ya secas, una de ellas se utilizó para iniciar la prueba y a las demás se les humectó con ayudar de un atomizador hasta alcanzar la cantidad de agua necesaria y correspondiente al grado de saturación requerido.



Figura 4.2. Probetas con material remoldeado para cálculo de succión.

Teniendo listos los especímenes, se colocaron, cada uno, en un recipiente de cristal, se dispusieron los papeles filtro sobre ellos y los recipientes fueron sellados y colocados en una hielera para evitar variaciones de temperatura. Se dejaron reposar durante siete días para permitir el equilibrio en el recipiente y para obtener el valor de la succión correcto.

Al terminar el tiempo destinado para el equilibrio, el papel filtro utilizado se pesó y posteriormente se colocó en el horno para calcular, con el peso seco, el contenido de humedad en cada papel; con esos datos, se determinó la curva característica del suelo.

Para poder determinar la curva característica de un suelo con presencia de contaminante, el procedimiento fue similar al descrito para el suelo natural, pero al alcanzar la probeta el contenido de agua necesario, en forma inmediata, con ayuda de un gotero se le añadió el diésel en la parte superior, lentamente, hasta lograr añadirle la cantidad determinada previamente para lograr un 10, 20 o 30% de diésel contenido en la probeta y se colocaron dentro de un frasco de cristal para dar inicio a la prueba, cuidando que, al depositar el papel filtro, éste no se manchara con diésel. La duración de la prueba fue también de siete días, transcurrido este tiempo los papeles se pesaron al igual que las probetas para poder calcular la curva característica.

4.5. Ensayo triaxial consolidado drenado (CD).

El procedimiento de este ensayo se describe en la norma ASTM D 2850. Se utilizaron probetas de suelo remoldeadas y debido a que se ejecutó un ensayo consolidado drenado, se saturó la probeta antes de iniciar las cargas y se permitió el drenaje de la misma. Posteriormente se colocaron cargas iniciando desde 1 kilogramo y a partir de éste, duplicando las cargas hasta llegar a la falla.

4.6. Método de contaminación de probetas con diésel.

Como la finalidad de este trabajo fue encontrar la variación en determinados parámetros de un suelo contaminado en comparación con un suelo no contaminado, fue necesario elegir una metodología para llevar a cabo el proceso de contaminación de las probetas a utilizar.

Se decidió trabajar el suelo con tres fases: sólido, gas y líquido, siendo el líquido, únicamente el combustible diésel, para lo cual, las probetas se sometieron a un proceso de secado hasta eliminar por completo su humedad natural, dejando disponibles y llenos de gas, el volumen de vacíos total.

El objetivo era contaminar el suelo en proporciones de 0 a 100% de diésel con base en el volumen de vacíos disponible en cada probeta, es decir:

$$V_d = \text{Porcentaje requerido} \times V_v \quad (4.2)$$

Dónde:

V_d = Volumen de diésel que debe ser adicionado.

V_v = Volumen de vacíos de la probeta.

Para mayor practicidad, el volumen de diésel fue convertido en peso:

$$W_d = \gamma_d V_d \quad (4.3)$$

Donde:

W_d = Peso de diésel que debe ser adicionado.

γ_d = Peso específico del diésel (0.832 kg/m^3).

v_d = Volumen de diésel que debe ser adicionado.

Sin embargo, al contaminar la primera probeta, se observó que a cierta cantidad de diésel adicionado, éste percolaba, por lo que la probeta no alcanzaba a retener todo el diésel; entonces, se hicieron pruebas con algunos especímenes para determinar la cantidad límite retenida, como se presenta en la figura 4.4.



Figura 4.3. Cálculo de la cantidad máxima de diésel retenida por probeta.

Después de repetir la prueba en tres ocasiones, se percibió que, en promedio, las probetas retenían un equivalente al 30% de diésel, por lo que se estableció un nuevo rango de contaminación entre el 0 y 30%.

El resto de las probetas con un 0% de contenido de humedad, se colocaron en papel aluminio y con un gotero, se adicionó la cantidad de diésel calculada, logrando especímenes contaminados en un 0, 10, 20 y 30% (figura 4.5).



Figura 4.4. Contaminación de probetas.

Las probetas se dejaron reposar dentro de recipientes herméticos durante tres meses antes de someterlas a prueba. A lo largo de ese tiempo, se controló y finalmente se verificó su peso y se comparó con el peso obtenido al momento de contaminar, para controlar cualquier pérdida por evaporación.

4.7. Límites de consistencia en suelo contaminado con diésel.

Límites líquido y plástico del suelo contaminado fueron calculados. Se utilizaron porciones de muestras alteradas y cribadas por la malla N. 40. El material se colocó en el horno para su secado y una vez seco, se separó en 3 fracciones para contaminarlo en distintas proporciones: 10, 20 y 30%, la cantidad de diésel agregada se calculó de manera similar a las cantidades adicionadas a las probetas de material inalterado, estableciendo una simple equivalencia de proporciones.

Cada fracción de suelo contaminado se colocó en una bolsa plástica para facilitar el proceso de agregado del diésel, además, se cerró para evitar la pérdida de combustible, en el caso de presentarse evaporación y se dejó reposar durante una semana. Pasada la semana, se pesó el material y se verificó que no hubiera pérdida significativa de contaminante, a continuación, se agregó agua y se volvió a cerrar la bolsa, dejándola en la bolsa un día más para que la humedad se homogeneizara antes de comenzar la prueba, como se muestra en la figura 4.5.



Figura 4.5. Adición de agua en material contaminado con diésel.

4.7.1. Cálculo del límite líquido.

Se tomó una porción de muestra, se colocó en una flanera, se pesó y con ayuda de una espátula se colocó en la copa de Casagrande para calcular el número de golpes para esa porción, una vez calculado, se dispone el material en flaneras y a cada una se le agrega distintos contenidos de humedad, (según sea necesario) como se presenta en la figura 4.6, protegiéndose con plástico para evitar su evaporación y controlar la cantidad de agua añadida.



Figura 4.6. Separación de porciones para adición de agua requerida.

Cada porción se sometió a la prueba y se tomó un testigo de humedad, para dibujar los puntos y encontrar el límite líquido en forma gráfica.

4.7.2. Cálculo del límite plástico.

Para cada contenido de diésel se efectuó la prueba para determinar el límite plástico, se tomó una porción de suelo y se hicieron rollitos de 3 mm de diámetro hasta que se presentaran grietas. Los rollitos se depositaron en el horno para obtener su contenido de humedad. Obtenidos los valores de los límites líquido y plástico para cada contenido de diésel agregado, fue posible obtener el valor del índice de plasticidad.

4.8. Curva característica de un suelo contaminado.

Para calcular la curva característica del suelo, se siguió el mismo procedimiento: el método del papel filtro, dado que también se utilizó papel filtro Whatman No. 42. Se prepararon probetas con un rango del grado de saturación del 0 al 100% y previo a la colocación de las probetas en frascos de cristal se les agregó diésel con un gotero en las cantidades determinadas cuidando que no hubiera pérdida de diésel al momento de colocarlo en la probeta, para garantizar que la cantidad fuera la calculada.

4.9. Ensayo triaxial en probetas contaminadas.

Las probetas contaminadas utilizadas contenían el peso deseado de diésel y cero contenido de humedad, fueron utilizadas membranas de látex para su montaje en la cámara triaxial. Debido a que para la fabricación del látex se utiliza poliuretano, que es clasificado como un polímero, éste, en contacto con una gran cantidad de diésel, por efecto del hidrocarburo, se corroe y puede llegar a romperse. Previniendo esto, y como en la actualidad no existen disponibles membranas que posean en su composición algún material que no reaccione con los compuestos orgánicos, en este caso, con los hidrocarburos, para cada espécimen se utilizaron dos membranas, colocadas una sobre otra antes de depositar la probeta y cuidando que ambos extremos de la membrana quedaran sujetos con los aros de caucho para evitar la entrada directa de agua.

Pruebas consolidadas-drenadas fueron ejecutadas, por lo que, previo al inicio de la prueba, cada probeta contaminada fue saturada con agua y confinada con una presión de 0.50 y 1.00 Kg/cm², según fuera el caso, antes de la colocación de las cargas.

Se inició con un carga de 1 kg, la siguiente fue del mismo peso, a manera de duplicar la primera carga colocada, sucesivamente, la siguiente carga fue de 2 kg y se fue duplicando, sin embargo, también se inspeccionó visualmente el estado de la probeta; para las últimas cargas aplicadas, se disminuyeron los intervalos de carga a 2.5 kg para tener mayor control del peso con el cual fallaba la probeta. Con los datos obtenidos se procedió a dibujar los círculos de Mohr para calcular los parámetros y posteriormente la resistencia al cortante utilizando la teoría de Skempton.

CAPÍTULO 5.

Resultados y discusión.

5.1. Caracterización geotécnica.

Se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas en el mes de abril del año 2012 en un predio ubicado en el fraccionamiento Santa Fe perteneciente al Municipio de Corregidora, Qro. La profundidad de muestreo fue de 0.60 m. Las pruebas iniciales fueron las correspondientes para la caracterización del material.

Los resultados obtenidos de las pruebas se resumen en la tabla 5.1, con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) se deduce que se tiene una arcilla de alta compresibilidad (CH).

Tabla 5.1. Propiedades para caracterización del suelo.

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor
Humedad	ω	%	24.01
Peso específico	λ_m	T/m ³	1.40
Densidad de sólidos	Ss	-	2.56
Relación de vacíos	e	-	1.14
Grado de saturación	G _w	%	48.70
Gravas	G	%	0.00
Arenas	S	%	6.40
Finos	F	%	93.60
Límite líquido	LL	%	63.33
Límite plástico	LP	%	25.00
Índice de plasticidad	IP	%	38.33
Límite de contracción	LC	%	14.97
Contracción lineal	CL	%	16.66

5.2. Absorción máxima de diésel en probetas de suelo no alterado.

Para establecer un rango de contaminación se agregó diésel a las probetas hasta que éstas empezaran a dejar de retenerlo, la cantidad máxima de diésel que una probeta de suelo de tamaño definido puede retener sin que se presente la percolación, se muestra en las gráficas 5.1 y 5.2. En la primera gráfica presentada, se expresa el porcentaje de diésel retenido en función del peso de la probeta y en la siguiente, se expresa en función del volumen de vacíos disponible en la probeta.

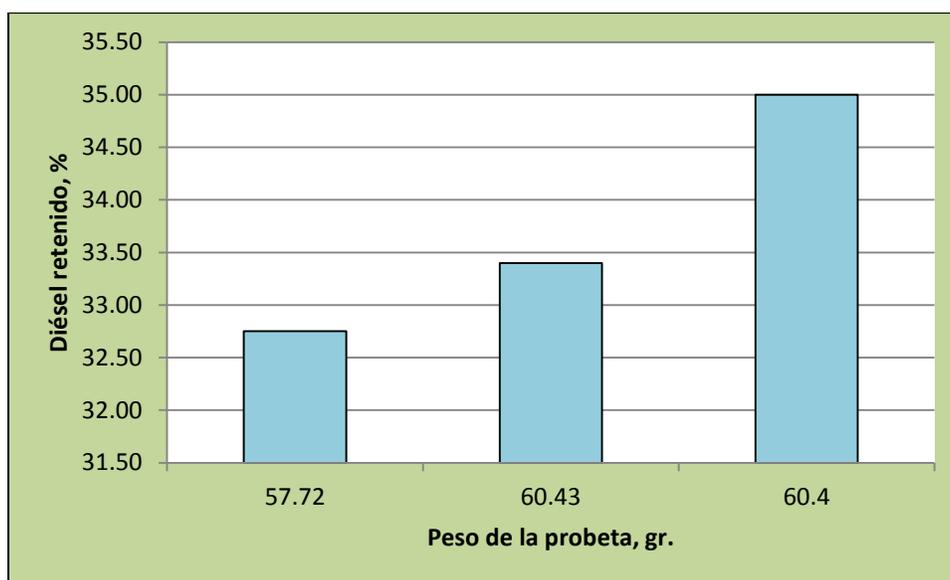


Figura 5.1. Peso de la probeta vs Porcentaje de diésel retenido.

El tamaño de las probetas utilizadas para la elaboración de esta prueba fue aproximadamente similar, por lo que, para conocer la cantidad de diésel retenido, se calculó un valor promedio, tanto del peso de la probeta como del peso de diésel agregado a cada una.

Un 33.72 % es el promedio de diésel que una probeta de 59.52 gr alcanza a retener en su masa antes de que el fluido inicie su percolación a través de su masa. Se tomó como máximo el correspondiente al 30 % de diésel para establecer un rango de contaminación de especímenes.

En la gráfica mostrada en la figura 5.2 se observa cuál era el volumen de vacíos en cada probeta antes de ser contaminada y qué volumen de éstos fue el que quedó ocupado por el diésel cuando se contaminó, es claro cómo la probeta no retuvo el diésel para llenar en un 100% el volumen de vacíos que poseía, dejando aún vacíos disponibles.

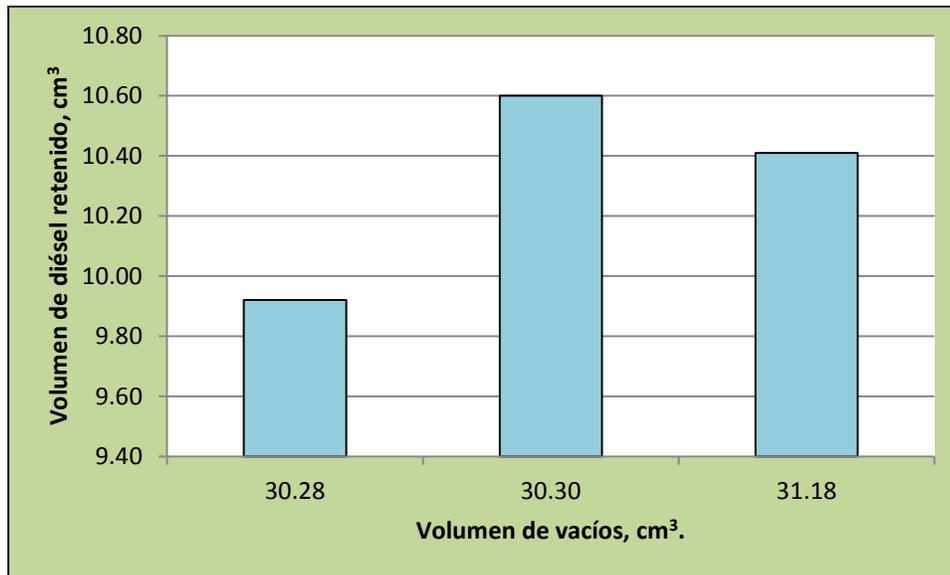


Figura 5.2. Volumen de vacíos disponible en la probeta vs Volumen de diésel retenido.

5.3. Límites de consistencia de un suelo contaminado con diésel.

En la gráfica de la figura 5.3 se muestran los valores correspondientes al límite líquido obtenidos para un suelo con distintas concentraciones de diésel, se puede observar que conforme el contenido de diésel aumentó, el límite líquido se incrementó también sin existir un patrón en específico de crecimiento en el valor, puesto que para un contenido de diésel del 10%, se presentó un incremento del 2.85 %, sin embargo, para el contenido del 20% de diésel, el incremento fue de un 8.68%, no siendo proporcional cuando el diésel aumentó en un 10%, pues para el 30% de contenido de diésel, el límite líquido se incrementó en un 1.33%.

En forma similar, para el caso de los resultados del cálculo del límite plástico mostrados en la figura 5.4 se generó un aumento en su valor conforme se incrementó el contenido de diésel, siendo del 1% para las muestras con 20 y 30% de contenido de diésel y del 10.22% para un agregado inicial del 10%. En lo que se refiere al índice de plasticidad, en su mayoría, los valores son del orden del 38% excepto para el contenido del 10% del

diésel, que mostró un 30.96%, estos datos se pueden apreciar en la figura de la gráfica 5.5.

Para el caso del límite líquido, la tendencia en el incremento de su valor es suave, lo que no sucede en el límite plástico, pues el incremento del valor para el suelo contaminado en un 10% es abrupto y es una cantidad muy aproximada a los valores subsecuentes correspondientes a un mayor contenido de diésel en el suelo, lo que indica que el límite plástico adquiere un valor de límite y éste ya no varía significativamente aunque el diésel presente aumento.

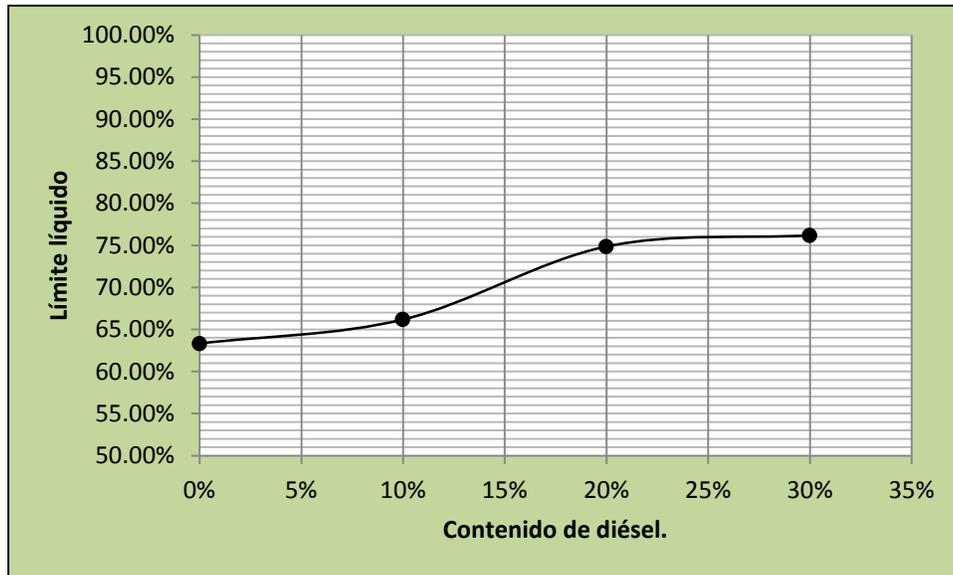


Figura 5.3. Variación del límite líquido en función del incremento de contenido de diésel.

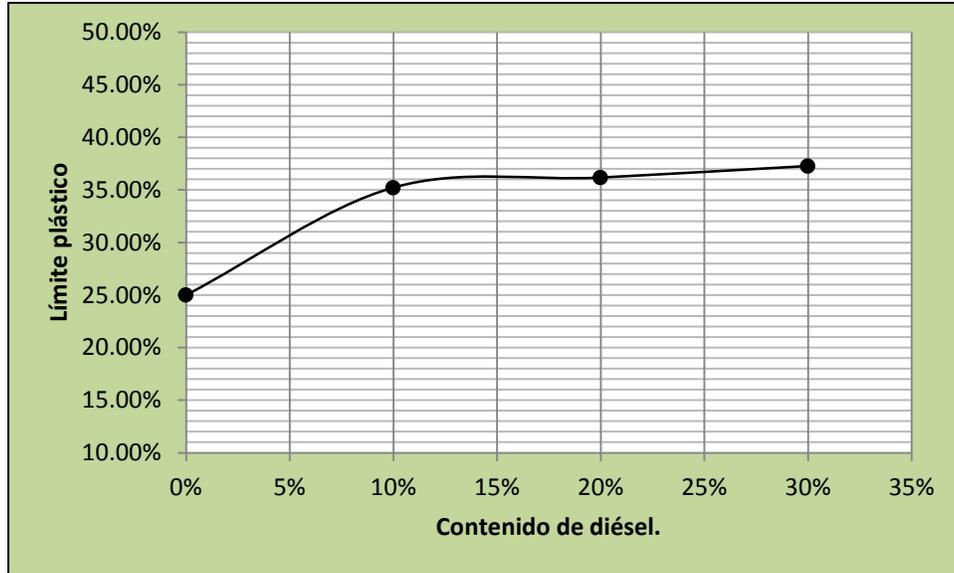


Figura 5.4. Variación del límite plástico en función del incremento de contenido de diésel.

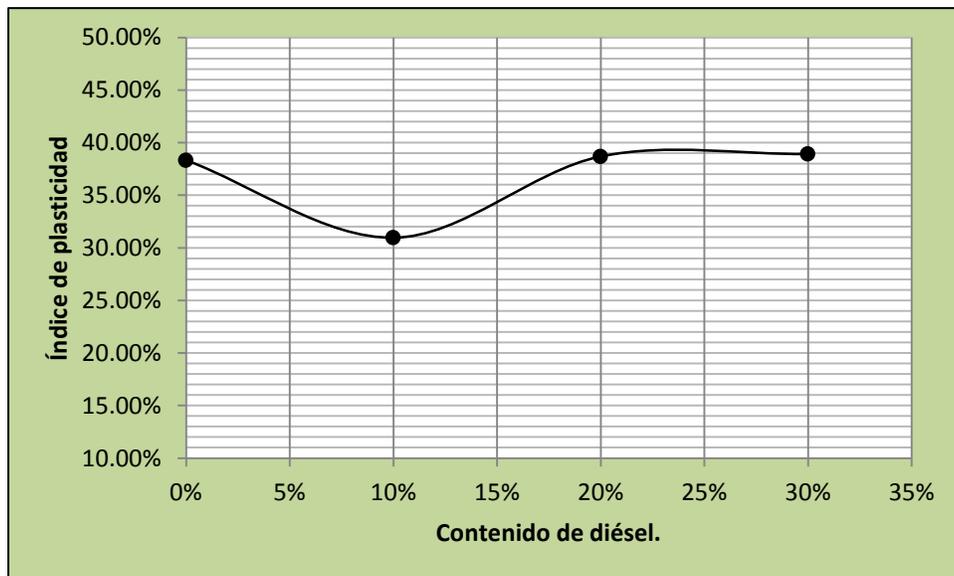


Figura 5.5. Variación del índice plástico en función del incremento de contenido de diésel.

Durante la preparación del suelo utilizado en estas pruebas, se observó que al agregar agua a la muestra, su superficie se tornaba grasosa, lo que conduce a inferir que el agua desplaza el espacio que previamente estaba ocupado por el diésel. Esta observación coincide con los resultados presentados por Ur-Rehman *et al* (2007) quienes mencionaron que los enlaces entre el hidrocarburo y la arcilla se disocian ante la presencia de agua. El incremento en el valor de los límites de consistencia se puede entonces adjudicar al diésel

que no se desplazó por completo generando películas sobre las partículas que le proporcionaron adhesión, y por consiguiente una necesidad de más agua para lograr un cambio de consistencia.

5.4. Curva característica del suelo.

5.4.1. Curva característica del suelo.

Se determinó la curva característica del suelo sin contaminar para conocer el rango de valores de succión correspondientes y obtener un valor de control comparable con los resultados de las pruebas en suelo contaminado.

En la gráfica de la figura 5.6 se muestra la succión en función del grado de saturación en las curvas de humedecimiento y secado. Se observa que la succión máxima se encuentra en el orden de los 160,000 KP y la succión mínima en 10 KP.

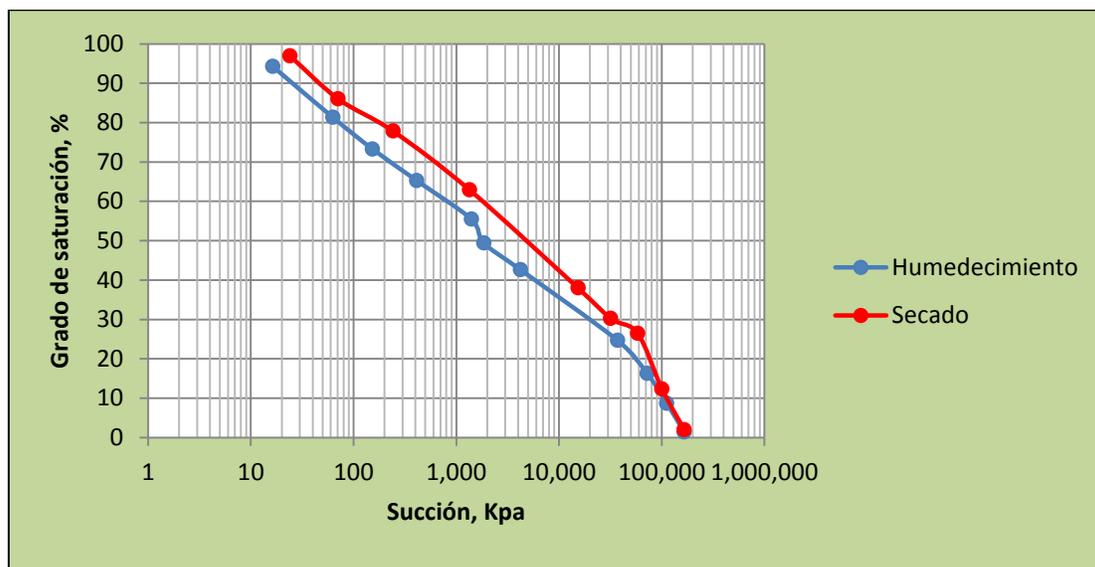


Figura 5.6. Curva característica del suelo.

5.4.2. Curva característica de un suelo contaminado con diésel.

De acuerdo al concepto de succión descrito anteriormente y basado en la hipótesis de que el agua no pierde contacto con la partícula de suelo aún ante la presencia de diésel, se calcularon las curvas de retención de los suelos contaminados en distintas proporciones empleando el mismo método para calcular la succión que se empleó en el suelo sin contaminar.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos. En la gráfica 5.7 se muestra una curva de succión completa hasta un grado de saturación con agua del 100% se logró obtener debido a que la cantidad de diésel agregada fue del 10%

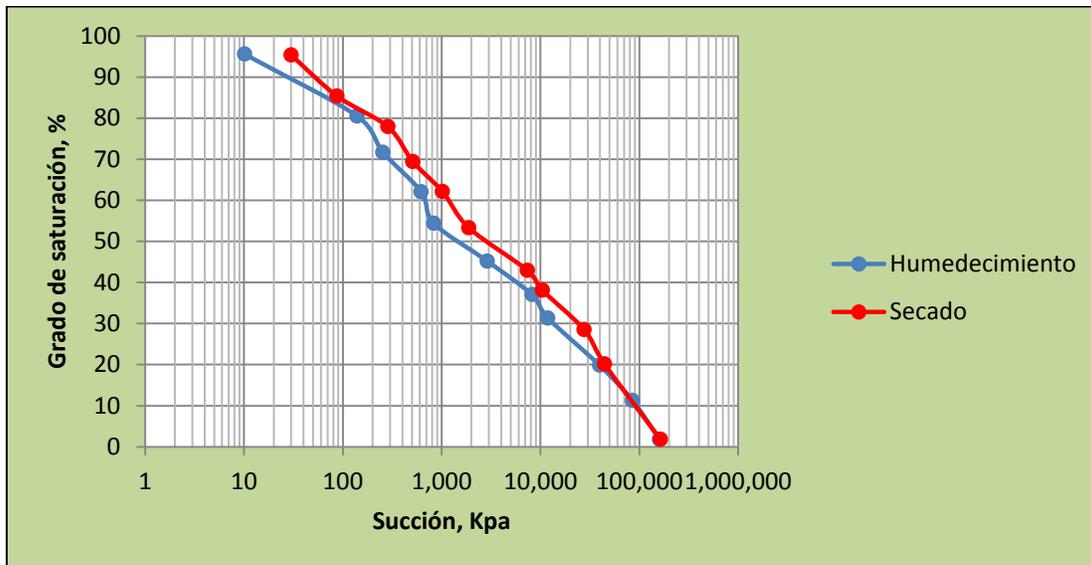


Figura 5.7. Curva característica de un suelo contaminado con 10% diésel.

En la gráfica 5.8 se presenta la curva de retención obtenida para el suelo contaminado en un 20% y hasta un grado de saturación con agua del 80%, de la misma manera en la gráfica 5.9 se muestra la curva de retención para el suelo contaminado en un 30% con diésel y saturado con agua en un 80%.

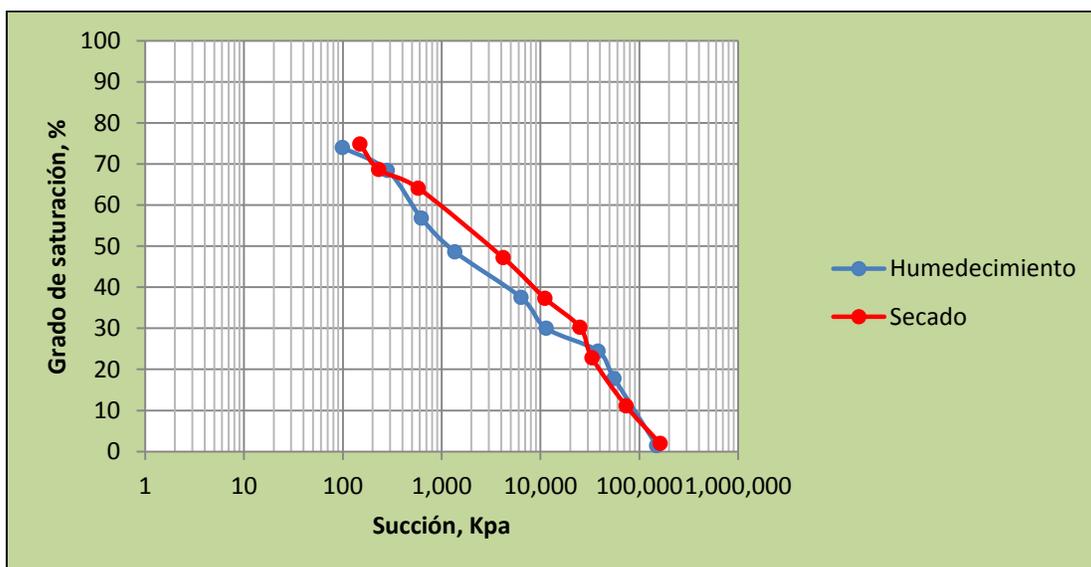


Figura 5.8. Curva característica de un suelo contaminado con 20% diésel.

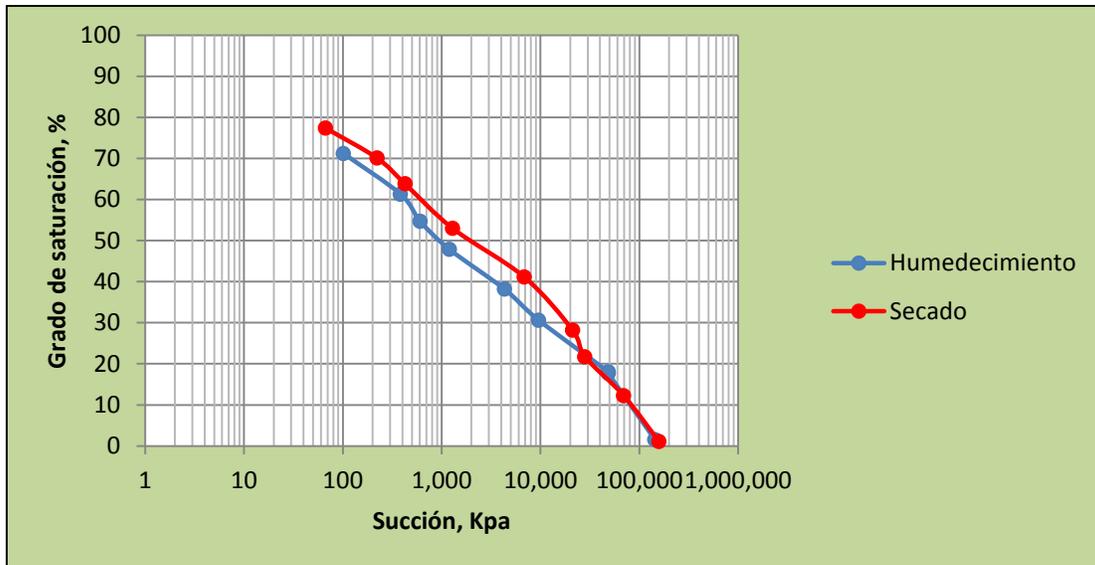


Figura 5.9. Curva característica de un suelo contaminado con 30% diésel.

En el caso de las pruebas realizadas en los rangos de contaminación del 20 y 30%, las curvas características se elaboraron hasta un grado de saturación del 80% debido a que, como se expuso anteriormente, es el agua el que mantiene el contacto con las partículas de suelo y si se agregaba diésel en un suelo saturado al 90 o 100% de agua, el diésel no lograría permanecer en la probeta o sólo una parte de él permanecería y ya no sería la cantidad predeterminada del 20 o 30%.

5.4.3. Variación de los valores de succión en un suelo contaminado.

Una tendencia a la disminución en los valores de succión se evidenció en los resultados de las pruebas, a continuación, en la gráfica de la figura 5.10 se presentan las curvas de humedecimiento para cada suelo probado, se puede observar que, a mayor contenido de diésel, la curva se mueve hacia su lado izquierdo. En forma similar, esa diferencia se refleja en la gráfica de la figura 5.11 en las curvas de retención en el proceso de secado. Cabe señalar que la mayor tendencia a una diferencia se presenta en las curvas para los suelos contaminados en un 20 y 30%, es decir, en los suelos que contienen una mayor proporción de diésel, por lo que sin duda, entre mayor sea la cantidad de diésel, la variación es mayor.

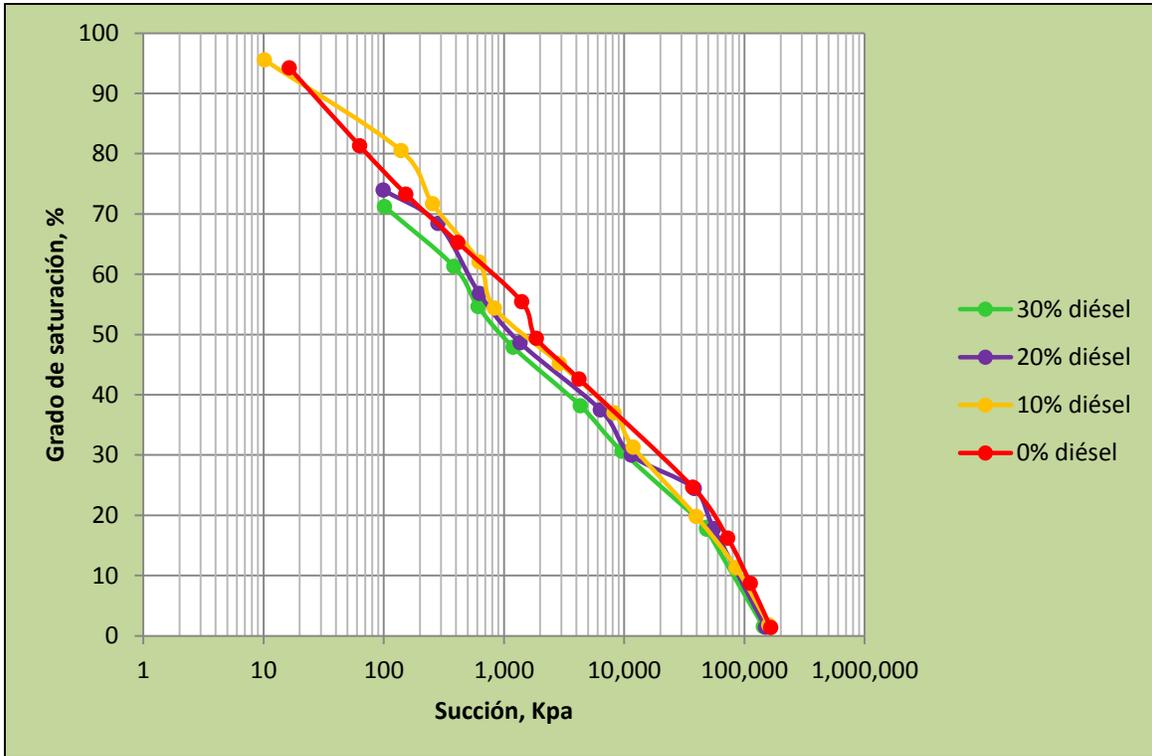


Figura 5.10. Comparativo de los valores de succión en las curvas de humedecimiento.

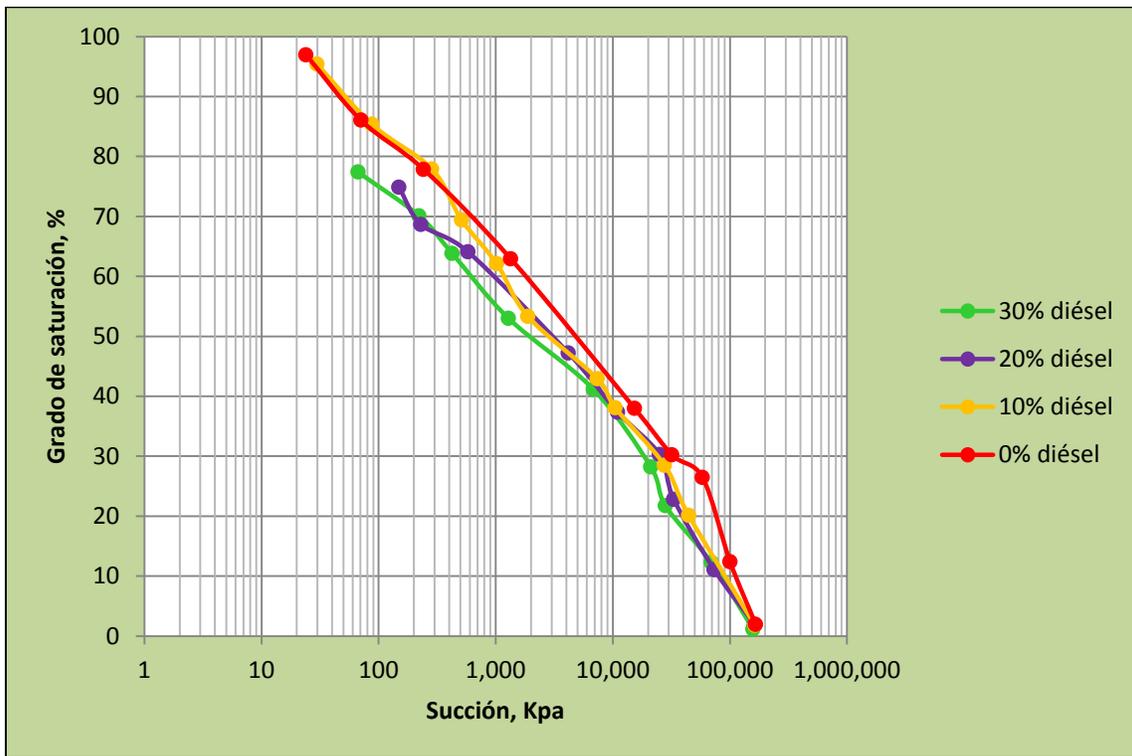


Figura 5.11. Comparativo de los valores de succión en las curvas de secado.

Con las gráficas obtenidas, se determinó el valor de entrada de aire, que es justamente el valor de la succión en que se permite que el aire empiece a entrar en los poros, En las figuras 5.12 y 5.13 se muestran gráficamente las variaciones que también se presentan en el valor de entrada de aire conforme la contaminación se incrementa en el suelo en proceso de humedecimiento y secado, respectivamente.

Debido a que las gráficas con mayor contenido de diésel no presentan un cambio de pendiente el valor de entrada de aire se señaló justo hasta donde se termina la misma, es decir, hasta la mayor saturación probada, en cambio, en las curvas correspondientes a el suelo sin contaminar y al suelo contaminado en un 10%, en las cuales sí se alcanzó un grado de saturación del 100% con agua, la variación en el valor de entrada de aire es evidente.

La disminución del valor de entrada del aire confirma que el diésel interfiere en el proceso de succión y genera un decremento en los valores que el suelo presenta naturalmente, pues en el suelo no contaminado el valor de entrada de aire corresponde a 305 KPa en la curva de humedecimiento y 320 KPa en la curva de secado, mientras que en el suelo contaminado en un 10% con diésel, el valor de entrada de aire tiene un valor de 200 KPa en la curva de humedecimiento y 290 en la curva de secado.

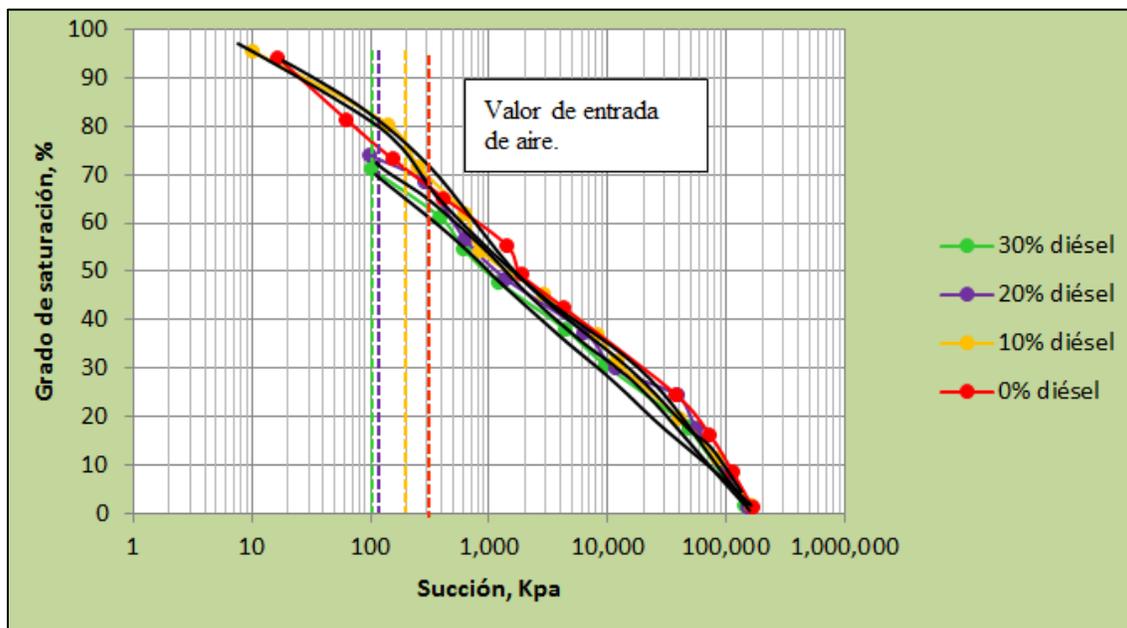


Figura 5.12. Comparativo de la variación en los valores de entrada de aire en las curvas de humedecimiento.

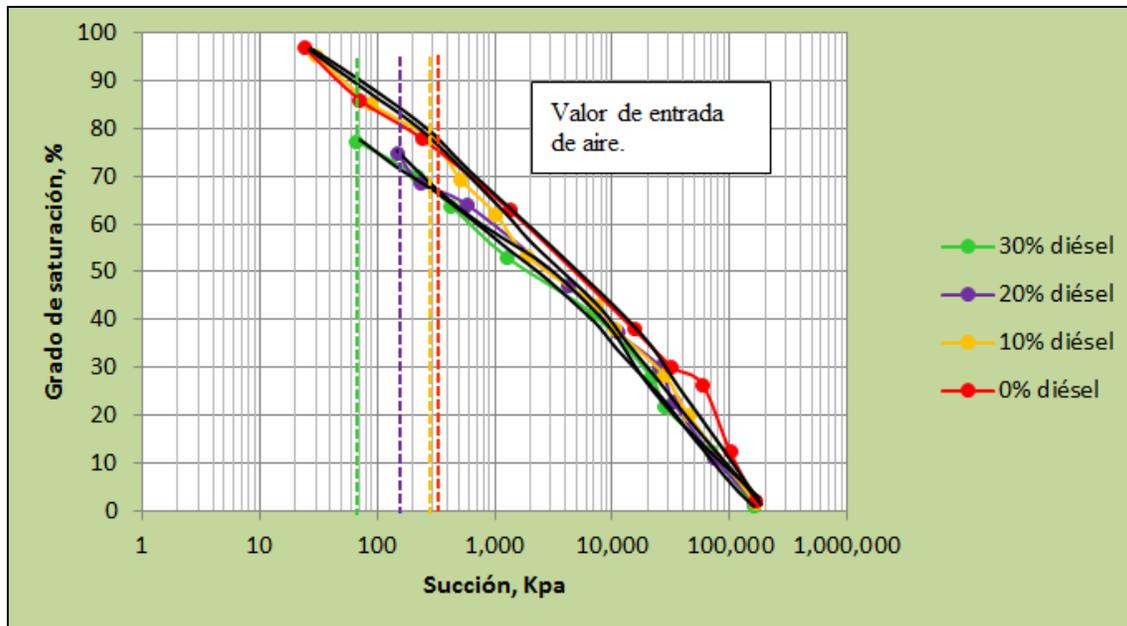


Figura 5.13. Comparativo de la variación en los valores de entrada de aire en las curvas de secado.

5.5. Comparación de las gráficas esfuerzo-deformación.

De las pruebas triaxiales ejecutadas, en la figura 5.14 se muestran los resultados obtenidos para cada tipo de suelo ensayado cuando la presión de confinamiento suministrada fue del 05. Kg/cm². En la figura 5.15 se muestran los resultados para cuando la presión de confinamiento fue de 1.0 kg/cm². En las gráficas se puede observar que la diferencia de los esfuerzos obtenidos en el suelo sin contaminar es significativa con respecto a los esfuerzos logrados en los suelos contaminados inclusive a partir de la menor cantidad de diésel agregada.

Se puede observar inicialmente que, aparentemente la rigidez del suelo contaminado aumenta en comparación con el suelo natural, sin embargo, la falla que se presenta es del género frágil, pues falla repentinamente y en el caso del suelo natural, la falla es dúctil, es decir, el suelo se va deformando continuamente hasta fallar definitivamente.

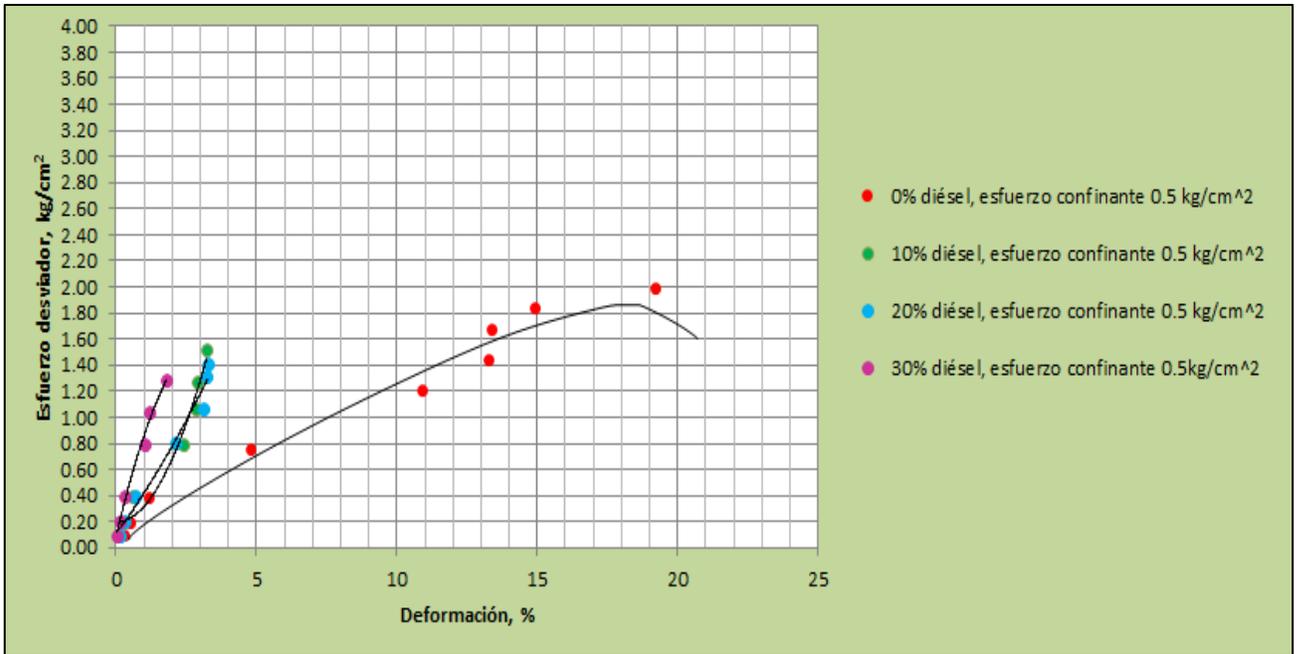


Figura 5.14. Comparación de gráficas esfuerzo-deformación para un esfuerzo confinante de 0.5 kg/cm²

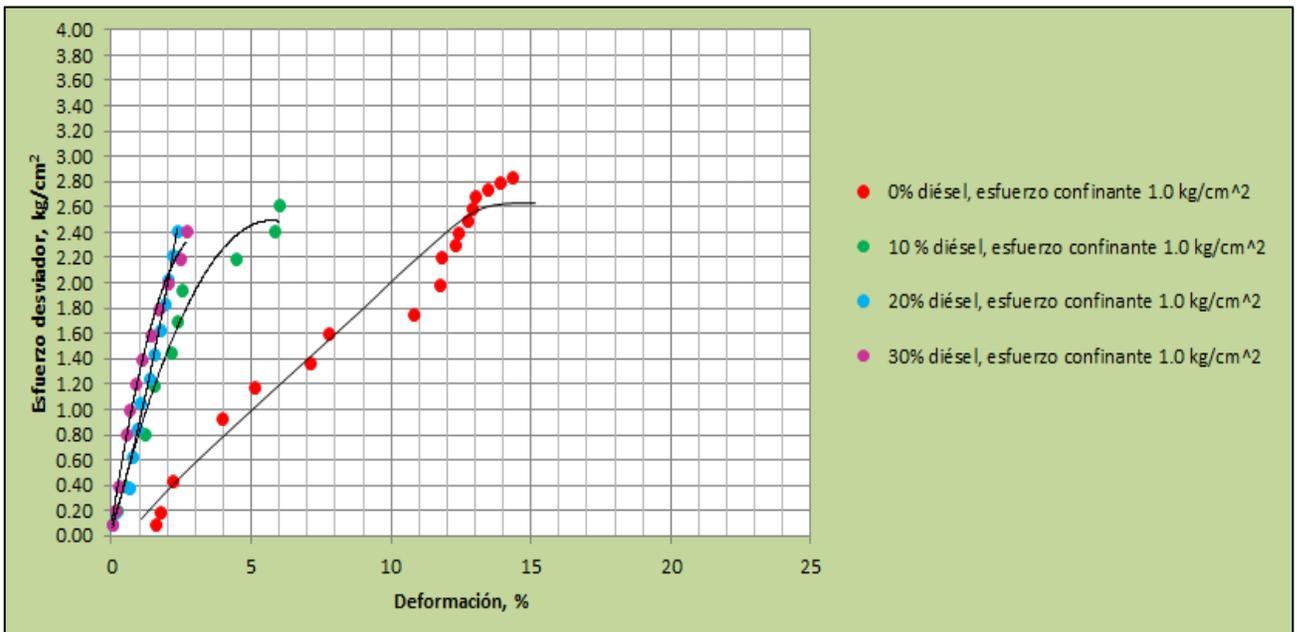


Figura 5.15. Comparación de gráficas esfuerzo-deformación para un esfuerzo confinante de 1.0 kg/cm²

5.5.1. Comparación de gráficas de la envolvente de falla para suelos con distintos contenidos de diésel.

En la figura 5.16 se muestran las envolventes de falla obtenidas para cada suelo con una cantidad de diésel adicionada diferente. En ella, gráficamente es visible la diferencia en el valor de la cohesión cuando el diésel se incrementa.

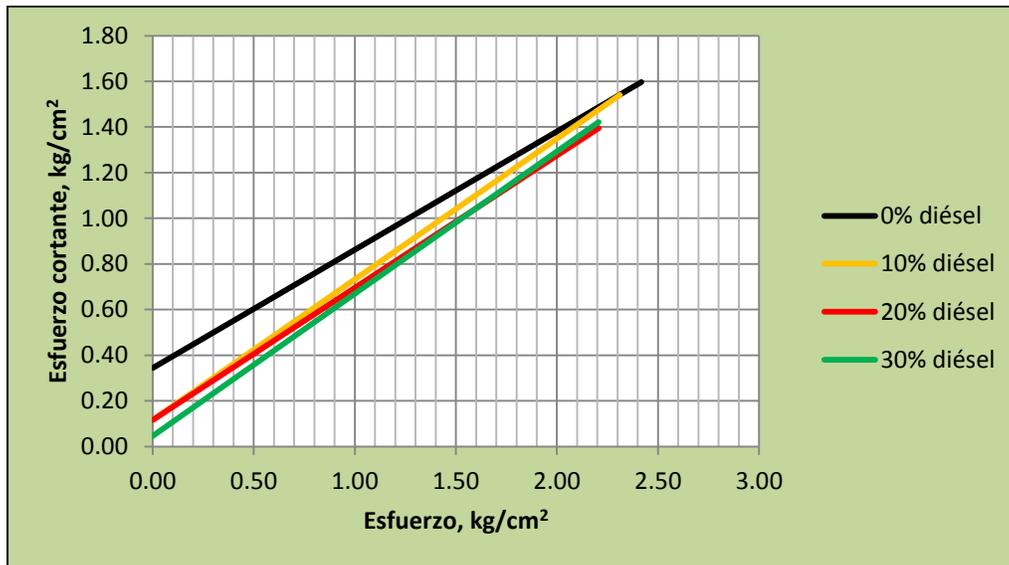


Figura 5.16. Envolvente de falla para suelo contaminado y sin contaminar.

5.5.2. Variación de los valores de p y q.

Conocer la trayectoria de esfuerzos permite estudiar el suelo en el laboratorio. Esta trayectoria muestra estados sucesivos de esfuerzos en un espacio de esfuerzos p y q, donde p y q corresponden al esfuerzo normal medio y máximo esfuerzo cortante (respectivamente) en la falla en el círculo de Mohr. Estos valores se obtienen de los datos de la prueba triaxial y se calculan con las ecuaciones denotadas a continuación:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Se presenta la gráfica comparativa que refleja la variación en los valores p y q para cada probeta contaminada y sin contaminar. El punto con el valor mayor en cada línea

corresponde al suelo sin contaminar y va decreciendo conforme el contenido de diésel se incrementó.

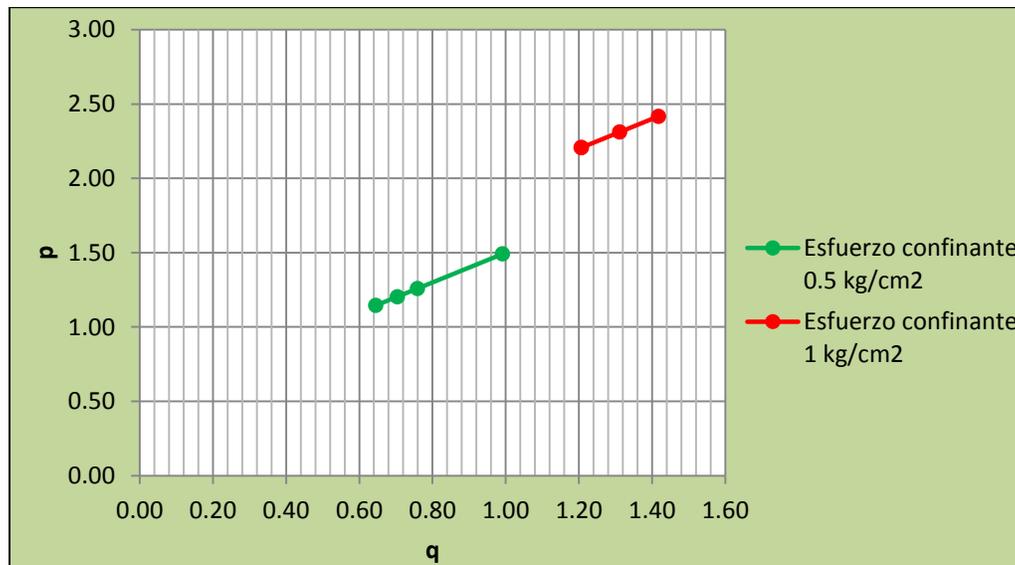


Figura 5.17. Valores de p y q en suelo contaminado y no contaminado.

Claramente se genera una disminución en los valores de p y q con respecto a los valores calculados con los datos obtenidos en las pruebas con probetas sin contaminar, el diésel genera un decremento que se intensifica si el contenido de éste se incrementa.

5.5.3. Cálculo de la capacidad de carga utilizando la teoría de Skempton.

Con los parámetros mecánicos obtenidos, es posible realizar el cálculo de la capacidad de carga del suelo en estudio.

De la prueba ejecutada en el suelo sin contaminar, se determinó un valor de la cohesión de 3400 Kg/m^2 . Retomando la ecuación 3.36, se observa que es necesario hacer el cálculo del factor de capacidad de carga N_c , el cual se realiza con la relación D_f/B y la gráfica 3.16 mostrada anteriormente. Si se propone una cimentación cuadrada de dimensiones $0.50 \times 0.50 \text{ m}$ y una profundidad de desplante de 0.60 m , entonces

$$\frac{D_f}{B} = 0.60/0.50 = 1.20$$

Con esta relación, de la tabla se calcula que $N_c = 7.83$, con el que podemos sustituir en la ecuación propuesta por Skempton:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

$$q_c = (3400 * 7.83) + (1400 * 0.60) = 27462 \text{ Kg/m}^2$$

En lo consiguiente, para calcular la variación de la capacidad de carga para suelos contaminados en proporciones de 10%, 20% y 30% de diésel, lo único que se modifica es el valor de la cohesión, dado que las dimensiones y la profundidad propuesta se mantendrán constantes y por tanto, el valor de N_c también.

Para el suelo contaminado en 10%, el valor de la cohesión obtenido fue de 1161 Kg/m^2

$$q_c = (1161 * 7.83) + (1400 * 0.60) = 9930 \text{ Kg/m}^2$$

Del suelo contaminado en 20%, se obtuvo un valor de la cohesión de 1100 Kg/m^2 por lo que el valor de su capacidad de carga es de:

$$q_c = (1100 * 7.83) + (1400 * 0.60) = 9453 \text{ Kg/m}^2$$

Finalmente, del suelo contaminado en 30% con diésel, la cohesión alcanzó el valor de 462 Kg/m^2 y su capacidad de carga es de:

$$q_c = (462 * 7.83) + (1400 * 0.60) = 4457 \text{ Kg/m}^2$$

Gráficamente, en la figura 5.18 se muestran los resultados conseguidos en función del porcentaje de contaminación con diésel en la probeta, por lo que se puede apreciar fácilmente la variación en el valor de la capacidad de carga conforme el contenido de diésel es incrementado. Tomando como valor testigo la capacidad de carga obtenida en el suelo sin contaminar, ésta se reduce un 64% para el caso del suelo contaminado en un 10% con diésel; en un 66% para el suelo con un 20% de diésel y en un 83% para el suelo contaminado en un 30% con diésel. De haberse utilizado alguna otra teoría para evaluar la capacidad de carga en la que se considerara el ángulo de fricción interna, prácticamente la

variación de los valores se mantendría porque el ángulo de fricción interna no presentó cambios significativos de una prueba a otra.

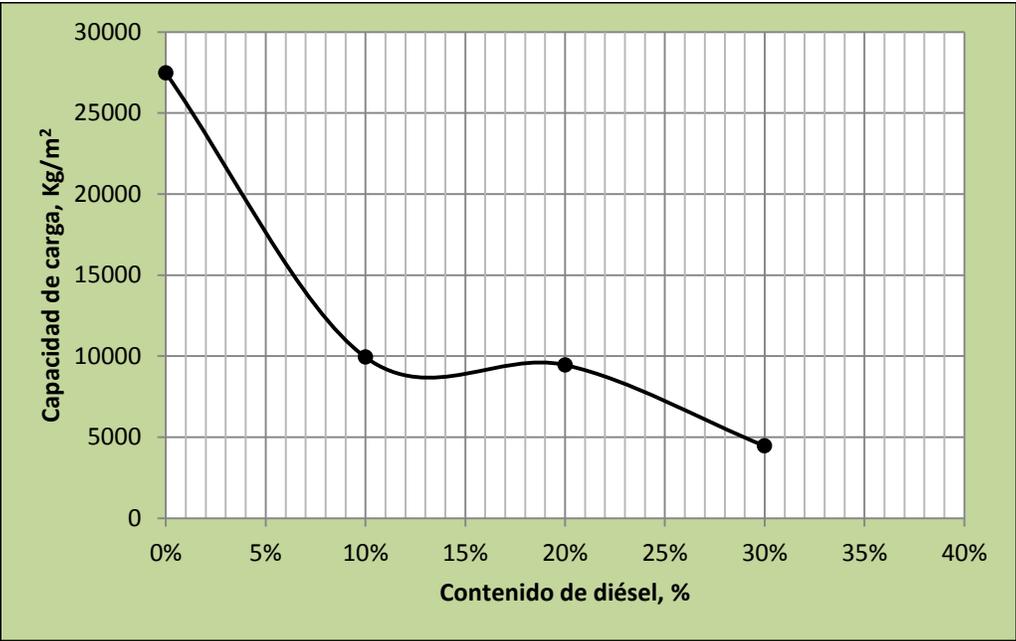


Figura 5.18. Comparativo de la capacidad de carga a diferentes contenidos de diésel..

CAPÍTULO 6.

Conclusiones.

La evaluación de un suelo contaminado con hidrocarburos fue motivada, en gran parte, por la existencia de suelos alterados debido a una mala gestión del crecimiento industrial en el pasado y a los derrames y/o fugas ocurridos por tomas clandestinas, (que no se han podido controlar para evitarlas), o bien por la falta de mantenimiento a los ductos de transporte. Construcciones nuevas en terrenos antiguamente utilizados para actividad industrial como un resultado de la demanda de espacios para desarrollo urbano, asentamientos irregulares invadiendo propiedades federales con red de ductos bajo tierra o instalaciones de servicio de combustible están propensas a tener contacto con un suelo contaminado con hidrocarburos y la estabilidad de la edificación debe ser asegurada.

En este trabajo se eligió trabajar con el combustible diésel y una arcilla de alta compresibilidad. Probetas de arcilla fueron contaminadas en el laboratorio con distintas proporciones de diésel para el estudio de sus propiedades mecánicas.

De las pruebas iniciales para determinar el rango de contenido de diésel se pudo observar que el combustible no se mantuvo sobre la superficie superior de la probeta, por el contrario, una parte quedó retenida en la masa de suelo y el sobrante percoló, así mismo, al calcular la cantidad de diésel retenida con apoyo del papel filtro, se observó que la cantidad desprendida durante los siete días que se dejó reposar la muestra fue mínima aunque proporcional al diésel agregado. Manteniéndose la mayor parte de diésel agregado en la masa de suelo, esto nos demuestra la dificultad de desprendimiento del combustible de la arcilla.

Al obtener los valores de los límites de consistencia, se observó un incremento del límite líquido y plástico conforme el contenido de diésel se aumentó. Para el límite líquido valores del 66.18%, 74.86% y 76.19% fueron obtenidos para contenidos de diésel en la masa de suelo del 10%, 20% y 30%, respectivamente y el valor de control fue de 63.33%. Observando un incremento similar, al calcular el límite plástico, los valores fueron 30.96%, 38.69% y 38.92% para contenidos de diésel del 10%, 20% y 30% contrastando con el valor de control calculado que fue de 25%.

Debido a que ambos, tanto el límite líquido como el plástico, se incrementaron, al hacer el cálculo del índice plástico, se pudo apreciar que éste, prácticamente se mantiene sin variación significativa con respecto al valor de control lo que conlleva a concluir que el rango plástico de la arcilla se mantiene constante, es decir, el contenido de contaminante no modifica el índice plástico, solo origina que el rango plástico se presente a contenidos mayores de agua.

El incremento en los límites de consistencia es resultado de la necesidad de una mayor cantidad de agua para desplazar el diésel en la probeta y a la adherencia extra que le proporciona la viscosidad del hidrocarburo a las partículas de suelo. Cuando el agua entra en contacto con la masa contaminada, las partículas de agua entran en contacto con las de suelo y desplazan el espacio ocupado por el diésel, a pesar de esto, el diésel no deja de ser parte de esta masa, sino que se mantiene en los espacios vacíos que no se llenaron de agua.

Esto podría significar, que probablemente el diésel no haya logrado entrar en contacto directo con las partículas de agua por efecto del agua adsorbida y al adicionarle más agua, las partículas de ésta hayan logrado entrar y rodear las partículas de diésel. Esto pudo haberse logrado también si la distribución del diésel en la masa de suelo no fue homogénea.

Para evaluar la capacidad de retención del agua del suelo las pruebas de succión se llevaron a cabo. Como resultado, se presentó una ligera variación en las curvas de humedecimiento y secado, la succión disminuye si el contenido de diésel aumenta; además

se observó que las muestras contaminadas durante todo el tiempo que duró la prueba mantuvieron un color más oscuro que las probetas sin contaminar, inclusive después del secado en horno. El diésel tiene una temperatura de ebullición entre 200 y 400 °C y las probetas fueron secadas a una temperatura de 105 °C, por lo que todo el peso evaporado correspondió únicamente a humedad.

También el valor de entrada de aire varió. Se comparó el obtenido en la curva del suelo natural con la del suelo contaminado en un 10% de diésel y presentó una disminución del 35% en la curva de humedecimiento y 10% en la curva de secado tomando como referencia el valor obtenido en el suelo sin contaminar, lo que indica que se requiere una cantidad menor de energía para lograr que la fase líquida del agua pase al estado gaseoso.

El decremento de la succión indica que el diésel le confiere al suelo una mayor facilidad para dejar libre a las partículas de agua esto porque las partículas de suelo a pesar de estar en contacto con el agua también lograr establecer contacto con el diésel e impregnarse con él.

Al obtener los resultados de los ensayos triaxiales en probetas contaminadas y compararlos con los valores de control, se observó una disminución significativa en el esfuerzo mayor obtenido, además, en probetas no contaminadas la deformación presentada fue mayor que en las probetas contaminadas, esto es, la falla fue más del tipo frágil que dúctil.

Los valores de cohesión tendieron a disminuir en probetas contaminadas. La variación en esos valores es razonable, pues la succión influye en la resistencia al esfuerzo cortante y al disminuir, provoca como consecuencia que también la resistencia del suelo baje, sin embargo, en el caso del valor del ángulo de fricción interna, éste no presentó una variación significativa lo que nos conduce a retomar lo expuesto por Martínez y López (2010), quienes después de caracterizar su suelo en estudio por medio de un hidrómetro de Bouyoucos concluyeron que la cantidad de arenas se incrementaba si se le agregaba hidrocarburo a un suelo que en su mayor parte era arcilloso, sin embargo, en el presente

estudio, a pesar de no haber realizado pruebas de granulometría en el suelo contaminado, se puede inferir ese “aumento de arenas” a la nueva densidad de las partículas modificadas por la presencia del diésel impregnado, impregnación visible por el simple cambio de color del suelo y que probablemente también influyó en la permanencia del valor del ángulo de fricción interna.

En este trabajo, la ecuación de Mohr-Coulomb fue tomada como base para el cálculo del esfuerzo del suelo, sin embargo, valdría la pena recurrir a la opción de utilizar la ecuación modificada por Terzaghi-Bishop para tomar en consideración los valores de succión que como ya se mostró presentan una ligera variación si el suelo se encuentra contaminado. Sería recomendable elaborar también pruebas triaxiales con succión controlada en probetas contaminadas para mejores resultados y encaminar las investigaciones en la definición de la retención del diésel, para verificar si la retención calculada en probetas contaminadas es debida únicamente a la humedad y en caso de que no sea así, conocer qué porcentaje del valor de la succión es correspondiente a la humedad y qué porcentaje corresponde al diésel.

Al evaluar la capacidad de carga, la disminución fue evidente: a mayor contenido de diésel menor capacidad de carga, que también es una consecuencia de la modificación de los valores de succión. En el caso más crítico, una reducción en un 80% de la capacidad de carga original del suelo se presentó, lo que conduce a concluir que un suelo que probablemente era apto en un principio para soportar una construcción, por ejemplo, una gasolinera o alguna casa-habitación cerca o sobre una zona de ductos, al contaminarse pierde más del 50% de su capacidad, con tendencia a una falla repentina, lo que pone en peligro la edificación sobre éste.

Queda en evidencia la inconveniencia de construir sobre un predio contaminado con diésel o cercano a una red de ductos en la que pueda presentarse una fuga o derrame así como la importancia de las precauciones que deben tomarse en cuenta al construir estaciones de servicio de combustible.

Sin duda, es necesario tratar el suelo para la eliminación del contaminante. En la actualidad, hay muchas técnicas de remediación de suelo disponibles que pueden clasificarse en tres tipos de tratamiento: biológicos, físico-químicos y térmicos. La elección del método de remediación depende de las características del suelo, de las propiedades físico-químicas del contaminante y de su costo (Volke y Velasco, 2002).

En lo que respecta a la línea de investigación referente a la modificación de las propiedades mecánicas de suelos contaminados, se sugiere continuar con los experimentos, probando con diferentes tipos de suelos y contaminantes, calculando los límites de consistencia utilizando el cono inglés para que el factor de error por operación no afecte, buscando nuevas alternativas para la elaboración de los ensayos triaxiales, esto debido a que las membranas permeables al estar en contacto con el diésel tienden a debilitarse e incluso, romperse y deben colocarse dos para evitar la entrada excesiva de agua en la probeta; todo estos estudios encaminados a reforzar la fundamentación y resaltar la importancia de considerar las precauciones pertinentes para garantizar la seguridad de las construcciones.

Referencias bibliográficas.

Agudo, A. "Los hidrocarburos aromáticos policíclicos: acercamiento a su problemática como riesgo laboral". Fundación para la prevención de riesgos laborales. Secretaría de Salud Laboral y Medio Ambiente MCA-UGT. UGT Comisión Ejecutiva Confederal 2010.

Al-Duwaisan, D. B. y Al-Naseem, A. A., "Characterization of Oil Contaminated Soil". 2nd International Conference on Environmental Science and Technology IPCBEE vol.6. Singapore 2011.

Álvarez-Manilla, A. A., Martínez, G. E. I. P., Flores M. A. P. y Garnica, P. A. "Metodología para saneamiento de acuíferos profundos por derrame de hidrocarburos". Instituto Mexicano del Transporte, Secretaria de Comunicaciones y Transportes. Publicación técnica N. 196. 2002.

ASTM D 422-63, 2007. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils.

ASTM D 854-10. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.

ASTM D2487 – 11. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).

ASTM D4531 - 86(2008). Standard Test Methods for Bulk Density of Peat and Peat Products.

ASTM D5298-10. Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.

Benavides, J. L., Quintero, G., Guevara, A. L. V., Jaimes, D. C. C., Gutierrez, S. M. R. y Miranda, J. G. "Biorremediación de suelos contaminados con hidrocarburos derivados del petróleo". Nova, publicación científica. 2006. Vol. 4.

Bishop, A. W.; I. Alpan, G. E. Blight and I. B. Donald. Factors controlling the shear strength of partly saturated cohesive soils. Proc. ASCE Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, New York, USA. p. 503-532. 1960.

Blum, W. E. H., "Soil degradation caused by industrialization and urbanization", Advances in Geocology, 31 (1998), pp. 755–766.

Braddock, J. F., Ruth, M. L., Catterall, P. H., Walworth, J. L. y McCarthy, K. A. "Enhancement and inhibition of microbial activity in hydrocarbon-contaminated arctic soils: implications for nutrient-amended bioremediation". Environmental Science and Technology 31. P. 2078-2084. 1997.

Braja M. Das. Fundamentos de ingeniería geotécnica. International Thomson Editores, S.A. de C.V. (2001).

Commission of the European Communities (CEC), 2006. Proposal for a Directive of the European Parliament and of the Council Establishing a Framework for the Protection of Soil. coM-232. Brussels.

Contreras, A. P.A., "Suelos contaminados con hidrocarburos: RNA 16s como indicador de impacto". Universidad de Chile. Facultad de ciencias físicas y matemáticas. Tesis. 2005.

Crispin, R. y Summerlin, L. Química. Publicaciones, Cultural, México, 1998.

Fredlund, D. G. "Appropriate concepts and technology for unsaturated soils". Second Canadian Geotechnical Colloquium. 1979.

Hernández, A. E., Gutiérrez, C. M., Rubiños P. J. E. y Alvarado, L. J. "Caracterización del suelo y plantas de un sitio contaminado con hidrocarburos". Terra latinoamericana, volumen 24. N. 4. P. 463-470. 2006.

Hilf J.W. "An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils". Tech. Memo. 654. U.S. Bureau of reclamation, Design and construction Div. Denver, USA. 1956.

INEGI y SEMARNAP. Estadísticas del medio ambiente. México. (1997).

ICCT, The International Council on Clean Transportation. "An introduction to petroleum refining and the production of ultra low sulfur gasoline and diesel fuel". 2011.

Instituto Mexicano del Petróleo (IMP) <http://www.imp.mx/investigacion/ductos>

Instituto Nacional de Ecología (INE)
<http://www2.inecc.gob.mx/publicaciones/libros/372/fuentes.html>

Izdebska-Mucha D. y Trzcinski J. "Effects of petroleum pollution on clay soil microstructure". Geologija Supplement. Vol. 50, p. s68-s74. 2008.

Jacott, M., Arias, J. M., Ireta, G. H., Franco, A. "Impactos de la actividad petrolera en la salud humana y el ambiente". Fronteras Comunes y Asociación Ecológica Santo Tomás. Proyecto México Tóxico: Etapa Tabasco 2011.

Juárez B. E. y Rico R. A. Mecánica de suelos Tomo I. Fundamentos de mecánica de suelos. Editorial Limusa (1999).

Karimi-Lotfad, S., Pickard, M. A., Gray, M. R. "Reactions of polynuclear aromatic hydrocarbons in soil". Environmental Science and Technology 30. P. 1145-1151. 1996.

Khamehchiyan, M., Hossein, C. A. y Tajik, M. "Effect of crude oil contamination on geotechnical properties of clay and sandy soil". *Engineering Geology*, vol. 89, 220-229. 2007.

Lee, H. C. y Gray, W. K. "Evaluation of soils instruments". 7th International Conference on Expansive Soils. Dallas. P. 307-312. 1992.

López F. R., "Degradación del suelo. Causas, procesos, evaluación e investigación". Centro interamericano de desarrollo e investigación ambiental y territorial. Universidad de los Andes. (2002).

Martínez, V. y F. López. Efecto de los hidrocarburos en las propiedades físicas y químicas de un suelo arcilloso. *Terra* 19. P. 9-17. 2001.

Meegoda, J. N. y Ratnaweera, P. "Compressibility of contaminated fine grained soils". *Geotechnical Testing Journal*, vol. 17. P. 101-112. 1994.

Mitchell J. K. "Fundamentals of Soil Behaviour". New York: John Wiley & Sons, Inc. 1993.

Nazir, A. K. "Effect of motor oil contamination on geotechnical properties of over consolidated clay". *Alexandria Engineering Journal*. 50, 331-335. 2011.

NMX-AA-91-1987. Calidad del suelo. Terminología.

NMX-C-430-ONNCCE-2002. Sondeos de pozo a cielo abierto.

Olivera, R. E. V. y Rodríguez, A. C. "Estudio del riesgo en ductos de transporte de diésel y gasolina en México". *Científica*. Vol. 9. Num. 4, pp.159-165. 2005.

Ortíz, B. O., Lema, I. I. y Gavilán, G. A. "La restauración de suelos contaminados con hidrocarburos en México". *Gaceta ecológica octubre-noviembre*. Instituto Nacional de Ecología. P. 83-92. 2003.

Parr, J. F., Papendick, R. I., Hornick, S. B. y Meyer R. E. " Soil quality: Attributes and relationship to alternative and sustainable agriculture". *American Journal of Alternative Agriculture* Vol. 7 pp 5-11. 1992.

Peterson, R. W. "The influence of the soil suction on the shear strength of unsaturated soil". US Army Corps of Engineers. 1990.

Pignatello, J. J. y Xing, B. Mechanisms of slow sorption of organic chemicals to natural particles". *Environmental Science and Technology* 30. P. 1-11. 1996.

Procuraduría Federal de Protección al Ambiente (PROFEPA). Estadísticas sobre emergencias ambientales. 2002.

- Quadri, G. "Industria y política ambiental". El Nacional, sábado 18 de junio, México, 1998
- Rahman, Z. A., Hamzah, U. y Binti, N. A., "Engineering geological properties of oil contaminated granitic and metasedimentary soils". American Journal of Applied Sciences 7. P. 954-961. 2011.
- Rahman, Z. A., Hamzah, U., Taha, R. M., Ithnain, N. S. y Noorulakma Ahmad. "Influence of Oil Contamination on Geotechnical Properties of Basaltic Residual Soil". American Journal of Applied Sciences 7. P. 954-961, 2010
- Roldán M. A. e Iturbe A. R. "Saneamiento de suelos contaminados con hidrocarburos mediante biopilas". Congreso Nacional de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales, 13, Guanajuato, Gto, 17-20 abr. 2002.
- Romo, D. R., Escamilla, J. C. C. y Ortiz, A. U. "El transporte de ductos en PEMEX los retos en los inicios de la segunda década del siglo XXI". Eseconomía. Revista de estudios económicos, p. 25. 2011.
- Rosales, M. L. A. "Biorremediación de suelos contaminados con aceite usado de automóvil con el hongo de la pudrición blanca *Pleurotus ostreatus* (setas) en Durango. CIIDIR-IPN Durango. Tesis. 2008.
- Saval, S. y Lesser, J. M. "Una experiencia de caracterización y remediación de un suelo arcilloso contaminado con hidrocarburos". Federación Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales; AIDIS. Ciencia y conciencia compromiso nacional con el medio ambiente: memorias técnicas, p. 1-7. 2000. Congreso Nacional de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales, 12, Morelia, 21-24 mar. 2000.
- SEMARNAT. "Informe de la Situación del Medio Ambiente en México. Compendio de estadísticas ambientales 2002". 2003.
- Sivapullaiah, P. V. "Effects of soil pollution on geotechnical behaviour of soils". Indian Geotechnical Conference 2009.
- Thangarajan, R., Adetutu, E. M., Moore, R. B., Ogunbanwo, S. T. y Ball, A. S. "Comparison between different bio-treatments of a hydrocarbon contaminated soil from a landfill site". African Journal of Biotechnology. 2011. Vol. 10(67), p. 15151-15162.
- Ur-Rehman, H., Abduljauwad, S. N. y Akram, T. "Geotechnical behavior of oil-contaminated fine grained soils". Electronic Journal of Geotechnical Engineering 12A. 2007.
- Vela, M. R. "Daños ambientales en Veracruz provocados por PEMEX". Colegio de Veracruz. (2007).

Verwey, E. J. y Overbeek, J. T. G. "Theory of the stability of lyophobic colloids". Amsterdam – New York: Elsevier.1948.

Volke, S. T., y Velasco, T. J. A. "Tecnologías de remediación para suelos contaminados". México: INE-SEMARNAT, 2002

Whitlow, Roy. "Fundamentos de mecánica de suelos". Editorial Limusa. 1994.

Yong, R. N., Mohammed, L. F. y Mohammed, A. O. M. "Retention and transport of oil residue in sandy loam soil". Analysis of Soils Contaminated with Petroleum Constituents 1221. ASTM publication. P. 98-100. 1994.

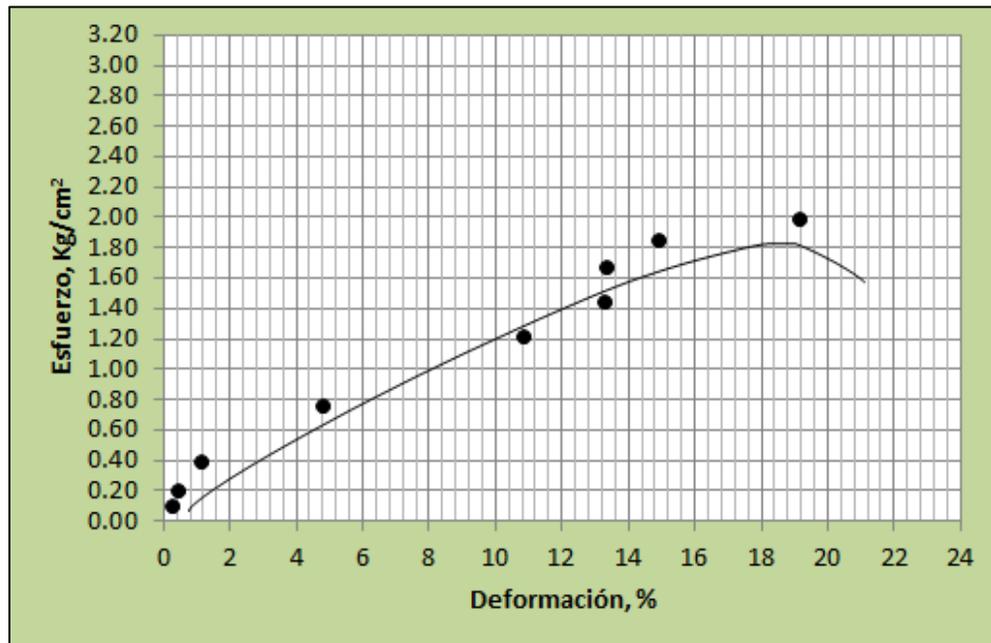
Zegarra, H. G. y Saval, S. "Optimización de la biodegradación de diesel industrial en un suelo contaminado mediante la tecnología de superficie de respuesta". Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental en el siglo XXI, Lima" 1998 p. 1-12.

Apéndice.

A. Gráficas esfuerzo-deformación.

Tabla a. Cálculo de las deformaciones en la probeta no contaminada y con presión confinante de 0.5 kg/cm²

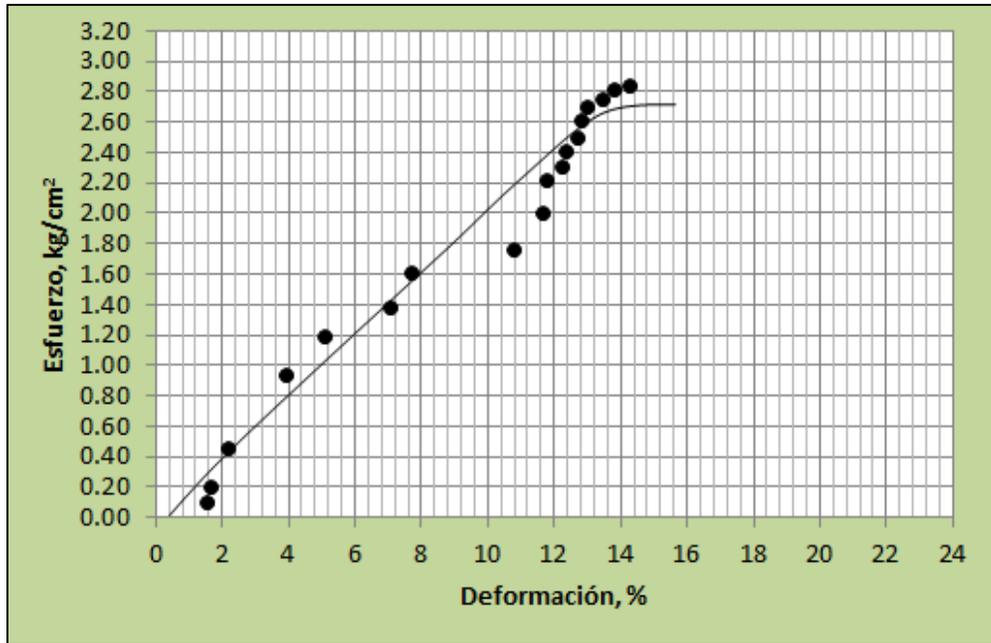
Carga (Kg)	Carga acumulada (Kg)	Lectura de deformación	Deformación (mm)	Deformación unitaria	Factor de corrección de área	Área corregida (cm ²)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Deformación (mm)	Deformación acumulada (mm)
0.9190	0.9190	23.5000							
	0.9190	23.2100	0.2900	0.0032	0.9968	10.2117	0.0900	0.3222	0.3222
1.0032	1.9222	23.1900	0.0200	0.0002	0.9998	10.1810	0.1888	0.0222	0.3444
	1.9222	23.0500	0.1400	0.0016	0.9984	10.1946	0.1886	0.1556	0.5000
2.0166	3.9388	22.8700	0.1800	0.0020	0.9980	10.1992	0.3862	0.2000	0.7000
	3.9388	22.4400	0.4300	0.0048	0.9952	10.2276	0.3851	0.4778	1.1778
4.0000	7.9388	22.3000	0.1400	0.0016	0.9984	10.1946	0.7787	0.1556	1.3333
	7.9388	19.1500	3.1500	0.0350	0.9650	10.5479	0.7526	3.5000	4.8333
5.0602	12.9991	18.9400	0.2100	0.0023	0.9977	10.2026	1.2741	0.2333	5.0667
	12.9991	13.7000	5.2400	0.0582	0.9418	10.8080	1.2027	5.8222	10.8889
2.0000	14.9991	13.6200	0.0800	0.0009	0.9991	10.1878	1.4723	0.0889	10.9778
	14.9991	11.5300	2.0900	0.0232	0.9768	10.4208	1.4393	2.3222	13.3000
2.0035	17.0026	11.5000	0.0300	0.0003	0.9997	10.1822	1.6698	0.0333	13.3333
	17.0026	11.4600	0.0400	0.0004	0.9996	10.1833	1.6697	0.0444	13.3778
2.0014	19.0040	11.4400	0.0200	0.0002	0.9998	10.1810	1.8666	0.0222	13.4000
	19.0040	10.0700	1.3700	0.0152	0.9848	10.3361	1.8386	1.5222	14.9222
2.0014	21.0054	9.7000	0.3700	0.0041	0.9959	10.2208	2.0552	0.4111	15.3333
	21.0054	6.2100	3.4900	0.0388	0.9612	10.5894	1.9836	3.8778	19.2111



a) Gráfica esfuerzo-deformación de un suelo no contaminado. Presión confinante 0.5 kg/cm²

Tabla b. Cálculo de las deformaciones en la probeta no contaminada y con presión confinante de 1.0 kg/cm²

Carga (Kg)	Carga acumulada (Kg)	Lectura de deformación	Deformación (mm)	Deformación unitaria	Factor de corrección de área	Área corregida (cm ²)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Deformación (mm)	Deformación acumulada (mm)
0.9999	0.9999	21.0000							
	0.9999	19.5700	1.4300	0.0159	0.9841	10.3431	0.0967	1.5889	1.5889
0.9997	1.9996	19.5300	0.0400	0.0004	0.9996	10.1833	0.1964	0.0444	1.6333
	1.9996	19.4500	0.0800	0.0009	0.9991	10.1878	0.1963	0.0889	1.7222
2.5230	4.5226	19.3600	0.0900	0.0010	0.9990	10.1889	0.4439	0.1000	1.8222
	4.5226	19.0200	0.3400	0.0038	0.9962	10.2174	0.4426	0.3778	2.2000
5.0489	9.5714	18.2100	0.8100	0.0090	0.9910	10.2712	0.9319	0.9000	3.1000
	9.5714	17.4300	0.7800	0.0087	0.9913	10.2677	0.9322	0.8667	3.9667
2.5300	12.1014	17.3400	0.0900	0.0010	0.9990	10.1889	1.1877	0.1000	4.0667
	12.1014	16.3900	0.9500	0.0106	0.9894	10.2873	1.1763	1.0556	5.1222
2.1562	14.2576	16.3500	0.0400	0.0004	0.9996	10.1833	1.4001	0.0444	5.1667
	14.2576	14.6150	1.7350	0.0193	0.9807	10.3788	1.3737	1.9278	7.0944
2.1635	16.4211	14.5800	0.0350	0.0004	0.9996	10.1827	1.6126	0.0389	7.1333
	16.4211	14.0100	0.5700	0.0063	0.9937	10.2436	1.6031	0.6333	7.7667
2.0000	18.4211	13.9800	0.0300	0.0003	0.9997	10.1822	1.8092	0.0333	7.8000
	18.4211	11.2850	2.6950	0.0299	0.9701	10.4930	1.7556	2.9944	10.7944
2.0014	20.4226	11.2500	0.0350	0.0004	0.9996	10.1827	2.0056	0.0389	10.8333
	20.4226	10.4600	0.7900	0.0088	0.9912	10.2689	1.9888	0.8778	11.7111
2.0014	22.4240	10.3900	0.0700	0.0008	0.9992	10.1867	2.2013	0.0778	11.7889
	22.4240	10.3700	0.0200	0.0002	0.9998	10.1810	2.2025	0.0222	11.8111
1.0031	23.4271	10.0000	0.3700	0.0041	0.9959	10.2208	2.2921	0.4111	12.2222
	23.4271	9.9500	0.0500	0.0006	0.9994	10.1844	2.3003	0.0556	12.2778
0.9957	24.4228	9.8900	0.0600	0.0007	0.9993	10.1856	2.3978	0.0667	12.3444
	24.4228	9.8350	0.0550	0.0006	0.9994	10.1850	2.3979	0.0611	12.4056
1.0030	25.4258	9.7450	0.0900	0.0010	0.9990	10.1889	2.4954	0.1000	12.5056
	25.4258	9.5500	0.1950	0.0022	0.9978	10.2009	2.4925	0.2167	12.7222
1.0000	26.4258	9.4450	0.1050	0.0012	0.9988	10.1906	2.5931	0.1167	12.8389
	26.4258	9.4200	0.0250	0.0003	0.9997	10.1816	2.5954	0.0278	12.8667
1.0000	27.4258	9.3550	0.0650	0.0007	0.9993	10.1861	2.6925	0.0722	12.9389
	27.4258	9.2850	0.0700	0.0008	0.9992	10.1867	2.6923	0.0778	13.0167
0.5622	27.9880	9.0000	0.2850	0.0032	0.9968	10.2111	2.7409	0.3167	13.3333
	27.9880	8.8800	0.1200	0.0013	0.9987	10.1923	2.7460	0.1333	13.4667
0.4970	28.4851	8.5300	0.3500	0.0039	0.9961	10.2185	2.7876	0.3889	13.8556
	28.4851	8.5250	0.0050	0.0001	0.9999	10.1793	2.7983	0.0056	13.8611
0.5000	28.9851	8.4800	0.0450	0.0005	0.9995	10.1839	2.8462	0.0500	13.9111
	28.9851	8.1000	0.3800	0.0042	0.9958	10.2219	2.8356	0.4222	14.3333



b) Gráfica esfuerzo-deformación de un suelo no contaminado. Presión confinante 1.0 kg/cm²

Tabla c. Cálculo de las deformaciones en la probeta contaminada en un 10% y con presión confinante de 0.5 kg/cm²

Carga (Kg)	Carga acumulada (Kg)	Lectura de deformación	Deformación (mm)	Deformación unitaria	Factor de corrección de área	Área corregida (cm ²)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Deformación (mm)	Deformación acumulada (mm)
1.0000	1.0000	19.8000							
	1.0000	19.7300	0.0700	0.0008	0.9992	10.1867	0.0982	0.0778	0.0778
1.0000	2.0000	19.6600	0.0700	0.0008	0.9992	10.1867	0.1963	0.0778	0.1556
	2.0000	19.6200	0.0400	0.0004	0.9996	10.1833	0.1964	0.0444	0.2000
1.9946	3.9946	19.4600	0.1600	0.0018	0.9982	10.1969	0.3917	0.1778	0.3778
	3.9946	19.2600	0.2000	0.0022	0.9978	10.2015	0.3916	0.2222	0.6000
4.1649	8.1595	18.0000	1.2600	0.0140	0.9860	10.3233	0.7904	1.4000	2.0000
	8.1595	17.6600	0.3400	0.0038	0.9962	10.2174	0.7986	0.3778	2.3778
2.6570	10.8165	17.3200	0.3400	0.0038	0.9962	10.2174	1.0586	0.3778	2.7556
	10.8165	17.2600	0.0600	0.0007	0.9993	10.1856	1.0619	0.0667	2.8222
2.1630	12.9795	17.2200	0.0400	0.0004	0.9996	10.1833	1.2746	0.0444	2.8667
	12.9795	17.1900	0.0300	0.0003	0.9997	10.1822	1.2747	0.0333	2.9000
2.5119	15.4915	17.0500	0.1400	0.0016	0.9984	10.1947	1.5196	0.1556	3.0556
	15.4915	16.8900	0.1600	0.0018	0.9982	10.1969	1.5192	0.1778	3.2333



c) Gráfica esfuerzo-deformación de un suelo contaminado en un 10%. Presión confinante 0.5 kg/cm²

Tabla d. Cálculo de las deformaciones en la probeta contaminada en un 10% y con presión confinante de 1.0 kg/cm².

Carga (Kg)	Carga acumulada (Kg)	Lectura de deformación	Deformación (mm)	Deformación unitaria	Factor de corrección de área	Área corregida (cm ²)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Deformación (mm)	Deformación acumulada (mm)
1.0031	1.0031	25.0000							
	1.0031	24.9700	0.0300	0.0003	0.9997	10.1822	0.0985	0.0333	0.0333
0.9999	2.0031	24.8600	0.1100	0.0012	0.9988	10.1912	0.1965	0.1222	0.1556
	2.0031	24.8300	0.0300	0.0003	0.9997	10.1822	0.1967	0.0333	0.1889
1.9946	3.9977	24.6000	0.2300	0.0026	0.9974	10.2048	0.3917	0.2556	0.4444
	3.9977	24.5700	0.0300	0.0003	0.9997	10.1822	0.3926	0.0333	0.4778
4.1649	8.1626	23.9800	0.5900	0.0066	0.9934	10.2459	0.7967	0.6556	1.1333
	8.1626	23.9500	0.0300	0.0003	0.9997	10.1822	0.8017	0.0333	1.1667
4.0000	12.1626	23.6600	0.2900	0.0032	0.9968	10.2117	1.1911	0.3222	1.4889
	12.1626	23.6300	0.0300	0.0003	0.9997	10.1822	1.1945	0.0333	1.5222
2.6570	14.8196	23.2000	0.4300	0.0048	0.9952	10.2276	1.4490	0.4778	2.0000
	14.8196	23.1000	0.1000	0.0011	0.9989	10.1901	1.4543	0.1111	2.1111
2.5311	17.3507	22.8900	0.2100	0.0023	0.9977	10.2026	1.7006	0.2333	2.3444
	17.3507	22.8700	0.0200	0.0002	0.9998	10.1810	1.7042	0.0222	2.3667
2.5003	19.8510	22.8000	0.0700	0.0008	0.9992	10.1867	1.9487	0.0778	2.4444
	19.8510	22.7500	0.0500	0.0006	0.9994	10.1844	1.9492	0.0556	2.5000
2.5230	22.3740	21.1000	1.6500	0.0183	0.9817	10.3689	2.1578	1.8333	4.3333
	22.3740	20.9800	0.1200	0.0013	0.9987	10.1923	2.1952	0.1333	4.4667
2.1630	24.5370	19.8000	1.1800	0.0131	0.9869	10.3140	2.3790	1.3111	5.7778
	24.5370	19.7700	0.0300	0.0003	0.9997	10.1822	2.4098	0.0333	5.8111
2.1635	26.7006	19.6000	0.1700	0.0019	0.9981	10.1980	2.6182	0.1889	6.0000
	26.7006	19.5900	0.0100	0.0001	0.9999	10.1799	2.6229	0.0111	6.0111



d) Gráfica esfuerzo-deformación de un suelo contaminado en un 10%. Presión confinante 1.0 kg/cm²

Tabla e. Cálculo de las deformaciones en la probeta contaminada en un 20% y con presión confinante de 0.5 kg/cm².

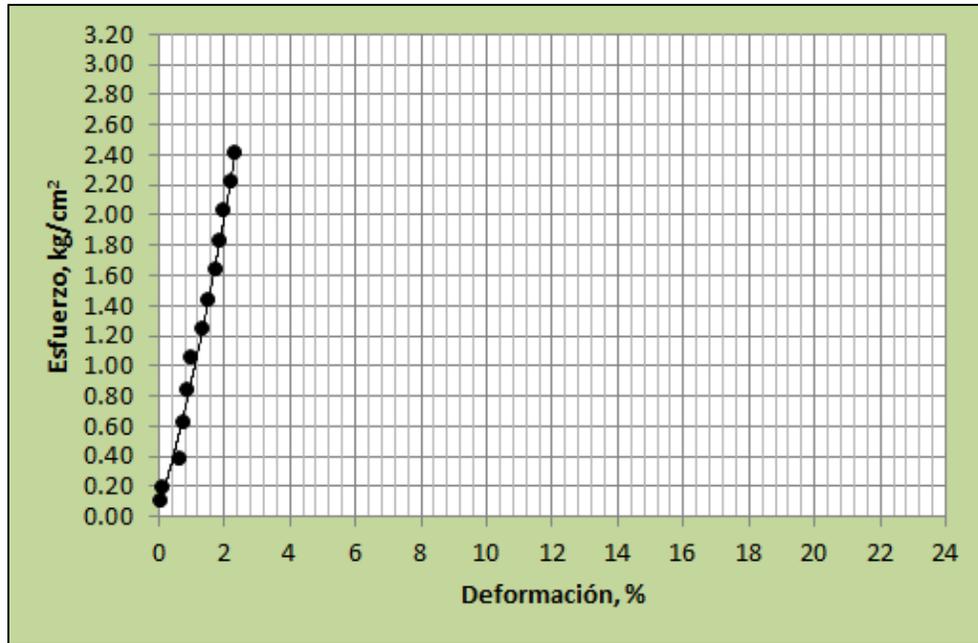
Carga (Kg)	Carga acumulada (Kg)	Lectura de deformación	Deformación (mm)	Deformación unitaria	Factor de corrección de área	Área corregida (cm ²)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Deformación (mm)	Deformación acumulada (mm)
1.0005	1.0005	19.0000							
	1.0005	18.8650	0.1350	0.0015	0.9985	10.1941	0.0981	0.1500	0.1500
1.0030	2.0035	18.7950	0.0700	0.0008	0.9992	10.1867	0.1967	0.0778	0.2278
	2.0035	18.7150	0.0800	0.0009	0.9991	10.1879	0.1967	0.0889	0.3167
2.0001	4.0036	18.4700	0.2450	0.0027	0.9973	10.2066	0.3923	0.2722	0.5889
	4.0036	18.4000	0.0700	0.0008	0.9992	10.1867	0.3930	0.0778	0.6667
4.1649	8.1685	17.1300	1.2700	0.0141	0.9859	10.3245	0.7912	1.4111	2.0778
	8.1685	17.1000	0.0300	0.0003	0.9997	10.1822	0.8022	0.0333	2.1111
2.6570	10.8255	16.3300	0.7700	0.0086	0.9914	10.2666	1.0544	0.8556	2.9667
	10.8255	16.2000	0.1300	0.0014	0.9986	10.1935	1.0620	0.1444	3.1111
2.5119	13.3374	16.1400	0.0600	0.0007	0.9993	10.1856	1.3094	0.0667	3.1778
	13.3374	16.1100	0.0300	0.0003	0.9997	10.1822	1.3099	0.0333	3.2111
1.0030	14.3404	16.0850	0.0250	0.0003	0.9997	10.1816	1.4085	0.0278	3.2389
	14.3404	16.0700	0.0150	0.0002	0.9998	10.1805	1.4086	0.0167	3.2556



e) Gráfica esfuerzo-deformación de un suelo contaminado en un 20%. Presión confinante 0.5 kg/cm².

Tabla f. Cálculo de las deformaciones en la probeta contaminada en un 20% y con presión confinante de 0.5 kg/cm².

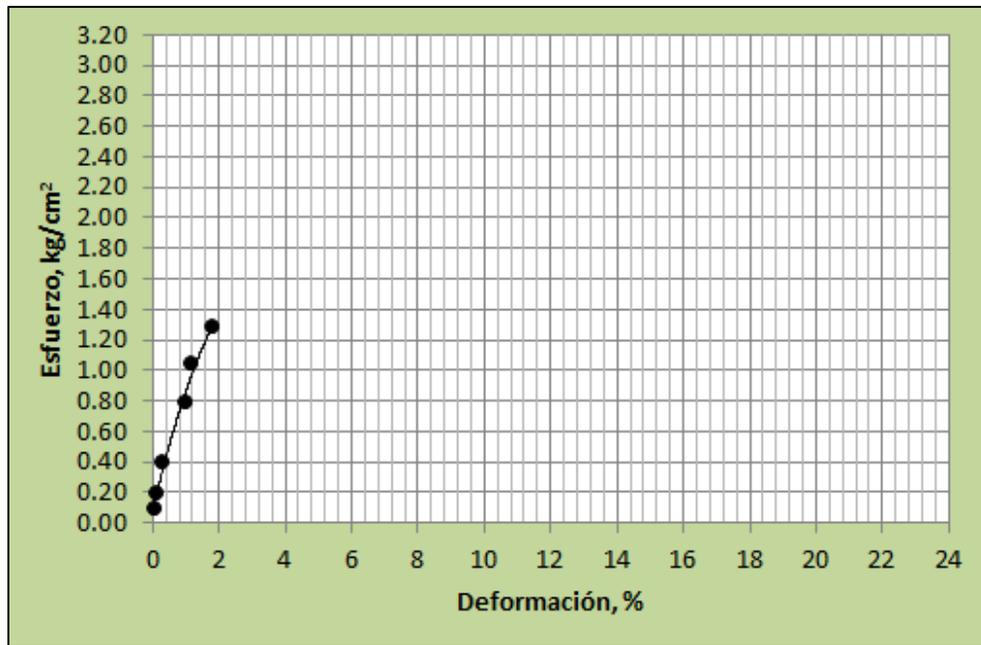
Carga (Kg)	Carga acumulada (Kg)	Lectura de deformación	Deformación (mm)	Deformación unitaria	Factor de corrección de área	Área corregida (cm ²)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Deformación (mm)	Deformación acumulada (mm)
1.0031	1.0031	25.0000							
	1.0031	24.9500	0.0500	0.0006	0.9994	10.1844	0.0985	0.0556	0.0556
0.9101	1.9132	24.9200	0.0300	0.0003	0.9997	10.1822	0.1879	0.0333	0.0889
	1.9132	24.8800	0.0400	0.0004	0.9996	10.1833	0.1879	0.0444	0.1333
1.9946	3.9079	24.5000	0.3800	0.0042	0.9958	10.2219	0.3823	0.4222	0.5556
	3.9079	24.4300	0.0700	0.0008	0.9992	10.1867	0.3836	0.0778	0.6333
2.5003	6.4082	24.3450	0.0850	0.0009	0.9991	10.1884	0.6290	0.0944	0.7278
	6.4082	24.3100	0.0350	0.0004	0.9996	10.1827	0.6293	0.0389	0.7667
2.1630	8.5712	24.2500	0.0600	0.0007	0.9993	10.1856	0.8415	0.0667	0.8333
	8.5712	24.2000	0.0500	0.0006	0.9994	10.1844	0.8416	0.0556	0.8889
2.1635	10.7347	24.1350	0.0650	0.0007	0.9993	10.1861	1.0539	0.0722	0.9611
	10.7347	24.0900	0.0450	0.0005	0.9995	10.1839	1.0541	0.0500	1.0111
1.9259	12.6606	23.8600	0.2300	0.0026	0.9974	10.2048	1.2406	0.2556	1.2667
	12.6606	23.7700	0.0900	0.0010	0.9990	10.1889	1.2426	0.1000	1.3667
2.0235	14.6841	23.7000	0.0700	0.0008	0.9992	10.1867	1.4415	0.0778	1.4444
	14.6841	23.6300	0.0700	0.0008	0.9992	10.1867	1.4415	0.0778	1.5222
2.0016	16.6857	23.5800	0.0500	0.0006	0.9994	10.1844	1.6384	0.0556	1.5778
	16.6857	23.4250	0.1550	0.0017	0.9983	10.1963	1.6364	0.1722	1.7500
1.9881	18.6738	23.3700	0.0550	0.0006	0.9994	10.1850	1.8335	0.0611	1.8111
	18.6738	23.3000	0.0700	0.0008	0.9992	10.1867	1.8332	0.0778	1.8889
2.0032	20.6770	23.2600	0.0400	0.0004	0.9996	10.1833	2.0305	0.0444	1.9333
	20.6770	23.1950	0.0650	0.0007	0.9993	10.1861	2.0299	0.0722	2.0056
1.9977	22.6747	23.1200	0.0750	0.0008	0.9992	10.1872	2.2258	0.0833	2.0889
	22.6747	23.0200	0.1000	0.0011	0.9989	10.1901	2.2252	0.1111	2.2000
1.9259	24.6006	22.9700	0.0500	0.0006	0.9994	10.1844	2.4155	0.0556	2.2556
	24.6006	22.8800	0.0900	0.0010	0.9990	10.1889	2.4144	0.1000	2.3556



f) Gráfica esfuerzo-deformación de un suelo contaminado en un 20%. Presión confinante 1.0 kg/cm²

Tabla g. Cálculo de las deformaciones en la probeta contaminada en un 30% y con presión confinante de 0.5 kg/cm².

Carga (Kg)	Carga acumulada (Kg)	Lectura de deformación	Deformación (mm)	Deformación unitaria	Factor de corrección de área	Área corregida (cm ²)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Deformación (mm)	Deformación acumulada (mm)
0.9999	0.9999	19.8800							
	0.9999	19.8350	0.0450	0.0005	0.9995	10.1839	0.0982	0.0500	0.0500
1.0079	2.0078	19.8000	0.0350	0.0004	0.9996	10.1828	0.1972	0.0389	0.0889
	2.0078	19.7650	0.0350	0.0004	0.9996	10.1828	0.1972	0.0389	0.1278
1.9881	3.9960	19.6600	0.1050	0.0012	0.9988	10.1907	0.3921	0.1167	0.2444
	3.9960	19.6100	0.0500	0.0006	0.9994	10.1845	0.3924	0.0556	0.3000
4.0950	8.0910	19.0250	0.5850	0.0065	0.9935	10.2454	0.7897	0.6500	0.9500
	8.0910	18.9600	0.0650	0.0007	0.9993	10.1862	0.7943	0.0722	1.0222
2.5311	10.6221	18.9600	0.0000	0.0000	1.0000	10.1788	1.0435	0.0000	1.0222
	10.6221	18.8000	0.1600	0.0018	0.9982	10.1969	1.0417	0.1778	1.2000
2.5190	13.1411	18.3500	0.4500	0.0050	0.9950	10.2299	1.2846	0.5000	1.7000
	13.1411	18.2500	0.1000	0.0011	0.9989	10.1901	1.2896	0.1111	1.8111



g) Gráfica esfuerzo-deformación de un suelo contaminado en un 30%. Presión confinante 0.5 kg/cm²

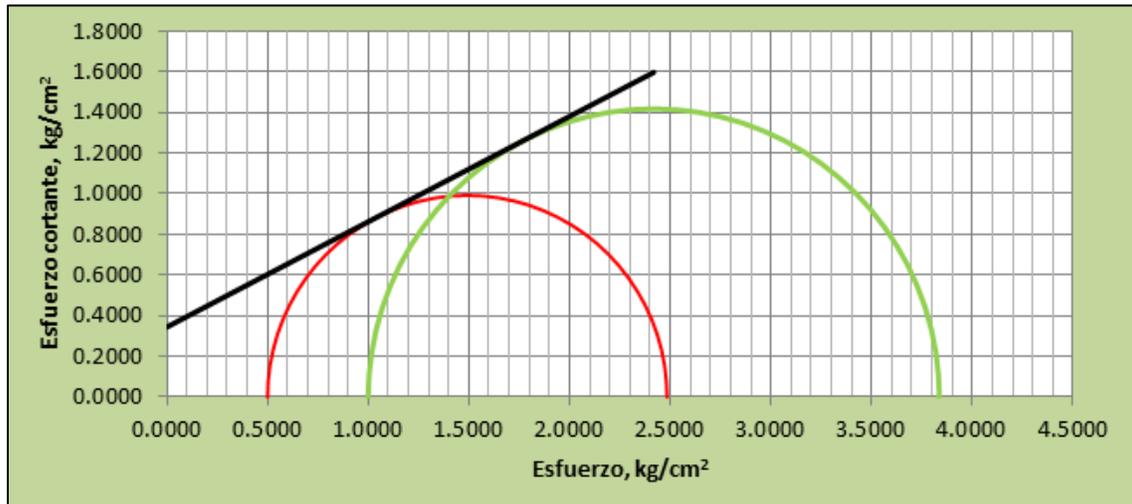
Tabla h. Cálculo de las deformaciones en la probeta contaminada en un 30% y con presión confinante de 1.0 kg/cm².

Carga (Kg)	Carga acumulada (Kg)	Lectura de deformación	Deformación (mm)	Deformación unitaria	Factor de corrección de área	Área corregida (cm ²)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Deformación (mm)	Deformación acumulada (mm)
1.0031	1.0031	22.0000							
	1.0031	21.9750	0.0250	0.0003	0.9997	10.1816	0.0985	0.0278	0.0278
0.9998	2.0030	21.9400	0.0350	0.0004	0.9996	10.1827	0.1967	0.0389	0.0667
	2.0030	21.8900	0.0500	0.0006	0.9994	10.1844	0.1967	0.0556	0.1222
1.9881	3.9911	21.8300	0.0600	0.0007	0.9993	10.1856	0.3918	0.0667	0.1889
	3.9911	21.7500	0.0800	0.0009	0.9991	10.1878	0.3918	0.0889	0.2778
4.1649	8.1560	21.5900	0.1600	0.0018	0.9982	10.1969	0.7998	0.1778	0.4556
	8.1560	21.5350	0.0550	0.0006	0.9994	10.1850	0.8008	0.0611	0.5167
1.9946	10.1506	21.4900	0.0450	0.0005	0.9995	10.1839	0.9967	0.0500	0.5667
	10.1506	21.4300	0.0600	0.0007	0.9993	10.1856	0.9966	0.0667	0.6333
2.1630	12.3136	21.3500	0.0800	0.0009	0.9991	10.1878	1.2087	0.0889	0.7222
	12.3136	21.2350	0.1150	0.0013	0.9987	10.1918	1.2082	0.1278	0.8500
1.9259	14.2395	21.1600	0.0750	0.0008	0.9992	10.1872	1.3978	0.0833	0.9333
	14.2395	21.0400	0.1200	0.0013	0.9987	10.1923	1.3971	0.1333	1.0667
2.0235	16.2630	20.9800	0.0600	0.0007	0.9993	10.1856	1.5967	0.0667	1.1333
	16.2630	20.7100	0.2700	0.0030	0.9970	10.2094	1.5929	0.3000	1.4333
2.0032	18.2662	20.6400	0.0700	0.0008	0.9992	10.1867	1.7931	0.0778	1.5111
	18.2662	20.4850	0.1550	0.0017	0.9983	10.1963	1.7914	0.1722	1.6833
2.1635	20.4297	20.4000	0.0850	0.0009	0.9991	10.1884	2.0052	0.0944	1.7778
	20.4297	20.1850	0.2150	0.0024	0.9976	10.2031	2.0023	0.2389	2.0167
2.0016	22.4313	20.0900	0.0950	0.0011	0.9989	10.1895	2.2014	0.1056	2.1222
	22.4313	19.8100	0.2800	0.0031	0.9969	10.2105	2.1969	0.3111	2.4333
2.1762	24.6075	19.7800	0.0300	0.0003	0.9997	10.1822	2.4167	0.0333	2.4667
	24.6075	19.6000	0.1800	0.0020	0.9980	10.1992	2.4127	0.2000	2.6667

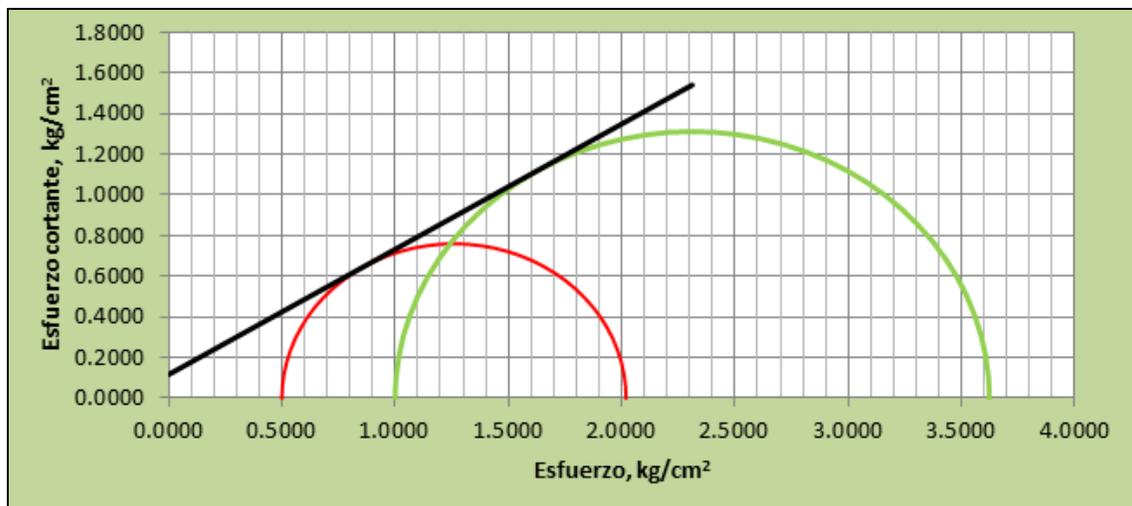


h) Gráfica esfuerzo-deformación de un suelo contaminado en un 30%. Presión confinante 1.0 kg/cm²

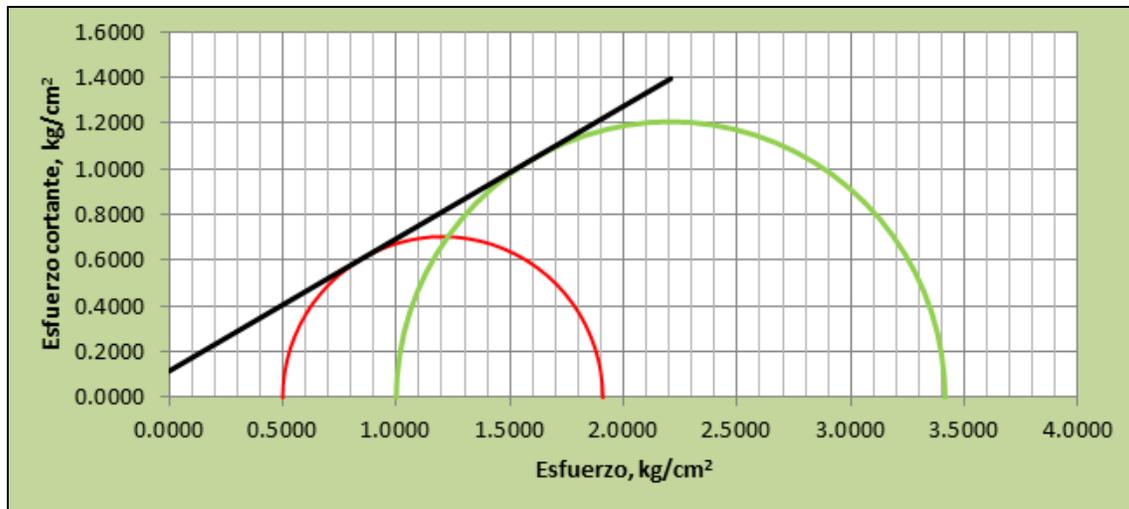
B. Círculos de Mohr.



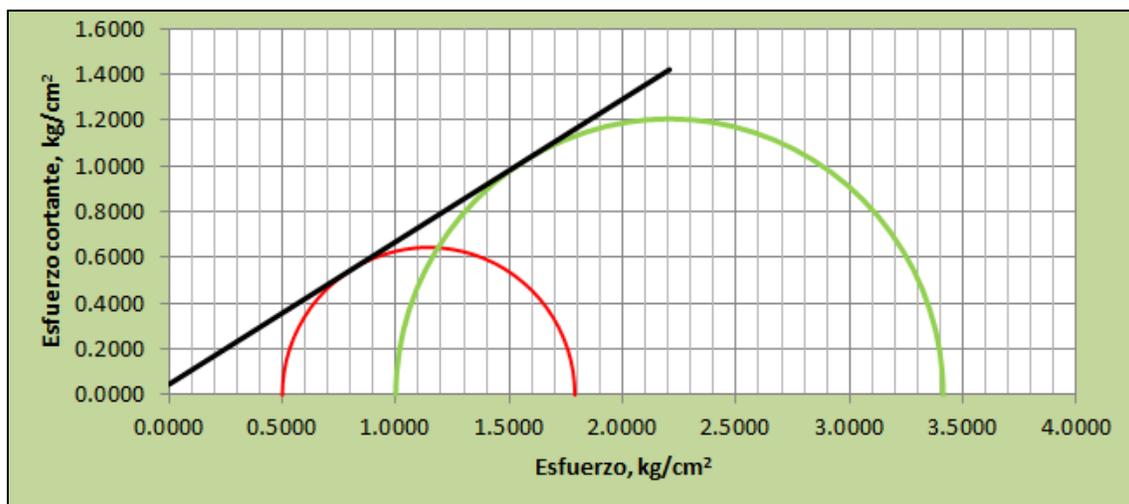
a) Círculo de Mohr de un suelo no contaminado.



b) Círculo de Mohr de un suelo contaminado en un 10%.



c) **Círculo de Mohr de un suelo contaminado en un 20%.**



d) **Círculo de Mohr de un suelo contaminado en un 30%.**