



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Facultad de Ingeniería

Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería

Resistencia al Esfuerzo Cortante en Suelos Contaminados con Hidrocarburos

T E S I S
que para obtener el grado de
Maestro en Ingeniería
p r e s e n t a :
Ing. Nayelli Rosales Villegas

Director de Tesis: Dr. Abraham Díaz Rodríguez



Ciudad Universitaria

Septiembre, 2005.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	Pág.
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	
1.2 Planteamiento del problema	
1.3 Objetivo general	
1.4 Objetivos específicos	
1.5 Alcances y limitaciones	
2. MARCO TEÓRICO	5
2.1 Contaminación de suelos	
2.2 Suelos: conceptos básicos	
3. TÉCNICAS EXPERIMENTALES	43
3.1 Ensaye de permeabilidad	
Permeámetro de paredes flexibles.	
3.2 Ensayes triaxiales	

	Pág.
4. RESULTADOS	57
4.1 Resultados de pruebas para clasificar el material	
4.2 Ensaye de permeabilidad	
4.3 Ensayes triaxiales	
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS	91
6. CONCLUSIONES	103
7. REFERENCIAS	107
ANEXO A	109

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
1. INTRODUCCION	
2. MARCO TEÓRICO	
2.1 Distribución vertical de grados de movilidad de un hidrocarburo en el subsuelo	6
2.2 Flujo de un contaminante a través de la masa de suelo	7
2.3 Derrame típico de un LNAPL	8
2.4 Derrame típico de un DNAPL	9
2.5 Fenómeno de retardo: sorción - desorción	11
2.6 Factores que provocan dispersión mecánica del soluto	14
2.7 Partículas de arena contaminada vista en el microscopio	20

	Pág.
2.8 Formas redondeadas y angulares de las partículas de suelo	22
2.9 Carta de redondez de Kromblein	23
2.10 Carta de angulosidad de Kromblein	23
2.11 Denominación de las partículas de acuerdo a su tamaño.	
2.12 Fases de un suelo	29
2.13 Esquema de las fases del suelo, referido a la relación de vacíos e	31
2.14 Principio de esfuerzo efectivo. Fuerzas y presiones que actúan en el interior de un suelo saturado en equilibrio	35
2.15 Círculo de Mohr (esfuerzos efectivos) para definir el esfuerzo cortante de un suelo	36
2.16 Flujo de agua a través de una masa de suelo	38
2.17 Cargas hidráulicas	39
2.18 Experimento de Dracy	40
3. TÉCNICAS EXPERIMENTALES	
3.1 Permeámetro de paredes flexibles Tri – Flex Laboratorio de dinámica de suelos. Facultad de Ingeniería	44
3.2 Celda del permeámetro	45
3.3 Panel principal de control	47
3.4 Proceso de fabricación de la probeta	49
3.5 Apariencia final de la probeta	50
3.6 Marco de carga digital Tri Test 100 Laboratorio de dinámica de suelos. Facultad de Ingeniería	
3.7 Diagrama hidroneumático de una cámara triaxial Laboratorio de dinámica de suelos. Facultad de Ingeniería	51

	Pág.
3.8 Tubo partido, martillo de goma y tubo para verter el material	53
3.9 Proceso de fabricación de la muestra	53
3.10 Apariencia final de la probeta	55
3.11 Probetas en proceso de falla	56
4. RESULTADOS	
4.1 Curvas granulométricas	60
4.2 Comportamiento del coeficiente de permeabilidad K	62
4.3 Curvas de consolidación de los ensayos CU. Muestra contaminada	64
4.4 Comportamiento de la presión de poro vs deformación axial en la etapa de falla. Muestra contaminada	65
4.5 Curvas de esfuerzo desviador. Ensayes CU Muestra contaminada	66
4.6 Curvas de la relación de esfuerzos principales máximos Ensayes CU. Muestra contaminada	67
4.7 Trayectorias de esfuerzo de los ensayos CU Muestra contaminada	68
4.8 Círculos de Mohr en términos de esfuerzos efectivos para el criterio de la relación de esfuerzos principales Máximos. Ensayes CU. Muestra contaminada	69
4.9 Curvas de consolidación de los ensayos CD. Muestra contaminada	71
4.10 Curvas de esfuerzo desviador. Ensayes CD Muestra contaminada	72
4.11 Curvas de la relación de esfuerzos principales máximos Ensayes CD. Muestra contaminada	73
4.12 Trayectorias de esfuerzo de los ensayos CD Muestra contaminada	74

	Pág.
4.13 Círculos de Mohr en términos de esfuerzos efectivos para el criterio de la relación de esfuerzos principales Máximos. Ensayes CD. Muestra contaminada	75
4.14 Curvas de consolidación de los ensayos CU. Muestra no contaminada	77
4.15 Presión de poro vs deformación axial en la etapa de falla. Muestra no contaminada	78
4.16 Curvas de esfuerzo desviador. Ensayes CU Muestra no contaminada	79
4.17 Curvas de la relación de esfuerzos principales máximos Ensayes CU. Muestra no contaminada	80
4.18 Trayectorias de esfuerzo de los ensayos CU Muestra no contaminada	81
4.19 Círculos de Mohr en términos de esfuerzos efectivos Para el criterio de la relación de esfuerzos principales Máximos. Ensayes CU. Muestra no contaminada	82
4.20 Curvas de consolidación de los ensayos CD. Muestra no contaminada	84
4.21 Curvas de esfuerzo desviador. Ensayes CD Muestra no contaminada	85
4.22 Curvas de la relación de esfuerzos principales máximos Ensayes CD. Muestra no contaminada	86
4.23 Trayectorias de esfuerzo de los ensayos CD Muestra no contaminada	87
4.24 Círculos de Mohr en términos de esfuerzos efectivos para el criterio de la relación de esfuerzos principales Máximos. Ensayes CD. Muestra no contaminada	88

	Pág.
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS	
5.1 Gráficas comparativas del comportamiento durante la falla de ensayos CU con material contaminado y no contaminado	93
5.2 Gráficas comparativas del comportamiento durante la falla de ensayos CD con material contaminado y no contaminado	95
5.3 Gráficas comparativas del comportamiento durante la falla de los parámetros de deformación volumétrica y axial unitaria para muestras contaminadas y no contaminadas	96
5.4 Esfuerzo, deformación volumétrica vs deformación lineal. Ensayes CD. Muestras contaminadas	98
5.5 Esfuerzo, deformación volumétrica vs deformación lineal. Ensayes CD. Muestras no contaminadas	99
5.6 Comportamiento de la muestra contaminada a bajos niveles de esfuerzo confinante efectivo. Ensayes CD	100
6. CONCLUSIONES	
7. REFERENCIAS	
ANEXO A	
A.1 Capacidad de carga para suelos contaminados y no contaminados para diferentes profundidades de desplante	110
A.2 Capacidad de carga para suelos contaminados y no contaminados para diferentes profundidades de desplante	111

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

La contaminación de los recursos naturales se ha convertido en un problema de grandes dimensiones que cada vez alcanza mayores consecuencias, es por eso, que en el ámbito mundial cada vez hay mayor interés en buscar soluciones a dicha problemática con el fin de encontrar alternativas en cuanto a procesos y procedimientos, que detengan la contaminación de los recursos naturales del planeta.

Uno de estos problemas, es la contaminación de los suelos, la cual está relacionada con la inadecuada disposición de sustancias químicas orgánicas e inorgánicas que se depositan en todo tipo de suelos, así como derrames y fugas que se producen en diversos tipos de instalaciones

Se conocen problemas de contaminación del suelo y del agua subterránea debidos a derrames y filtración de hidrocarburos y sustancias químicas, así como al flujo de lixiviados de rellenos sanitarios, al confinamiento y depósito subterráneo de materiales radiactivos y en general a un inadecuado manejo de residuos peligrosos (Madrigal, 1998).

En la migración de contaminantes a través del subsuelo los principales factores son los siguientes: características de los suelos, características físicas y químicas de los contaminantes y los mecanismos de transporte.

Poco se ha estudiado sobre los efectos de la contaminación en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, desde el punto de vista geotécnico.

1.2 Planteamiento del problema

EL objetivo de este trabajo es conocer los efectos de la contaminación con hidrocarburos en la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo arenoso, con el fin de determinar si dicha contaminación produce cambios en el comportamiento mecánico del suelo y con ello prevenir posibles fallas en la

estructura ya sea por capacidad de carga o deformación; es decir, como se sabe todas las obras se diseñan para las condiciones iniciales de un determinado lugar y se prevén posibles cambios al introducir en el cálculo un determinado factor de seguridad, pero qué pasa cuando el factor de seguridad y las características del cálculo y el diseño no considera un cambio en las características originales de la masa de suelo y no toma en cuenta las posibles modificaciones en el estado de esfuerzos y la permeabilidad del sitio. Es decir, de acuerdo con los estudios realizados en este campo, se ha comprobado que al infiltrarse una sustancia contaminante, en este caso un hidrocarburo (diesel) en el subsuelo, parte de los compuestos químicos que lo constituyen, se combinan con los elementos químicos del suelo, lo que puede producir reacciones químicas y por lo tanto un cambio en las propiedades del suelo.

Para este trabajo se realizaron cuatro series de ensayos triaxiales con deformación controlada, sobre muestras fabricadas en el laboratorio, de una arena uniforme y mal graduada con bajo contenido de finos, extraída de una zona contaminada con hidrocarburos ubicada en el estado de Tamaulipas. Las pruebas se ejecutaron en las modalidades consolidada – no drenada (CU) y consolidada – drenada (CD) para definir la envolvente de Mohr y la trayectoria de esfuerzos respectiva.

Cabe mencionar que como en todos los ensayos que se realizan sobre muestras fabricadas en el laboratorio, la representatividad de las condiciones de campo con las del laboratorio varían considerablemente, por lo que el control se limita únicamente a obtener la compacidad relativa de campo a través del peso volumétrico de la muestra, por tanto para verificar la efectividad del procedimiento de preparación de la muestra, se realizaron varias pruebas de permeabilidad con el fin de comprobar que las muestras guarden similitud unas con otras. Por lo anterior, los resultados mostrados pueden generar un patrón de comportamiento de un suelo contaminado, y del proceso de cambio que este sufre.

Los capítulos de este trabajo consideran lo siguiente:

El capítulo 2 presenta el marco teórico para los mecanismos de transporte de contaminantes así como las propiedades y los conceptos básicos del suelo; es decir, sus características y propiedades, haciendo énfasis en los suelos granulares, ya que son el objeto de este estudio.

En el capítulo 3, se muestra la metodología que se siguió para el proceso experimental y el desarrollo de los ensayos, haciendo referencia a la normatividad que se tomó en cuenta para su ejecución, mientras que el capítulo 4, Resultados, presenta los resultados obtenidos en el trabajo experimental, en el capítulo 5 se realiza el análisis de los resultados obtenidos en el trabajo experimental, realizando comparaciones entre el comportamiento de los suelos no contaminados y los contaminados, en el capítulo 6, se presentan las conclusiones a las que se llegó en este trabajo y por último, en el capítulo 7, se enlistan las referencias. Por otra parte el anexo A se muestra un ejemplo de capacidad de carga, para mostrar los cambios que existen en está cuando se toman los parámetros de

resistencia al esfuerzo cortante de la muestra contaminada en relación con la muestra no contaminada.

1.3 Objetivo general

El objetivo de este trabajo es investigar experimentalmente el efecto de la contaminación por hidrocarburos (diesel) en la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo arenoso.

1.4 Objetivos específicos.

- Obtener a través del trabajo experimental la envolvente de Mohr y las trayectorias de esfuerzo para la muestra de suelo no contaminado y la de suelo contaminado.
- Comparar las muestras de suelo contaminado y no contaminado, a través de graficas representativas de ambos comportamientos
- Mostrar un patrón de comportamiento de la muestra de suelo contaminado y no contaminado, en cuanto a sus propiedades de permeabilidad y resistencia al esfuerzo cortante
- Comparar cada uno de los patrones de comportamiento.

1.5 Alcances y limitaciones

- La investigación se realiza con ensayos de laboratorio
- La experimentación se realiza para un suelo arenoso
- Los resultados de esta investigación son válidos únicamente para el sitio de estudio.

2. MARCO TEÓRICO

2. 1. CONTAMINACIÓN DE SUELOS

El mecanismo de transporte de los compuestos químicos a través del suelo es esencial para caracterizar adecuadamente el riesgo de contaminación del subsuelo. El comportamiento depende de las características de los compuestos químicos y de las del subsuelo.

Algunos aspectos fundamentales para conocer las características del subsuelo y por tanto los mecanismos de transporte que predominan son: tipo de suelo, permeabilidad, tamaño de las partículas, contenido de agua, contenido de materia orgánica, profundidad del nivel freático y tipo de acuífero. (Trueba López, 1998).

Asimismo son de gran influencia los factores climatológicos como la temperatura y la lluvia, siendo todas las variables en su conjunto, las que definen el tamaño y la distribución tridimensional de la mancha de contaminación en una zona específica.

El proceso de infiltración de un hidrocarburo hacia la masa de suelo, inicia con la interacción de la matriz a través de la cual está migrando, en una primera etapa, esta migración es principalmente descendente en dirección de las fuerzas gravitacionales, produciéndose migración lateral por acción de las fuerzas capilares (Iturbe, 1997). En la zona vadosa (zona no saturada) los hidrocarburos altamente volátiles tienden a volatilizarse en los poros del suelo mientras que los que tienen gran afinidad con las partículas del suelo se adsorben. Los hidrocarburos que son solubles en agua se disuelven produciendo la migración en el interior de los poros y creando una fase residual. Si el volumen de hidrocarburo inducido al subsuelo, excede la capacidad residual de la zona no saturada, éste continuará migrando

en dirección vertical hasta alcanzar al nivel freático o alguna zona de baja permeabilidad donde se acumulará y extenderá lateralmente. (fig. 2.1)

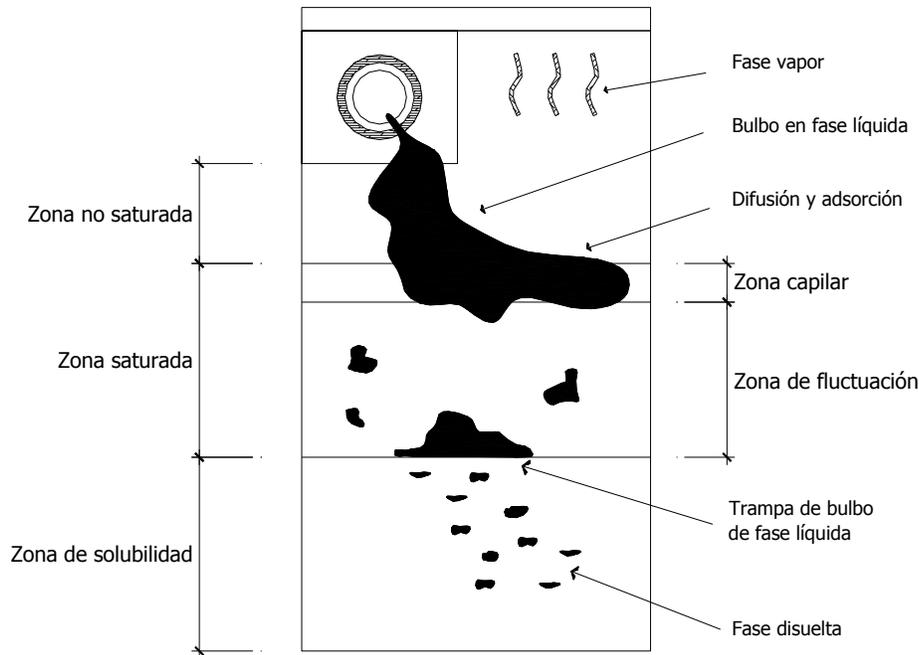


Fig. 2.1 Distribución vertical y grados de movilidad de un hidrocarburo en el subsuelo. (Iturbe, 1997),

La capacidad de atenuación de los contaminantes depende de las características físicas, químicas y biológicas del subsuelo, la capacidad de filtración, adsorción y eliminación de microorganismos, fijación de metales pesados, precipitación de algunos elementos, volatilización, biodegradación de hidrocarburos y de los compuestos orgánicos sintéticos. Los contaminantes que logran ingresar a los acuíferos, se solubilizan en la masa de agua y se transportan en ella con relativa lentitud, aunque en este caso existe una barrera natural llamada "zona no saturada", comprendida entre la superficie del terreno y el nivel freático, donde tienen lugar diversos procesos que reducen o retardan la contaminación del acuífero.

En el medio subterráneo es posible encontrar sustancias contaminantes en diversos estados (o fases). Las que se encuentran disueltas en agua se denominan solubles, siendo el agua la sustancia disolvente. En la figura 2.2 se ilustra esquemáticamente un flujo de agua que contiene sustancias contaminantes disueltas (solubles) circulando a través de un medio poroso. A escala macroscópica es el medio poroso el que regula la tasa de flujo y su dirección, sin embargo, a escala microscópica el medio poroso se encuentra compuesto por partículas sólidas discretas y por espacios porosos o vacíos,

por lo que el agua fluye no a través de los espacios porosos intercomunicados, sino a su alrededor (fig. 2.2). Al encontrarse con las partículas sólidas del medio poroso, el flujo de agua debe alterar su curso y circular por un lado de dichas partículas, o expandiéndose o dirigiéndose hacia ambos lados. Este proceso se repite millones de veces para los millones de moléculas de agua, y tiene como resultado una mezcla de flujo de aguas conocida como *arenoso natural* (fig. 2.2). (Xiangyue, 1998)

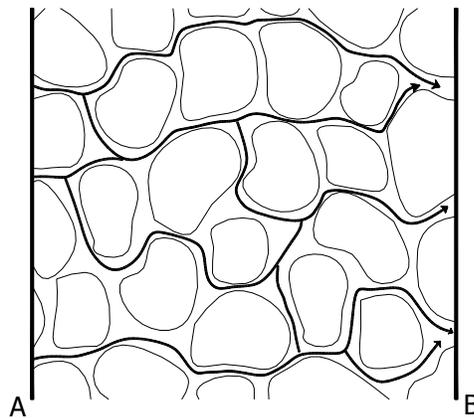


Fig. 2.2 Flujo de un contaminante a través de la masa de suelo

En el proceso de migración de contaminantes puede distinguirse principalmente una fase estacionaria, constituida por el medio poroso, y una fase móvil, constituida por el fluido contaminante, denominándose Fase Móvil Acuosa a aquella en la que el agua constituye el componente primario, donde el agua representa, al menos el 50% en peso de la muestra. Sin embargo, existen algunos fluidos orgánicos que son insolubles y por tanto inmiscibles con el agua, éstos se conocen como Fase Líquida no Acuosa o NAPLs (nonaqueous phase liquids). Aunque los NAPLs exhiben un amplio rango de propiedades físicas, son clasificados generalmente por su peso específico (relativo al agua) como LNAPLs (NAPLs ligero) y DNAPLs (NAPLs denso), el cual es un sistema simple de clasificación, basado solamente en la densidad.

Se les denomina LNAPLs cuando los compuestos son menos densos que el agua. Al igual que el agua, los fluidos de este tipo migran verticalmente por gravedad y fuerzas capilares, permaneciendo en la zona no saturada. Los LNAPLs son asociados primariamente con la producción, refinamiento y distribución de los productos de petróleo, es decir, en esta categoría se encuentran las gasolinas e hidrocarburos ligeros, por lo que la descarga y derrame accidental de químicos típicos resultado de la disolución de productos de petróleo son fuentes comunes de los NAPLs. Debido a que los LNAPLs no penetran muy profundamente dentro del nivel freático, puesto que flotan en él, y debido a que son

relativamente biodegradables bajo condiciones naturales, son generalmente más fáciles de manejar en problemas ambientales que los DNAPLs (fig. 2.3) (Madrigal, 1998).

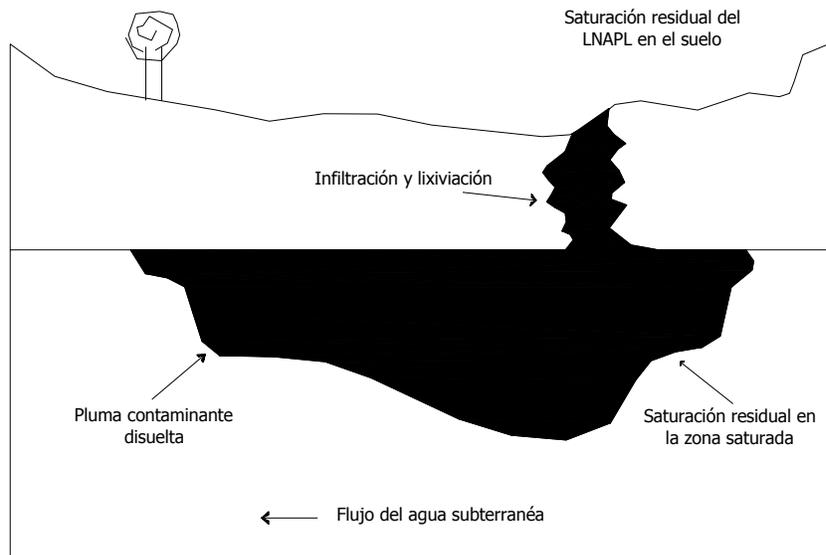


Fig. 2.3 Derrame típico de un LNAPL

Los DNAPLs migran verticalmente en la zona no saturada hasta llegar a la zona saturada en la cual una parte puede solubilizarse y migrar en la dirección del flujo. La parte que no se solubiliza continúa la migración vertical hasta alcanzar una capa de baja permeabilidad en la cual se deposita, o ya sea por gravedad y capilaridad, de manera independiente a la dirección del flujo del agua, dependiendo la velocidad de la porosidad y la permeabilidad relativa del suelo, así como de la densidad y viscosidad de los solventes. En esta categoría se encuentran los solventes orgánicos, hidrocarburos pesados y gran cantidad de líquidos solventes (fig. 2.4) (Madrigal).

La ecuación que permite describir el transporte unidimensional de contaminantes en un medio poroso saturado, considerando que el flujo de la masa ocurre en la dirección vertical (z), es:

$$\frac{\partial(\theta c)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\theta D \frac{\partial c}{\partial z} \right) - \frac{\partial}{\partial z} (v_a c) - \rho \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{K_d c}{\theta} \right) - \left(\frac{\partial c}{\partial t} \right) \quad \text{ec. 2.1}$$

donde:

- θ .- Porosidad
- D .- Coeficiente de dispersión
- c .- Concentración
- v .- Velocidad del flujo
- ρ .- Densidad aparente
- K .- Coeficiente de conducción hidráulica (permeabilidad)
- z .- Dirección de flujo
- t .- Tiempo

En la ecuación anterior intervienen los cuatro principales mecanismos de transporte: dispersión, advección, sorción y reacción química o biodegradación, los cuales se explican a continuación

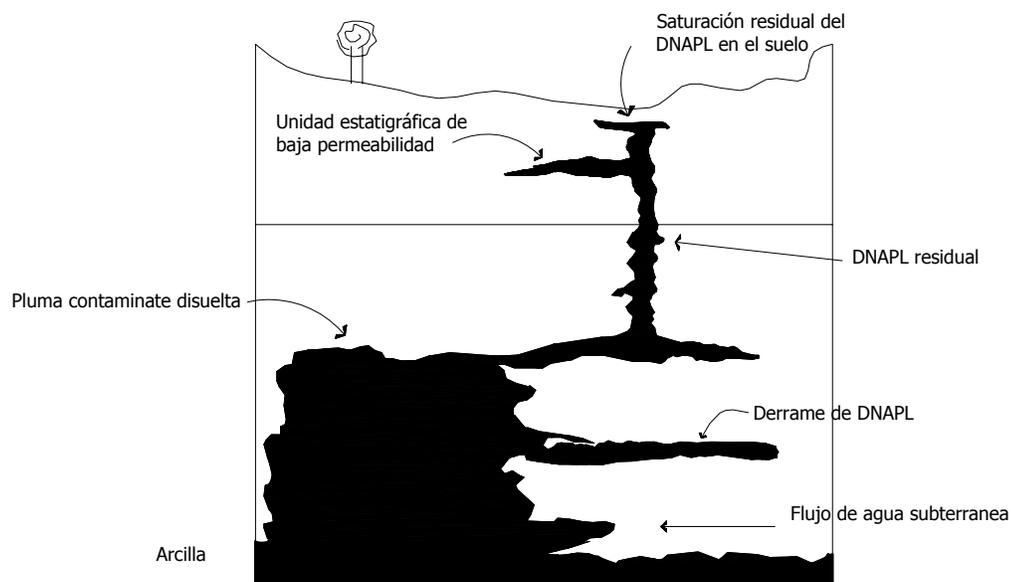


Fig. 2.4 Derrame típico de un DNAPL

2.1 MECANISMOS DE TRANSPORTE DE CONTAMINATES

Muchos compuestos orgánicos en el agua subterránea y en subsuelo, pueden ser adsorbidos sobre la superficie de los sólidos por efecto hidrofóbico. La solubilidad de un compuesto orgánico en el agua es una función del grado en que estos son atraídos por la molécula polar del agua, las cuales tienden a ser atraídas hacia la superficie que es menos polar que el agua. Por ejemplo, en el caso de

las arcillas naturales, la capacidad para adsorber cationes está en relación con su superficie específica, siendo la montmorilonita la más reactiva ya que puede sorber grandes cantidades de agua y iones en la superficie de los granos. Las arcillas son partículas coloidales de superficie con carga negativa y no balanceada. La carga se balancea adsorbiendo cationes de la superficie con carga negativa y de los grupos de cationes, constituyendo la doble capa electrostática, la cual está caracterizada por la ecuación de Gouy – Chapman (Trueba, Castro, Lira, 1998), la cual tiene la forma:

$$T \propto \sqrt{\frac{\Omega}{\varepsilon_0 \varrho^2}} \quad \text{ec 2.2}$$

donde:

- T .- Espesor de la capa eléctrica que rodea a las partículas de arcilla
- Ω .- Constante dieléctrica del fluido
- ε_0 .- Concentración o salinidad del fluido
- ϱ .- Valencia del catión

El efecto de la doble capa electrostática , se extiende a una distancia a la cual el número de cationes en solución es igual al número de aniones y por eso se extiende a mayor distancia en soluciones diluidas. La extensión de la doble capa es menor para cationes bivalentes que para cationes monovalentes.

El intercambio catiónico (CIC) afecta el transporte o migración de iones y la conductividad eléctrica de las arcillas. Diversos cationes pueden estar ligados a la superficie de las partículas, la fuerza con que se unen depende del radio iónico y la valencia del catión, a mayor radio iónico y mayor valencia, más fuerte será la unión. La capacidad de intercambio catiónico, aumenta con el grado de acidez, la velocidad y la concentración de solución que circule a través de la masa de suelo. Aunque la superficie de las partículas está cargada negativamente, las orillas tienen carga positiva, debido a que el área de la superficie excede por mucho al área de las orillas, las capacidades de intercambio catiónico excede a la capacidad de intercambio aniónico.

Las variaciones de las características del sistema coloidal modifican las propiedades de la doble capa, las cuales reaccionan también sobre la floculación y la dispersión. La teoría muestra que la tendencia a la floculación será acentuada por: el aumento de la concentración del electrolito, de la valencia de los iones y de la temperatura, y por la disminución de la constante dieléctrica, del tamaño de los iones hidratados, del pH y de la adsorción de aniones.

Existen diferentes tipos de procesos de adsorción y desorción, entre los que se pueden mencionar los siguientes:

- a) **Adsorción Física.** Involucra fuerzas de Van der Waals relativamente débiles entre las moléculas de soluto y la superficie de las partículas de suelo; este tipo de adsorción da lugar a la formación de multicapas de moléculas de soluto de las cuales sólo una fracción de éstas están en contacto con la superficie del suelo.
- b) **Adsorción Química o quimiosorción.** Aquí se presentan enlaces químicos covalentes muy fuertes, lo que origina la formación de una monocapa de moléculas de soluto en contacto con la superficie del suelo.
- c) **Sorción.** El agua es un solvente para muchas sales y algunos tipos de compuestos orgánicos debido a su alta constante dieléctrica (80) y porque sus moléculas tienden a combinarse con otros iones para formar iones hidratados, mediante el proceso de sorción (ver fig. 2.5).
- d) **Desorción por desplazamiento.** Es la expulsión de un soluto previamente adsorbido en la superficie de un sólido, por efecto de la adición de un soluto que sea adsorbido más fuertemente.
- e) **Desorción por intercambio iónico.** Se le llama así cuando la adsorción de un soluto se acompaña simultáneamente de la desorción por desplazamiento de una cantidad equivalente de otros solutos.

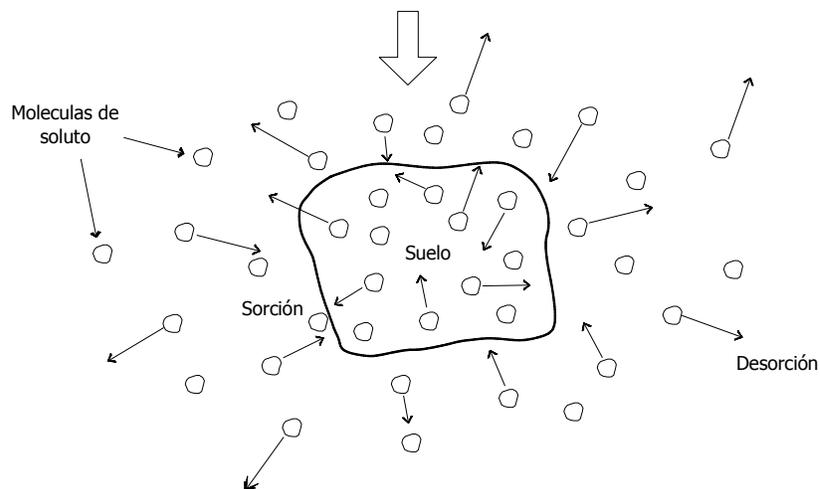


Fig. 2.5 Fenómeno de retardo: sorción – desorción

Cabe mencionar que son diversos los parámetros fisicoquímicos que influyen el proceso de adsorción entre ellos se incluyen las propiedades del adsorbente, tales como su naturaleza química y el área de superficie específica. Según la naturaleza química de los adsorbentes, existen los llamados adsorbentes hidrofílicos, como los metales, óxidos de metales, arcillas, sales y algunas resinas, las cuales presentan grupos polares como sulfuro, talco y polietileno. Por otra parte, el área interfacial de un sólido adsorbente determina directamente la capacidad de adsorción, conocida esta propiedad como área de superficie específica.

▪ **ADVECCIÓN Y DISPERSIÓN**

El proceso de advección, también conocido como convección se refiere al transporte de soluto en la misma trayectoria y velocidad que una partícula de agua, el transporte advectivo aumenta al decrecer la porosidad efectiva. La tendencia del soluto a extenderse hacia afuera de la línea de flujo por advección, se conoce como dispersión hidrodinámica, la cual causa dilución del soluto por el mezclado mecánico durante la advección y debido a la difusión molecular por la energía cinética de las partículas del soluto. Por otra parte, la dispersión mecánica ocurre como consecuencia de las variaciones locales en la velocidad media de flujo, siendo por lo tanto un proceso advectivo y no químico, por lo que depende de las características del medio poroso, siendo la más importante la conductividad hidráulica (permeabilidad) K .

Los solutos disueltos que no interactúan con el medio poroso, son acarreados por el flujo de agua a una velocidad igual a la de infiltración, conociendo a este proceso con el nombre de **transporte advectivo o por convección**, dependiendo la cantidad de soluto transportado, de su concentración en el agua y de la cantidad de líquido que fluye a través del suelo. A causa de los efectos de trayectoria, las partículas de soluto contenidas en el líquido no viajan con la misma velocidad, lo que les da la oportunidad de mezclarse con el fluido que las contiene, llamándosele a esta mezcla: **dispersión mecánica**, dando como resultado, la dilución del soluto conforme avanza el flujo. La dilución que ocurre en dirección de la trayectoria de flujo, se le conoce como dispersión longitudinal, mientras, que la que ocurre en dirección normal, es llamada dispersión transversal.

▪ **DISPERSIÓN HIDRODINÁMICA Y DIFUSIÓN**

La dispersión se puede ilustrar adecuadamente en una columna similar a la del experimento de Darcy a la cual se agrega agua, en forma continua, con una concentración inicial, C_0 , de un trazador conservativo. La prueba inicia con la alimentación del trazador por el extremo superior de la columna. Se monitorea en la parte inferior de la columna y se obtiene la concentración relativa del trazador con respecto a la concentración inicial C_0 . La forma distinta de las curvas se debe a que la dispersión ocasiona un mezclado entre el fluido desplazante y el desplazado. Una parte de la masa del fluido deja la columna

antes que el frente advectivo. La posición del frente advectivo en la curva de avance corresponde a un valor de $C/C_0 = 0.5$. Si no existe dispersión y ningún otro proceso la curva de avance sería igual a la función de escalón.

Una zona de mezclado gradual se va desarrollando alrededor de la posición del frente advectivo. La dispersión mueve parte del trazador hacia adelante del frente advectivo. El tamaño de la zona de mezclado aumenta en función de lo que el frente advectivo se aleja de la fuente.

Este experimento es un ejemplo de transporte en una dimensión que involucra advección y dispersión y la ecuación que describe este transporte es la siguiente:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - v \frac{\partial c}{\partial z} \quad \text{ec 2.3}$$

donde

c .- Concentración del soluto

D .- Coeficiente de dispersión

v .- Velocidad por advección

z .- Distancia o profundidad

t .- Tiempo

El coeficiente de dispersión, D , se determina principalmente por la variación espacial de la permeabilidad del acuífero, por lo que en campo, se utilizan trazadores para obtener el coeficiente. En laboratorio es posible su determinación a través del análisis de la pendiente de la curva de avance obtenida del experimento en la columna con un trazador conservativo.

Las tres causas básicas que dan origen al fenómeno de dispersión mecánica (fig. 2.6) son:

1. Debido a la fricción, las moléculas de agua viajan más rápido en la región central de los poros que en la proximidad de las paredes intersticiales.
2. Algunos poros son más grandes que otros, lo cual permite que el flujo a través de éstos sea más rápido.
3. Algunas partículas de agua recorren trayectorias más largas que otras para llegar a una distancia lineal similar.

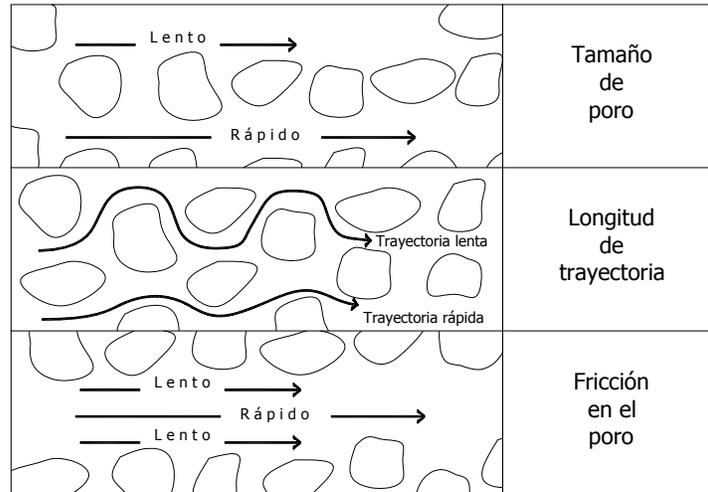


Fig. 2.6 Factores que provocan dispersión mecánica del soluto

▪ DIFUSIÓN

La difusión es el proceso en el cual los constituyentes iónicos o moleculares se mueven bajo la influencia de su actividad cinética según la dirección del gradiente de concentración (diferencia existente entre la concentración de sustancias contaminantes y la distancia existente entre las diversas concentraciones), de manera que van de la zona con mayor a la de menor concentración, y se presenta siempre que exista el mencionado gradiente, aún cuando el fluido no este en movimiento, siendo un fenómeno que depende de temperatura.

Muchos estudios han mostrado que la difusión molecular es el principal mecanismo de transporte de solutos en depósitos arcillosos (Goodall and Quigley, 1977; Desaulniers *et al*, 1981; Gray and Weber, 1984; Johnson *et al*, 1989), por lo que los coeficientes de difusión son clave para predecir el transporte de solutos. Este parámetro depende de la naturaleza física y química de los compuestos y del medio poroso. (Shackelford, 1991).

La difusión, en una dimensión de un soluto no reactivo, en un medio poroso homogéneo puede representarse por la segunda ley de Fick:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_o \omega \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad \text{ec. 2.4}$$

donde:

C .- Concentración del soluto en solución [M L⁻³]

x .- Dirección de difusión [L]

D_0 .- Coeficiente de difusión molecular del soluto en la solución libre
 w .- Parámetro empírico introducido (Bear, 1972; Robin *et al*, 1987)

Desaulniers (1986) encontró que se obtienen mejores resultados, entre los resultados medidos y los simulados, si se considera a w como la porosidad del medio, n , de modo que la ecuación 5 se puede escribir como:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_e \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad \text{ec. 2.5}$$

El flujo difusivo puede estar fuertemente influenciado por las interacciones geoquímicas entre el soluto y la fase sólida. Para compuestos no polares existe una evidencia considerable de que la sorción es uno de los procesos geoquímicos más importantes entre la fase sólida del medio poroso y no puede separarse del proceso de difusión.

Para solutos reactivos la ecuación 2.5 se escribe:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D^* \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad \text{ec. 2.6}$$

donde D^* es el coeficiente de difusión reactivo.

Las ecuaciones que rigen este proceso, parte de la ecuación de conservación de masa, la cual establece el equilibrio entre el cambio de concentración de contaminantes, el flujo de masa (involucra advección y difusión) y la rapidez de generación de masa.

Los procesos de difusión y de dispersión mecánica, son tratados como mecanismos de tipo Fickiano, y son agrupados en un solo parámetro denominado coeficiente de dispersión hidrodinámica (D), el cual es la suma del coeficiente de dispersión mecánica (D_m) y el coeficiente de difusión efectiva (D_e), para materiales tan heterogéneos como los suelos, este parámetro engloba todos los procesos de dispersión y difusión, y puede determinarse experimentalmente.

Debido a que en un medio poroso el escurrimiento encuentra miles o millones de obstáculos (partículas), la trayectoria se vuelve tortuosa y por ello el factor de difusión molecular se ve afectado por un factor de tortuosidad (ω), que de acuerdo a Freeze y Cherry (1979), el valor de ω , toma valores entre 0.01 y 0.5.

En suelos y revestimientos térreos con conductividad hidráulica baja ($k \leq 1 \times 10^{-10}$ m/s) o gradientes hidráulicos muy pequeños, la difusión será el mecanismo que controle el transporte de solutos. Este fenómeno se vería retardado por los procesos de sorción o atenuado por los de reacción.

Por lo general son el transporte advectivo y los procesos asociados de dispersión mecánica los mayores condicionantes del traslado de sustancias contaminantes en formaciones de conductividad hidráulica mediana y alta. En formaciones de baja conductividad hidráulica, entre las que se incluyen los revestimientos arcillosos de los rellenos sanitarios, el transporte por difusión suele ser el mecanismo predominante.

Finalmente, es importante mencionar que:

1. El mecanismo de difusión juega un papel importante en el fenómeno de transporte, pues se comprueba que el contaminante puede desplazarse por los poros del suelo, aún en condiciones de gradiente nulo, lo cual es relevante en arcillas compactadas, utilizadas en recubrimientos y cubiertas con conductividad eléctrica menor de 10^{-7} cm/s.
2. Si la dirección de difusión coincide con la de advección, el efecto de la difusión es mayor con el incremento de la velocidad de advección.
3. El potencial que tienen los minerales arcillosos para desarrollar el fenómeno puede mitigar en forma considerable el nivel de contaminación.

▪ **BIODEGRADACION**

La biodegradación se define como el proceso por el cual una molécula orgánica se torna más pequeña por los efectos de reacciones bioquímicas o biológicas, debido a la interacción con microorganismos. Entre los factores que influyen en la biodegradación se tienen: temperatura, pH, el estado de oxidación - reducción, la presencia de microorganismos y de otras sustancias que actúan como aceptores de electrones (oxígeno, nitratos, sulfatos).

Aunque la biodegradación no es un proceso que afecta la velocidad de transporte, si afecta la concentración de compuestos orgánicos y puede ser analizada cuantitativamente y modelada numéricamente.

Los microorganismos, catalizan casi todas las reacciones importantes por óxido – reducción (redox) que ocurren en el agua subterránea, y son de gran importancia en estos procesos en la zona donde se desplaza y almacena el agua subterránea, desgraciadamente se sabe poco de las bacterias que viven bajo la capa de suelo vegetal, es decir en los suelos de interés geotécnico.

2.2 SUELOS: CONCEPTOS BÁSICOS

La corteza terrestre está formada principalmente por rocas formadas hace millones de años, sufriendo a lo largo de todo este tiempo un proceso de desintegración y descomposición continua ocasionado por los agentes atmosféricos como son la lluvia, la actividad glacial, el viento, los cambios de temperatura, etc, denominándose a este proceso meteorización, lo que da lugar a ciclos de erosión, transporte y formación de depósitos de materiales producto de la meteorización, dando como resultado que el lecho rocoso que se encuentra prácticamente inalterado, este cubierto por una acumulación de materiales sin o con poca cementación, de espesor variable, a lo que comúnmente denominamos *suelo*, el cual tiene la característica de ser un material natural, heterogéneo, anisotrópico, no lineal y con defectos, es decir, presenta grietas, discontinuidades, fisuras, que influyen en su comportamiento mecánico (Díaz, 2001).

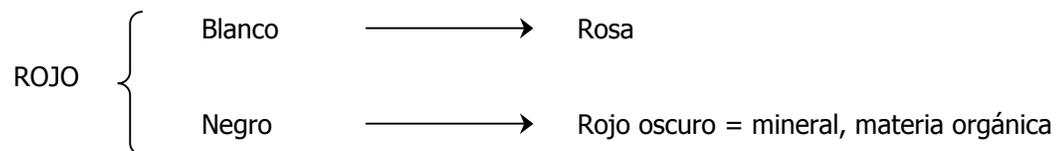
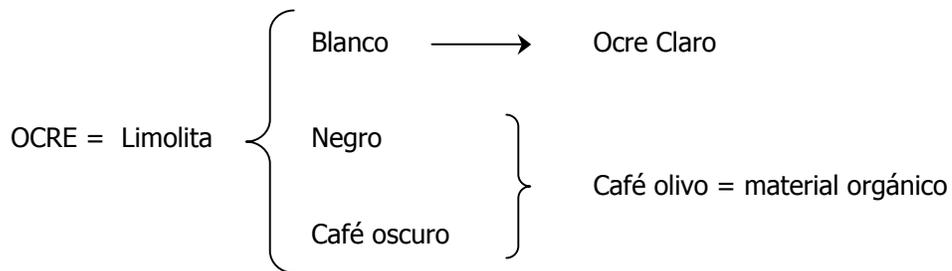
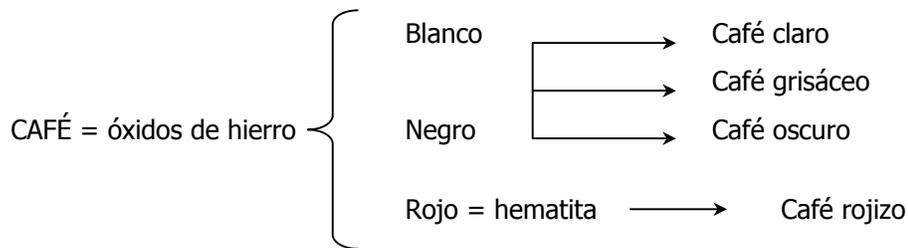
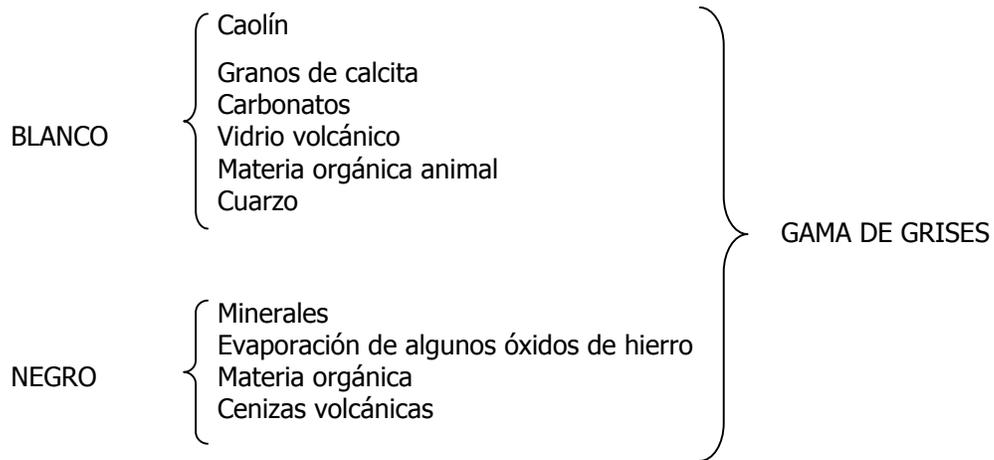
En términos ingenieriles, un **suelo** es un ensamble discreto de partículas con una cantidad variable de agua y aire, las partículas sólidas, se encuentran en contacto unas con otras, formando una estructura no cementada, por lo tanto pueden moverse con relativa libertad unas con respecto a las otras, mientras que los espacios entre ellas, forman un sistema interconectado de poros o "vacíos". Se dice que es un suelo saturado, cuando estos vacíos se encuentran totalmente llenos de agua, y se habla de un suelo seco si los vacíos se encuentran llenos de aire, cuando hay presencia de ambos, es decir, agua y aire, se dice que esta parcialmente saturado (Atkinson y Bransby,1983) . La interacción entre la estructura de suelo y el flujo entre los poros, ya sea de agua o de una combinación de aire y agua, es responsable del comportamiento y las características de la masa de suelo, especialmente de las que se encuentran relacionadas con las propiedades que dependen del tiempo.

a. Características Físicas

1. Color

Se refiere al color predominante de la matriz, así como a todas las observaciones en cuanto a luminosidad e intensidad, existencia de partículas o vetas de otros colores, con el fin de describirlo lo más profundamente posible, además de agregar en qué estado se definió el color del conjunto, ya que en un suelo, este cambia dependiendo de si esta húmedo o seco. El color ha servido para definir un conjunto de partículas e identificarlas, como por ejemplo: la arcilla azul de Boston.

Los colores usualmente, van a estar relacionados con el tipo de suelo, de acuerdo con la siguiente diagrama:



2. Mineralogía predominante.

Las propiedades de un suelo, dependen directamente de la composición mineralógica y de los enlaces químicos que se den entre las partículas, así como del arreglo entre granos y del medio en el que se encuentran, por lo tanto el conocimiento de la mineralogía y la composición química de un suelo, es de gran valor principalmente en suelos arcillosos, para entender las propiedades del suelo y en un determinado caso un comportamiento inusual del mismo (Mitchell, 1975).

Un mineral es un elemento o compuesto químico presente en la naturaleza y formado por un proceso geológico, es decir, tiene una composición química expresada por una fórmula (Lambe y Whitman, 1972). Los minerales han sido clasificados según la naturaleza de los átomos y su disposición. La primera clasificación comprende grupos como los carbonatos, fosfatos, óxidos y silicatos, siendo para el caso de los suelos, el mas importante y abundante el de los silicatos.

Los suelos proceden generalmente de la descomposición de las rocas, por lo cual los minerales más abundantes en los suelos son los propios de las rocas y aquellos más resistentes a la meteorización física o química. Siendo entonces los minerales de estructura en capa o retícula los constituyentes mas abundantes en los suelos.

Por su disposición se clasifican en estructuras básicas de dos capas o bicapas, (una unidad alumínica sobre una unidad silícica), de tres capas o tricapas (una unidad alumínica en medio de dos unidades silícicas) y retículos tridimensionales (cuarzo y feldespatos), cabe mencionar que una partícula mineral real no está formada por solo unas pequeñas capas básicas, por el contrario, un cierto número de capas están colocadas unas encima de otras para formarlas.

La naturaleza de las partículas de suelo, también influye en las fuerzas intergranulares que se generan dentro del mismo, para los suelos granulares, estas van acompañadas de fuerzas de gravedad o de acciones producidas por una carga externa, sin embargo, para suelos finos, las fuerzas más significativas están asociadas con la superficie específica de los granos, por lo que la mineralogía de las partículas es un factor importante para definir la relación que guarda el ensamble completo, es decir, la atracción intergranular que mantiene a las partículas juntas, se incrementa de manera significativa cuando el tamaño de las mismas decrece.

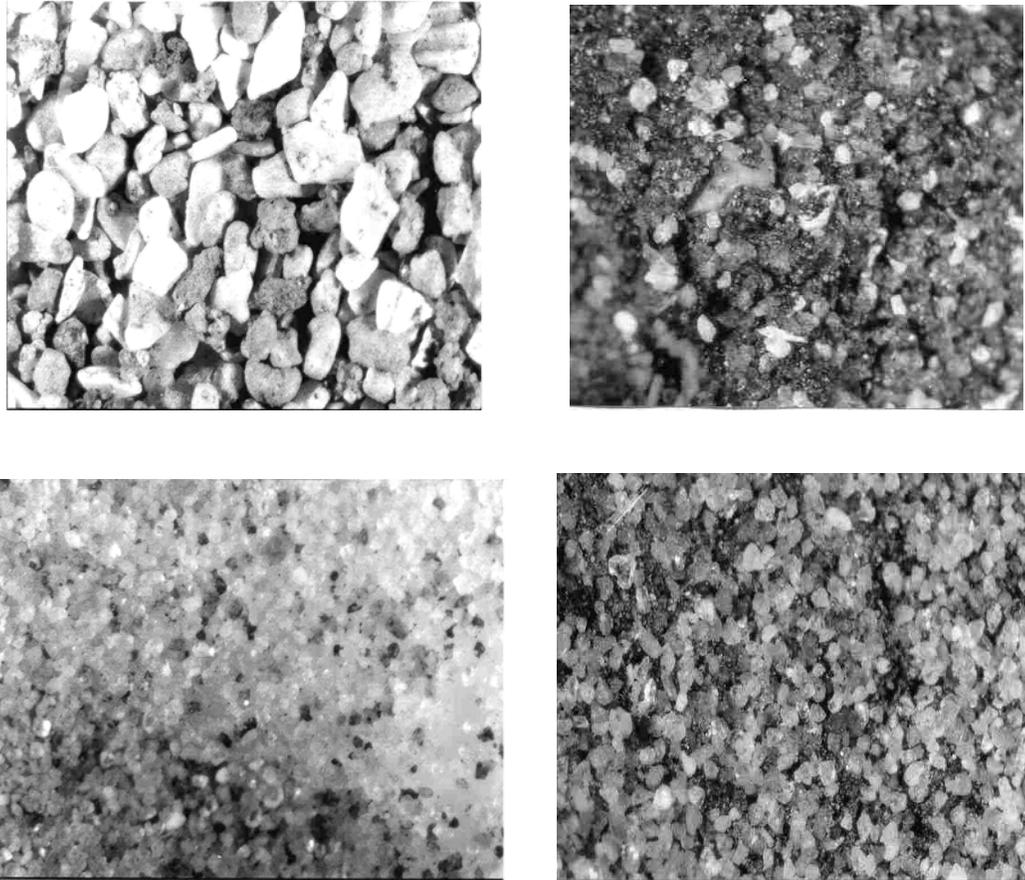
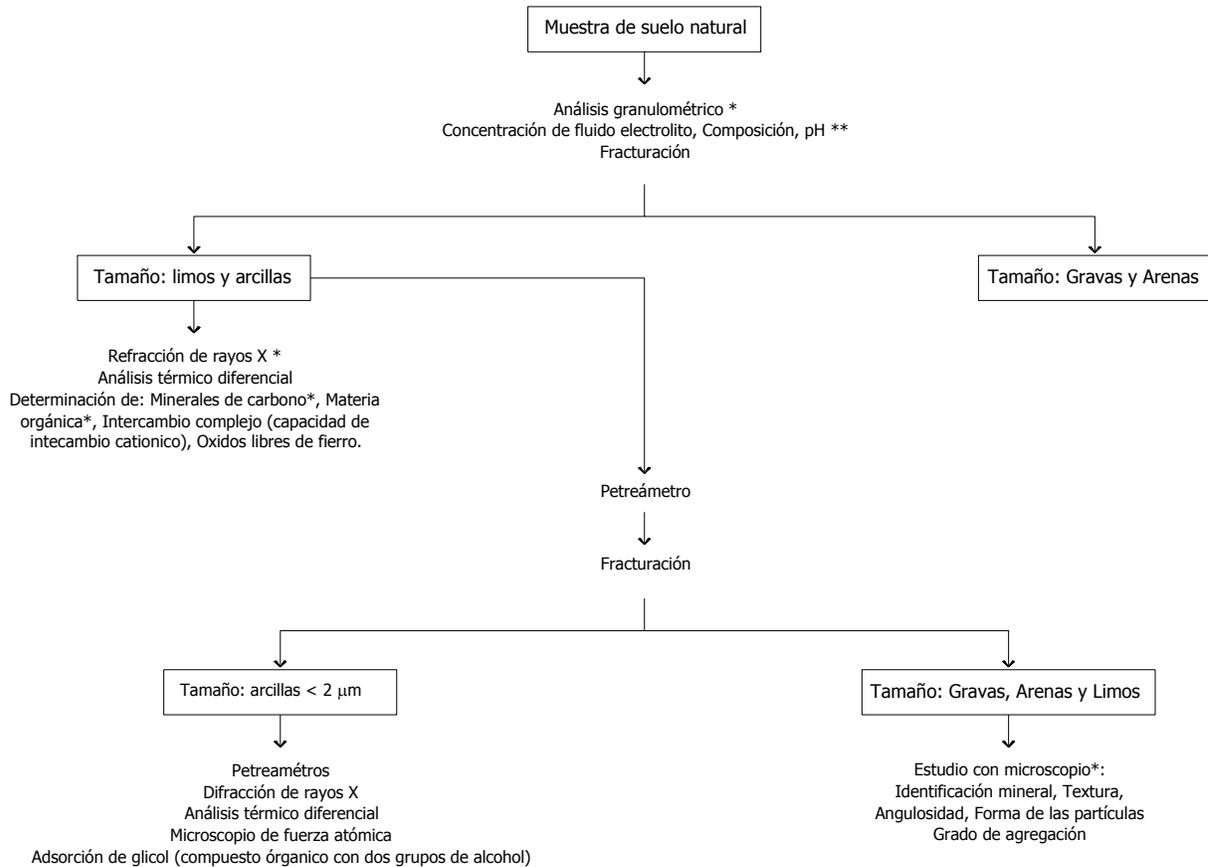


Fig. 2.7 Partículas de arena contaminada vista en el microscopio

Un auxiliar en la identificación mineral, es la estructura cristalina, la cual explica las propiedades físicas que en gran parte, dependen del modo como se hallan ordenados los átomos y las moléculas de que constan, por otra parte se encuentran las características físicas como son: dureza, brillo y textura de la superficie. De manera específica, la composición mineralógica de un suelo, puede definirse por varios métodos (ver tabla 2.1), entre los cuales están (Mitchell, 1976):

- a) Análisis por separación del tamaño de partículas
- b) Análisis químico por: oxígeno libre, hidróxidos, constituyentes amorfos y materia orgánica.
- c) Estudio petrográfico con microscopio en limos y arcillas
- d) Estudio con microscopio de fuerza atómica
- e) Difracción de rayos X para la identificación de minerales cristalinos
- f) Análisis térmico
- g) Determinación de superficie específica
- h) Análisis químico por: capacidad de intercambio cationico, cationes libres, pH y solubilidad salina
- i) Prueba de color para identificación de arcillas.

Tabla 2.1 Métodos de análisis mineralógico para suelos (Mitchel, 1975)



* Pruebas útiles para interpretar propiedades inusuales

** Indica algunos de los ensayos más usuales para análisis y cualitativo y semicualitativo

3. Forma de las partículas

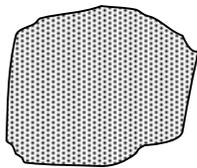
En suelos gruesos (arenas y gravas), la forma de las partículas es fácilmente identificable, además de presentar por así decirlo, formas que podemos referir fácilmente a la geometría o a las que podemos asignarles un valor cualitativo, por contrario de las arcillas, en donde se presentan formas y dimensiones muy diferentes, siendo la más común, la de laminilla. Cabe mencionar que para un geólogo, la descripción de la forma es de suma importancia, sobre todo para los grandes bloques, refiriéndose a ellos como disco, esfera, hoja, barra, etc.

La forma de las partículas va a estar de acuerdo a los siguientes criterios:

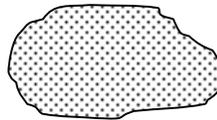
▪ **Redondez**

Para determinar la redondez, se hace uso de dos criterios basados en la forma redondeada o angular que presentan las partículas del suelo. La primera se divide en 6 grupos, de acuerdo a la formas de la figura 2.8.

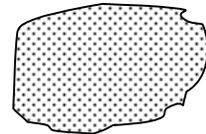
- a. BIEN REDONDEADA.- Casi equidimensional o elipsoidal
- b. REDONDEADA.- Tiende a equidimensional, no se diferencian esquinas o puntas al rolarlo con los dedos.
- c. SUBREDONDEADA.- Se distinguen, pero no se sienten las aristas, ni los bordes.
- d. SUBANGULAR.- Se distinguen bordes y aristas, pero están ligeramente despuntadas o redondeadas.
- e. ANGULAR.- Presenta es esquinas o bordes ásperos, que lastiman, sin ser tan cortantes o afiladas.
- f. MUY ANGULAR.- Presenta bordes afilados o esquinas agudas.



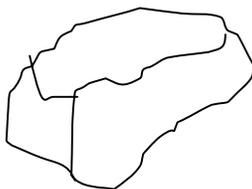
a. Bien redondeada



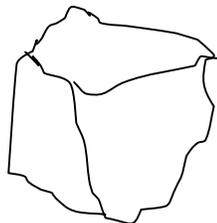
b. Redondeada



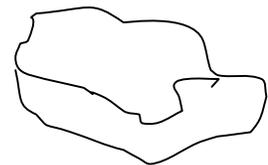
c. Subredondeada



d. Subangular



e. Angular



f. Muy Angular

Fig. 2.8 Formas redondeadas y angulares de las partículas de suelo

La segunda clasificación, es la realizada por Kromblein, que se basa en una estimación visual de la redondez y la angulosidad, por lo que para poder determinar en que rango se encuentran las partículas, se comparan con unas cartas de redondez y angulosidad, asignándoles un valor de acuerdo a la clasificación que correspondan (ver figuras 2.9 y 2.10)

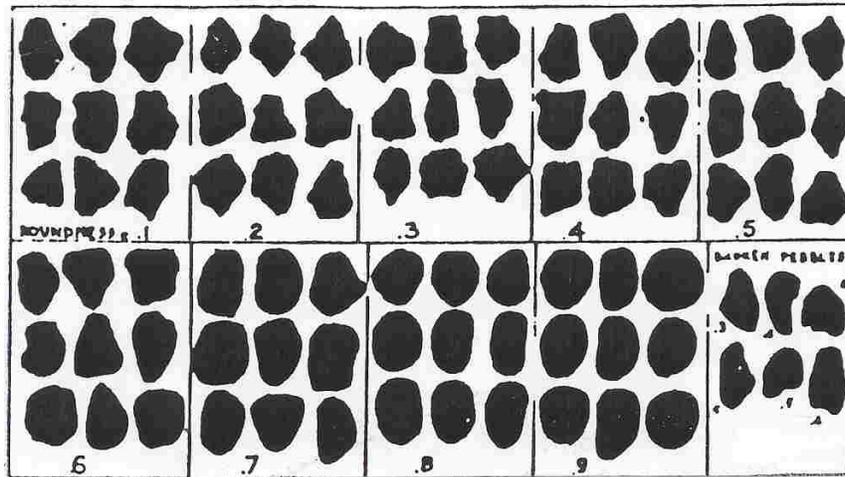


Fig. 2.9 Carta de redondez de Kromblein

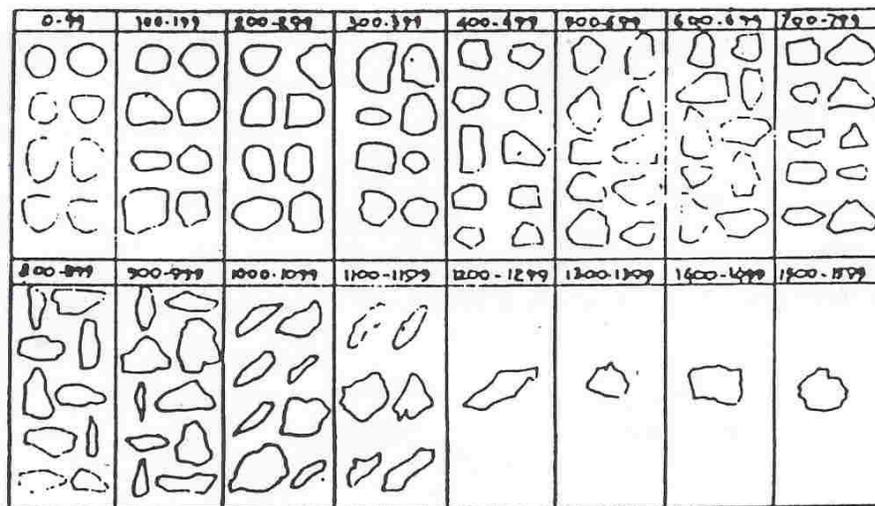
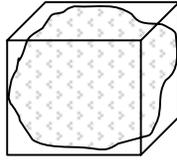


Fig. 2.10 Carta de angulosidad de Kromblein

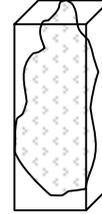
▪ **Forma**

Se refiere a la forma geométrica, por decirlo así, de las partículas del suelo, esta puede ser:

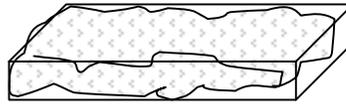
a. EQUIDIMENSIONAL



b. ALARGADA.



c. TABULAR



4. Textura superficial.

La textura, es la característica secundaria de la superficie de la partícula, independiente al tamaño, la forma o grado de redondez. Se mide con ayuda del tacto, y está dada de acuerdo a la sensación que provoque, es decir, rugosa, tersa, esponjosa, jabonosa, harinosa.

5. Tamaño de las partículas.

Para el caso de los suelos, el significado del "tamaño" de las partículas, depende de la dimensión medida y de la forma de medición, siendo el más común el análisis granulométrico por tamizado (ver capítulo III), para partículas mayores a 0.06 mm, y el análisis por medio del hidrómetro, o por sedimentación para partículas más pequeñas. Las dimensiones de un suelo, varían entre 1×10^{-6} mm (10 Å) hasta los bloques de grandes dimensiones, variando el rango de valores en escala de 1 a 1 billón.

Hasta algunos años, se creía que el tamaño individual de las partículas de un suelo, era la característica más importante del mismo. Esta concepción cambió, ya que la investigación ha demostrado que es más útil conocer la distribución de los tamaños de las partículas de la muestra, aunque esta distribución tiene más influencia en los suelos granulares gruesos que en los finos, ya que en los primeros, sus características y apariencia dependen de dicha distribución granulométrica, en cambio, en un suelo arcilloso, sus características, están dadas por la adherencia y la plasticidad, propiedades que están asociadas a su composición mineralógica y al contenido de agua.

Ciertamente, conocer la distribución del tamaño de las partículas en suelos gruesos, tiene algunas ventajas, pudiendo mencionar las siguientes:

1. Clasificar a los suelos comunes
2. Analizar el material más factible para la construcción de pavimentos
3. Calcular el coeficiente de permeabilidad de una forma aproximada
4. Determinar el material pétreo más conveniente para el concreto

Así mismo, a un suelo, se le han asignado nombres, de acuerdo al tamaño de las partículas, con base en la siguiente tabla (ver fig. 2.11):

NOMBRE	TAMAÑO
Bloques	> 30 cm
Fragmentos de roca	
a) Grandes	> 1.0 m
b) Medianos	> 30 cm y < 1.0 m
c) Chicos	> 7.6 cm (3") y < 30 cm
Grava	2.0 (ó 4.76) mm – 15 cm
Arena	0.06 (ó 0.076) mm – 2.0 (ó 4.76) mm
Limo	0.002 – 0.06 (ó 0.076) mm
Arcilla (fracción arcillosa)	< 0.002 mm

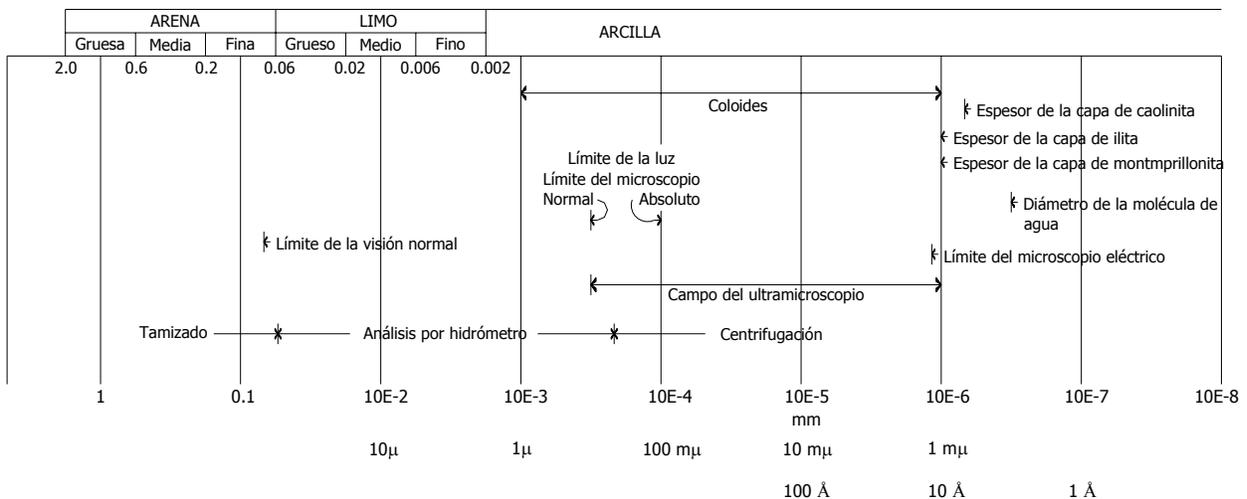


Fig. 2.11 Denominación de las partículas, de acuerdo a su tamaño

b. Clasificación

Debido a la complejidad con la que se presentan los suelos en la naturaleza, se debe, para llevar a cabo su clasificación, realizar una sistematización científica, procedida de una clasificación completa, esta clasificación se basó, primeramente en criterios descriptivos, los cuales se derivaron de las características granulométricas y físicas, y así, conforme fue pasando el tiempo, se le fueron agregando a esta clasificación primaria, más y más características con el único fin de dar una clasificación y una descripción más completa; estos criterios fueron avanzando hasta desarrollar un sistema de clasificación que se basara en las propiedades mecánicas de los suelos, por ser estas fundamentales para las aplicaciones ingenieriles.

A la vez, esta base debe ser suficientemente cualitativa, ya que un sistema que incluye relaciones cuantitativas y de detalle respecto a las propiedades mecánicas, resultaría excesivamente complicado y de difícil aplicación práctica, además un sistema útil de clasificación debe servir para normar el criterio del técnico, respecto al suelo que se trate.

Como resultado de la evolución de los sistemas de clasificación y de la necesidad de unificar criterios, surgió el SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELO (SUCS), el cual tiene origen en el "Los fundamentos del Sistema de Clasificación de Aeropuertos", elaborado en 1942 por A. Casagrande. Esta clasificación toma en cuenta el tamaño de las partículas obtenido en el laboratorio, así como los valores del límite líquido y plástico.

El SUCS, realiza una clasificación de suelos, en dos grandes grupos, los finos y los gruesos, a los cuales los divide granularmente, por el cribado a través de la malla 200, las partículas gruesas son las mayores a dicha malla y las finas, las menores a la misma. Un suelo se considera grueso, si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas, de acuerdo a lo que marcan las normas ASTM (American Society of Testing Materials) en el artículo D 2487 – 98.

Para los fines que se busca en este trabajo, únicamente se referirá a los suelos gruesos, es decir a aquellos, que son contenidos por arriba de la malla 200, dividiendo a su vez, en **arenas y gravas**, identificándose con una **S** o una **G**, respectivamente.

Las arenas, están divididas de las gravas, por la malla No. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico de gravas, si más del 50% de la fracción de suelo, es retenido por esta, y se trata de arenas, si más del 50% de mismo, pasa por la malla No. 4 y es retenido en la No. 200. Asimismo, es necesario conocer los coeficientes de curvatura y uniformidad, para lo cual es necesario obtener la curva granulométrica de la muestra de suelo, para ubicar dentro de un grupo determinado a la misma.

Los coeficientes de curvatura y uniformidad, están dados por las expresiones:

Coefficiente de uniformidad: $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ ec. 2.7

Coefficiente de curvatura: $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ec. 2.8

donde:

D_{60} .- Tamaño tal, que el 60% en peso del suelo, sea igual o menor

D_{10} .- Denominado por Hazen como *Diámetro Efectivo*, es el tamaño tal, que el 10% en peso del suelo, sea igual o menor.

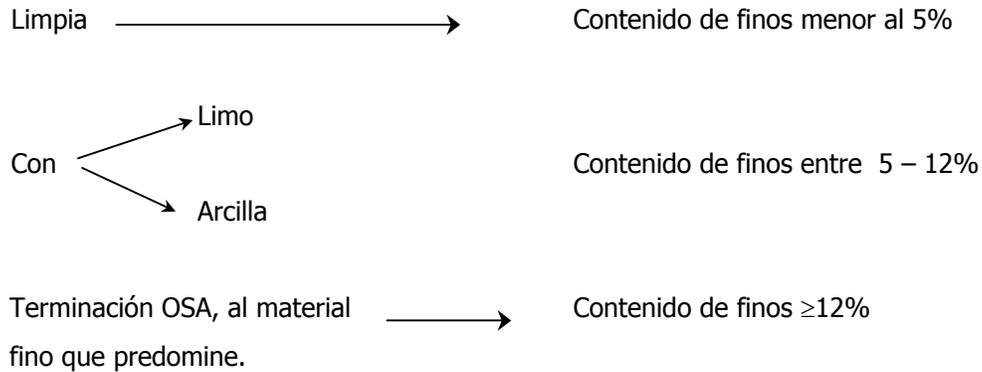
D_{30} .- Tamaño tal, que el 30% en peso del suelo, sea igual o menor

En la siguiente tabla, se resume la clasificación SUCS de las gravas y arenas, de acuerdo a las características que presenta el material:

Tabla 2.2 Clasificación SUCS de arenas y gravas

	TIPO	CARACTERISTICAS	NOTACION	DESCRIPCION
GRAVAS	Limpias (poco o nada de partículas finas)	Amplia gama de tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos
		Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos
	Con finos (cantidades apreciables de partículas finas)	Fracción fina, poco o nada plástica	GM	Gravas limosas mezclas de grava, arena y limo
		Fracción fina plástica	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla
ARENAS	Limpias (poco o nada de partículas finas)	Amplia gama de tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con poco o nada de finos
		Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con poco o nada de finos
	Con finos (cantidades apreciables de partículas finas)	Fracción fina, poco o nada plástica	SM	Arenas limosas mezclas de arena y limo
		Fracción fina plástica	SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla

De manera general, en la nomenclatura de los suelos gruesos, anotamos las siguientes terminaciones, de acuerdo a su contenido de finos:



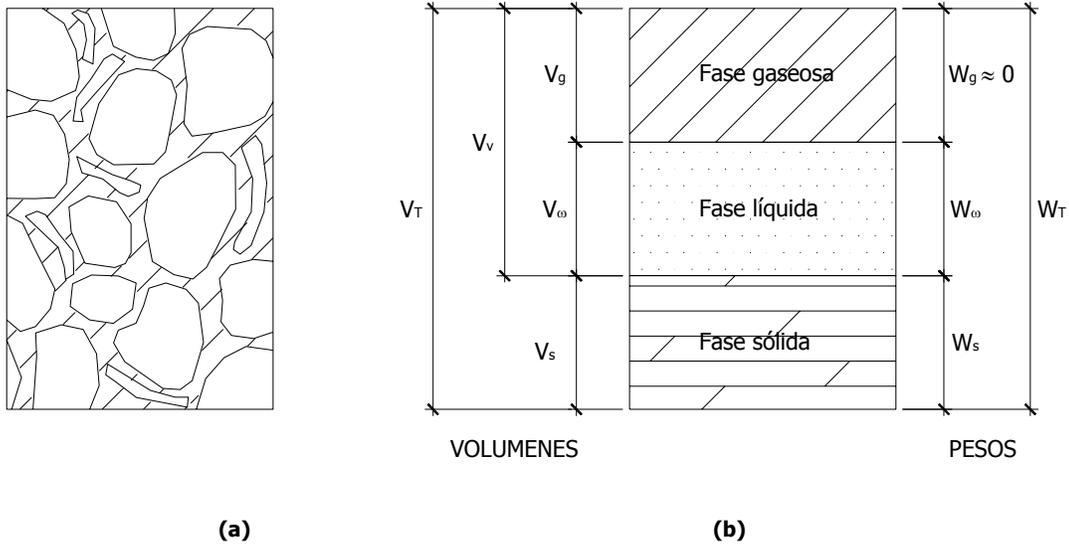
c. Propiedades

Las propiedades de un suelo, se dividen en dos grandes grupos, que son:

1. **Propiedades índice.** Las cuales identifican o clasifican a un suelo de manera cualitativa, y se determinan de forma simple, rápida y económica.
2. **Propiedades mecánicas e hidráulicas.** Son aquellas que proporcionan las características de esfuerzo – deformación, resistencia al esfuerzo cortante y permeabilidad de una masa de suelo, son por lo tanto, las más importantes para el análisis y diseño en ingeniería.

1. PROPIEDADES ÍNDICE

El suelo, por tratarse de un medio discontinuo de partículas, se divide en tres fases claramente diferenciadas: la fase sólida, formada por las partículas minerales; la fase líquida, formada generalmente por agua y la fase gaseosa, formada básicamente por aire, por lo que para poder describir completamente las características de una masa de suelo y así facilitar las deducciones de las relaciones que se dan entre ellas, es necesario dividir las en sus fases, como se muestra en la figura 2.12, la cual está acotada en pesos y volúmenes.



(a) Elemento de suelo natural

(b) Elemento de suelo dividido en fases

Fig. 2.12 fases de un suelo

En donde:

Volúmenes

- V_T .- Volumen total del elemento
- V_v .- Volumen de vacíos
- V_s .- Volumen de sólidos
- V_w .- Volumen del agua intersticial
- V_g .- Volumen del aire en los poros

Pesos

- W_T .- Peso total del elemento
- W_s .- Peso de sólidos
- W_w .- Peso del agua intersticial
- $W_g \approx 0$.- Peso del aire en los poros, el cual se considera cero

A partir de este esquema, se definen las propiedades índice de un elemento de suelo que son:

PROPIEDAD	SÍMBOLO	DEFINICION	Ec. No.
Peso volumétrico	γ_m	$\gamma_m = \frac{W_m}{V} = \frac{W_s + W_w}{V}$	2.9
Peso volumétrico de la fase sólida	γ_s	$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$	2.10
Peso volumétrico seco	γ_d	$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$	2.11

PROPIEDAD	SÍMBOLO	DEFINICION	Ec. No.
Peso volumétrico saturado	γ_{sat}	$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_s}$	2.12
Peso volumétrico sumergido	γ_m'	$\gamma_m' = \gamma_m - \gamma_0$	2.13
Contenido de agua	ω	$\omega(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$	2.14
Densidad de sólidos	S_s	$S_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{W_s}{W_s + W_{mwf} - W_{mwfs}}$	2.15
Porosidad	n	$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100$	2.16
Porosidad (en términos de la relación de vacíos e) (fig. 2.13)	n	$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} = \frac{e}{1+e}$	2.17
Relación de vacíos	e	$e = \frac{V_v}{V_s}$	2.18
Relación de vacíos (en términos de porosidad)	e	$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1-n}$	2.19
Grado de saturación	G_w	$G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100$	2.20
Compacidad relativa	C_r	$C_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100$	2.21
Compacidad relativa (en términos del peso volumétrico seco)	C_r	$C_r = \frac{\gamma_d - \gamma_{d_{min}}}{\gamma_{d_{max}} - \gamma_{d_{min}}} \times 100$	2.22

Cuando la porosidad está en términos de la relación de vacíos, el esquema de las fases de un suelo cambia a la forma:

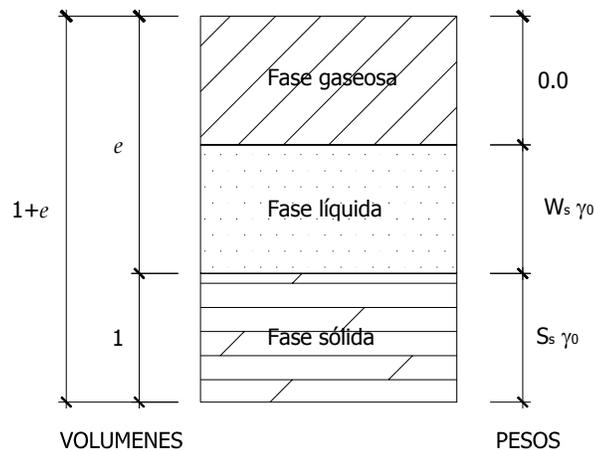


Fig. 2.13 Esquema de las fases del suelo, Referido a la relación de vacíos e

Cabe mencionar que la compactación relativa, solo la presentan los suelos granulares, y depende del tamaño de las partículas, ya que mientras más uniforme, y más pequeñas y angulosas son las partículas, menor es la compactación mínima, es decir, mayor es la oportunidad de formar una agrupación floja entre las mismas, mientras que si la gama de tamaños es mayor, mayor será la compactación máxima, es decir, los huecos entre las partículas más gruesas, pueden rellenarse con las más pequeñas. Así mismo, se clasifican los suelos granulares de acuerdo a su compactación relativa, en sueltos o compactos, de acuerdo a los valores mostrados en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 Clasificación de los suelos, de acuerdo a su compactación relativa

COMPACTACIÓN RELATIVA (%)	DENOMINACIÓN
0 – 15	Muy suelta
15 – 35	Suelta
35 – 65	Media
65 – 85	Compacta
85 – 100	Muy compacta

Las relaciones mencionadas anteriormente, son básicas, ya que intervienen en una gran cantidad de cálculos de mecánica de suelo, lo que las hace sumamente importantes.

2. PROPIEDADES MECÁNICAS E HIDRÁULICAS

Las propiedades mecánicas e hidráulicas, son las de mayor importancia para la ingeniería civil, ya que en ellas se describe el comportamiento de un suelo. Estas propiedades, son: compresibilidad y resistencia, que son propiedades mecánicas, y permeabilidad, que es propiedad hidráulica.

▪ **Compresibilidad.**

A continuación se definen los términos necesarios:

1. **Compresión** (o expansión), deformación sólo por cambio de volumen, es el proceso por el cual una masa cambia de volumen, manteniendo su forma, todo sucede como si estuviera cambiando la escala del espacio tridimensional, por lo tanto, la distancia de los puntos cambia, pero se mantiene su posición relativa.
2. **Compresibilidad**, es la propiedad de los suelos a la cual se debe que disminuyan su volumen cuando se les somete a un esfuerzo de compresión o a una presión. Se expresa como la relación entre el cambio de volumen y la magnitud del incremento aplicado.
3. **Consolidación**, es el proceso de disminución de volumen en función del tiempo (t), provocado por un aumento en las cargas actuantes en la masa de suelo.

En las definiciones anteriores se ve una relación entre los tres conceptos, es decir, ya que aunque son fenómenos diferentes, uno involucra al otro, pero en diferentes dimensiones (Díaz, 2001).

Los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo. Las características de esfuerzo - deformación de un estrato de suelos saturado y compresible, el proceso es complejo, ya que cuando un depósito se somete a un incremento de esfuerzos totales, se produce un exceso de presión intersticial repentino, puesto que el agua no puede resistir esfuerzos cortantes, el exceso de presión intersticial se disipa mediante el flujo de agua hacia el exterior, en el caso de suelos permeables, la disipación de presión de poro puede ser inmediata, en cambio en suelos poco permeables, la disipación puede tomar un tiempo considerable. Por lo tanto, la velocidad del proceso, depende de la permeabilidad de la masa de suelo, y en la mayoría de los casos, la deformación es mayor que en la mayoría de los materiales estructurales, aún bajo cargas pequeñas, además, no se produce de forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo.

La disipación del exceso de presión intersticial en la masa de suelo, debida al flujo de agua hacia el exterior, produce una disminución de volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas en la masa del mismo, a este fenómeno se le denomina consolidación, proceso que tiene dos consecuencias importantes:

- a. Conduce a una reducción del volumen de poros y, por tanto, a una reducción de volumen total de la masa de suelo, lo cual se manifiesta con el asentamiento de la superficie del terreno, y por consiguiente de un asentamiento de la estructura.
- b. Durante la disipación del exceso de presión intersticial, el esfuerzo efectivo de la masa de suelo aumenta, y por lo tanto se incrementa su resistencia al cortante. Por lo tanto, la consolidación y la resistencia al cortante son procesos que se relacionan mutuamente.

De acuerdo a lo anterior, cuando un suelo se consolida, se produce una disminución de la relación de vacíos, acompañada de un incremento en el esfuerzo efectivo, es decir, a diferencia de los materiales estructurales, los cuales tienen como resultado de la deformación un cambio de forma, sin variación de volumen, los suelos experimentan ambos fenómenos, sin embargo, la resistencia que ofrecen al cambio de volumen, depende de los siguientes factores:

- a. Interacciones físicas
- b. Interacciones químicas
- c. Ambiente orgánico y químico
- d. Mineralogía
- e. Microestructura
- f. Historia de esfuerzos
- g. Temperatura
- h. Química del agua de los poros
- i. Trayectorias de esfuerzo

Durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal es relativamente la misma, así el movimiento de las partículas del suelo puede ocurrir sólo en dirección vertical, llamándose entonces, consolidación unidimensional o unidireccional, ya que se considera que los estratos depositados tienen una gran extensión horizontal, en comparación con su espesor, por lo tanto el volumen de la masa de suelo disminuye pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos.

▪ **Resistencia al esfuerzo cortante**

Se define como resistencia al esfuerzo cortante, entre dos partículas a la fuerza que debe aplicarse para producir un deslizamiento relativo entre ellas, tiene como origen a las fuerzas atractivas que actúan entre los átomos superficiales de las partículas, las cuales dan lugar a la formación de enlaces químicos en los puntos de contacto superficiales (Berry y Reid , 1993), geotécnicamente, se

define como la resistencia límite a la deformación que ofrece una masa de suelo cuando se le somete a una carga o descarga (Head, 1986).

En 1976 Coulomb postuló que la máxima resistencia al corte, τ , que en el plano de falla está dada por:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad \text{ec. 2.23}$$

donde

τ .- Es el esfuerzo normal total en el plano de falla

ϕ .- Es el ángulo de fricción del suelo

c .- Es la cohesión del suelo

Los parámetros ϕ y c , no son propiedades fundamentales de un suelo en particular, pero dependen del contenido de agua y de la relación de vacíos, las cuales si son significantes, ya que son utilizados en el análisis de esfuerzos totales cuando la presión de poro no puede ser determinada. La ecuación de Coulomb es una relación puramente empírica y se basa en la ley de fricción de Amonton para el deslizamiento de dos superficies planas, con la inclusión de un término de cohesión c para tener en cuenta la cohesión propia de los suelos arcillosos. Para los materiales granulares, $c = 0$, y por tanto:

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \quad \text{ec. 2.24}$$

La utilización de la ecuación de Coulomb no condujo siempre a diseños satisfactorios de estructuras de suelo. La razón no se hizo evidente hasta que Terzaghi publicó el Principio de Esfuerzos Efectivos (Terzaghi, 1936), en él, especifica que el esfuerzo total normal en cualquier plano es compartido entre la estructura granular del suelo y la presión del agua que llena la totalidad o la mayor parte de los espacios vacíos entre granos. Por lo tanto, la diferencia entre el esfuerzo total y la presión que toma el agua en los poros, la cual se denomina presión de poro, se define como **esfuerzo efectivo** (fig. 2.14), es decir, es el esfuerzo que toma directamente la parte sólida de la masa de suelo, por lo tanto, todos los efectos evaluados en el cambio de esfuerzos, como compresión, deformación y cambio en la resistencia a los cortantes, son exclusivamente efectos de los cambios en el esfuerzo efectivo. El principio queda expresado en la ecuación:

$$\sigma' = \sigma - u \quad \text{ec. 2.25}$$

donde:

σ' .- Esfuerzo efectivo

σ .- Esfuerzos totales

u .- Esfuerzo neutro

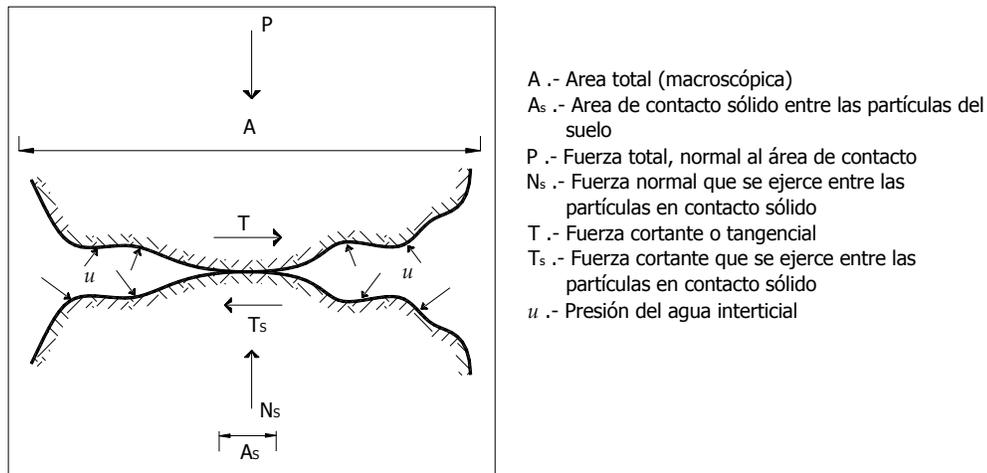


Fig.2.14 Principio de Esfuerzo Efectivo
Fuerzas y presiones que actúan en el interior de un suelo saturado en equilibrio

El esfuerzo efectivo está relacionado más directamente con el comportamiento del suelo que el esfuerzo total o la presión de poro, por ejemplo, un aumento del esfuerzo efectivo producirá un reajuste de las partículas de suelo pasando a una agrupación más compacta, sin embargo, un aumento análogo del esfuerzo total o de la presión de poro manteniendo constante el esfuerzo efectivo producirá un efecto escaso o nulo sobre la compactación de las partículas.

Dado que el agua no puede soportar esfuerzos cortantes, la resistencia al corte de un suelo debe ser el resultado únicamente de la resistencia a la fricción que se produce en los puntos de contacto entre partículas; la magnitud de ésta depende sólo de la magnitud de los esfuerzos efectivos que soporta el esqueleto de suelo. Por tanto, cuando más grande sea el esfuerzo efectivo normal de un plano de falla potencial, mayor será la resistencia al corte en dicho plano. Entonces, sí se expresa la ecuación de Coulomb en términos de esfuerzos efectivos, se tiene:

$$\begin{aligned}\tau_f' &= c' + (\sigma_n - u_w) \tan \phi' \\ \tau_f' &= c' + \sigma' \tan \phi'\end{aligned}\quad \text{ec. 2.26 y 2.27}$$

en la cual los parámetros c' y ϕ' , son propiedades del esqueleto de suelo, denominadas *cohesión efectiva* y *ángulo de fricción efectiva*, respectivamente. Esta ecuación, está en concordancia con el principio fundamental de que los cambios en la resistencia al cortante, van acompañados de cambios en el esfuerzo efectivo (Head, 1986).

Puesto que la resistencia al corte depende de los esfuerzos efectivos en el suelo, los análisis de estabilidad se harán entonces en estos términos. Sin embargo, en ciertas circunstancias el análisis

planos de falla (Head). Algunos de los factores que intervienen en la falla, en un ensaye de laboratorio, son los siguientes.

- a. Mineralogía de los granos.
- b. Forma, distribución granulométrica y configuración de las partículas.
- c. Relación de vacíos y contenido de agua.
- d. Historia previa de esfuerzos.
- e. Existencia de esfuerzos en el sitio.
- f. Cambio del estado de esfuerzos durante el ensaye.
- g. Estado inicial de esfuerzos en la muestra.
- h. Esfuerzos aplicados antes del ensaye.
- i. Método de prueba.
- j. Rango de las cargas aplicadas.
- k. Mantener el drenaje abierto o cerrado, durante la prueba.
- l. Rango y resultados de la presión de poro.
- m. Criterio adoptado para determinar el esfuerzo cortante.

Los puntos desde el (a) hasta el (e), están relacionados con las condiciones naturales de la masa de suelo, los cuales no pueden ser controlados, pero si medios en el campo, los puntos (f) y (g), dependen del método de muestreo y del cuidado que se tenga en el método de preparación de la muestra, los puntos desde (h) hasta (l), dependen del método y tipo de ensaye, mientras que (m), depende del criterio adoptado para definir el punto máximo o pico del esfuerzo desviador que acompañe a la falla.

▪ **Permeabilidad**

El flujo de agua a través del suelo es un problema muy importante en la ingeniería geotécnica, por lo tanto el ingeniero está obligado a conocer los principios del flujo de fluidos para poder resolver los problemas correspondientes a:

- ✓ La velocidad a la que fluye el agua a través del suelo
- ✓ El comportamiento del flujo del agua durante la consolidación de la masa de suelo
- ✓ La resistencia y su relación con el flujo de fluidos en el suelo

Estos factores son de características relevantes, ya que están relacionados a los siguientes problemas:

1. Gasto de filtración a través de una presa
2. Influencia del flujo de agua sobre la estabilidad

3. Evaluación de arrastre de material
4. Velocidad de asentamientos

Para el tratamiento del tema, se parte de la hipótesis que todos los poros del suelo están conectados con sus vecinos. Los poros aislados son imposibles en una agrupación de esferas, cualquiera que sea la forma de la misma, por lo tanto es difícil imaginar que existan en suelos gruesos como gravas y arenas, inclusive en algunos limos, que tengan poros aislados, mientras que en las arcillas, debido a la forma aplanada de sus partículas, podría existir un pequeño porcentaje de poros aislados, pero ciertamente, es muy poco probable.

Debido a esta característica, el agua puede fluir a través de los suelos más compactos, así pues, para una columna de suelo (fig. 2.16), el agua puede circular desde un punto *A* hasta el punto *B*, siguiendo no precisamente una línea recta y a una velocidad constante, más bien, sigue un camino ondulado de un poro a otro, dependiendo la velocidad del tamaño del poro y de la posición del mismo, especialmente de su distancia a la superficie de la partícula de suelo más próxima, pero para la práctica profesional, se hace la suposición de que el agua fluye a través de una línea recta desde el punto *A* hasta el punto *B*, con una determinada velocidad efectiva.

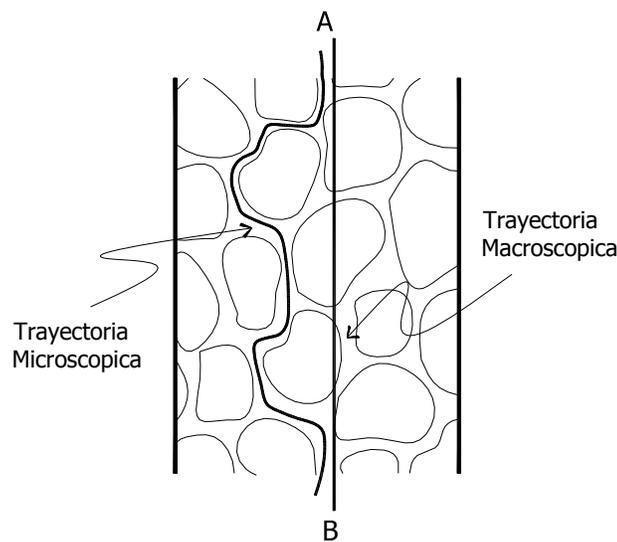


Fig. 2.16 Flujo de agua a través de una masa de suelo

En el estudio del flujo de agua es conveniente expresar la energía, tanto potencial como cinética, en términos de columna de agua o cargas correspondientes a la energía por unidad de masa. Por lo tanto, se tienen las siguientes cargas (fig. 2.17):

- ✓ Carga de presión, h_p , es la presión dividida entre el peso volumétrico del fluido
- ✓ Carga de velocidad, h_v , es debida a la energía cinética del agua, se expresa como el cuadrado de la velocidad, dividida entre dos veces la aceleración de la gravedad
- ✓ Carga de altura o elevación, h_e , es la distancia a un plano de referencia
- ✓ Carga total, h_T

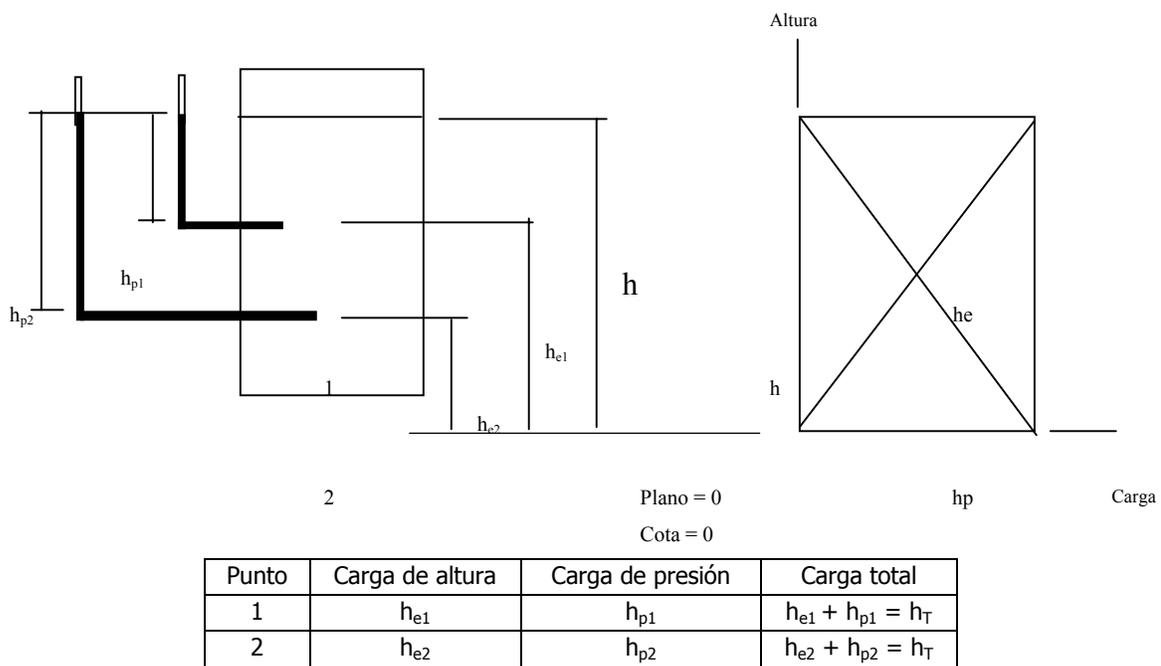


Fig. 2.17 Carga hidráulicas

Al estudiar el flujo a través de tubos o de canales abiertos debemos considerar también la carga de velocidad, pero en los suelos esta es bastante pequeña, por lo que puede despreciarse, así mismo, en tubos y canales, se define a la carga total como la suma de la carga de velocidad más la carga de presión más la carga de elevación, y a la carga piezométrica como la carga de presión más la carga de elevación, pero en la filtración a través de la masa de suelo, se deprecia la carga de velocidad, entonces la carga total y la piezométrica son iguales.

Como tanto la carga de presión como la de altura pueden contribuir al movimiento del fluido a través del terreno, el flujo viene determinado por el la carga total, y el gradiente a utilizar en la Ley de Darcy, se calcula por la diferencia de carga total.

LEY DE DARCY

En 1850, H. Darcy, realizó un experimento clásico, utilizando el dispositivo como el que se muestra en la figura 2.18, en el cual estudio las propiedades del flujo del agua a través de un lecho filtrante de arenas, para lo cual, hizo variar la longitud de la muestra L , y la presión del agua en las partes superior e inferior de la misma, midiendo el gasto Q a través de la arena. Darcy encontró experimentalmente que Q es proporcional a $(h_3 - h_4)/L$ y que:

$$Q = k \frac{h_3 - h_4}{L} A = k i A \quad \text{ec. 2.30}$$

donde:

Q .- Gasto (descarga)

k .- Constante, conocida como coeficiente de permeabilidad de Darcy

h_3 .- Altura sobre el plano de referencia, que alcanza el agua en un tubo colocado a la entrada de la capa filtrante

h_4 .- Altura sobre el plano de referencia, que alcanza el agua en un tubo colocado a la salida de la capa filtrante

L .- Longitud de la muestra

A .- Área total interior de la sección transversal del recipiente que contiene la muestra

i .- Gradiente hidráulico, está dado por:

$$i = \frac{h_3 - h_4}{L} \quad \text{ec. 2.31}$$

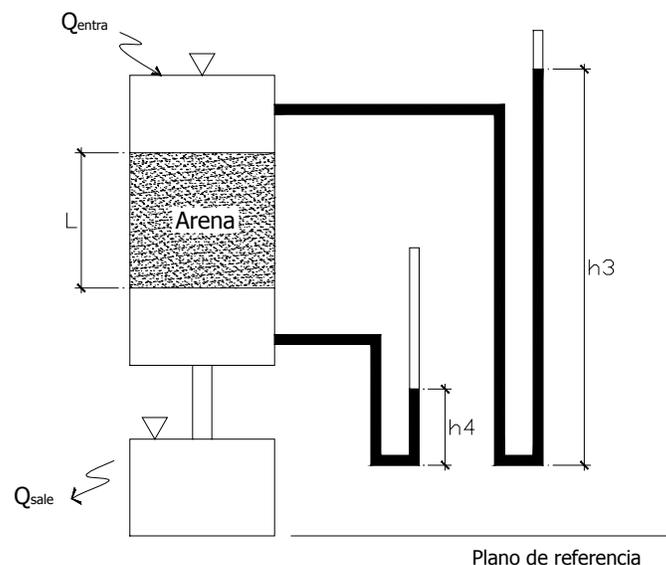


Fig. 2.18 . Experimento de Darcy

Con el paso del tiempo, gran cantidad de investigadores la han investigado y experimentado llegando a la conclusión de que esta es válida para la mayoría de los tipos de flujo de fluidos en los suelos, dejando de ser válida para la filtración de líquidos a velocidades muy altas o para la de gases a velocidades muy altas o muy bajas.

La **permeabilidad**, es la propiedad que tiene un suelo de permitir el flujo de un líquido a través de su masa, la cual presenta un rango muy amplio de valores y depende de los siguiente factores inherentes al suelo y a las características del agua circulante:

1. Distribución granulométrica de las partículas
2. Tamaño y textura de las partículas
3. Composición mineralógica
4. Relación de vacíos
5. Grado de saturación
6. Microestructura del suelo
7. Naturaleza del fluido
8. Tipo de flujo
9. Temperatura

Los puntos del 1 al 3 están relacionados directamente con la naturaleza del suelo, el 4 y el 5 dependen del acomodo y del trato que se le da a la masa de suelo, los puntos del 7 al 9 están relacionados únicamente con las características del fluido y el punto 6 está relacionado con el estado natural del suelo in situ.

La influencia del peso específico y de la viscosidad del fluido, está expresada en la ecuación de Kozeny - Carman, la cual deduce la permeabilidad en medios porosos:

$$k = \frac{1}{k_0 S^2} \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{(1+e)} \quad \text{ec. 2.32}$$

donde:

k .- Coeficiente de permeabilidad de Darcy

k_0 .- Factor que depende de la forma de los poros y la relación entre la longitud de la trayectoria real del flujo y el espesor del estrato atravesado

γ_w .- Peso específico del fluido

η .- Viscosidad del fluido

e .- Relación de vacíos

S .- Superficie específica

La permeabilidad en los suelos puede determinarse en el laboratorio o sobre el terreno, siendo la de laboratorio la más sencilla, aunque los resultados obtenidos in situ, son de mayor validez, ya que la permeabilidad depende de la estructura del suelo (tanto de la microestructura o de la disposición de las partículas, como de la macroestructura, estratificación, etc), por lo tanto, su determinación en campo, es necesaria; sin embargo, la determinación de la permeabilidad en laboratorio, permite establecer una relación entre esta y la relación de vacíos, por lo tanto, complementa el estudio en campo.

Entre los métodos más utilizados en el laboratorio tenemos:

- a) El permeámetro de carga variable
- b) El permeámetro de carga constante
- c) La medida directa o indirecta, mediante una medida edométrica

3. TÉCNICAS EXPERIMENTALES

Los procedimientos de laboratorio utilizados en este trabajo, son los métodos estandarizados de la ASTM (American Society of Testing Materials). A continuación, se describe el procedimiento utilizado en los diferentes ensayos, así como la teoría relacionada con los mismos. Se mencionarán las pruebas que sirvieron de base para identificar y clasificar el material y los ensayos triaxiales y las pruebas de permeabilidad, cabe mencionar que sólo se describe el procedimiento para suelos granulares, debido a que es el tipo de suelo utilizado en la investigación. Los resultados y el análisis de los mismos, se muestra en el capítulo siguiente.

La tabla 3.1, muestra las pruebas que sirvieron para identificar y clasificar el material y la especificación ASTM que sirvió de base para la ejecución del ensayo.

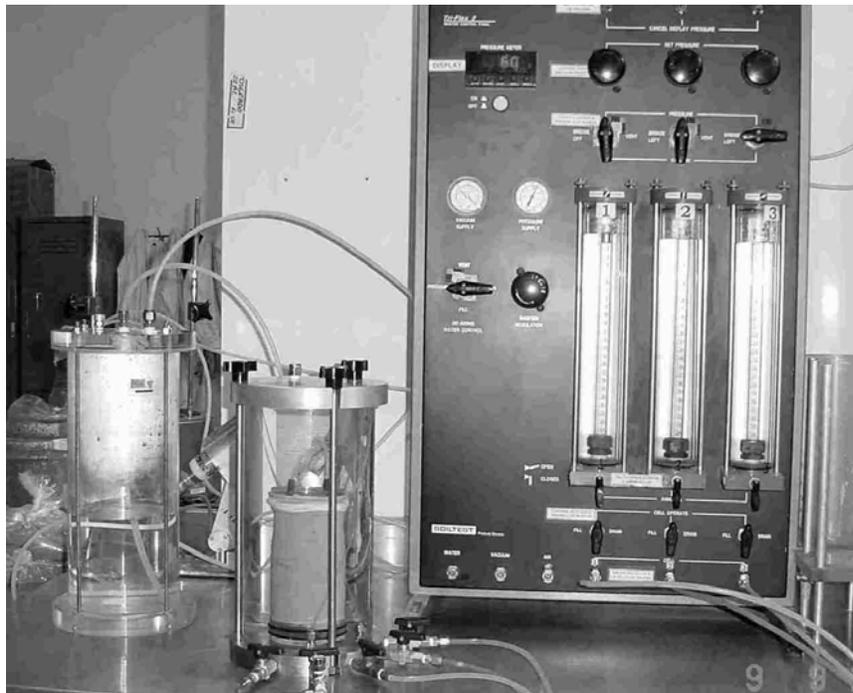
Tabla 3.1 Norma ASTM para determinar propiedades índice requeridas

PROPIEDAD	DEFINICION	NORMA ASTM
Peso volumétrico (γ_m)	$\gamma_m = \frac{W_m}{V} = \frac{W_s + W_\omega}{V}$	§ d 4253 – 93 (1996)
Contenido de agua (ω)	$\omega(\%) = \frac{W_\omega}{W_s} \times 100$	D 2216 – 98
Densidad de sólidos (S_s)	$S_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{W_s}{W_s + W_{mwf} - W_{mwfs}}$	D 854 – 98
Análisis granulométrico		D421 – 85

3.1 ENSAYE DE PERMEABILIDAD

PERMEAMETRO DE PAREDES FLEXIBLES

El equipo utilizado, es un permeámetro de paredes flexibles Tri – Flex 2 marca ELE (fig. 3.1). El procedimiento de prueba se explica en el manual ASTM, en la norma D 5084 – 90.



**Fig. 3.1 Permeámetro de Paredes Flexibles Tri – Flex
Laboratorio de Dinámica de Suelos. Facultad de Ingeniería. UNAM**

Este permeámetro se utiliza para determinar el flujo laminar en una sola dimensión en una muestra de suelo, con la característica de que el ensaye se realiza en una muestra saturada, lo que reduce el efecto de disminución del coeficiente de permeabilidad por la presencia de aire en los poros, ya que el sistema permiten ejecutar un procedimiento de saturación similar al de una cámara triaxial. Otra de las ventajas que ofrece, es el de determinar el valor de la permeabilidad para un nivel controlado de esfuerzo efectivo, ya que como sabemos, la relación de vacíos cambia cuando el esfuerzo efectivo cambia, por lo que permite establecer una relación entre el coeficiente de permeabilidad y la relación de vacíos a diferentes estados de esfuerzo.

La relación entre los datos obtenidos por este métodos y los obtenidos en campo no ha sido investigada totalmente, sin embargo, experiencias anteriores se ha demostrado que el comportamiento del flujo en muestras pequeñas, no sigue necesariamente el mismo comportamiento que en mediciones hechas en campo o a gran escala, por lo tanto, el valor del coeficiente de permeabilidad no es exactamente el mismo. (ASTM, 2000).

El equipo consta de dos partes principales, que son: el panel de control y la celda de prueba (fig. 3.2).

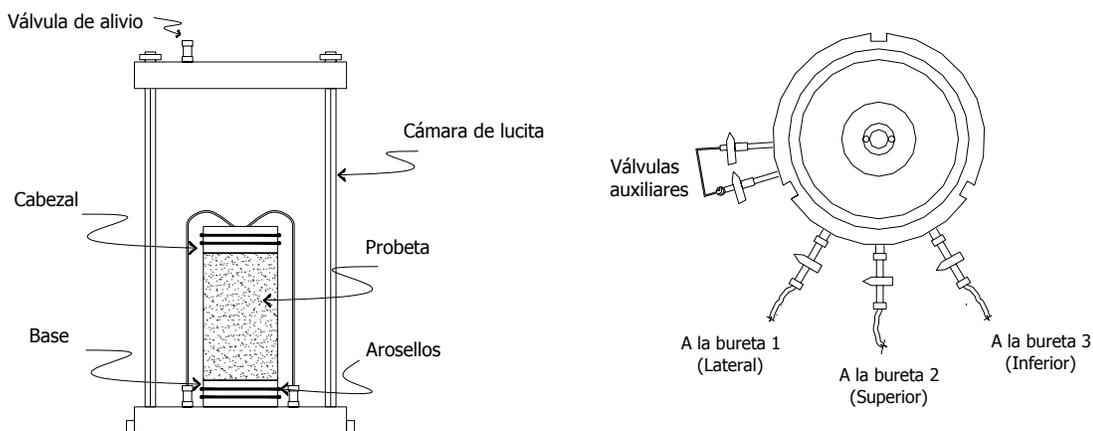


Fig. 3.2 Celda del Permeámetro

Panel principal (Panel maestro de control)

Es el encargado de controlar y distribuir a todo el sistema (panel principal, auxiliar y celda de prueba) la presión, vacío y agua requerida antes y durante el ensaye. Consta de los siguientes elementos (ver figura 3.3):

1. Display.

Dispositivo electrónico que permite ver las lecturas de presión de los reguladores en la carátula.

2. Switch de display de presión

Muestra la lectura en el display de la línea que se encuentra por debajo del switch en posición abierta.

3. Control para instalar presión

Regula la presión que se instala en las buretas, para verificar esta lectura en el display, el switch por encima de él deberá estar en posición abierta.

4. Control de entrada de presión a la bureta

Es una válvula de paso entre el regulador y la parte superior de la bureta. Tiene cuatro posiciones, que son:

- Vent.- Pone la interfase aire – agua a la presión atmosférica
- Vacuum.- Con ayuda de la bomba de vacío, provoca que sea expulsado el aire de la bureta.
- Pressure.- Pasa la presión aplicada a la bureta
- Brigge Left.- Iguala la presión en dos buretas seguidas, es decir, puentea la presión en dos buretas consecutivas.

5. Buretas

Las buretas pasan la presión medida en los reguladores a la celda de prueba y miden el paso del flujo de agua a través de la muestra de suelo, consta de una bureta graduada sumergido en un anillo de lucita. En cada celda de prueba se utilizan tres buretas, que son:

- (1) Bureta de Presión Lateral. Mide y pasa a la celda la presión al agua de confinamiento en la celda de prueba
- (2) Bureta de Presión Superior. Mide y pasa la presión a la parte superior de la probeta, es decir, esta entra por el cabezal a la probeta.
- (3) Bureta Presión Inferior.- Mide y pasa la presión a la parte inferior de la probeta, es decir, esta entra por el pedestal a la probeta

6. Switch para cerrar o abrir flujo.

Separa los niveles de agua, dentro de la bureta, es decir, separa el nivel de agua de la bureta con respecto al nivel del agua del anillo de lucita, se utiliza para tener una mejor visión de la lectura

7. Control de flujo y drenado de la bureta.

Válvula de paso entre la bureta y la celda de prueba, regula el flujo de la bureta. Tiene tres posiciones, que son:

- Fill.- Llena las buretas
- Drain.- Vacía las buretas, es decir drena el agua dentro de la bureta hacia el exterior.
- Cell Operate.- pasa las presiones y el flujo del panel a la probeta, por lo tanto esta es la posición de la válvula durante el ensaye.

8. Salida de flujo a la celda de prueba.

Estas salidas, conectan el panel de control con la celda a través de un conducto flexible. La celda tiene tres salidas, una que dice lateral, que va a la bureta de presión confinante (1) y dos mas que parten del interior de la probeta, es decir, superior (upper) e inferior (lower) que se conectan a las buretas superior (2) e inferior (3), respectivamente.

9. Salidas auxiliares.

Son tres salidas que se conectan directamente a la celda. Son de aire, agua y al vacío. La de agua es la que se encarga de llenar la cámara de la celda, mientras que las otras dos son auxiliares en el proceso de monta de la probeta.

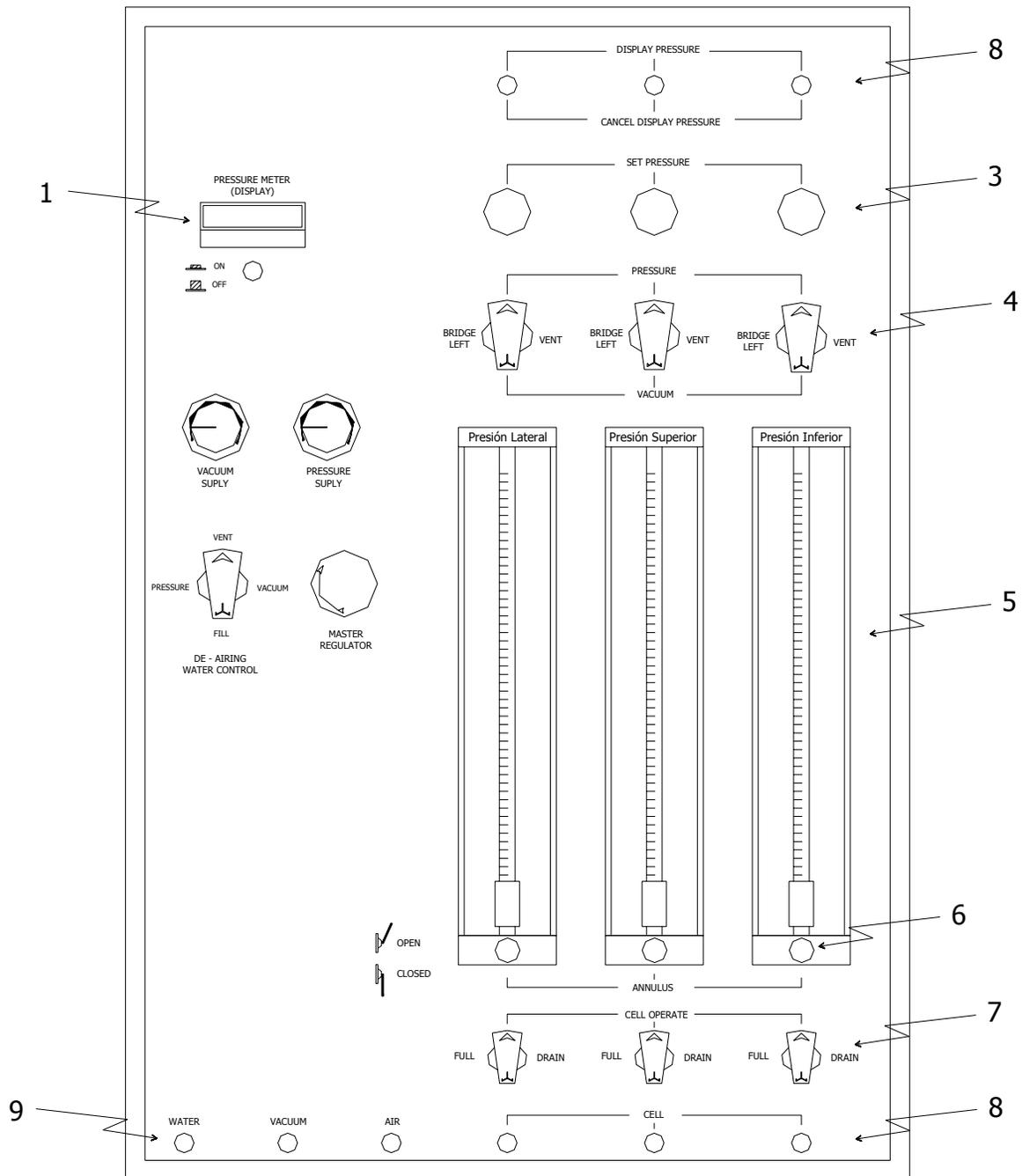


Fig. 3.3 Panel Principal de Control

▪ **Preparación de la muestra.**

La probeta se formó en seco, por el método de compactación con vibración, es decir, con el mismo método con el que se formó la probeta para los ensayos triaxiales.

La muestra se formó en la base de la celda de ensaye, con un tubo partido de acero, de 17.02 cm altura y 7.16 cm de diámetro, por lo que las dimensiones de la probeta quedaron finalmente de 14.55 cm de altura y 7.06 cm de diámetro, debido a que se restó la altura del pedestal y las piedras porosas y en el caso del diámetro, el espesor de la membrana,.

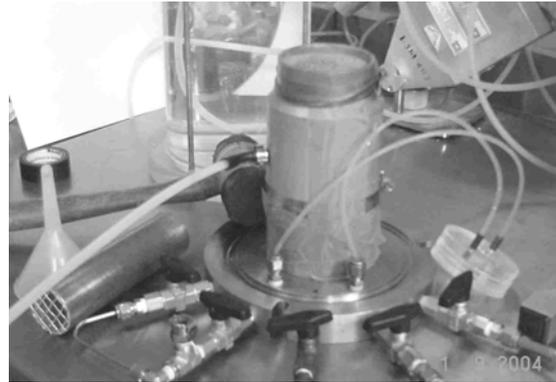
El vertido de arena dentro del tubo partido, se ejecutó con la ayuda de un tubo 38.88 mm de diámetro, con una malla en uno de sus extremos con una abertura de 4.10 mm. La probeta se formó en seco con el método sugerido por Mulinis Chad y Seed (1975) vertiendo el material en cinco capas golpeando con el martillo de goma entre capa y capa. El peso que se introdujo en el tubo partido para alcanzar el peso volumétrico requerido para los ensayos fue de 836.83 gr. para la muestra no contaminada y de 887.27 gr. para la muestra no contaminada.

Ya formada la probeta, se colocó una presión de confinamiento σ_c de 30 kPa (0.306 kg/cm²), para circular bióxido de carbono (CO₂) a través de la probeta durante 7.0 min., con el objetivo de desplazar el aire de los poros hacia el exterior de la misma y sustituirlo con el gas, el cual se disuelve en menor tiempo con el agua, de esta manera la que la saturación de la probeta se realiza en menor tiempo y con mayor eficacia.

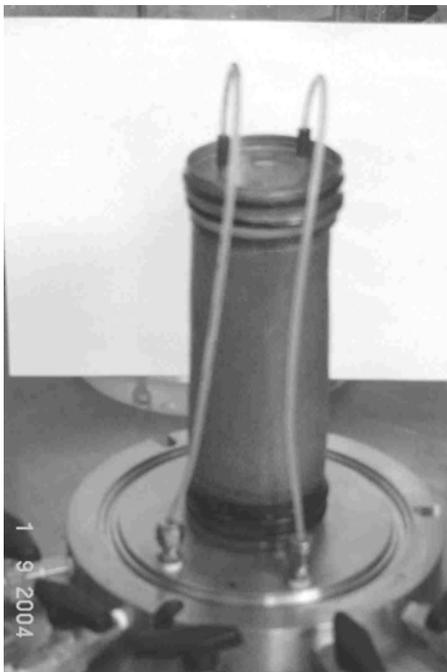
Después del paso de CO₂, la probeta recibe un baño previo con agua, es decir, se hace circular agua a través de la probeta, sacándola al exterior para humedecerla, con esto se desaloja una cantidad considerable de bióxido de carbono.



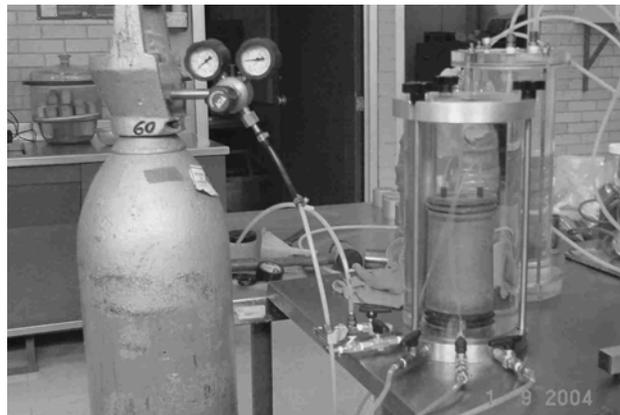
(a)



(b)



(c)



(d)

(a) Tubo partido, martillo de goma y tubo para vertido de material (b) Probeta seca sobre el pedestal de la celda (c) Probeta seca (d) Paso de bióxido de carbono a través de la probeta.

Fig. 3.4 Proceso de fabricación de la probeta



Fig. 3.5 Apariencia final de la probeta

▪ **Saturación.**

El proceso de saturación se realizó mediante incrementos de presión lateral y la presión superior la cual está puenteadada con la presión inferior, guardando una diferencia entre ellos de 10 kPa (0.102 kg/cm^2) y el rango de los incrementos es de 20 kPa (0.203 kg/cm^2) cada uno, dejando actuar cada una de las etapas aproximadamente 40 min.

Para verificar el grado de saturación de la probeta, se utilizó el "Método de la Bureta", el cual consta de los siguientes pasos:

1. Se drena un poco de agua de la bureta inferior con el propósito de separar el menisco del anillo con el de la bureta para obtener una lectura clara de este último.
2. Se cierra la válvula de entrada a la celda, marcada como "Upper" (superior), mientras que las válvulas "Lower" (inferior) y "Lateral" (lateral) se mantienen abiertas.
3. Se anota la lectura del menisco, de la presión superior y de la lateral.
4. Se incrementa la presión lateral en 35 kPa (0.357 kg/cm^2) aproximadamente y se deja actuar unos minutos para que la lectura y la presión dentro de la celda se estabilicen ($\pm 15 \text{ min.}$)
5. El menisco en la bureta inferior (3) va a subir, entonces se aumenta la presión en la bureta inferior hasta reestablecer en la posición inicial al menisco de la bureta inferior.
6. Por último, se anotan las lecturas correspondientes a la presión lateral y a la inferior, y por medio de la siguiente fórmula se determina el grado de saturación:

$$B = \frac{\text{Incremento en la presión inferior}}{\text{Incremento en la presión lateral}} \times 100$$

La probeta se considerará saturada cuando $B \geq 0.97$.

▪ Prueba de permeabilidad

La prueba de permeabilidad consistió en hacer pasar un flujo constante de agua a través de la probeta, el flujo pasa de la parte superior de la probeta a la parte inferior, es decir, por lo que es necesario que exista un gradiente hidráulico entre las buretas superior e inferior, para todos los casos este gradiente fue de 10 kPa (0.102 kg/cm²), manteniéndose en todos los casos la presión superior en 310 kPa (3.160 kg/cm²) y la inferior en 300 kPa (3.058 kg/cm²).

La prueba se repitió para cada uno de los siguientes esfuerzos efectivos: 20, 40, 80, 160 y 320 kPa (0.203, 0.407, 0.815, 1.630 y 3.261 kg/cm², respectivamente) de presión. Tomado como resultado final del coeficiente de permeabilidad, el promedio de un grupo de cinco ensayos.

3.2 ENSAYES TRIAXIALES

El ensaye triaxial se realizó de acuerdo a la norma D – 2859 - 70 del ASTM, el equipo que se utilizó es un Marco de Carga Digital Tritest 100 marca ELE (fig. 3.6 y 3.7), cuyas especificaciones técnicas y descripción se encuentra en el manual "Soil Laboratory Testing" de K. H. Head. Las variables de interés fueron monitoreadas automáticamente durante todo el ensaye, con ayuda del programa DS6.

El programa experimental constó de cinco ensayos drenados (CD) y cinco ensayos no drenados (CU) con consolidación isotrópica, mientras que la falla se ejecutó en la modalidad de deformación controlada.

El material con el que se formaron las probetas, es una arena fina, uniforme, mal graduada con bajo contenido de finos (SP), con compacidad relativa del 60%, que se extrajo de la Refinería Francisco I. Madero, en Ciudad Madero, Tamaulipas. El material tiene la característica de estar expuesto a la contaminación con diesel. Para comparar los resultados obtenidos se ejecutó el mismo programa de ensaye con probetas formadas por el mismo tipo de material extraído de la zona en donde no se presenta el efecto del contaminante.



Fig. 3.6 Marco de carga digital Tri Test 100
Laboratorio de Dinámica de Suelos. Facultad de Ingeniería. UNAM.

▪ **Preparación de la muestra.**

La probeta se formó en seco, por el método de compactación con vibración, el cual ha demostrado ser uno de los métodos más efectivos para densificar materiales granulares, de hecho es el utilizado por la ASTM para determinar el peso volumétrico máximo de un suelo sin cohesión, sin embargo, la orientación, frecuencia y amplitud de las vibraciones, pueden producir efectos en la densificación (Mulilis, Chan y Seed, 1975).

La muestra se formó en el pedestal de la cámara triaxial, con la ayuda de un tubo partido de acero, con una altura de 11.80 cm y diámetro de 3.64 cm, por lo que restándole la altura del pedestal y las piedras porosas que se colocaron en cada uno de los extremos de la probeta, con su respectivo papel filtro, y quitando el espesor de la membrana, las dimensiones de la probeta son 8.34 cm de altura y 3.96 cm de diámetro.

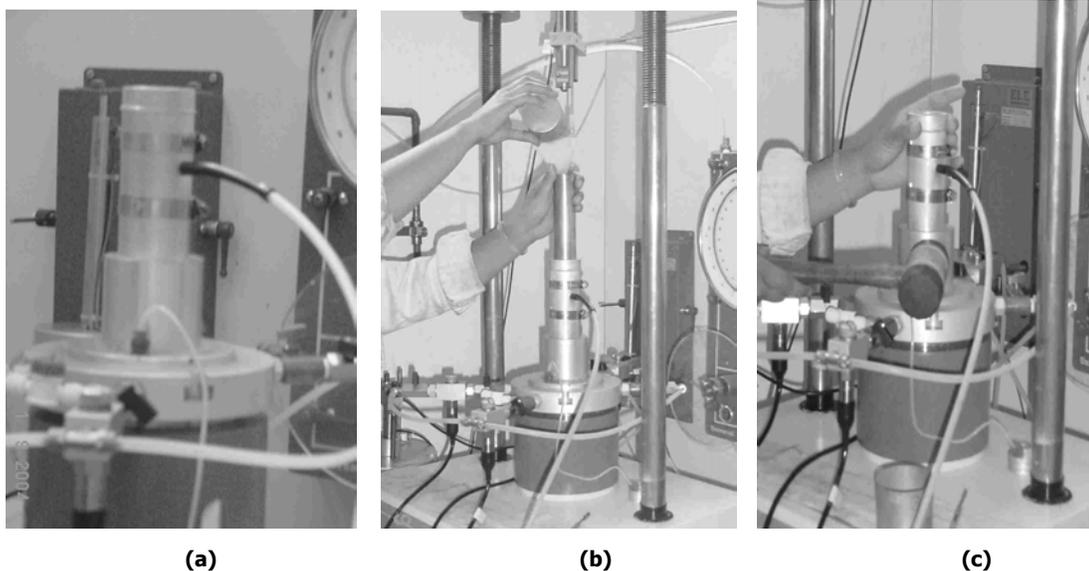
El vertido de arena dentro del tubo partido, se ejecutó con la ayuda de un tubo 32.85 mm de diámetro, que en uno de sus extremos posee una malla con aberturas de 4.10 mm. El tubo se coloca dentro del tubo partido y se vierte dentro de él la arena, la cual saldrá lentamente por la malla, formando un acomodo relativamente homogéneo, el efecto de vibrado, se llevó a cabo un martillo de

hule, golpeando la base del pedestal con golpes continuos. De acuerdo a Mulilis, Chan y Seed, se logra una densidad específica uniforme cuando se forma la probeta en capas y se vibra entre capa y capa, esto es, debido a que en una sola capa es inevitable que una partes reciban mas vibración que otras y consecuentemente la densidad no sea uniforme, por lo que en este caso, el vertido de material, se realizó en tres capas.

Se utilizaron dos membranas de 0.11 mm de espesor cada una, lubricando entre ellas con aceite de silicón. Para lograr adherencia de la membrana al tubo partido y que el acomodo de los granos permaneciera durante la formación de la probeta, se generó vacío durante todo el proceso.



Fig. 3.8 Tubo partido, martillo de goma y tubo para verter el material



(a) Tubo partido colocado sobre el pedestal

(b) Vertido del material dentro del tubo

(c) Compactación del material

Fig. 3.9 Proceso de fabricación de la muestra

Posteriormente, ya formada la probeta y con aproximadamente 30 kPa (0.306 kg/cm²) de presión de confinamiento, se hizo circular bióxido de carbono a través de ella, durante 3.0 minutos, con el fin de desplazar el aire dentro de la misma hacia el exterior y sustituirlo por el gas, con esto se logró que este se disuelva con mayor facilidad con el agua, lo que ayuda a que la saturación de la misma se realice con mayor eficiencia y en menor tiempo. Después del paso de bióxido, se realizó un baño previo, es decir, se pasó agua durante 3 minutos a una presión de 19 kPa (0.194 kg/cm²), a través de la probeta y se sacó al exterior, con el fin de humedecer a la misma y eliminar una cantidad considerable de bióxido, terminando con este paso el proceso de formación de la probeta, por último, se mide la altura y el diámetro y con ello se determina el peso volumétrico para verificar que la probeta tiene la compacidad relativa requerida (60%).

▪ **Saturación.**

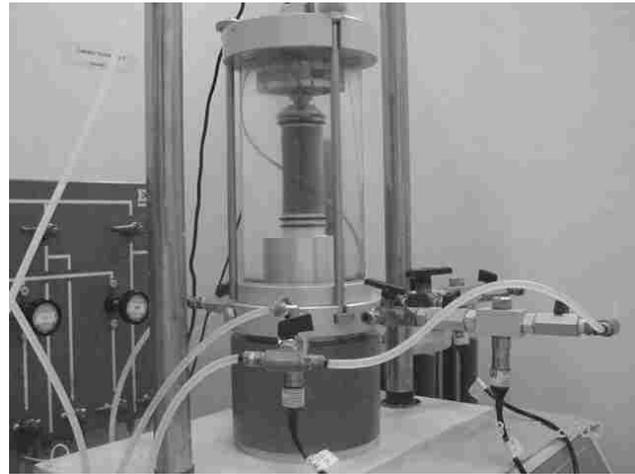
El proceso de saturación se realizó mediante incrementos de presión de confinamiento y contrapresión, guardando una diferencia entre ellos de 10 kPa (0.102 kg/cm²) y una diferencia de 20 kPa (0.203 kg/cm²) entre cada uno de los incrementos, dejando actuar el incremento un tiempo de 20 min. La verificación del grado de saturación, se determinó con el criterio de la B de Skempton, es decir:

$$B = \frac{\text{Incremento en la presión de poro}}{\text{Incremento en la presión confinante}} = \frac{\Delta PP}{\Delta PC} \times 100$$

La probeta se considerará saturada cuando $B \geq 0.97$. Para este caso, el 100% de las probetas, cumple con esta condición. Las presiones a las que se alcanzó el valor requerido de B, oscilaron entre 310 y 350 kPa (3.160 y 3.568 kg/cm²) y para la presión confinante, mientras que la contrapresión oscilo entre 300 y 340 kPa (0.306 y 3.466 kg/cm²).



(a) Seca



(b) Después del paso de Bióxido y baño previo con agua

Fig. 3.10 Apariencia final de la probeta

- **Consolidación.**

La consolidación fue de tipo isotrópica, a las presiones de 20, 40, 80, 160 y 320 kPa (0.203, 0.407, 0.815, 1.630 y 3.261 kg/cm², respectivamente) de esfuerzo efectivo, el valor de la presión de poro y de la contrapresión, se mantuvo en todos los casos a 300 kPa (3.058 kg/cm²), el drenaje ocurrió por la parte superior del espécimen y el registro de la presión de poro fue por la parte inferior. El tiempo de consolidación de la muestra fue de 15 minutos en cada caso, a pesar de que la presión de poro se estabilizó rápidamente.

- **Falla.**

El proceso de falla (fig. 3.11) se ejecutó en procedimiento drenado (CU) y no drenado (CD), midiendo en ambos casos la presión de poro, por lo que los resultados se muestran en términos de esfuerzos efectivos, llevándose a cabo en la modalidad de deformación controlada, a una velocidad de deformación de 10 %/h, es decir 0.13381 mm/min.

Para definir la envolvente de falla se revisaron dos criterios principalmente:

1. El pico (punto máximo) del esfuerzo desviador, tomado de la grafica $\sigma_1 - \sigma_3$ Vs ε (%)
2. Esfuerzo principal máximo, tomado de la grafica σ_1 / σ_3 Vs ε (%)

Sin embargo, la envolvente de Mhor se evaluó a partir del criterio del esfuerzo principal máximo. Para el caso de los ensayos CD, se muestran las graficas de fuerza Vs tiempo, cambio volumétrico Vs tiempo y finalmente deformación lineal (ΔL) Vs deformación volumétrica (ΔV).

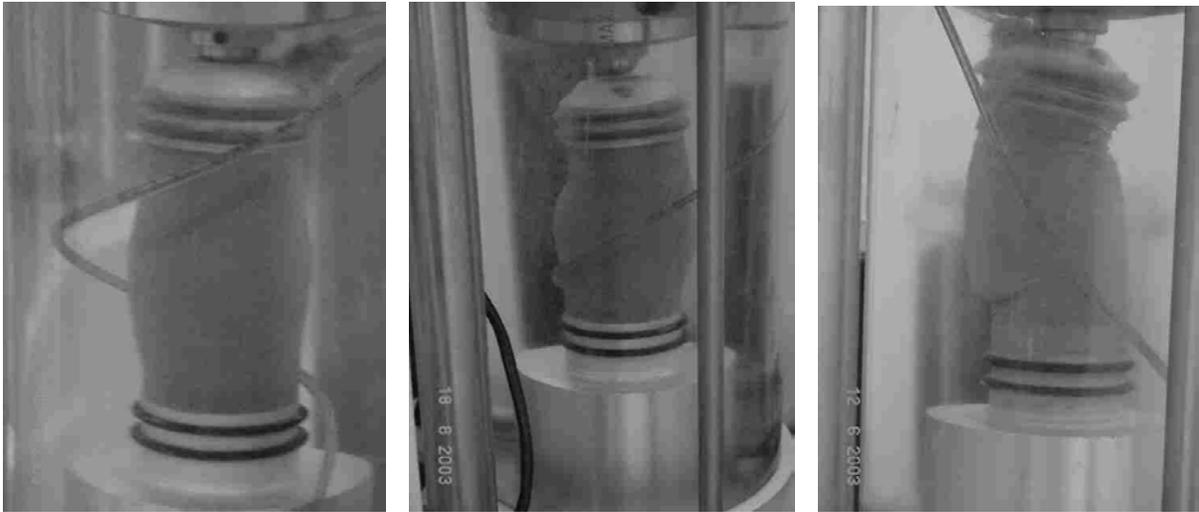


Fig. 3.11 Probetas en proceso de falla

4. RESULTADOS

En este capítulo, se muestran los resultados obtenidos en el Laboratorio de Dinámica de Suelos de la Facultad de Ingeniería de la UNAM en las muestras contaminadas y no contaminadas.

En el laboratorio de Ingeniería Ambiental del Instituto de Ingeniería de la UNAM, se realizaron pruebas de caracterización de muestras de suelo contaminado y no contaminado, con el fin de aplicar una técnica de mejoramiento de suelos, para eliminar el contaminante de la masa de suelo. A continuación, se muestra una tabla con los resultados obtenidos por ellos:

Tabla 4.1 Resultados de la caracterización de los suelos

PRUEBA	MUESTRA	
	CONTAMINADA	NO CONTAMINADA
Conductividad Eléctrica (dS/m)	1.608	-
Peso Volumétrico (gr/ml)	1.4212	1.3915
Densidad de sólidos (adim)	2.6466	2.7064
Fracción de Carbono Orgánico (%) $m_{\text{suelo}} = 0.1\text{g}$		
Suelo seco	1.3938	-
Suelo húmedo	0.8679	-
Fracción de Carbono Orgánico (%) $m_{\text{suelo}} = 0.5\text{ g}$		
Suelo seco	0.6587	-
Suelo húmedo	0.7340	1.2048
Fósforo Disponible (ppm)	7.0312	-
Materia Orgánica (%)	2.3973	1.1329
Porosidad	0.4624	0.4856
Potencial de Hidrógeno, pH	6.37	7.24

Cabe mencionar que en la tabla original, se utilizan los términos densidad aparente para referirse al peso volumétrico y el de densidad real para la densidad de sólidos. Por otra parte, es importante mencionar que las unidades que manejan tienen las siguientes equivalencias:

a) Unidades de conductividad eléctrica:

ds/m .- Desissims / metro

1 dS/m = 1 m/Ω

b) 1 gr/ml = 1 gr/cm³

4.1 RESULTADOS DE PRUEBAS PARA CLASIFICAR EL MATERIAL.

▪ DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL

Muestra contaminada

El material consiste en una arena fina de granos poco redondeados, de tamaño uniforme, de color café 10YR 4/3 (Munsell, 1994). Presenta en su composición granos de color negro 2.5/ N (Munsell) en abundancia y en menor cantidad de color blanco 8/blanco (Munsell) y transparente, de textura harinosa. La muestra de suelo está limpia de gravas y de residuos de materia orgánica (hojas, raíces, etc).

El material presenta contaminación por un hidrocarburo, en este caso diesel. La masa de suelo ha estado expuesta al contaminante por aproximadamente 25 años, lo que ha permitido que los algunos de los compuestos se volatilicen quedando únicamente los materiales pesados. Es importante mencionar que la relación de diesel – agua – suelo es aproximadamente de 50 miligramos de contaminante por cada kilo de material.

Muestra no contaminada

Esta muestra está constituida por una arena fina, de tamaño uniforme. Presenta color café amarillento oscuro 10YR 4/4 (Munsel) con granos de color café claro 10YR 4/3 (Munsell) en poca cantidad. La textura es harinosa.

La muestra de suelo está limpia de gravas y de residuos de materia orgánica (hojas, raíces, etc).

▪ PRUEBAS ÍNDICE

A continuación se muestra en la tabla 4.2, los resultados de las pruebas que se utilizaron para definir las características del material, en ambas muestras.

Tabla 4.2 Resultados de las pruebas índice

PRUEBA	MUESTRA	
	CONTAMINADA	NO CONTAMINADA
Peso volumétrico seco (gr/cm ³)		
Máximo	1.411	1.332
Mínimo	1.672	1.585
Para una C _r = 60%	1.557	1.468
Contenido de agua* (%)	4.036	5.143
Densidad de sólidos (Adim)	2.654	2.644
Relación de vacíos ** (Adim)	0.705	0.801
Porosidad** (Adim)	0.413	0.445

*El contenido de agua se tomó de la muestra alterada, después de un día de almacenamiento

** La relación de vacíos y la porosidad son únicamente válidas para una compactación relativa del 60%

En la figura 4.1 se muestran las curvas granulométricas, se observa que son materiales uniformes con bajo contenido de finos, ya que para la muestra no contaminada el contenido de finos es de 1.02%, mientras que para la muestra contaminada es de 0.29%, el valor de los coeficientes de uniformidad y curvatura, se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 4.3 Coeficientes de uniformidad y curvatura

PROPIEDAD	MUESTRA	
	CONTAMINADA	NO CONTAMINADA
C _c %	1.22	1.41
C _u %	0.59	0.88

GRANULOMETRIA

Frag. Roca	Gravas	Arena	Limo	Arcilla
---------------	--------	-------	------	---------

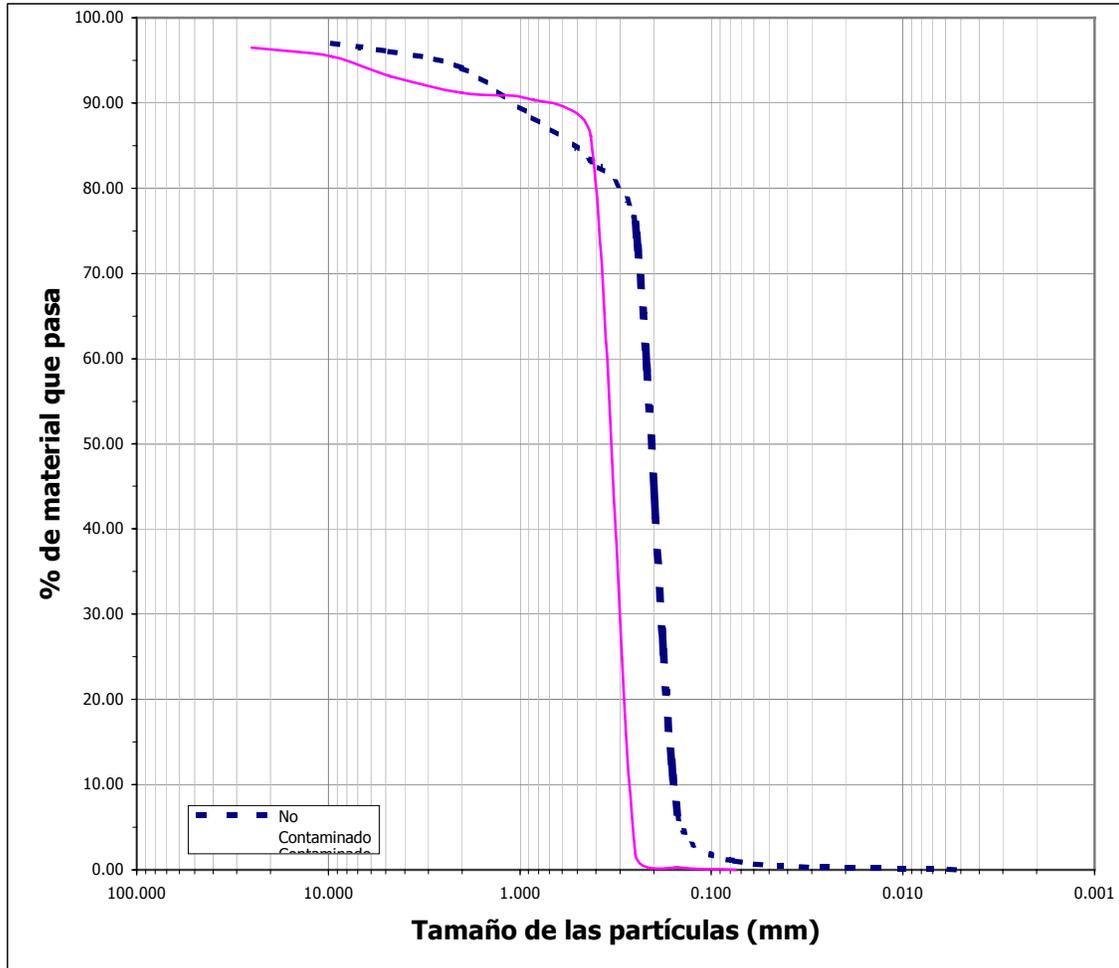


Fig. 4.1 Curvas granulométricas

4.2 ENSAYE DE PERMEABILIDAD

Se ejecutó un ensaye para determinar el coeficiente de permeabilidad tanto en la muestra de suelo contaminado como en la muestra no contaminada. Como se mencionó en el capítulo anterior, la prueba se llevó a cabo en una muestra saturada y a diferentes valores de esfuerzo efectivo.

A continuación en las tablas 4.4 y 4.5, se muestran los resultados obtenidos en ambos ensayes, al igual que el valor de la presión lateral (de confinamiento) y de presión superior e inferior.

▪ **Muestra Contaminada**

Para este caso, los datos de ensaye son:

- a) Longitud de la muestra: 14.55 cm
- b) Área de la muestra: 39.15 cm²
- c) Volumen de flujo: 10.00 cm³
- d) Carga Hidráulica promedio en cada uno de los ensayes: 95.94 cm H₂O (10 kPa)

**Tabla 4. 4 Resultados del coeficiente de permeabilidad.
Muestra Contaminada**

Presión (kPa)			Tiempo seg	Permeabilidad	
Lateral	Superior	Inferior		cm/seg	m/s
620.0	302.0	311.0	12.41	3.27 E-03	3.27 E-05
461.0	302.0	311.0	11.354	3.57 E-03	3.56 E-05
381.0	301.0	311.0	14.77	2.47 E-03	2.46 E-05
343.0	300.0	310.0	13.662	2.67 E-03	2.66 E-05
320.0	302.0	311.0	12.806	5.05 E-03	5.04 E-05

▪ **Muestra No Contaminada**

- a) Longitud de la muestra: 14.55 cm
- b) Área de la muestra: 39.15 cm²
- c) Volumen de flujo: 10.00 cm³
- d) Carga hidráulica promedio en cada uno de los ensayes: 97.98 cm H₂O (10 kPa)

**Tabla 4.5 Resultados del coeficiente de permeabilidad.
Muestra No contaminada**

Presión (kPa)			Tiempo seg	Permeabilidad	
Lateral	Superior	Inferior		cm/seg	m/s
621.0	310.0	301.0	19.768	2.05 E-03	2.05 E-05
461.0	312.0	301.0	14.646	2.26 E-03	2.26 E-05
380.0	311.0	302.0	15.67	2.58 E-03	2.58 E-05
340.0	311.0	301.0	14.82	2.46 E-03	2.46 E-05
321.0	311.0	302.0	16.068	3.95 E-03	3.95 E-05

A continuación, en la tabla 4.6, se muestra un resumen de los resultados obtenidos durante los ensayos de permeabilidad, mientras que en la figura 4.2, la gráfica representa el comportamiento del coeficiente de permeabilidad K a diferentes presiones efectivas de confinamiento (σ').

Tabla 4.6 Resumen de resultados de ensayos de permeabilidad

Presión efectiva de confinamiento	MUESTRA CONTAMINADA		MUESTRA NO CONTAMINADA	
	Coeficiente de Permeabilidad			
Kg/cm ²	cm/seg	m/s	cm/seg	m/s
3.26	0.0033	3.27E-05	0.0020	2.05E-05
1.63	0.0036	3.57E-05	0.0023	2.26E-05
0.82	0.0025	2.47E-05	0.0026	2.58E-05
0.41	0.0027	2.67E-05	0.0025	2.46E-05
0.20	0.0050	5.05E-05	0.0039	3.95E-05

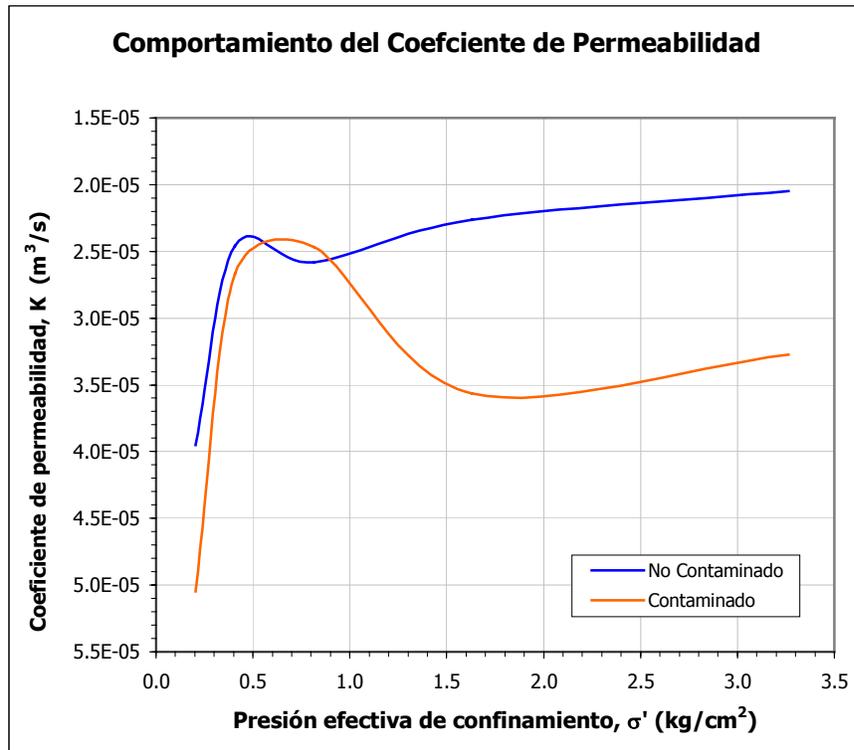


Fig. 4.2 Comportamiento del coeficiente de permeabilidad K

Como se aprecia en la gráfica de la figura 4.2, el espécimen de suelo contaminado es en éste caso, es más permeable que el no contaminado, en particular para presiones altas de confinamiento. La presión efectiva de confinamiento (σ') afecta el valor del coeficiente de permeabilidad K, ya que éste disminuye conforme aumenta la presión de confinamiento.

4.3 ENSAYES TRIAXIALES

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para las dos series de ensayos triaxiales realizados en las muestras contaminadas y no contaminadas, posteriormente se muestran las comparaciones entre ambos.

Cabe mencionar que todos los ensayos se realizaron bajo las mismas condiciones de prueba con el fin de establecer una comparación entre ellos.

▪ MUESTRA CONTAMINADA

a) Ensayes CU

Las características de peso, diámetro, altura de la probeta, y los pesos específicos de las probetas ensayadas en la modalidad CU son los que se muestran en la Tabla 4.7, cabe mencionar que en la altura y el peso de la probeta puede variar dependiendo de las dimensiones de las piedras porosas utilizadas en cada uno de los ensayos.

**Tabla 4.7 Características de la probetas en los ensayos CU.
Muestras contaminadas**

CONCEPTO	PROBETA					
	CU – C/1	CU – C/2	CU – C/3	CU – C/4	CU – C/5	
Diámetro (cm)	3.60	3.60	3.60	3.60	3.59	
Altura (cm)	8.34	8.34	8.34	8.34	8.34	
Peso (gr)	131.80	131.80	131.80	131.80	131.80	
Area (cm ²)	10.15	10.15	10.15	10.16	10.15	
Volumen (cm ³)	84.69	84.71	84.66	84.71	84.65	
C _r (%)	60.00					
$\gamma_{probeta}$ (gr/cm ³)	1.556	1.556	1.557	1.556	1.557	
γ_{seco} (gr/cm ³)	1.557					
Dif. de γ 's =	(decimal)	0.000	0.001	0.000	0.001	0.000
	(%)	0.03	0.08	-0.02	0.09	-0.03

Por otra parte, en la Tabla 4.8, se muestran las características del grado de saturación de cada uno de los ensayos, el esfuerzo efectivo en la consolidación y el volumen máximo desalojado durante el proceso de consolidación. Las curvas de consolidación para este grupo de ensayos, se muestran en la figura 4.3.

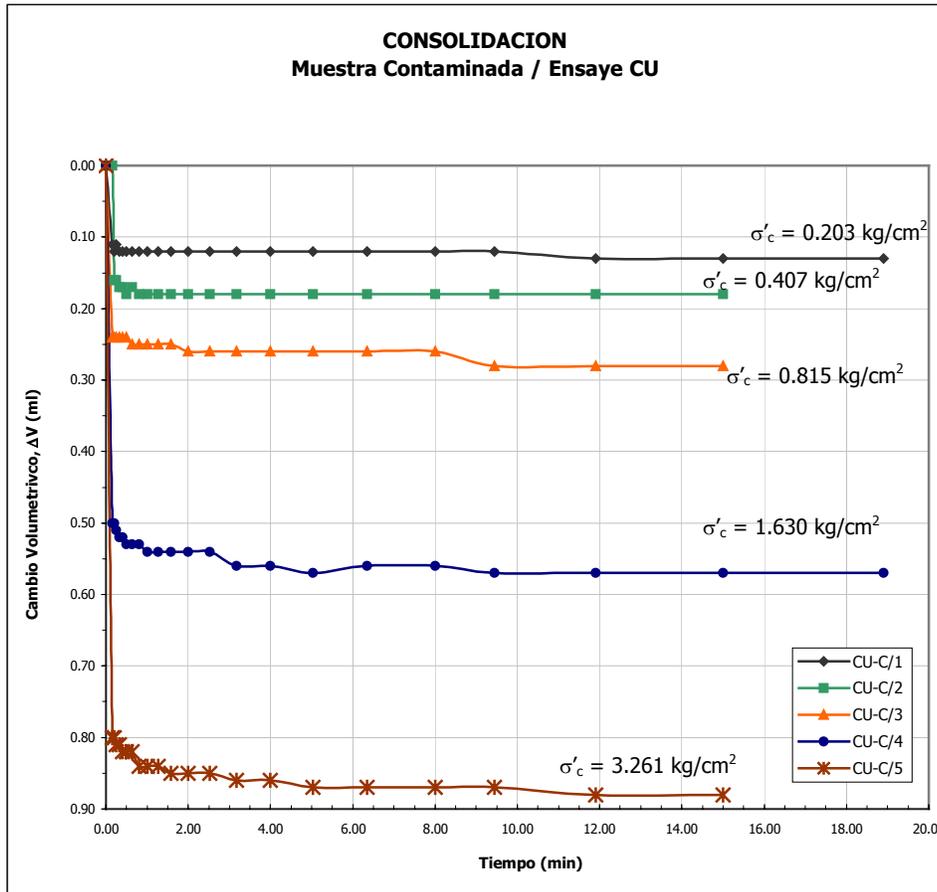


Fig. 4.3 Curvas de consolidación de los Ensayes CU.
Muestra contaminada

Tabla 4.8 Datos de consolidación de los ensayos CU.
Muestra Contaminada

CONCEPTO	PROBETA				
	CU - C/1	CU - C/2	CU - C/3	CU - C/4	CU - C/5
B _{sat} saturación (%)	97.47	97.04	97.46	97.55	97.47
σ' consolidación (kg/cm ²)	0.203	0.407	0.815	1.630	3.261
V _{max} desalojado (consolidación) (ml)	0.13	0.18	0.28	0.57	0.88
Tiempo de consolidación (min)	18.90	15.00	15.00	18.90	15.00

El análisis de las relaciones de esfuerzo – deformación se realizó en términos de esfuerzo efectivo, por lo que en la figura 4.4 se muestra el comportamiento de la presión de poro durante el ensaye contra la deformación axial. Por otra parte, los criterios para el trazo de los círculos de Mohr, definidos como esfuerzo desviador y relación principal de esfuerzos, se muestran en las figuras 4.5 y 4.6, respectivamente, mientras que en las tablas 4.9 y 4.10, se describen los valores de σ'_3 , σ'_1 y la deformación axial ε máxima, para cada uno de los ensayos.

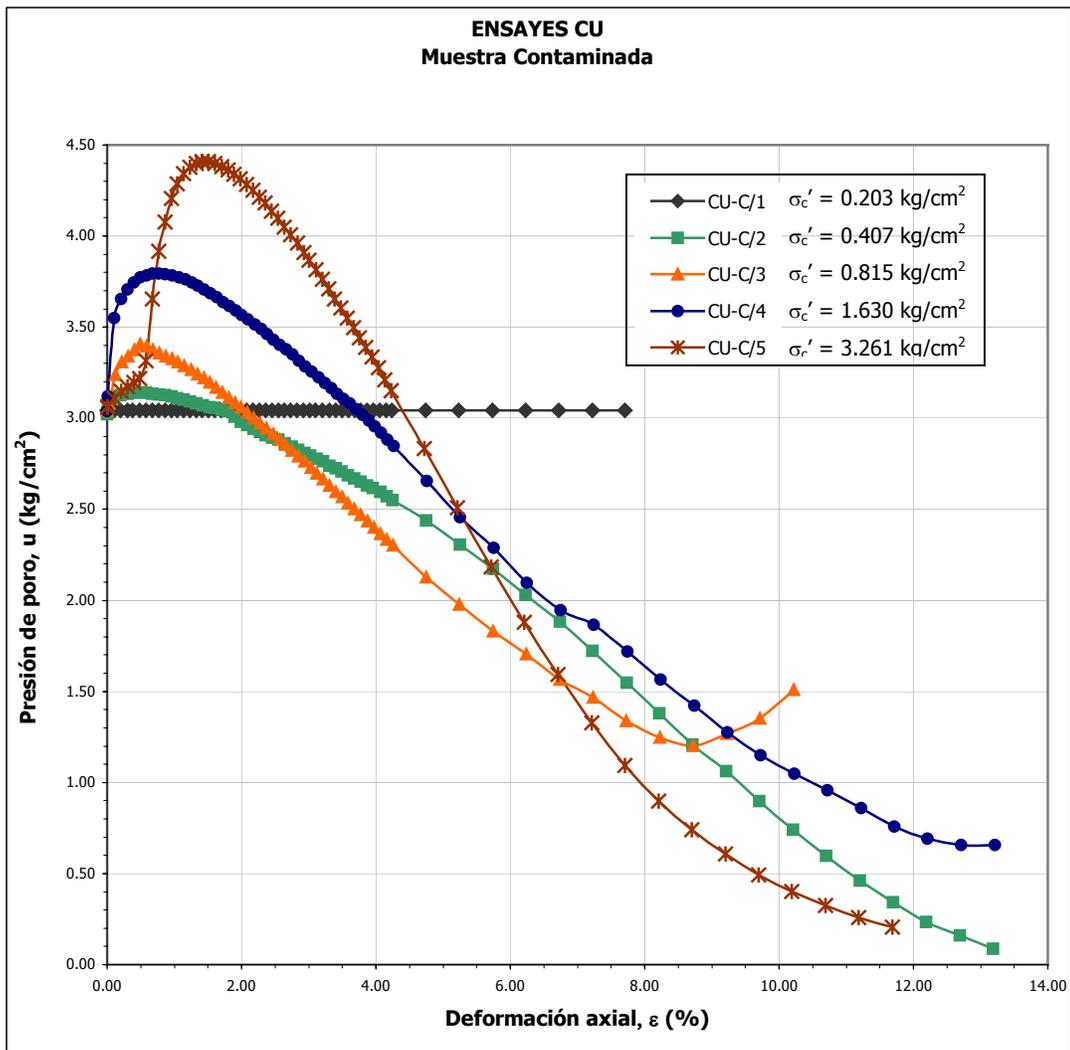


Fig. 4.4 Comportamiento de la presión de poro vs deformación axial en la etapa de falla
Muestra Contaminada

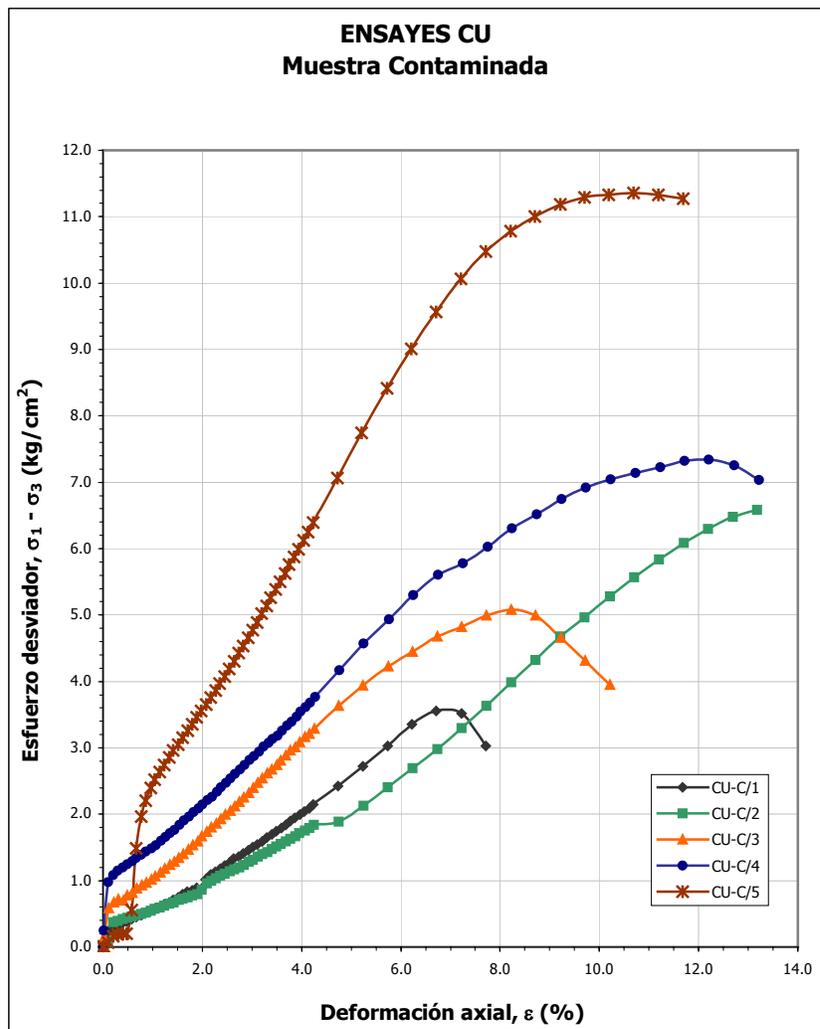


Fig. 4.5 Curvas de esfuerzo desviador. Ensayes CU
Muestra Contaminada

Tabla 4.9 Criterio de Falla de los ensayos CU: ESFUERZO DESVIADOR MÁXIMO
Muestra Contaminada

Ensaye	$\sigma'_1 - \sigma'_3$ kg/cm ²	σ'_3 kg/cm ²	σ'_1 kg/cm ²	ϕ (°)	ϵ_{max} %	E kg/cm ²	
CU - C/	1	3.60	0.26	3.86	30.10	7.90	45.57
	2	6.55	3.27	9.82	30.05	13.10	50.00
	3	5.10	2.67	7.77	29.22	8.20	62.20
	4	7.40	3.99	11.39	28.76	12.20	60.66
	5	11.38	5.92	17.30	29.35	10.60	107.36

$\phi_{prom} =$ **29.50°**

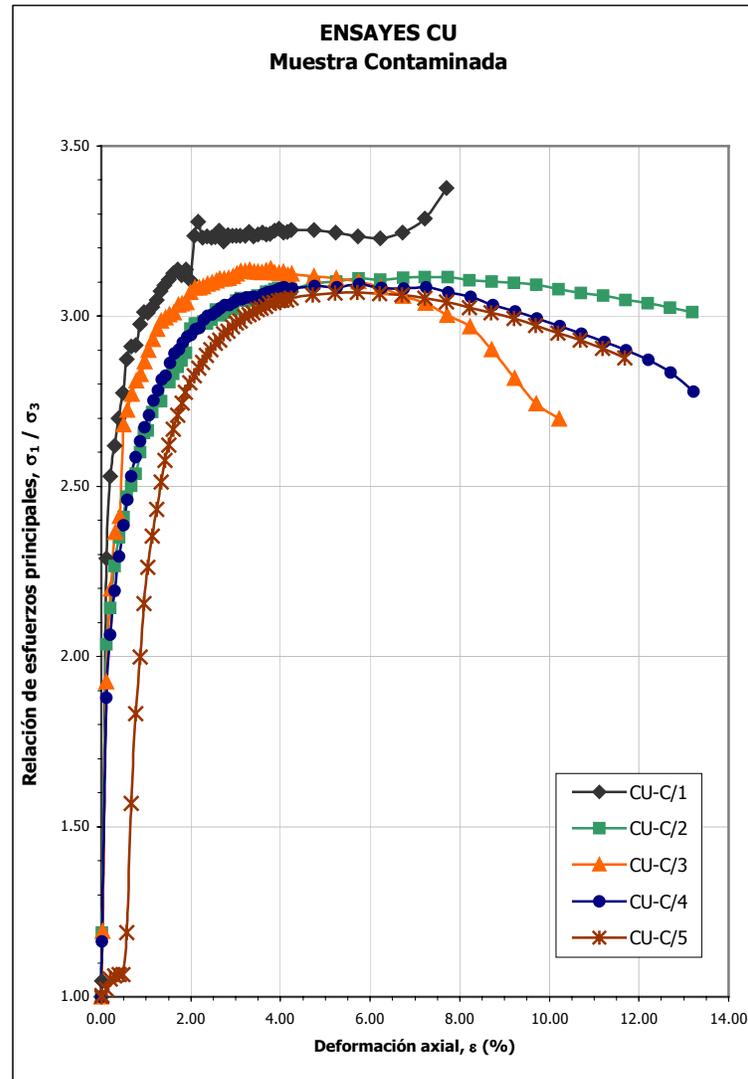


Fig. 4.6 Curvas de la relación de esfuerzos principales máximos. Ensayes CU Muestra Contaminada

Tabla 4.10 Criterio de Falla de los ensayos CU: RELACION DE ESFUERZOS PRINCIPALES MÁXIMO Muestra Contaminada

Ensaye	σ'_1 / σ'_3 kg/cm ²	σ'_3 kg/cm ²	σ'_1 kg/cm ²	ϕ (°)	ε_{max} %	E kg/cm ²	
CU - C/	1	3.23	0.21	0.68	31.80	3.30	97.88
	2	3.11	1.17	3.63	30.90	7.20	43.19
	3	3.12	1.72	5.38	30.90	3.50	89.14
	4	3.09	2.39	7.38	30.70	5.20	59.42
	5	3.07	4.17	12.80	30.50	6.00	51.17

$\phi_{prom} = 30.38^\circ$

Por último en la figura 4.7, se muestran las trayectorias de esfuerzo de la serie de ensayos CU con material contaminado.

Como se comentó en el capítulo anterior, la envolvente de Mohr será presentada únicamente para el criterio de falla del esfuerzo principal máximo, en términos de esfuerzos efectivos, por lo que los círculos quedan de la forma mostrada en la figura 4.8.

De la figura 4.7 podemos observar que el ángulo de fricción interna para el conjunto de círculos es: $\phi = 30.38^\circ$, presentando en las ordenadas un valor de cohesión de $c = 0.02 \text{ kg/cm}^2$

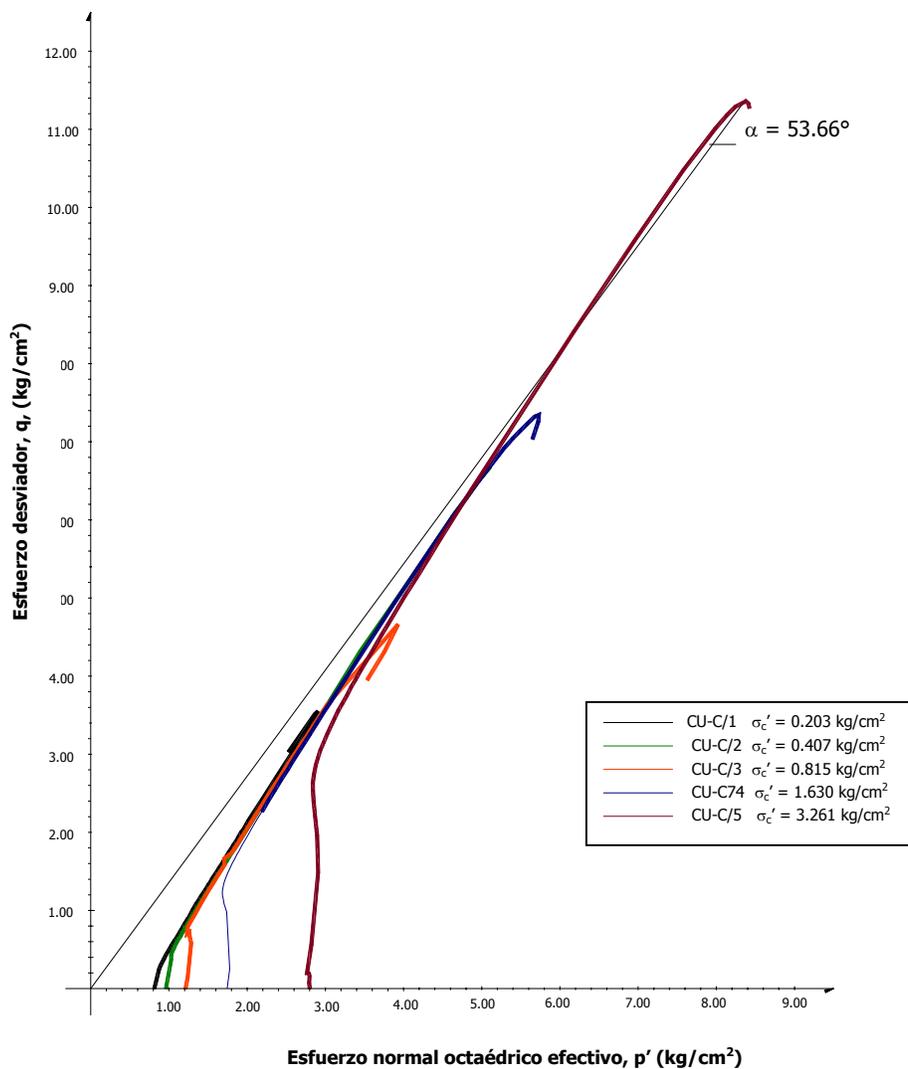


Fig. 4.7 Trayectorias de Esfuerzo de los ensayos CU
Muestra Contaminada

**Círculos de Mohr en términos de esfuerzos efectivos para el criterio de la Relación de Esfuerzos Principales Máximos.
Ensayes CU. Muestra Contaminada**

b) Ensayes CD

Las características de la probetas del grupo de ensayos CD, se muestran en la tabla siguiente:

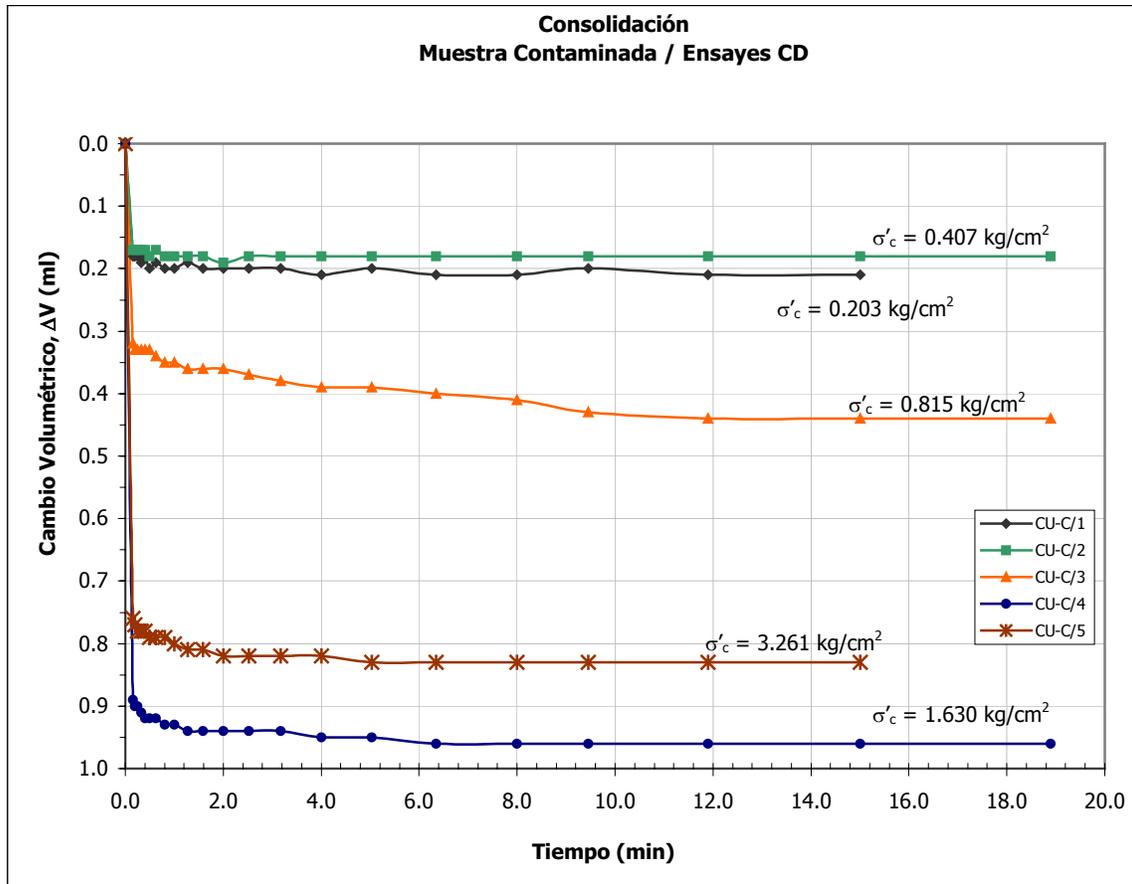
**Tabla 4.11 Características de los ensayos CD.
Muestra Contaminada**

CONCEPTO	PROBETA					
	CD - C/1	CD - C/2	CD - C/3	CD - C/4	CD - C/5	
Diámetro (cm)	3.59	3.60	3.54	3.59	3.60	
Altura (cm)	8.35	8.32	7.86	8.35	8.33	
Peso (gr)	131.80	131.80	120.05	131.80	131.80	
Area (cm ²)	10.14	10.18	9.82	10.14	10.16	
Volumen (cm ³)	84.64	84.70	77.14	84.62	84.57	
C _r (%)	60.00					
γ _{probeta} (gr/cm ³)	1.557	1.556	1.556	1.558	1.557	
γ _{seco} (gr/cm ³)	1.557					
Dif. de γ's =	(Decimal)	-0.001	0.001	0.000	-0.001	0.000
	(%)	-0.06	0.06	0.04	-0.09	0.01

Los datos del coeficiente B, del esfuerzo efectivo de consolidación y del volumen máximo desalojado durante la consolidación son: (ver fig. 4.9):

**Tabla 4.12 Datos de consolidación de los ensayos CD
Muestra Contaminada**

CONCEPTO	PROBETA				
	CD - C/1	CD - C/2	CD - C/3	CD - C/4	CD - C/5
B _{sat} saturación (%)	97.52	99.25	97.06	97.97	97.97
σ' consolidación (kg/cm ²)	0.203	0.407	0.815	1.630	3.261
V _{max} desalojado (consolidación) (ml)	0.21	0.18	0.44	0.96	0.83
Tiempo de consolidación (min)	15.00	18.90	18.90	18.90	15.00



**Fig. 4.9 Curvas de consolidación de ensayos CD.
Muestra Contaminada**

Los resultados obtenidos para el criterio de falla del esfuerzo desviador máximo, se muestran en la tabla 4.13, mientras que en la figura 4.10, se presentan el grupo de gráficas que se obtuvieron durante el proceso de falla.

Por otra parte, para el criterio de falla definido como la relación de esfuerzos principales máximos, se obtuvieron el grupo de datos mostrados en la tabla 4.14, correspondiéndoles a cada uno de ellos las gráficas mostradas en la figura 4.11.

Mientras que en la figura 4.11, se muestran las trayectorias de esfuerzo obtenidas en la serie de ensayos CD, de las muestras contaminadas.

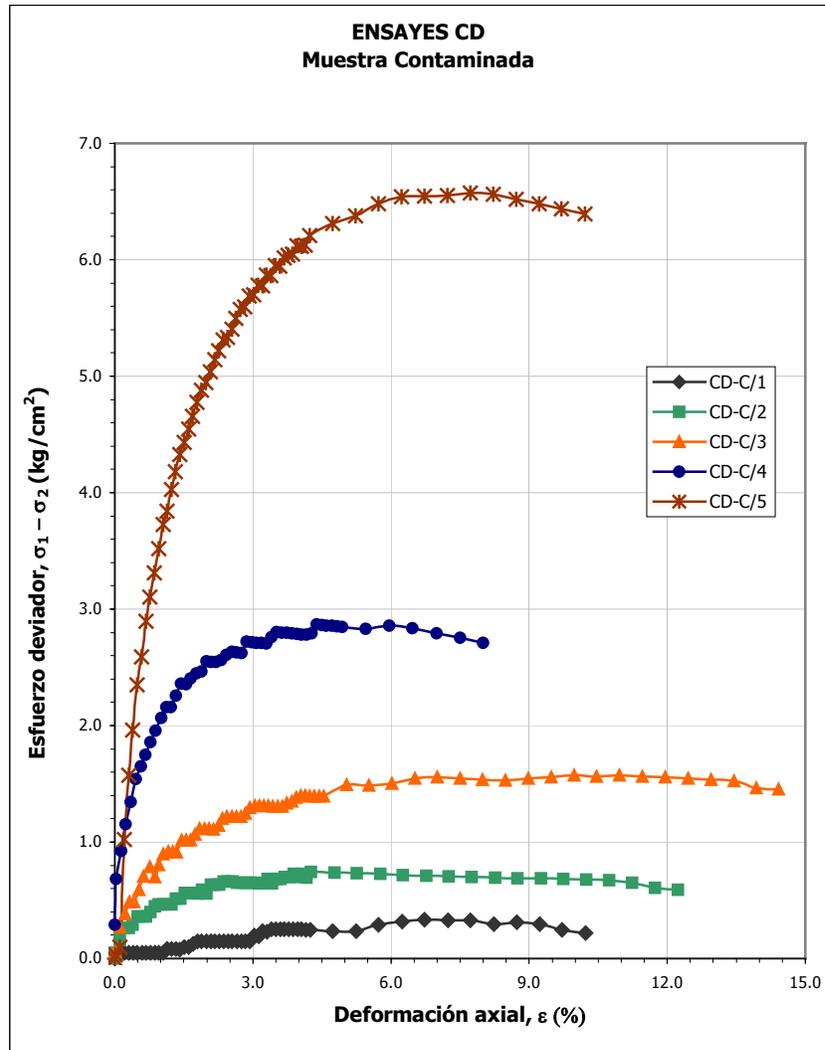


Fig. 4.10 Curvas de esfuerzo desviador. Ensayes CD.
Muestra Contaminada

Tabla 4.13 Criterio de Falla de los ensayos CD: ESFUERZO DESVIADOR MÁXIMO
Muestra Contaminada

Ensaye	$\sigma'_1 - \sigma'_3$ kg/cm ²	σ'_3 kg/cm ²	σ'_1 kg/cm ²	ϕ (°)	ϵ_{max} %	E kg/cm ²	
CD - C/	1	0.35	0.20	27.50	6.60	5.30	
	2	0.70	0.41	27.50	5.25	13.33	
	3	1.50	0.82	28.63	9.00	16.67	
	4	2.81	1.63	4.44	27.56	6.00	46.83
	5	6.58	3.26	9.84	30.11	7.60	86.58

$$\phi_{prom} = 28.26^\circ$$

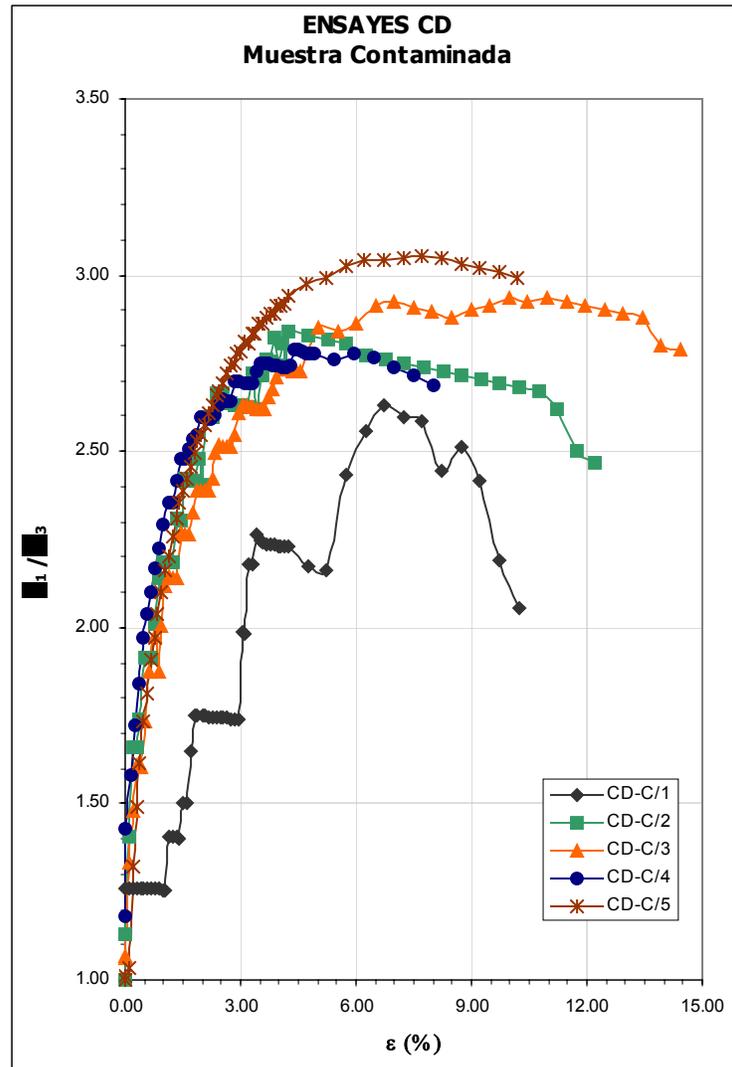


Fig. 4.11 Curvas de la relación de esfuerzos principales.
Muestra Contaminada

Tabla 4.14 Criterio de Falla de los ensayos CD: RELACION DE ESFUERZOS PRINCIPALES
Muestra Contaminada

Ensaye	$\sigma'_1 - \sigma'_3$ kg/cm ²	σ'_3 kg/cm ²	σ'_1 kg/cm ²	ϕ (°)	ϵ_{max} %	E kg/cm ²	
CD - C/	1	2.61	0.20	0.53	28.47	6.60	39.55
	2	2.82	0.41	1.15	30.10	4.20	67.14
	3	2.91	0.82	2.37	30.26	8.50	34.24
	4	2.79	1.63	4.55	30.18	5.40	51.67
	5	3.05	3.26	9.95	31.39	7.70	39.61

$\phi_{prom} =$ **30.41°**

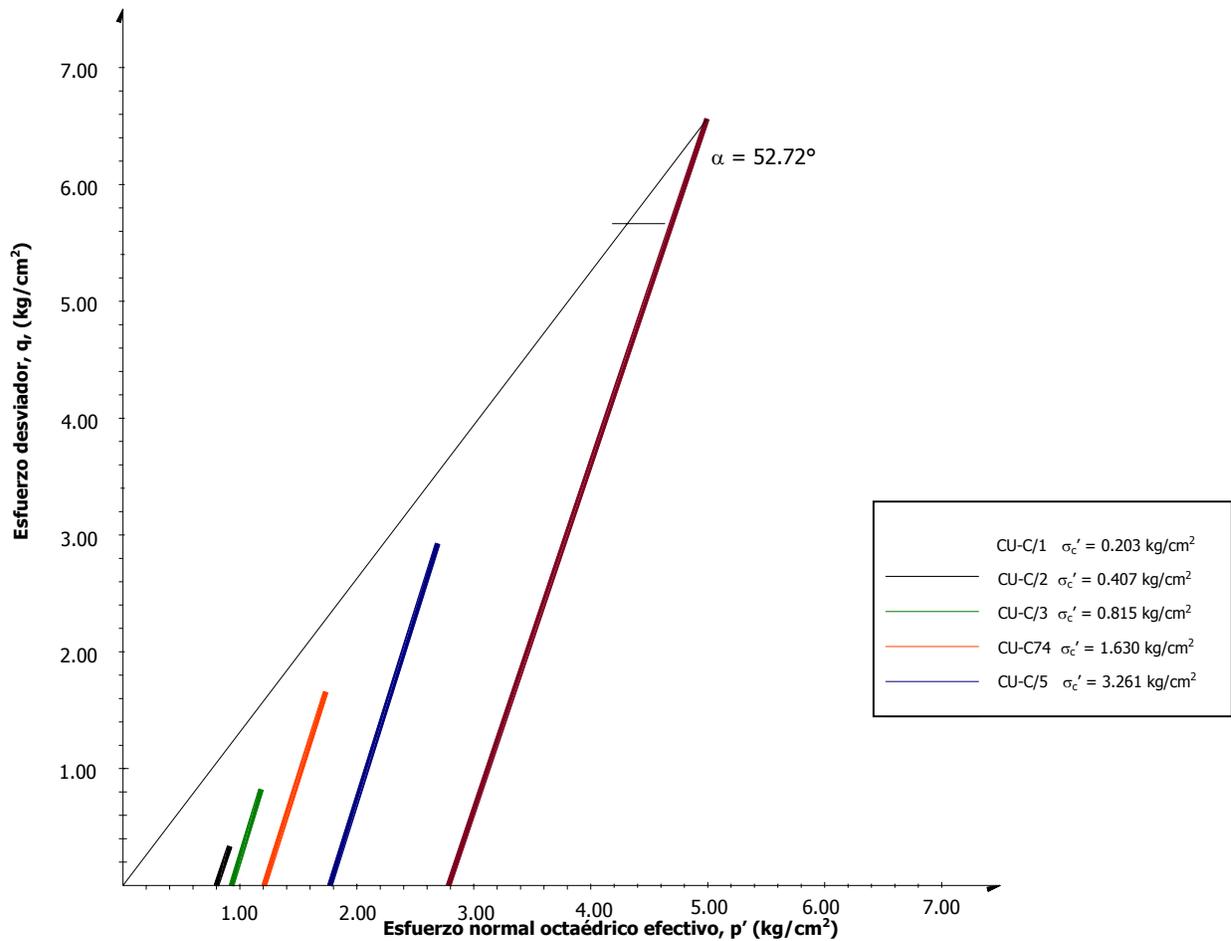


Fig. 4.12 Trayectoria de esfuerzo de los ensayos CD
Muestra Contaminada

Como en el caso anterior, la envolvente de Mohr se obtuvo a partir del criterio de falla de la relación de esfuerzos principales máximos, mostrándose el resultado obtenido en la figura 4.13.

Fig. 4.13 Círculos de Mohr en términos de esfuerzos efectivos para el criterio de la Relación de Esfuerzos Principales Máximos

Ensayes CD. Muestra Contaminada

▪ **MUESTRA NO CONTAMINADA**

a) **Ensayes CU**

El conjunto de muestras que se ensayaron en la modalidad consolidada – no drenada, esta definida por las siguientes características:

**Tabla 4.15 Características de los ensayos CU.
Muestra No Contaminada**

CONCEPTO		PROBETA				
		CU-NC/1	CU-NC/2	CU-NC/3	CU-NC/4	CU-NC/5
Diámetro	cm	3.59	3.63	3.63	3.63	3.59
Altura	cm	8.34	8.20	8.20	8.19	8.34
Peso	gr	124.30	124.57	124.57	124.57	124.30
Area	cm ²	10.15	10.35	10.36	10.37	10.14
Volumen	cm ³	84.62	84.82	84.90	84.89	84.59
C _r	%	60.00				
γ _{probeta}	gr/cm ³	1.469	1.469	1.467	1.467	1.469
γ _{seco}	gr/cm ³	1.468				
Dif. de γ's =	decimal	-0.001	0.000	0.001	0.001	-0.001
	%	-0.08	-0.04	0.10	0.08	-0.12

Los valores del esfuerzo efectivo, el volumen máximo de agua desalojado y el tiempo en el que se ejecutó el proceso de consolidación, así como el valor del coeficiente B durante la saturación, se muestran en la tabla 4.16, mientras que en la figura 4.14, se muestran las curvas de consolidación correspondientes:

**Tabla 4.16 Datos de consolidación de los ensayos CU
Muestra No Contaminada**

CONCEPTO		PROBETA				
		CU-NC/1	CU-NC/2	CU-NC/3	CU-NC/4	CU-NC/5
B _{saturación}	%	98.00	97.98	97.98	97.98	97.59
σ' _{consolidación}	kg/cm ²	0.203	0.407	0.815	1.630	3.261
Vol _{max desalojado (consolidación)}	ml	0.29	0.32	0.70	0.55	0.73
Tiempo de consolidación	min	15.00	15.00	18.90	18.90	18.90

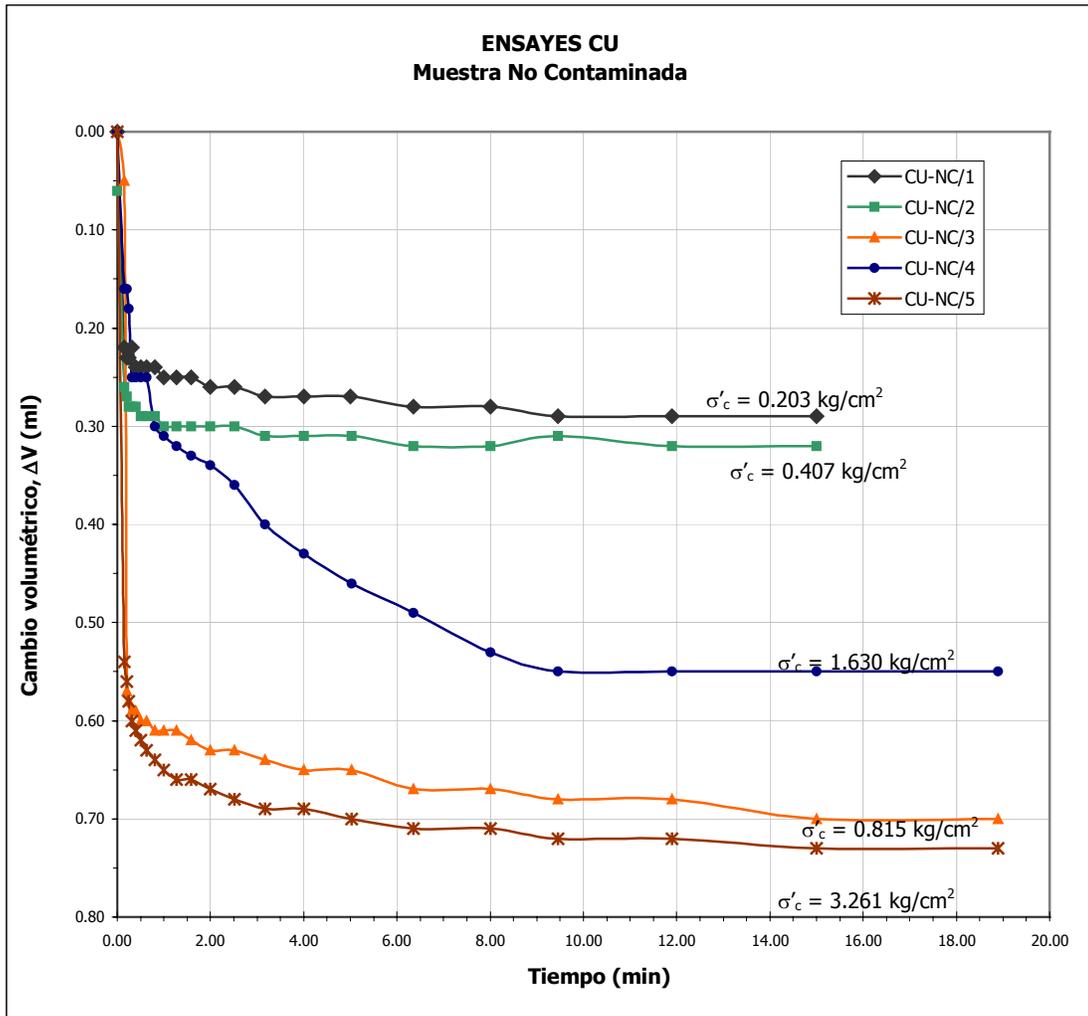


Fig. 4.14 Curvas de consolidación de los ensayos CU.
Muestra No Contaminada

Como en el caso de las muestras de suelo contaminado, en este caso se revisaron los criterios de falla correspondientes al esfuerzo desviador y la relación de esfuerzos principales, ambos en términos de esfuerzos efectivo, por lo que el comportamiento de la presión de poro durante la etapa de falla, se muestra en la figura 4.15.

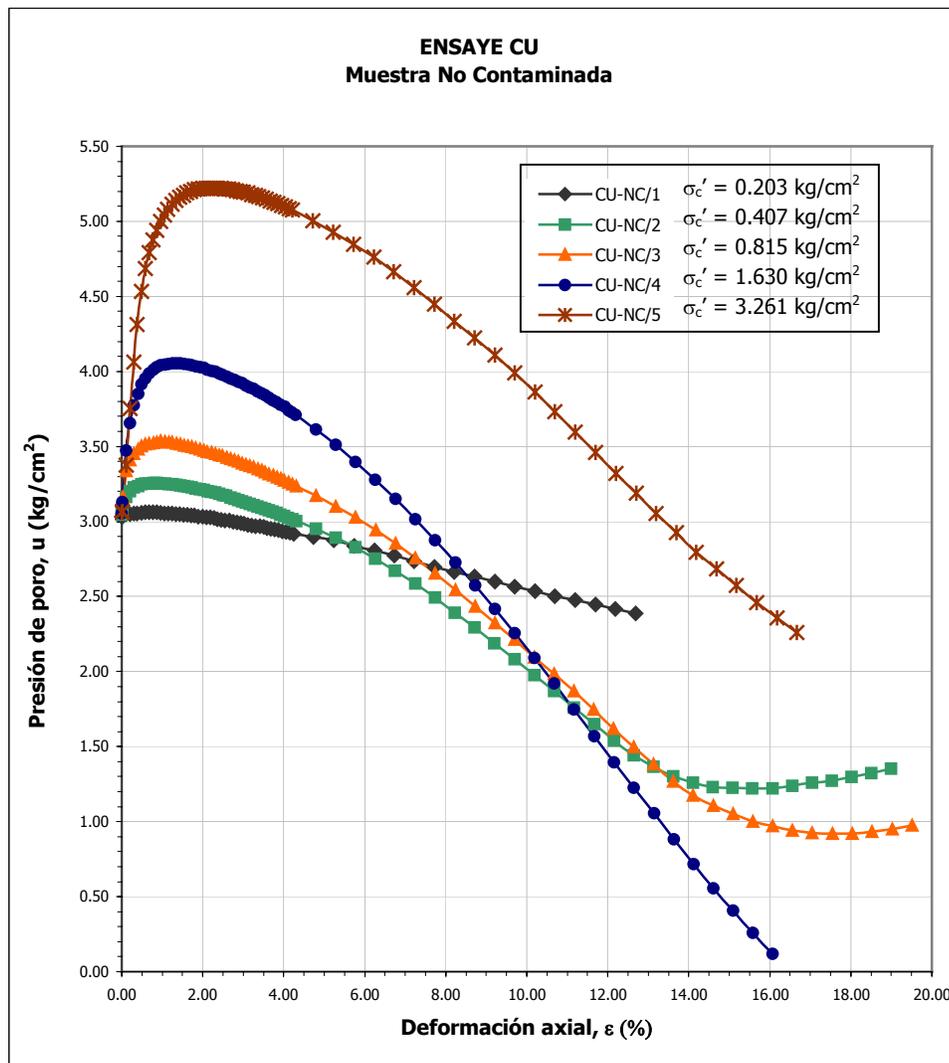


Fig. 4.15 Presión de poro vs deformación axial en la etapa de falla.
Muestra No Contaminada

Para el criterio del esfuerzo desviador máximo obsérvese la tabla 4.17 y la figura 4.16. Por otra parte, para el criterio de la relación de esfuerzos principales máximo, se muestran los resultados en la tabla 4.18 y la figura 4.17, y por último se muestran las trayectorias de esfuerzo en la figura 4.18.

La envolvente de Mohr se muestra en la figura 4.29, tomado en cuenta el criterio de falla de la relación de esfuerzos principales máximo para su construcción.

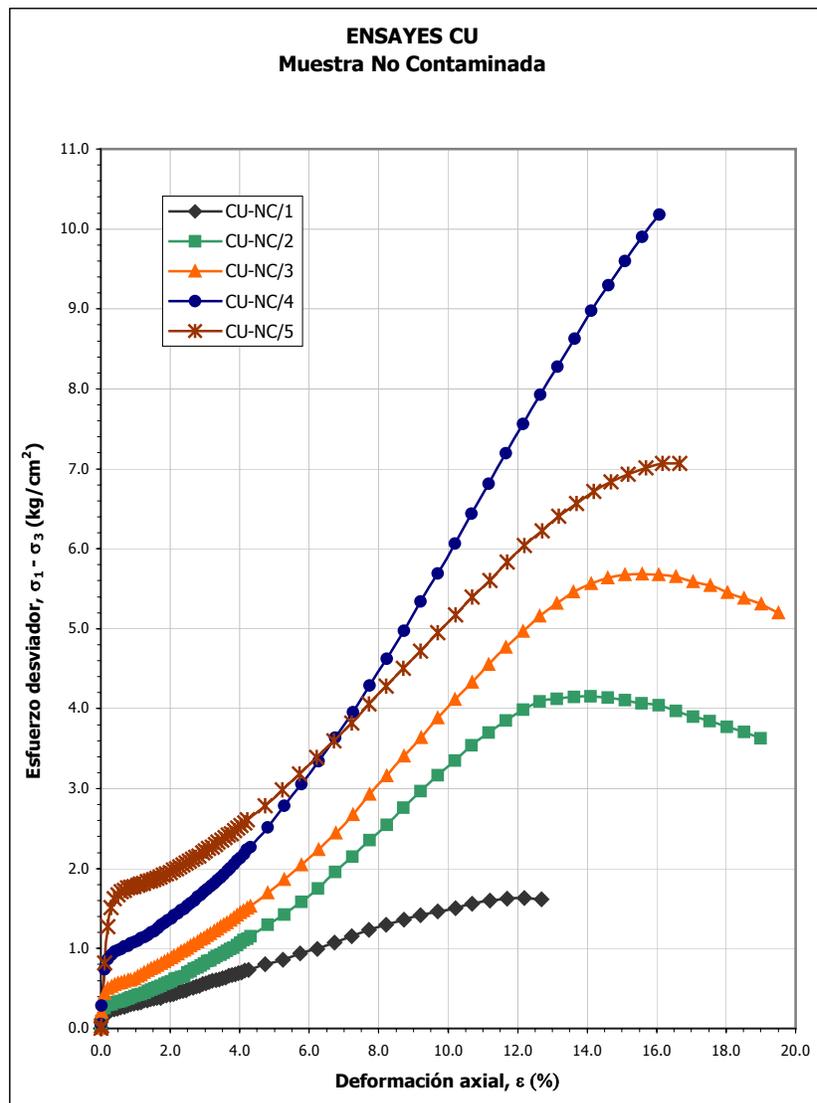


Fig. 4.16 Curvas de esfuerzo desviador. Ensayes CU.
Muestra No Contaminada

Tabla 4.17 Criterio de Falla de los ensayos CU: ESFUERZO DESVIADOR MÁXIMO
Muestra No Contaminada

Ensaye	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϕ (°)	ϵ_{max} %	E kg/cm ²	
CU - NC/	1	1.60	0.86	2.46	29.73	12.10	13.22
	2	4.21	2.05	6.26	30.46	14.10	29.86
	3	5.70	2.87	8.57	29.85	15.60	36.54
	4	7.10	4.49	14.66	29.36	16.10	44.10
	5	10.22	3.92	11.02	32.07	16.20	63.09

$$\phi_{prom} = \boxed{30.29^\circ}$$

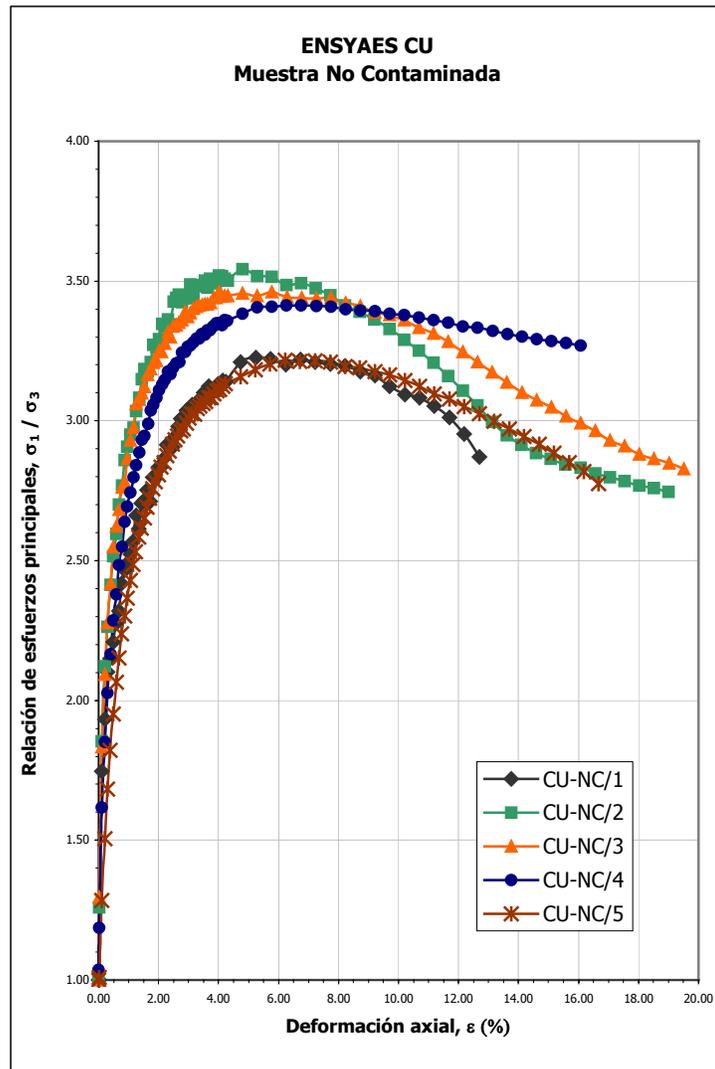
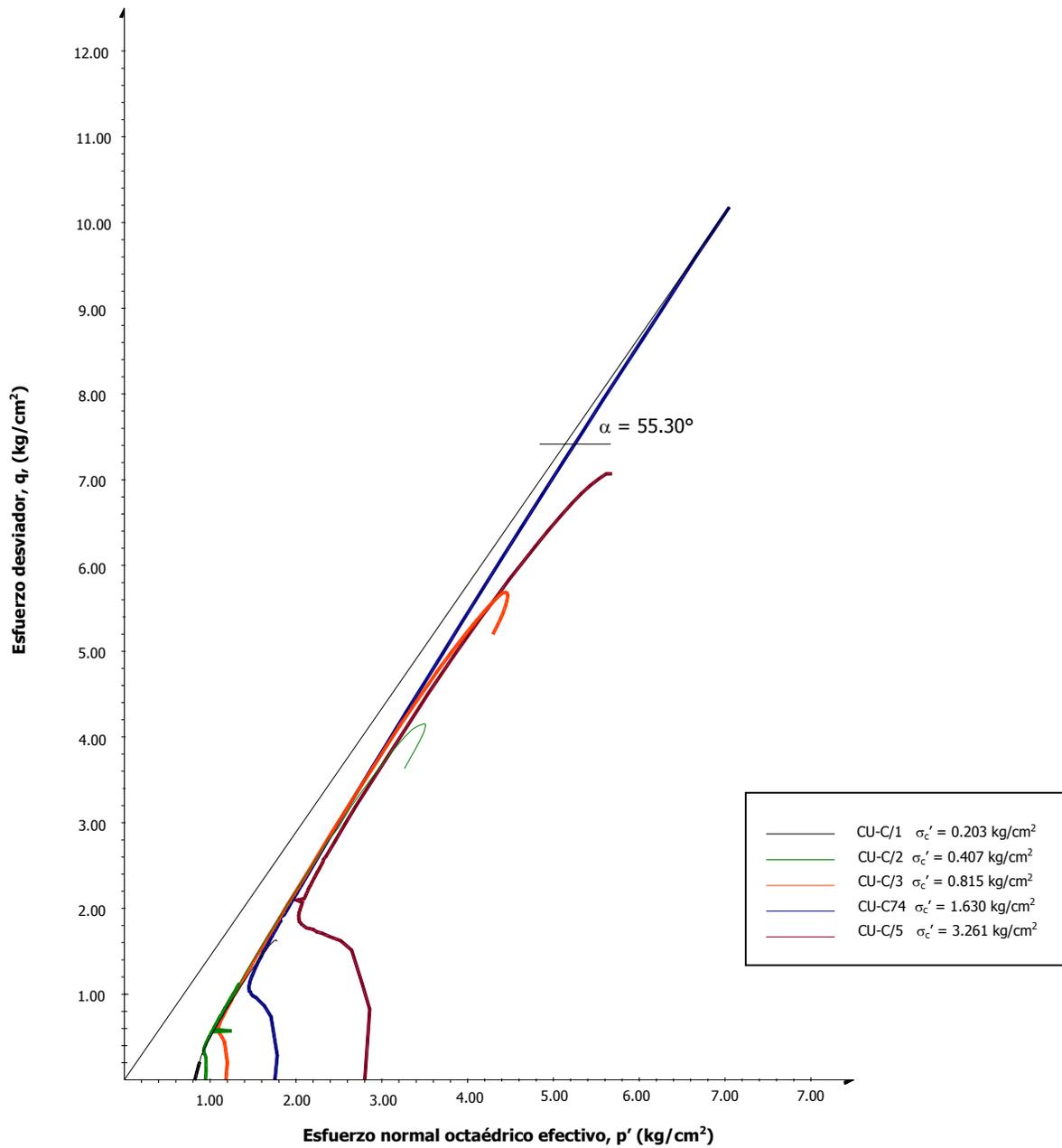


Fig. 4.17 Curvas de la relación de esfuerzos principales máximos.
Muestra No Contaminada

Tabla 4.18 Criterio de Falla de los ensayos CU: RELACIÓN DE ESFUERZOS PRINCIPALES MÁXIMOS
Muestra No Contaminada

Ensaye	σ_1 / σ_3 kg/cm ²	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϕ (°)	ϵ_{max} %	E kg/cm ²	
CU - NC/	1	3.20	0.38	1.22	31.60	6.25	51.20
	2	3.55	0.56	1.97	34.00	4.75	74.74
	3	3.42	1.04	3.57	33.20	5.25	65.14
	4	3.40	1.54	5.23	33.10	6.25	54.40
	5	3.21	1.62	5.20	31.60	6.75	47.56

$\phi_{prom} =$ **32.15°**



**Fig. 4.18 Trayectorias de esfuerzo de los ensayos CU
Muestra No Contaminada**

De la envolvente de Mohr, podemos observar que el valor del ángulo de fricción interna es $\phi = 32.15^\circ$ y el de la cohesión es de $c = 0.04 \text{ kg/cm}^2$

Fig. 4.20 Círculos de Mohr en términos de esfuerzos efectivos para el criterio de la Relación de Esfuerzo s Principales Máximos
.Muestra No Contaminada

b) Ensayes CD

Las dimensiones del grupo de probetas ensayadas en la modalidad consolidada – drenada, son:

**Tabla 4.19 Características de los ensayos CD.
Muestra No Contaminada**

CONCEPTO	PROBETA					
	CD-NC/1	CD-NC/2	CD-NC/3	CD-NC/4	CD-NC/5	
Diámetro cm	3.60	3.60	3.66	3.66	3.66	
Altura cm	8.33	8.33	8.08	8.08	8.07	
Peso gr	124.30	124.30	124.57	124.57	124.57	
Area cm ²	10.17	10.17	10.51	10.50	10.52	
Volumen cm ³	84.67	84.71	84.88	84.86	84.87	
C _r %	60.00					
γ _{probeta} gr/cm ³	1.468	1.467	1.468	1.468	1.468	
γ _{seco} gr/cm ³	1.468					
Dif. de γ's =	decimal	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000
	%	0.02	0.08	0.06	0.03	0.04

Los valores alcanzados en el coeficiente B de saturación, se muestran en la tabla 4.20, así como los valores utilizados en la etapa de consolidación, en lo que respecta a esfuerzo efectivo de consolidación, volumen máximo desalojado durante el proceso y tiempo de consolidación de la probeta.

**Tabla 4.20 Datos de Consolidación de los ensayos CD
Muestra NO Contaminada**

CONCEPTO	PROBETA				
	CD-NC/1	CD-NC/2	CD-NC/3	CD-NC/4	CD-NC/5
B _{saturación} %	97.99	97.90	98.50	97.55	98.99
σ' _{consolidación} kg/cm ²	0.203	0.407	0.815	1.630	3.261
Vol _{max desalojado (consolidación)} ml	0.35	0.31	0.44	0.80	1.17
Tiempo de consolidación min	15.00	18.90	18.90	18.90	18.90

Las graficas de consolidación del grupo de ensayos no contaminados CD, se muestran en la figura 4.20

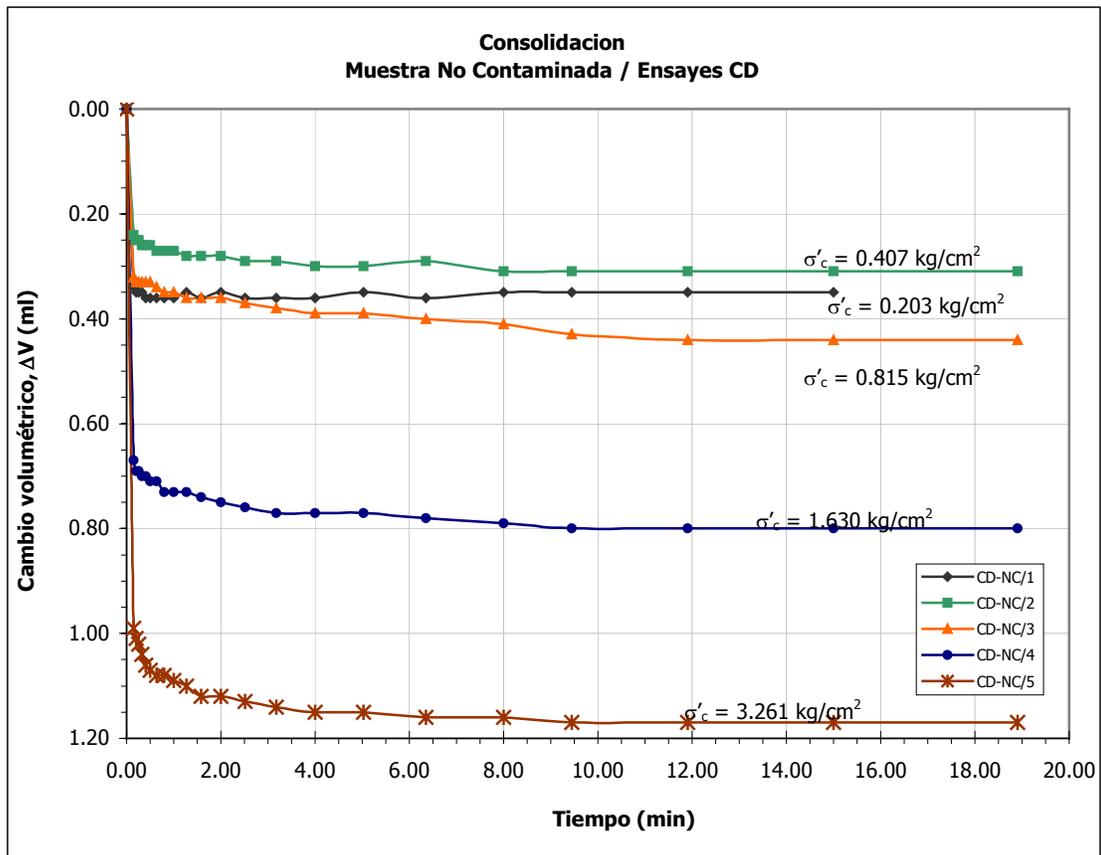


Fig. 4.20 Curvas de consolidación de los ensayos CD.
Muestra No Contaminada

Los resultados obtenidos para el criterio de falla del esfuerzo desviador máximo, son los mostrados en la tabla 4.21 y en la figura 4.21

Los resultados obtenidos en el criterio de falla de la relación de esfuerzos principales máximo, se muestran en la tabla 4.22 (ver fig. 4.22), mientras que las trayectorias de esfuerzo se muestran en la figura 4.24

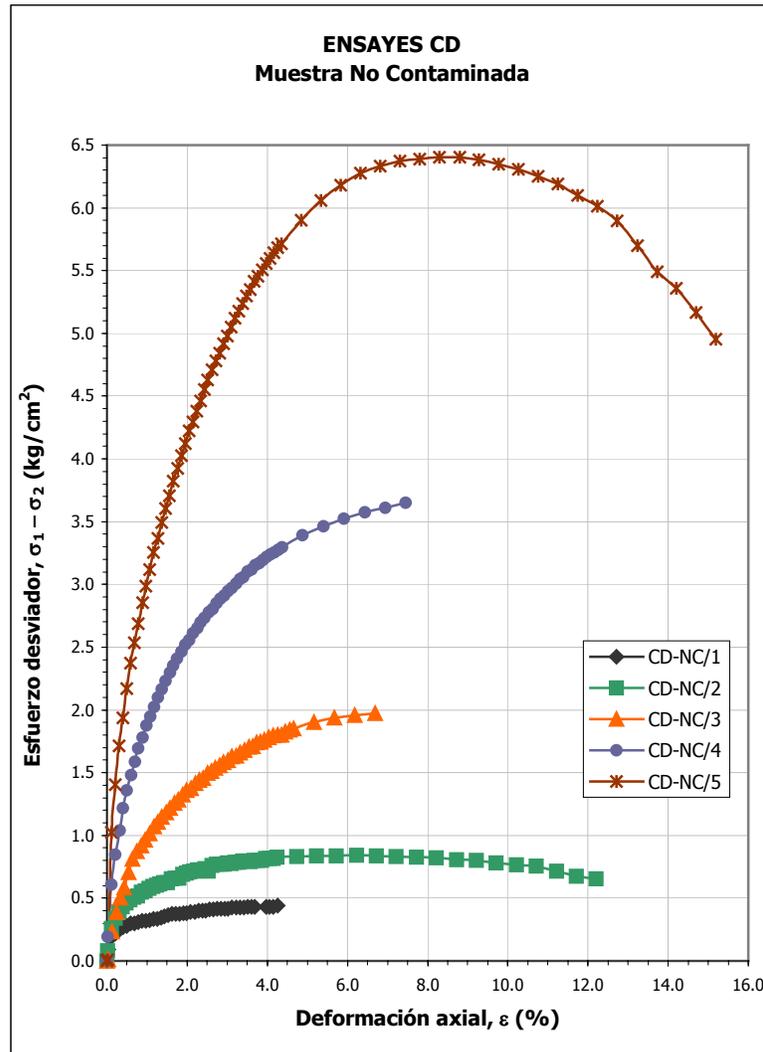


Fig. 4.21 Curvas de esfuerzos desviador. Ensayes CD
Muestra No Contaminada

Tabla 4.21 Criterio de Falla de los ensayos CD: ESFUERZO DESVIADOR MÁXIMO
Muestra No Contaminada

Ensaye	σ_1 / σ_3 kg/cm ²	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϕ (°)	ϵ_{max} %	E kg/cm ²	
M402	1	0.48	0.21	0.69	30.30	4.20	11.43
	2	0.81	0.44	1.25	29.56	6.70	12.09
	3	1.98	0.82	2.80	34.74	6.60	30.00
	4	3.68	1.63	5.31	35.67	7.50	49.07
	5	6.40	3.26	9.66	29.80	8.80	72.73

$\phi_{prom} =$ **32.01°**

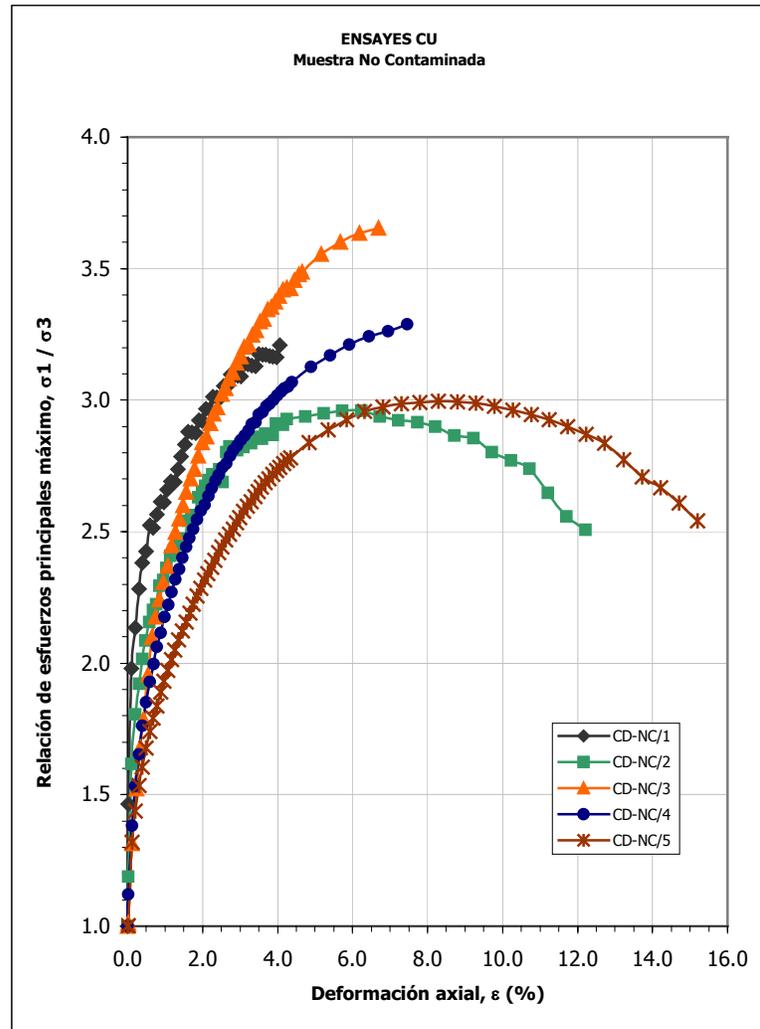


Fig. 4.22 Curvas de la relación de esfuerzos principales. Ensayes CD
Muestra No Contaminada

Tabla 4.22 Criterio de Falla de los ensayos CD: RELACION DE ESFUERZOS PRINCIPALES MÁXIMOS
Muestra No Contaminada

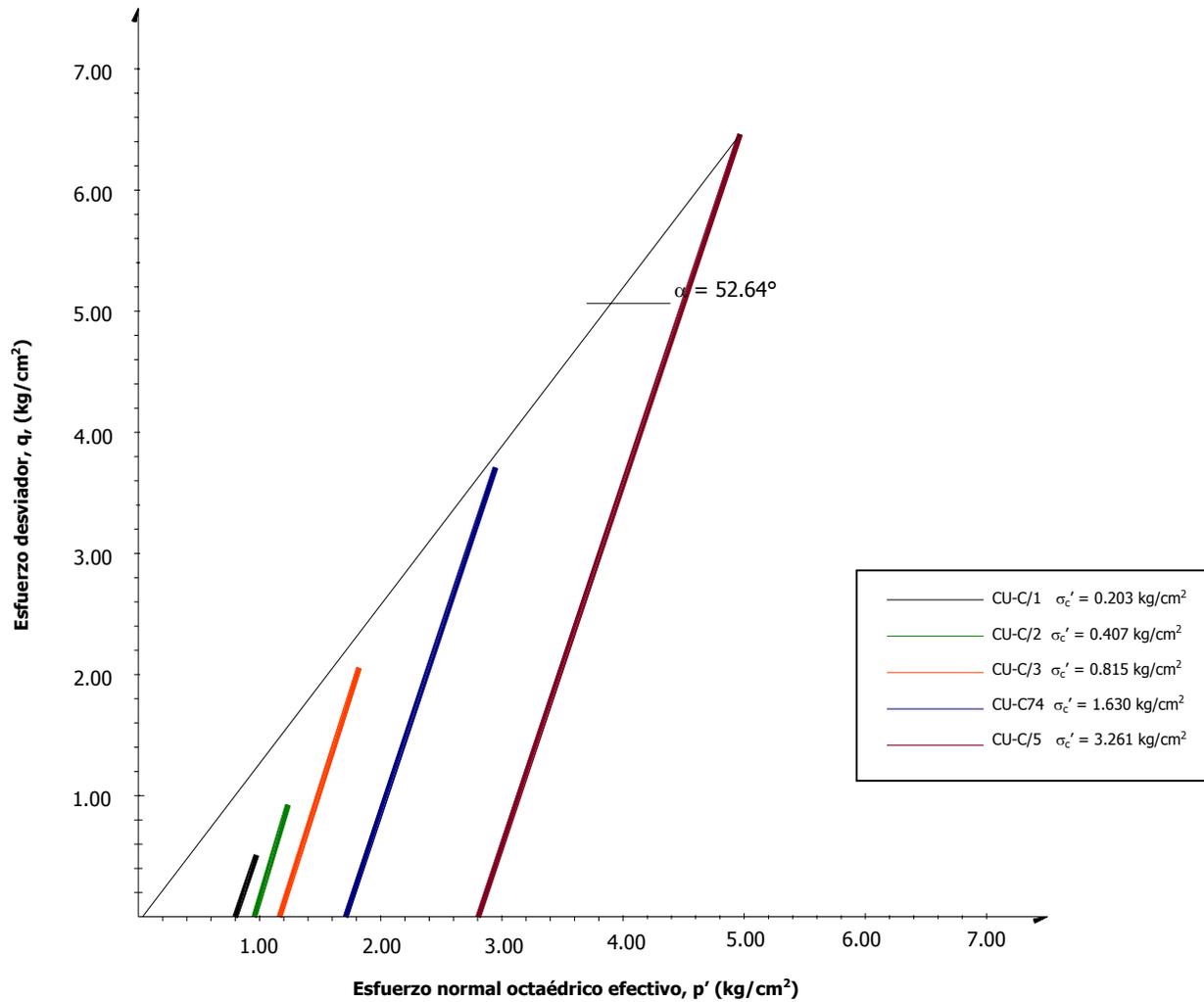
Ensaye	σ_1 / σ_3 kg/cm ²	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	ϕ (°)	ϵ_{max} %	E kg/cm ²	
CD - NC/	1	3.20	3.26	10.44	35.78	4.10	78.05
	2	2.95	3.47	10.22	35.76	6.00	49.17
	3	3.65	3.87	14.14	36.11	6.60	55.30
	4	3.80	4.69	17.82	36.01	7.50	50.67
	5	3.00	6.32	18.96	34.65	8.30	36.14

$$\phi_{prom} = \mathbf{35.68^\circ}$$

Ensayes CD. Muestra No Contaminada

Fig. 4.24 Círculos de Mohr en términos de esfuerzos efectivos para el criterio de la Relación de Esfuerzos Principales Máximos.

**Tabla 4.19 Resumen de Resultados de ensayos triaxiales CU y CD
Muestra Contaminada y No contaminada**



**Fig. 4.23 Trayectorias de Esfuerzo. Serie de ensayos CD
Muestra No Contaminada**

La envolvente de Mohr se trazó de acuerdo a los resultados obtenidos por el criterio de falla definido por la relación de esfuerzos principales máximos (ver fig. 4.24), en la cual se observa que el ángulo de fricción interna de este grupo de ensayos es $\phi = 35.68^\circ$

Finalmente, en la tabla 4.23, se muestra un resumen de los resultados obtenidos en las series de ensayos triaxiales CU y CD, para las muestras contaminadas y no contaminadas.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Como se mencionó en el Capítulo 1 - Introducción, el objetivo de esta tesis es el de verificar los cambios que se presentan en un suelo contaminado con hidrocarburos en relación con el mismo suelo pero sin presencia del contaminante, por lo tanto, a continuación se enlistan y se comentan los resultados obtenidos en el programa experimental.

5.1 Pruebas índice.

En la tabla 4.2 Resultados de las pruebas índice, del capítulo 4, se ven claramente las variaciones de las propiedades, y de acuerdo a esto, se menciona que:

1. La densidad de sólidos aumenta en suelos contaminados con relación a la densidad de sólidos del suelo no contaminado
2. Los pesos volumétricos mínimos y máximos del suelo contaminado son mayores que los del suelo no contaminado

Este efecto, probablemente se presenta debido a que con el tiempo una parte de los componentes del hidrocarburo se volatilizan dejando únicamente los materiales pesados, los cuales se adhieren a las partículas de suelo, lo que provoca un aumento en la densidad de sólidos y los pesos volumétricos. Cabe mencionar que estas partículas de hidrocarburo, cuando están en estado seco, presentan una consistencia sólida, pero en presencia de agua y bajo la influencia de la presión, la

consistencia se vuelve más bien viscosa. Siendo poco resistentes en estado seco, ya que se disgregan fácilmente con los dedos.

5.2 Ensayes de permeabilidad.

1. El valor del coeficiente de permeabilidad es menor en el material contaminado que en el no contaminado, esto se debe a que la presencia del contaminante en la masa de suelo hace que el flujo de agua sea más lento, ya que las partículas de contaminante obstruyen los poros.
2. Como se mencionó en el capítulo 3, el permeámetro de paredes flexibles, permite simular un estado de esfuerzos en la muestra, lo que genera cambios en el valor del coeficiente de permeabilidad, ya que este disminuye conforme aumenta la presión de confinamiento en la celda de prueba.

5.3 Ensayes triaxiales.

1. Los resultados de los ensayos triaxiales están afectados por la velocidad de deformación que en este caso se considera alta (10 %/h), ya que el rango de velocidades es de 2 a 5 %/h de acuerdo en lo estipulado por las especificaciones ASTM en la norma D - 4767.

Como consecuencia de este efecto, la relación de esfuerzos principales ($\sigma'1/\sigma'3$), en la falla es mayor por lo que el ángulo ϕ tiende a crecer y por lo tanto la resistencia al esfuerzo cortante también.

De acuerdo a los estudios realizados por Martínez Vázquez (2004), a mayor velocidad de deformación, el material tiende a responder como un material más rígido y más resistente.

2. El valor máximo obtenido en la relación de esfuerzos principales máximos y la deformación asociada a ese valor en los ensayos CU, es menor en los suelos contaminados que en los suelos no contaminados, como se ve claramente en las figuras 5.1, en donde se compara el comportamiento del material contaminado y el material no contaminado bajo las mismas condiciones de prueba.:

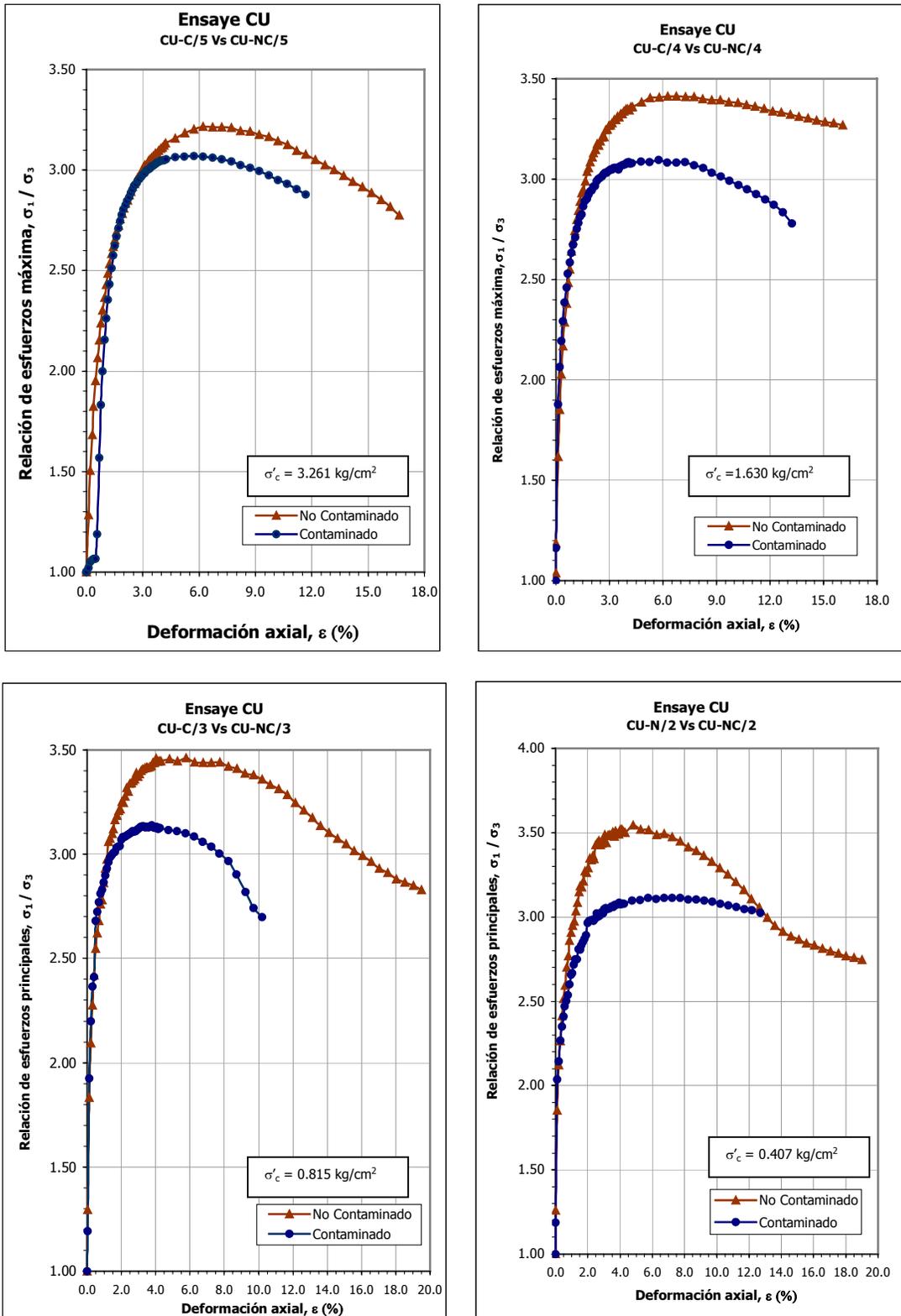


Fig. 5.1 Graficas comparativas del comportamiento durante la falla de ensayos CU con material contaminado y no contaminado

3. Para el caso de los ensayos CD, los resultados son semejantes, es decir, el valor máximo de la relación de esfuerzos principales y su respectivo valor de deformación axial unitaria, es menor en suelos contaminados que el obtenido en los suelos no contaminados, como se observa en las gráficas de la figura 5.2

4. En los ensayos CD, se presentó el efecto de expansión en la etapa de falla, es decir, durante un período determinado de tiempo, que varió de acuerdo a las condiciones en las que se ensayó cada una de las probetas, la probeta desalojó una cantidad determinada de agua para posteriormente recuperarla. Es decir, hubo un punto tal de esfuerzo que provocó una expansión en lugar de una contracción de volumen.

La expansión en las probetas de arena, se da debido a que las partículas buscan un arreglo entre ellas que les permita soportar la carga a la que son sometidas, es decir, cabalgan las superficies de contacto unas sobre otras lo que produce una disminución temporal y local de la presión de poro entre espacios intersticiales, los cuales aumentan de tamaño lo que genera una succión de agua, en lugar de una expulsión de la misma, produciendo una vez más que se uniformice la presión de poro pero ahora con un nuevo arreglo de partículas, trayendo consigo un aumento de volumen, este valor se observa durante el ensaye como un volumen negativo.

En las gráficas que se muestran en la figura 5.3, podemos observar la variación de la deformación volumétrica vs la deformación lineal, ambas en por ciento, en las muestra contaminadas en comparación con las no contaminadas, como se observa, cuando la deformación volumétrica en vez de estabilizarse, cae, es entonces cuando el fenómeno de expansión se presenta.

En este conjunto de gráficas, también se observa que en las probetas de material contaminado la deformación volumétrica es menor que en las no contaminadas.

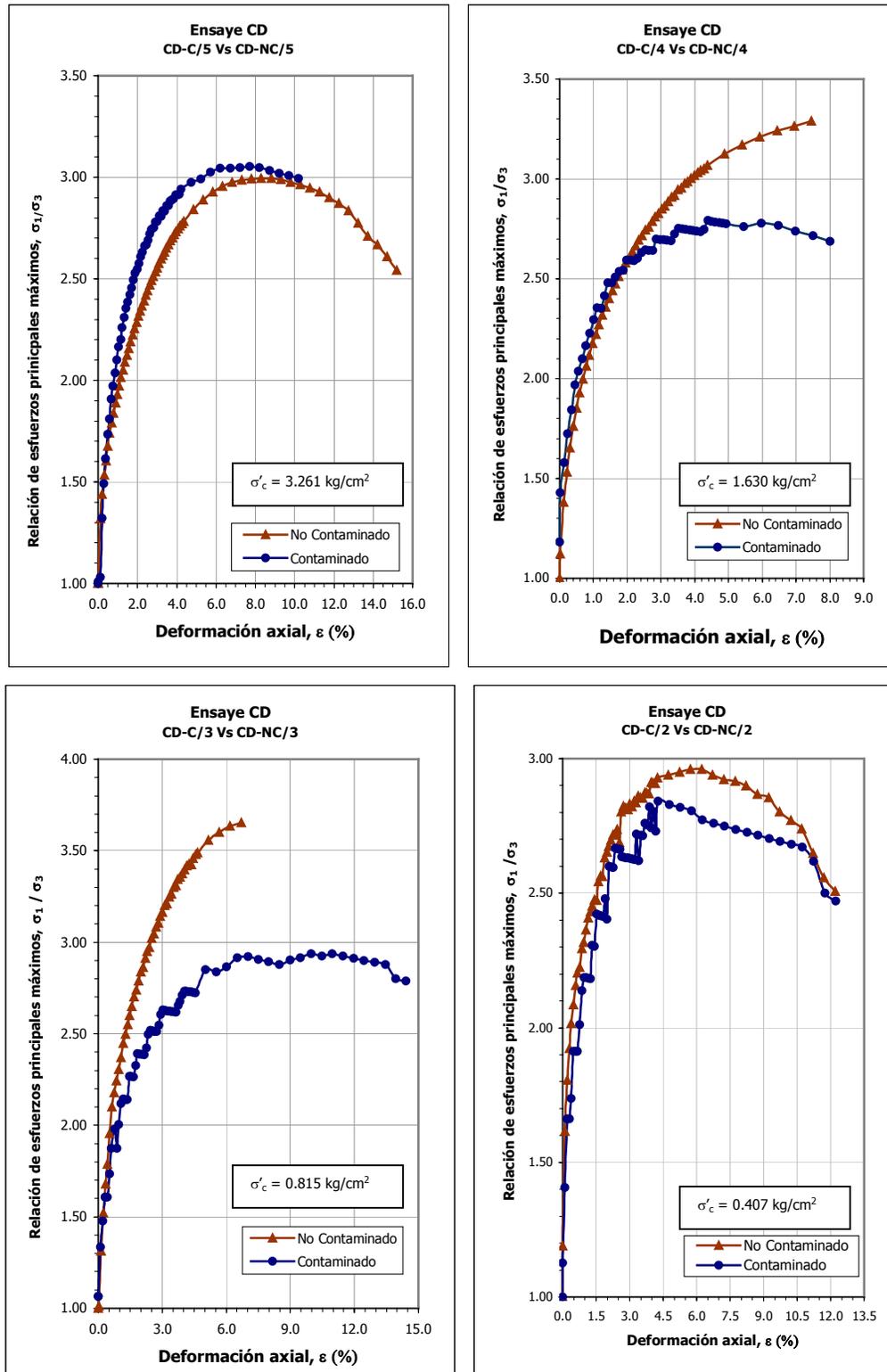


Fig. 5.2 Graficas comparativas del comportamiento durante la falla de ensayos CD con material contaminado y no contaminado

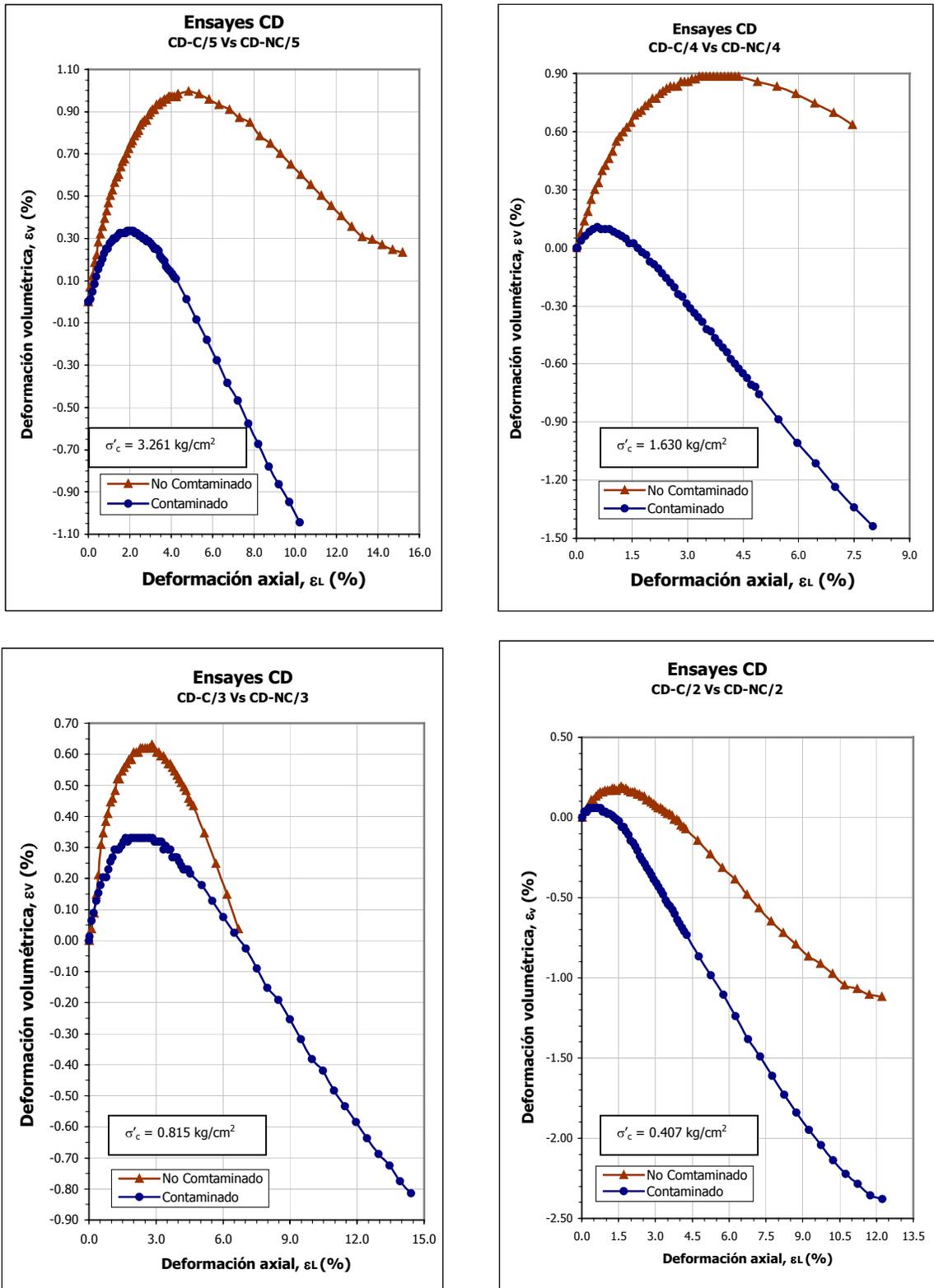


Fig. 5.3 Graficas comparativas del comportamiento durante la falla de los parámetros de deformación volumétrica y axial unitaria para muestras contaminadas y no contaminadas

6. Para definir las características del comportamiento de los ensayos CD, se muestran las gráficas en donde se muestra la relación de esfuerzos principales máximos para cada uno de los ensayos y la deformación volumétrica, ambos vs la deformación lineal, para con ello, definir el nivel de esfuerzo al que se presentó en cada una de las probetas el efecto de succión. Primeramente, se muestran los ensayos con arena contaminada (fig. 5.4a, b, c y d), y posteriormente los ensayos con material no contaminado (fig. 5.5a, b, c y d).

Como se observa en las gráficas mencionadas anteriormente, mientras la deformación lineal y la relación de esfuerzos principales máximos sea mayor, la deformación volumétrica empieza a caer hasta un punto tal, que la recuperación de volumen empieza a ser más rápida, coincidiendo estos puntos con la etapa final de la falla.

Este punto es más claro para los ensayos con material no contaminado que para los ensayos con material contaminado y a mayor esfuerzo de confinamiento, es decir para un $\sigma_c' = 1.630$ y 3.261 kg/cm².

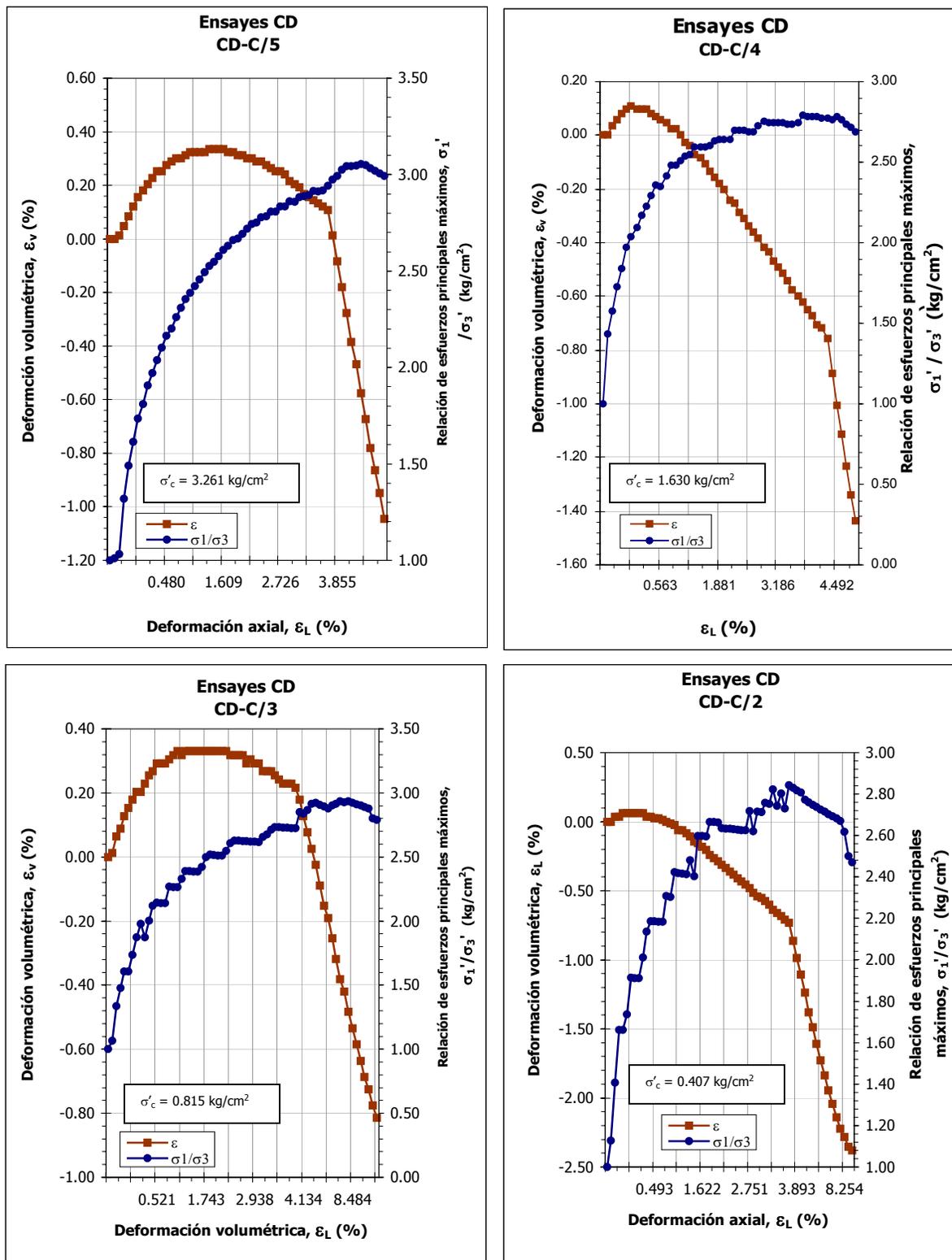


Fig. 5.4 Esfuerzo, Deformación Volumétrica Vs Deformación Lineal
Ensayes CD. Muestras Contaminadas

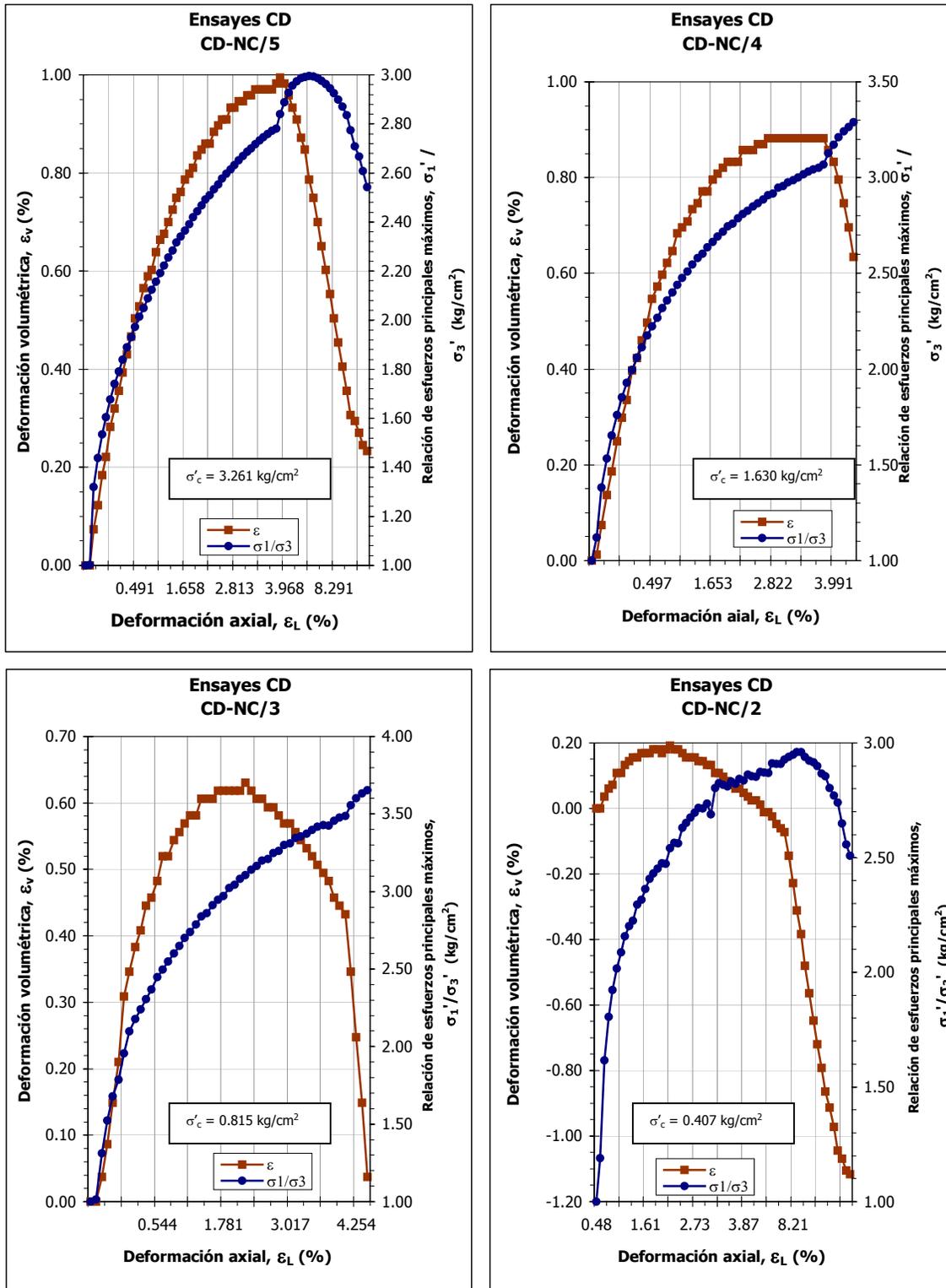


Fig. 5.5 Esfuerzo, Deformación Volumétrica Vs Deformación Lineal
Ensayes CD. Muestras No Contaminadas

7. Para niveles bajo de esfuerzo confinante efectivo, es decir $\sigma' = 0.203 \text{ kg/cm}^2$ (20 kPa), el comportamiento de las probetas contaminadas en el ensaye CD, se vuelve errático, como se muestra en las siguientes graficas:

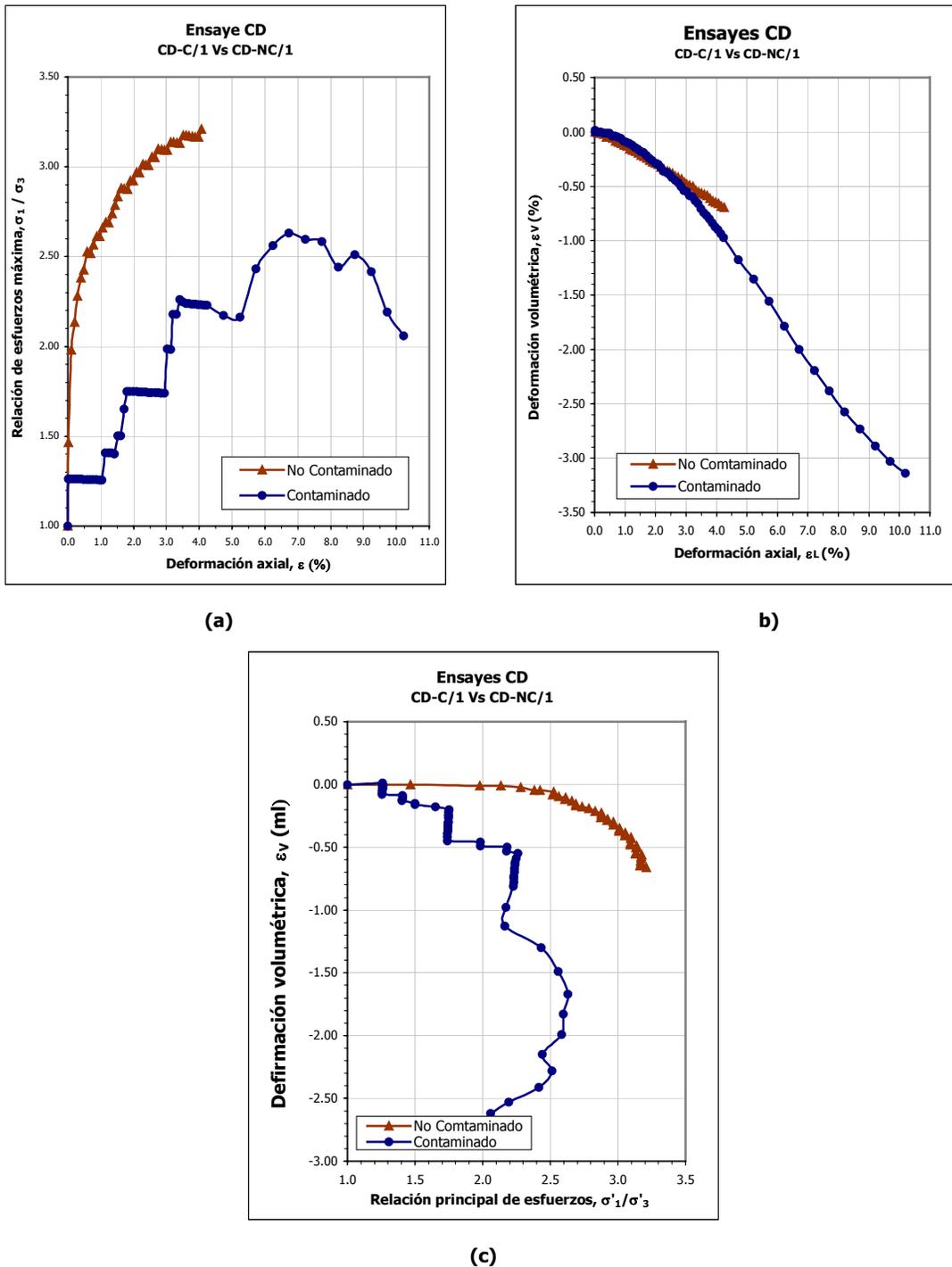


Fig. 5.6 Comportamiento de la muestra contaminada a bajos niveles de esfuerzo confinante efectivo
Ensayos CD

En la figura 5.6 (a), podemos observar como casi inmediatamente la probeta presenta un comportamiento dilatante para muy pequeñas deformaciones, en este ensaye, la presión efectiva de confinamiento juega un papel importante en el comportamiento de la masa de suelo..

8. Los suelos contaminados presentan un ángulo de fricción interna (ϕ) menor que los no contaminados, tanto en los ensayos CU como en los CD, por lo que la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos contaminado es menor que en los no contaminados. Esta variación del ángulo ϕ , es pequeña en los ensayos CU, ya que fue únicamente de 1.77° , es decir es del 5.50%, sin embargo, en los ensayos CD si es considerable, ya que el ángulo de fricción interna varía en un 14.77% (4.12°), lo que trae consigo una disminución considerable de la resistencia al esfuerzo cortante.

Para determinar que tan importante es este cambio en el comportamiento mecánico de la masa de suelo, en el Anexo A, se muestra un ejemplo de capacidad de carga, para los valores del ángulo de fricción interna obtenidos en los ensayos triaxiales CU y CD, para la muestras contaminadas y no contaminadas.

6. CONCLUSIONES

Los efectos de la contaminación de suelos, es un problema que cada día es más importante debido a las dimensiones que está tomando y a los efectos no sólo de tipo ambiental sino también a los cambios que produce en las propiedades mecánicas de los mismos, es por eso que actualmente las investigaciones referidas a la contaminación de suelos, no sólo abarcan los efectos de la contaminación en las tierras de cultivo, las características del flujo de contaminantes en la masa de suelo y su relación con las aguas freáticas, la migración de partículas contaminantes en un medio poroso, sino que también empieza a tomar gran interés el comportamiento mecánico de los suelos contaminados y su relación con el comportamiento de las estructuras que este sustenta.

Estas investigaciones, concluyen que entre los factores que influyen en el comportamiento de los suelos contaminados están: el tipo, las propiedades y características del contaminante; la permeabilidad, el grado de saturación, el tipo y los componentes de la masa de suelo; las condiciones climáticas del sitio en estudio y el tiempo de exposición de la masa de suelo al contaminante. Este último, es un factor de gran importancia ya que esta variable define la magnitud de los efectos, puesto que la degradación de las propiedades mecánicas cambia conforme el material está expuesto al contaminante; es decir, conforme transcurre el tiempo, los componentes ligeros de los hidrocarburos se volatilizan y sólo los elementos pesados que componen al hidrocarburo, se adhieran a la masa de suelo, a su vez tiene lugar la migración de contaminantes de un estrato a otro, produciendo que se

defina la zona de impregnación de la mancha contaminante. La combinación de estos factores definirá la relación agua – contaminante que impregnará a la masa de suelo, la cual no excede 70% de agua por 30% de contaminante. Por lo comentado anteriormente, las características del problema son de tipo local, por lo que los resultados mostrados en este trabajo son únicamente válidos para el sitio en estudio.

Como se mencionó desde un principio, el objetivo de este trabajo es verificar los cambios que produce la presencia de una sustancia contaminante, diesel, en este caso, en la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, por lo tanto, de las observaciones derivadas en la etapa experimental, se concluye que:

1. El ángulo de fricción interna en los suelos no contaminados es menor que en los no contaminados.

Como se trata de un suelo granular, el ángulo de fricción interna (ϕ) es el parámetro de resistencia al esfuerzo cortante más importante. Las variaciones que presenta el ángulo ϕ van de 30.12° para suelos contaminados, a 32.15° para suelos no contaminados, en los ensayos CU, es decir, en los suelos contaminados el ángulo ϕ decrece en un 5.50% con respecto al mismo material, pero sin presencia del contaminante.

Para los ensayos CD, el decremento de ϕ es de 14.77%, ya que ϕ va de 30.41° para suelos contaminados a 35.68° para suelos no contaminados. Para condiciones no drenadas, la variación del ángulo de fricción interna no es considerable, sin embargo para condiciones drenadas la variación si es importante.

2. En los ensayos CD, el fenómeno de expansión, se presenta a menor esfuerzo y menor deformación axial en los suelos contaminados que en los no contaminados.

Como se puede observar en las gráficas de las figuras 5.2, 5.3, 5.4 y 5.6, del capítulo cinco, se puede observar que el proceso de recuperación de volumen inicia a menores esfuerzos y deformaciones axiales en los suelos contaminados que en los no contaminados.

3. La permeabilidad de los suelos contaminados es menor que en los suelos no contaminados.

Para presiones de confinamiento elevadas, es decir de 3.26 y 1.63 kg/cm² (320 y 160 kPa, respectivamente), el valor promedio del coeficiente de permeabilidad k , es de 2.15E⁻⁵ m/s, para suelos no contaminados, mientras que para suelos contaminados es de 3.41E⁻⁵ m/s, por lo tanto el coeficiente de permeabilidad varía en un 58.71%. Para presiones de confinamiento de 0.82 y 0.41 kg/cm² (80 y 40 kPa, respectivamente), el valor promedio de k , es de 2.52E⁻⁵ m/ y de 2.57E⁻⁵ m/s,

para la muestra no contaminado y contaminado, respectivamente, en este caso, la variación es únicamente del 6.44%.

Por otra parte, para presiones de confinamiento bajas, es decir, 0.20 kg/cm² (20 kPa), el coeficiente de permeabilidad es de 5.05E⁻⁰⁵, para la muestra contaminada y de 3.95E⁻⁰⁵ para la no contaminada, en este caso, la variación de k es del 27.84%

El cambio en la permeabilidad se da porque las partículas de contaminante reducen el volumen de vacíos en la masa de suelo, lo que retarda el flujo de agua a través del suelo.

Cabe mencionar que los ensayos se realizaron en muestras traídas de campo, es decir, la mezcla suelo – contaminante, no se ejecutó en el laboratorio, por lo tanto, en los resultados obtenidos están afectados por el tiempo de exposición de la masa de suelo al contaminante y por las condiciones locales de clima y transporte de contaminantes del sitio en estudio.

La contaminación de suelos no es sólo un problema ambiental, por el contrario, cada vez involucra a un mayor número de investigadores de diferentes áreas. Sin embargo, este trabajo está enfocado únicamente desde el punto de vista geotécnico y por lo tanto se resaltan las propiedades índice y mecánicas del mismo, las cuales se modifican por la presencia del contaminante, lo que denota una degradación de la masa de suelo, sin embargo no deja de ser importante mencionar que es responsabilidad de otros especialistas dar solución y detener este problema.

7. REFERENCIAS

1. Atkinston J. H. and Bransby P. L. (1983). *The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics. University series in civil engineering.* Editorial Mc Graw Hill. Gran Bretaña.
2. Bear J. (1972). *Dynamics of fluids in porous media.* Environment Science Series. Editorial Elsevier Publ. Co., Nueva York.
3. Berry P. L., Reid D. (1993). *Mecánica de Suelos.* Editorial McGraw Hill. Colombia
4. Díaz Rodríguez Abraham (2001). *Propiedades de los suelos.* Facultad de Ingeniería UNAM. Posgrado en Ingeniería.
5. Evgin, E. y Das, B. (1992). *Mechanical behaviour of an oil contaminated sand.* Environment Geotechnical Proc. Mediterranean Conference. Editorial Usmer and Acar. Publicaciones Palkema, Róterdam. The Netherlands. Pag- 101 – 108
6. Freeze R. and Cherry J. (1979). *Groundwater.* Editorial Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs, N.J.
7. Hasan A., Walid K- y Nabile F. (1994). Geotechnical Proprieties of oil – contaminated Kuwait sands. Journal Geotechnical Engineering. Volúmen 121 No. 5, Mayo 1995. ASC
8. HEAD, K.H., (1982). *"Manual of Soil Laboratory Testing" Vol. 1, 2, 3.* Editorial Pentech Press Limited and ELE International Limited, Great Britain.
9. Iturbe Argüelles Rosario. (1997). *Transporte y dispersión de compuestos químicos orgánicos (hidrocarburos halógenos halogenados) a través del flujo del medio poroso.* Tesis doctoral. Facultad de Ingeniería. DEPI UNAM.
10. Kézdi A. and Rétháti L. (1988). *Handbook of soils mechanics, Volume 1: Soil Physics.* Editorial Elsevier. Nueva York
11. Lambe W. T., Whitman V. R. (1972), *Mecánica de Suelos.* México 1991. Tercera edición. Editorial Limusa

12. Madrigal Montreal Ismael (1998). *Alternativas de tratamiento de reaihabilitación de sitios contaminados con hidrocarburos en México*. Tesis de maestría. DEPI UNAM.
13. Martínez Vásquez, Juan José. (2003). *Efecto de la velocidad de deformación en la resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo de la Ciudad de México*. Tesis de maestría. DEPI UNAM
14. Mitchell J. K. (1975). *Fundamentals of soil behaviour*. Segunda edición. Editorial John Wiley & Sons. Nueva York.
15. Mulilis, J.P., Chan, C.K. & Seed, H.B. (1975). "The effects of method of sample preparation on the cyclic stress-strain behavior of sands". University of California, Berkeley. Report EERC 75-18, California, USA. [F-UC EERC 75-18, 1975].
16. Munsel (1994). *Soil Color Charts*. Editorial Gretag Macbeth. New Winsor, N. Y. USA.
17. Terzaghi K., Peck R. and Mesri G. (1996). *Soil mechanics in Enginerring practice*. Tercera edición. Editorial John Wiley & Sons. Nueva York.
18. Trueba López, Xiangyeu Liu y Lira Canche. (1998). *Diseño de barreras para control de contaminantes*. Ingeniería Civil, CICM 335. Marzo 1999. México.
19. Snackelford C. D. (1991). *Laboratory diffusion testing for waste disposal – A review*. Journal of Contaminant Hidrology. Editorial Elsevier Publ. Amsterdam.

ANEXO A

Como se menciona en el capítulo 5, se realizó el siguiente ejemplo de capacidad de carga para ambos conjuntos de muestras, tanto para los ensayos no drenados como para los drenados. A continuación se muestran un conjunto de graficas y tablas en donde se determina la capacidad de carga para ambas muestras de suelo para una cimentación de ancho unitario (1.0 m) a diferentes profundidades de desplante, utilizando la fórmula de Terzaghi, definida por:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{ec. 5.1}$$

en donde:

q_c .- Capacidad de carga

c .- Cohesión de la masa de suelo

γ .- Peso volumétrico de la masa de suelo

D_f .- Profundidad de desplate

B .- Ancho de la cimentación

N_c, N_q, N_γ .- Factores de capacidad de carga (Coeficientes adimensionales que dependen del valor de ϕ)

Para los ensayos CU, tenemos que los valores de N_c, N_q y N_γ , para los respectivos ángulos de fricción se dan en la tabla A.1, el valor de la profundidad de desplante varía en cada uno de los

**RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE
SUELOS CONTAMINADOS CON HIDROCARBUROS**

casos de 0.00 m hasta 10.00 m., mientras que en la figura A.1, se muestra el comportamiento de la capacidad para las muestra contaminada y no contaminada.

**Tabla A.1 Constantes que intervienen en la fórmula de Terzaghi
Ensayes CU**

	Contaminado	No Contaminado
$C_r \%$ =	60	60
γ (kg/m ³) =	1 556.66	1 468.17
ϕ =	30.38	32.15
c (kg/m ²) =	0.00	0.00
N_γ =	22.00	29.00
N_c =	35.00	40.00
N_q =	21.00	25.00

Df	q_c (ton/m ²)	
	Contaminado	No Contaminado
0.00	17.12	21.29
0.50	33.47	39.64
1.00	49.81	57.99
1.50	66.16	76.35
2.00	82.50	94.70
2.50	98.85	113.05
3.00	115.19	131.40
3.50	131.54	149.76
4.00	147.88	168.11
4.50	164.23	186.46
5.00	180.57	204.81
5.50	196.92	223.16
6.00	213.26	241.52
6.50	229.61	259.87
7.00	245.95	278.22
7.50	262.30	296.57
8.00	278.64	314.92
8.50	294.99	333.28
9.00	311.33	351.63
9.50	327.68	369.98
10.00	344.02	388.33

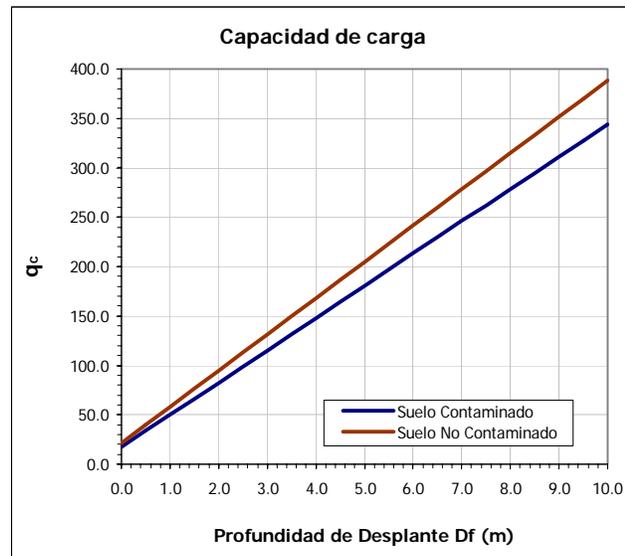


Fig. A.1 Capacidad de carga para suelos contaminados y no contaminados para diferentes profundidades de desplante

Para la resistencia drenada, tenemos que:

Tabla A.2 Constantes que intervienen en la fórmula de Terzaghi
Ensayes CD

	Contaminado	No Contaminado
$C_r \%$ =	60	60
γ (kg/m ³) =	1 556.66	1 468.174
ϕ =	31.56	35.68
c (kg/m ²) =	0.00	0.00
B (m) =	1.00	1.00
N_γ =	21.00	40.00
N_c =	36.00	65.00
N_q =	25.00	40.00

Df	q_c (ton/m ²)	
	Contaminado	No Contaminado
0.00	16.34	29.36
0.50	35.80	58.73
1.00	55.26	88.09
1.50	74.72	117.45
2.00	94.18	146.82
2.50	113.64	176.18
3.00	133.09	205.54
3.50	152.55	234.91
4.00	172.01	264.27
4.50	191.47	293.63
5.00	210.93	323.00
5.50	230.39	352.36
6.00	249.84	381.73
6.50	269.30	411.09
7.00	288.76	440.45
7.50	308.22	469.82
8.00	327.68	499.18
8.50	347.13	528.54
9.00	366.59	557.91
9.50	386.05	587.27
10.00	405.51	616.63

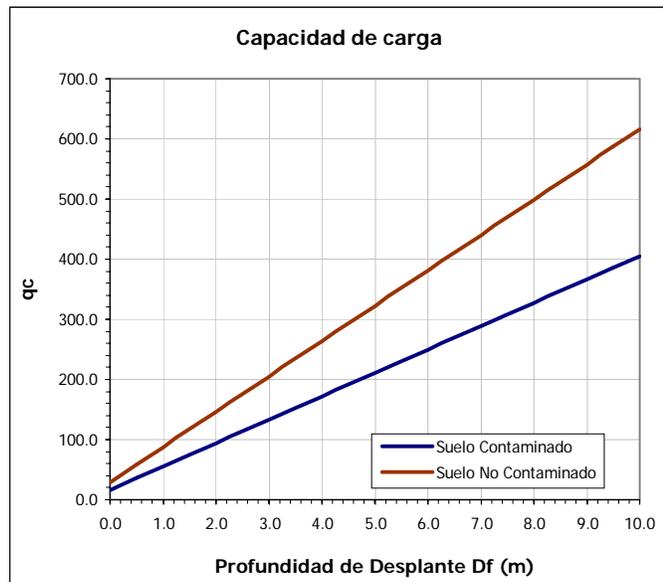


Fig. A.2 Capacidad de carga para suelos contaminados y no contaminados para diferentes profundidades de desplante

Como se observa en las figuras A.1 y A.2, la capacidad de carga en los suelos contaminados es menor que en los no contaminados, siendo importante señalar, que conforme va aumentando la profundidad de desplante, la capacidad de carga de los suelos contaminados se va alejando de los no contaminados, tendiendo éste alejamiento a ser constante para profundidades de desplante mayores a 5.00 m aproximadamente, observándose variaciones mínimas a niveles superficiales. Asan, Walid y Nabil (1994), en los trabajos realizados con arena de Kuwaiti contaminada con hidrocarburos, determinaron que la variación en el ángulo de fricción interna produce una reducción del 25% de la capacidad de carga, pero en este caso, la variación de la capacidad de carga fue de solo el 12% para la resistencia no drenada, mientras que para la resistencia drenada, la capacidad de carga decrece un 34%, cabe mencionar que estos resultados, como se menciono desde un principio son únicamente aplicables al suelo de estudio.

INDICE DE TABLAS

	Pág.
1. INTRODUCCION	
2. MARCO TEÓRICO	
2.1 Métodos de análisis mineralógico para suelos	21
2.2 Clasificación SUCS de arenas y gravas	27
2.3 Clasificación de los suelos de acuerdo a la compacidad relativa	31
3. TÉCNICAS EXPERIMENTALES	
3.1 Norma ASTM para determinar propiedades índice requeridas	43

	Pág.
4. RESULTADOS	
4.1 Resultados de la caracterización de los suelos	57
4.2 Resultados de las pruebas índice	59
4.3 Coeficientes de uniformidad y curvatura	59
4.4 Resultados de los coeficientes de permeabilidad Muestra contaminada	61
4.5 Resultados de los coeficientes de permeabilidad Muestra no contaminada	61
4.6 Resumen de resultados de ensayos de permeabilidad	62
4.7 Características de las probetas en los ensayos CU Muestras contaminadas	63
4.8 Datos de consolidación de los ensayos CU. Muestra contaminada	64
4.9 Criterio de falla de los ensayos CU: Esfuerzo desviador máximo. Muestra contaminada	66
4.10 Criterio de falla de los ensayos CU: Relación de esfuerzos principales máximos. Muestra contaminada	67
4.11 Características de las probetas en los ensayos CD Muestras contaminadas	70
4.12 Datos de consolidación de los ensayos CD. Muestra contaminada	70
4.13 Criterio de falla de los ensayos CD: Esfuerzo desviador máximo. Muestra contaminada	72
4.14 Criterio de falla de los ensayos CD: Relación de esfuerzos principales máximos. Muestra contaminada	73
4.15 Características de las probetas en los ensayos CU Muestras no contaminadas	76
4.16 Datos de consolidación de los ensayos CU. Muestra no contaminada	76
4.17 Criterio de falla de los ensayos CU: Esfuerzo desviador máximo. Muestra no contaminada	79
4.18 Criterio de falla de los ensayos CU: Relación de esfuerzos principales máximos. Muestra no contaminada	80

	Pág.
4.19 Características de las probetas en los ensayos CD Muestras no contaminadas	83
4.20 Datos de consolidación de los ensayos CD. Muestra no contaminada	83
4.21 Criterio de falla de los ensayos CD: Esfuerzo desviador máximo. Muestra no contaminada	85
4.22 Criterio de falla de los ensayos CD: Relación de esfuerzos principales máximos. Muestra no contaminada	86
4.23 Resumen de resultados de ensayos triaxiales CU y CD Muestra contaminada y no contaminada	89

5. ANALISIS DE RESULTADOS

6. CONCLUSIONES

7. REFERENCIAS

ANEXO A

A.1 Constantes que intervienen en la fórmula de Terzaghi. Ensayes CU	110
A.1 Constantes que intervienen en la fórmula de Terzaghi. Ensayes CD	111

