

Universidad Autónoma de Querétaro

Facultad de Ingeniería

Ingeniería Civil

GUÍA DEL MAESTRO

GEOTECNIA I

Presenta:

RODRIGO ASTORGA PERALTA

ASESOR

M. EN C. DARIO HURTADO MALDONADO

Santiago de Querétaro, Qro.



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN:

- Introducción al curso..... 1

CAPÍTULO 1: SUELOS: ORIGEN Y FORMACIÓN. MINERALES CONSTITUTIVOS.

1. Suelos:

- 1.1. Origen y formación.....7
- 1.2. Agentes generadores.....10
- 1.3. Residuales y transportados.....11
- 1.4. Minerales constitutivos de los suelos.....17
- 1.5. Exploración y muestreo de suelos, fundamentos:
Pozos a cielo abierto, penetración estándar, tubo Shelby y barril tipo
Denison.....23

CAPÍTULO 2: FÍSICO QUÍMICA DE LAS ARCILLAS.

- 2.1 Estructura de las arcillas.....28
- 2.2 Métodos de identificación de los minerales.....29

CAPÍTULO 3: RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS DE LOS SUELOS

- 3.1 Fases del suelo. Símbolos y definiciones.....36
- 3.2 Relaciones de pesos y volúmenes.....37
- 3.3 Relaciones fundamentales.....40
- 3.4 Relaciones básicas en suelos de dos y tres fases.....41

CAPÍTULO 4: CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURACIÓN DE LAS PARTICULAS MINERALES.

- 4.1 Forma de las partículas de los suelos.....46
- 4.2 Estructuración de los suelos.....47
- 4.3 Peso específico relativo de sólidos.....50
- 4.4 Tixotropía de las arcillas.....51

CAPÍTULO 5: GRANULOMETRÍA DE LOS SUELOS.

- 5.1 Sistemas de clasificación de suelos basados en criterios de granulometría.....52
- 5.2 Teoría de la prueba de hidrómetro.....52
- 5.3 Representación de la distribución granulométrica.....53
- 5.4 Análisis mecánico.....53

CAPÍTULO 6: PLASTICIDAD.

6.1 Generalidades y definiciones.....	56
6.2 Estados de consistencia.....	56
6.3 Límites de consistencia: líquido, plástico y de contracción.....	57
6.4 Curva de fluidez.....	64
6.5 Propiedades índice.....	66
6.6 Determinación del límite líquido mediante el cono inglés.....	78

CAPÍTULO 7: CLASIFICACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS.

7.1 Generalidades.....	82
7.2 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).....	82
7.3 La carta de plasticidad y las propiedades físicas del suelo.....	87
7.4 Identificación de los suelos en campo.....	90

CAPÍTULO 8: FENÓMENO CAPILAR Y PROCESO DE CONTRACCIÓN DE LOS SUELOS.

8.1 Tensión superficial, concepto de succión mátrica y osmótica. Medición de la succión a través de la prueba del papel filtro.....	92
8.2 Ángulo de contacto.....	93
8.3 Ascensión capilar.....	94
8.4 Efectos de contracción en los suelos finos y su relación con suelos expansivos..	98
8.5 Curva característica.....	99

CAPÍTULO 9: PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LOS SUELOS.

9.1 Flujo laminar y turbulento.....	100
9.2 Ley de Darcy, coeficiente de permeabilidad en suelos saturados y no saturados..	102
9.3 Métodos para determinar el coeficiente de permeabilidad en los suelos.....	103
9.4 Velocidad de descarga, velocidad de filtración y velocidad real.....	111
9.5 Factores que influyen la permeabilidad de los suelos.....	112

CAPÍTULO 10: REDES DE FLUJO EN SUELOS SATURADOS

10.1 Trazo de redes de flujo.....	117
10.2 Gasto, velocidad y gradiente hidráulico en una red de flujo.....	120
10.3 Cálculo de supresiones.....	123
10.4 Fenómeno de ebullición.....	125

CAPÍTULO 11: COMPRESIÓN Y EXPANSIÓN EN SUELOS

11.1 Teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi, suelos finos saturados..	126
---	-----

11.2 Suelos no saturados: problemas asociados a suelos expansivos y a suelos colapsables.....130

BIBLIOGRAFÍA

Referencias.....144

INTRODUCCIÓN

“Los suelos son el más viejo material de construcción y el más complejo. Su variedad es enorme y sus propiedades variables en el tiempo y en el espacio son difíciles de entender y medir.” (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Definición de mecánica de suelos

“La Mecánica de Suelos es la aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no contenido de materia orgánica.” (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979).

En la figura 1 se presenta el desarrollo de la mecánica de suelos a partir de los estudios sistematizados en Suecia y en EU en 1913, anterior a este año se habían presentado estudios y trabajos aislados como los de Alexandre Collin en 1846 quien publicó su libro *Recherches Expérimentales sur les Glissements Spontanés des Terrains Argileux* que parece ser la primer obra sobre este asunto con filosofía moderna y con notable perspicacia experimental.

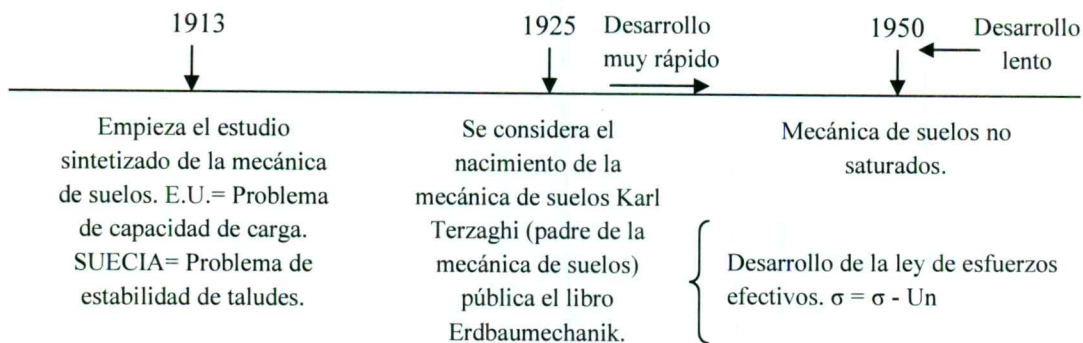


Figura 1. Desarrollo de la mecánica de suelos

La mecánica de suelos para fines de estudio se subdivide en 2 grandes grupos: mecánica de suelos saturados y mecánica de suelos no saturados (figura 2).

La mecánica de suelos saturados se caracteriza por el estudio de los suelos constituidos por dos fases; suelo y agua, (figura 3), los cuales reúnen las siguientes condiciones:

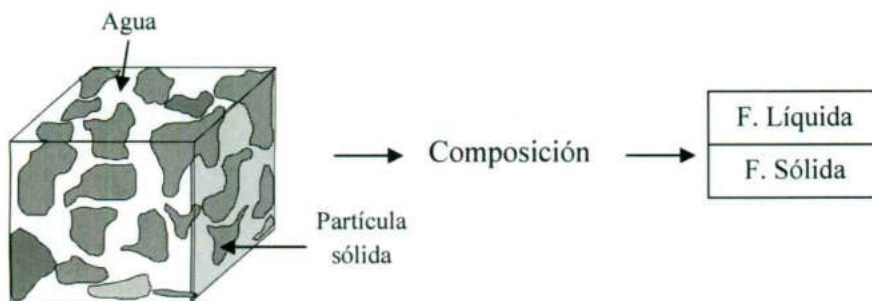
- Presiones de agua positivas.
- Todos sus vacíos están llenos de agua.

La mecánica de suelos no saturados estudia a los suelos constituidos por tres fases; suelo agua y aire (figura 3), que reúnen las siguientes condiciones:

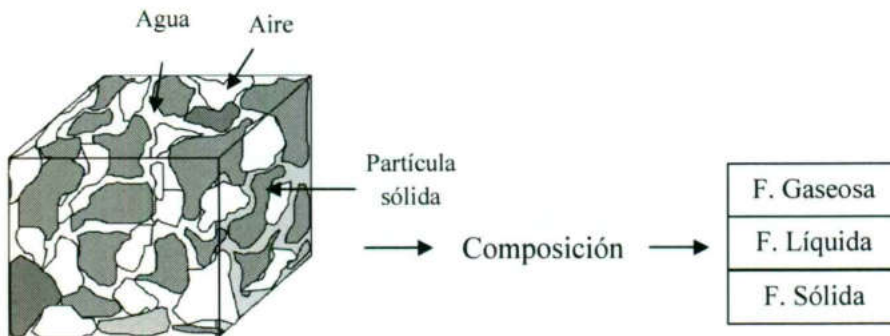
- La presión del agua dentro del suelo es negativa.
- Sus vacíos del suelo contienen aire y agua.



Figura 2.Subdivisión de la mecánica de suelos



A) Suelo Saturado



B) Suelo no saturado

Figura 3.Composición de los suelos A) Saturados B) No saturados

En la naturaleza los suelos saturados se encuentran ubicados debajo del nivel de aguas freáticas (N.A.F) y dentro de la zona de saturación por capilaridad, por encima de ésta zona se encuentran los suelos no saturados (figura 4).

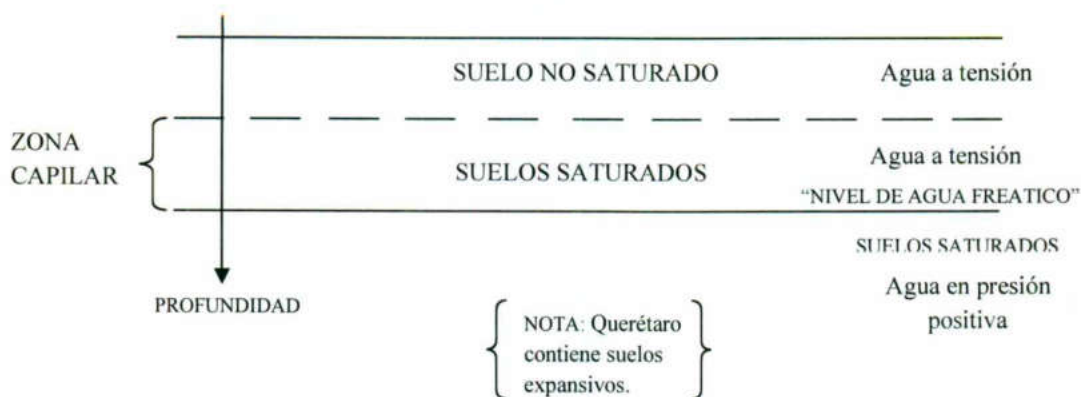


Figura 4. Ubicación en la naturaleza de los suelos saturados y no saturados

PROBLEMAS RELACIONADOS CON EL ESTUDIO DE LA MECÁNICA DE SUELOS

Los problemas relacionados con la mecánica de suelos suelen clasificarse en:

- a) Problemas de flujo de agua.
- b) Problemas de cambios volumétricos, como son:
 - 1) Expansión.
 - 2) Contracción.
 - 3) Colapso.
- c) Problemas de resistencia al esfuerzo cortante, como lo son:
 - 1) Estabilidad en taludes.
 - 2) Capacidad de carga.
 - 3) Empuje de tierras.

Para el estudio de estos problemas la mecánica de suelos integra tres fases de estudio (figura 5). La fase 2, es quizás la fase más importante y compleja, para ello deberá hacerse una exploración y muestreo adecuado y suficiente; y un estudio minucioso en laboratorio de las propiedades del suelo.

Muchas de las estructuras con un comportamiento inadecuado carecen de esta etapa o presentan conclusiones inadecuadas a partir de la poca información que se genera en la investigación del sitio.

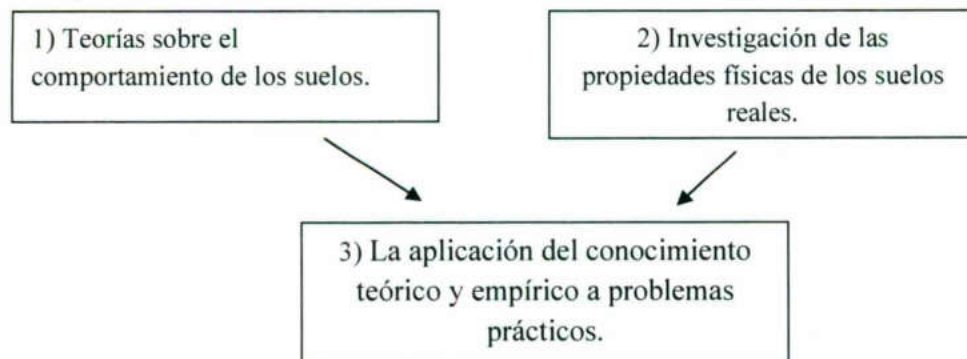


Figura 5. Fases que integra el estudio de la mecánica de suelos

EJEMPLOS DE APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS

Tierra Armada

La tierra armada es una estructura de gravedad que consiste en capas alternas de relleno granular y tirantes de acero conectados a elementos prefabricados modulares (placas) que conforman el paramento del muro de retención (figura 6 y 7). Así se obtiene un material compuesto de gran resistencia y estabilidad, merced a la fricción que se crea entre el material de relleno y el acero de refuerzo.



Figura 6. Uso de escamas de concreto en la construcción con Tierra Armada. (Braja M. Das, 2006)

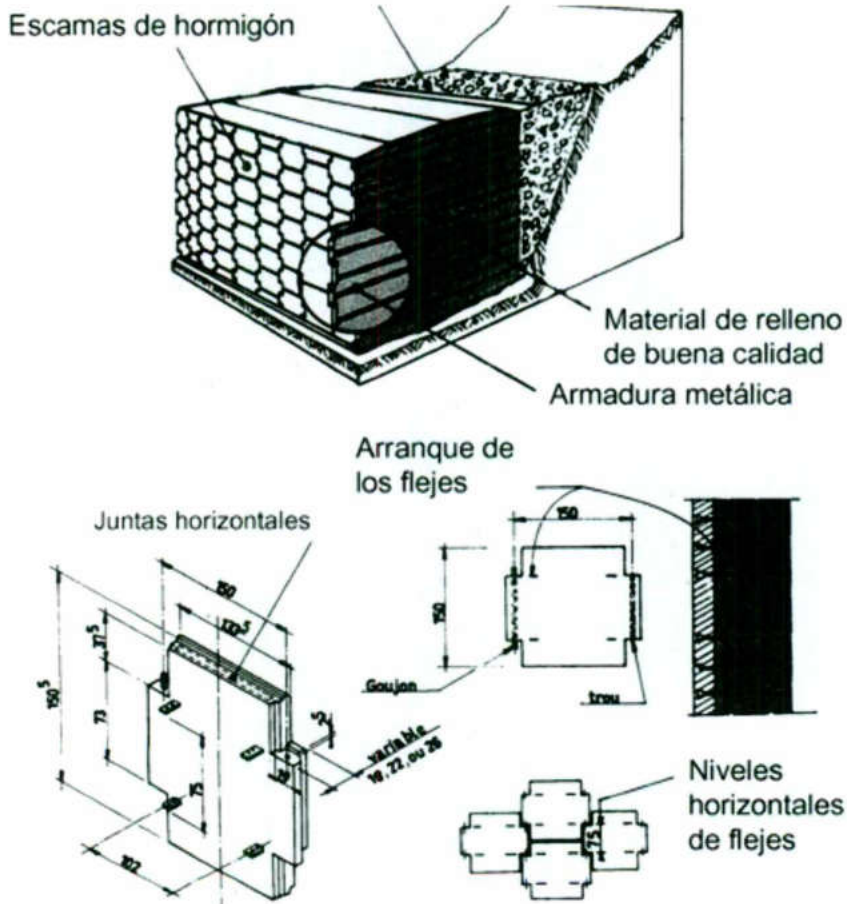


Figura 7. Esquema General de la Construcción con Tierra Armada. (Braja M. Das, 2006)



Foto 1. Puente de tierra armada en Juriquilla Querétaro Qro.

Muros de Retención

Los muros de retención son elementos estructurales que soportan el empuje lateral de masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales (Foto 2).



Foto 2. Muro de retención en Peñuelas Querétaro Qro.

Cimentación

Se define como el sistema de una obra civil que se usa para transmitir de forma segura las cargas al suelo de apoyo bajo la obra con el fin de que la obra no tenga movimientos indeseables e intolerables. Existen diferentes tipos de cimentación, los cuales se seleccionan en función de la descarga de la estructura, el tipo de estructuración y de las características del suelo de cimentación (figura 8).

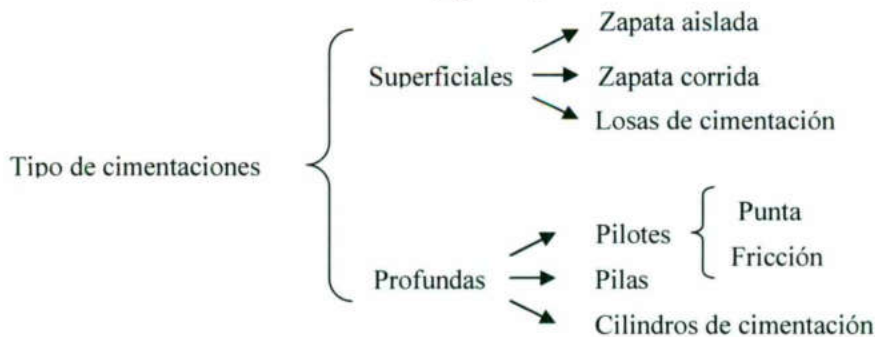


Figura 8. Tipo de cimentación.



Foto 3. Cimentación a base de zapatas aisladas y contratrabes de la cafetería del Instituto Tecnológico de Querétaro en Jardines de Santiago en Querétaro Qro.

Terraplén

En ingeniería civil se denomina terraplén a la tierra con que se rellena un terreno para levantar su nivel y formar un plano de apoyo adecuado para hacer una obra.



Foto 4. Construcción de terraplén en el anillo Vial Junípero Serra

Capítulo 1: Suelos

1.1 Origen y formación. Minerales constitutivos

Los suelos se forman a partir de la desintegración mecánica y descomposición química de las rocas. De acuerdo a su origen las rocas se clasifican en rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979).

Principales tipos de roca y ciclo de las rocas

En la Figura I.1 se muestra un diagrama de la formación de los diferentes tipos de rocas y los procesos asociados a ellos. A continuación se definen los diferentes tipos de roca:

- Las rocas ígneas son las resultantes del enfriamiento en la corteza terrestre del magma procedente de capas más profundas a través de una erupción volcánica o de un proceso más lento en el interior. Ejemplos de rocas ígneas son el basalto y la diorita.
- La meteorización y erosión producen partículas de diversos tamaños que son transportadas por el hielo, el agua o el aire hasta las zonas de mínima energía donde se acumulan. Una vez en reposo los sedimentos sufren procesos que los transforman en rocas sedimentarias. Éstas rocas se forman por la consolidación o litificación de sedimentos. Los factores que determinan el tipo de roca son fundamentalmente la fuente de los sedimentos, el agente que los erosiona y transporta, y el medio de deposición y forma de litificación.
- Las rocas metamórficas son el resultado de la transformación de una roca (protolito) como resultado de la adaptación a unas nuevas condiciones ambientales que son diferentes de las existentes durante el periodo de formación de la roca premetamórfica. La modificación del protolito tiene lugar esencialmente en estado sólido, y consiste en recristalizaciones, reacciones entre minerales, cambios estructurales, transformaciones polimórficas, etc., asistidas por una fase fluida intergranular. Los factores que desencadenan el proceso metamórfico son los cambios de temperatura y presión, así como la presencia de fluidos químicamente activos. La clasificación de las rocas metamórficas se basa, fundamentalmente, en la composición mineralógica, en la textura (el factor más importante es el tamaño de grano y la presencia o ausencia de foliación) y en el tipo de roca inicial antes del producirse el proceso metamórfico.

En la corteza terrestre de 30 a 40 km de espesor se compone del 95% en volumen de rocas ígneas y 5% de rocas sedimentarias y metamórficas. En superficie el 75% son rocas sedimentarias.

En la tabla I.1 se muestra la clasificación de los diferentes tipos de rocas de acuerdo a su origen. (De La Rosa , 2005)

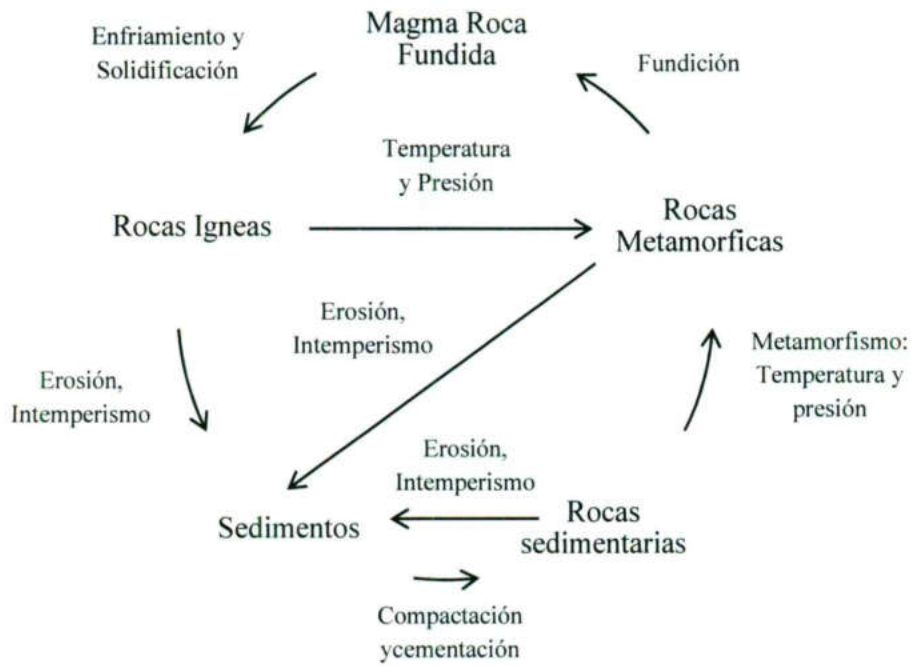


Figura I.1 Ciclo de las rocas.

Tabla 1.1 CLASIFICACIÓN DE ROCAS (CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES MECÁNICAS) (De La Rosa, 2005)

TIPO DE ROCA	ROCA	COMPOSICIÓN		TEXTURA	ESTRUCTURA	DENSIDAD	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	RESISTENCIA A LA TENSION	RESISTENCIA AL CORTE	MÓDULO DE YOUNG	
		1,2,4	(5) MICAS, BIOTITA Y MOSCOVITA								
I G E A S	PLUTÓNICAS O INTRUSIVAS	3,5	(6) ANPÍBOLS Y PIROXENOS (7) OLIVINO	FANERITICA	BATOLITO TRONCOS LACOUTOS DIQUES	2.6-2.9 2.7-3.05 2.8-3.1	1000-2500 1000-3500 1500-3000	70-250 150-350 150-300	140-500 kg/cm ² 250-600	2.6-7.00 kg/cm ² 6.0-11.0	
	VOLCÁNICAS O EXTRUSIVAS	1,2,4 3,5 6,7,3 6,7	(1) SIO ₂ CUARZO (2) ORTOCLASA (3) PLAGIOCLASA (4) SILICATOS Y FERROMAGNESIANOS	AFANITICA O PORPIRITICA	FLUIDAL Y MANTOS DERRAMES LÁVICOS VESICULAR AMIGDALOIDAL COLUMNAR	2.4-2.6 2.2-2.3 2.8-2.9	1500-3000 kg/cm ² 1500-1000	150-300 kg/cm ² 100-300	kg/cm ² 200-600	2.0-10.0	
	ROCAS PIROCLÁSTICAS	AGLOMERADO BRECHA VOLCÁNICA	MAYOR DE 32 mm	PIROCLÁSTICAS	MASIVA PSEUDOESTRATIFICADA						
		TOBAS DE LAPILLI	Menor de 32 mm y Mayor de 4 mm	PIROCLÁSTICAS	MASIVA PSEUDOESTRATIFICADA						
		TOBAS ARENOSAS	Menor de 4 mm y Mayor de 1/4 mm	PIROCLÁSTICAS	MASIVA PSEUDOESTRATIFICADA						
		Tobas Obesidiana, tezontle, pómez	Menores de 1/4 mm	PIROCLÁSTICAS	MASIVA PSEUDOESTRATIFICADA						
		CONGLOMERADO	MAS DE 25% DE FRAGMENTOS > 2mm DE DIAMETRO			IMBRICACIÓN	2.0-2.6	200-1700	40-250	80-400	
		BRECHA sedimentaria	CUARZO FELDESPATO		CLÁSTICA	ESTRATIFICACIÓN CRUZADA		200-1700	40-250	30-300	0.5-8.6
	S E D I M E N T I A C S	ARENISCA									
		LIMOLITA									
LUJITA		MINERALES ARCILLOSOS									
CALIZA		CALCITA CaCO ₃									
DOLOMITA		CaMg(CO ₃) ₂									
ARAGONITA		HCl 10%									
TRAVERTINO											
MARGA											
PEDERNAL		CUARZO SIO ₂									
YESO		YESO CaSO ₄ 2H ₂ O									
R I A S	HALITA	NaCl HOLITA									
	ANIDRITA	CHONS									
	COQUINA	CONCHAS GRUESAS									
	CARBON	MATERIAL VEGETAL									
	DIATOMITA	TIERRAS DIATOMEAS									
	CORAL	FÓSILES DE CALCITA									
	PIZARRA	CUARZO, MICAS, PIROXENOS									
	FILITA	CLORITA HORBLENDA									
	ESQUISTO	GRANATE									
	GNEISS										
M E A M O R F I C A S	MARMOL	CALCITA CaCO ₃									
	CUARCITA	CUARZO									

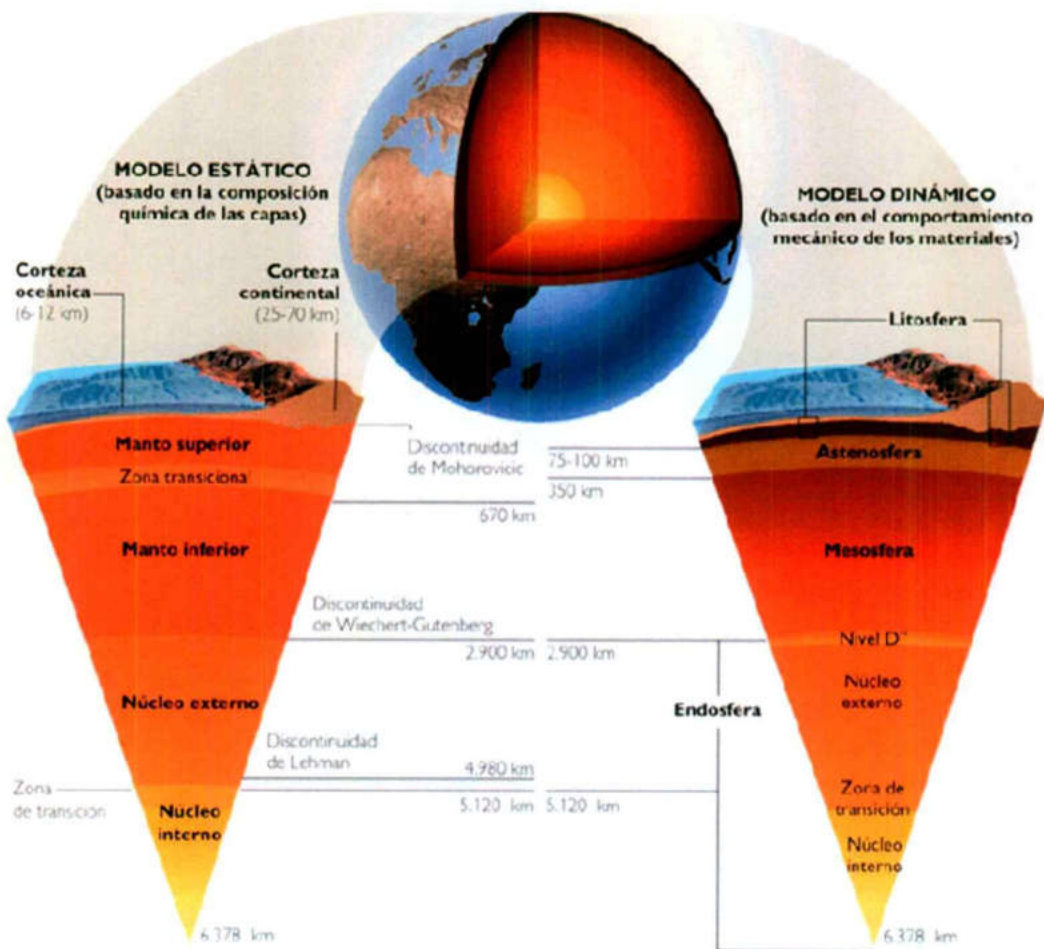


Figura 1.2 Método Indirecto para la representación del modelo estático y dinámico del interior de la tierra. (Gómez, 2009)

Definición de suelo

El suelo "Representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves." (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

El suelo está compuesto por aire, agua y sólidos que interactúan conjuntamente con una estructura definida. Las partículas individualmente son menores a 3".

1.2 Agentes generadores del suelo

Los principales agentes generadores del suelo son el agua y el aire, su acción sobre la roca puede englobarse en los siguientes mecanismos:

- a) Desintegración Mecánica.
- b) Descomposición Química.

Desintegración mecánica

Definición: *“Se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. Por estos fenómenos las rocas llegan a forma arenas o, cuando mucho, limos y sólo en casos especiales arcillas.”* (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979). Un ejemplo en la cual se forma arcilla puede ser el producto de la desintegración mecánica de la roca de lutita.

Descomposición química

Definición: *“Se entiende por la acción de agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es, desde luego, el agua y los mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación y la carbonatación. Los efectos químicos de la vegetación juegan un papel no despreciable. Estos mecanismos generalmente producen arcilla como último producto de descomposición.”*(J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

De acuerdo al origen de formación de los suelos estos pueden clasificarse en:

- a) Suelos Residuales.
- b) Suelos Transportados.

1.3 Suelos residuales y transportados

Suelos residuales

Son aquellos que permanecen sobre la roca madre o basal de la cual proviene. Estos suelos se distinguen por las siguientes dos características: El perfil de meteorización y por el conjunto de estructuras geológicas heredadas.

El perfil de meteorización se caracteriza porque el tamaño de partículas se aumenta con la profundidad (figura I.3). Es decir en superficie se encuentran partículas finas y a gran profundidad se encuentra la roca basal.

Las partículas tienen forma angular o sub-angular debido a que no han sufrido transporte. Inclusive grandes fragmentos de roca se encuentran dispersos en la masa de suelo.

El conjunto de estructuras heredadas consisten en diaclasas, exfoliaciones, juntas, grietas, fallas y otros defectos estructurales que muestran al suelo como herencia de los que tenía la roca original.

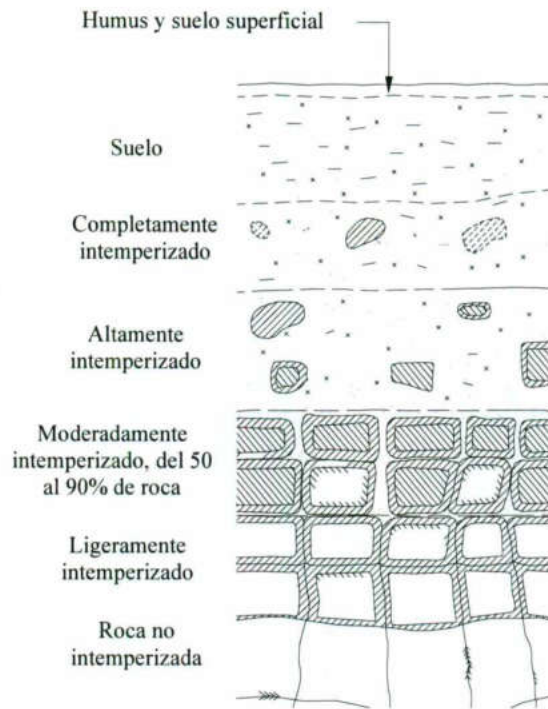


Figura I.3 Diagrama esquemático de un perfil de suelo residual tropical (Little, 1969).
(Zepeda, 2004)

La problemática de los suelos residuales radica principalmente en como asignar las propiedades mecánicas, debido a que no existen espesores claramente definidos. Por otro lado los ensayos de laboratorio deben hacerse con más cuidado ya que sus partículas tienen la tendencia de formar grumos con el secado, lo que influye en los resultados. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Suelos transportados

Son suelos removidos del lugar de formación por agentes geológicos y depositados en otra zona. Así se generan suelos que sobreyacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos. En general un suelo transportado se caracteriza por el perfil estratigráfico, que resalta la secuencia y espesor de los diferentes estratos. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

En la Figura I.4 se muestra un pozo a cielo abierto con diferentes capas de suelo y un perfil estratigráfico discretizado que son ejemplo de un suelo transportado en el estado de Querétaro.

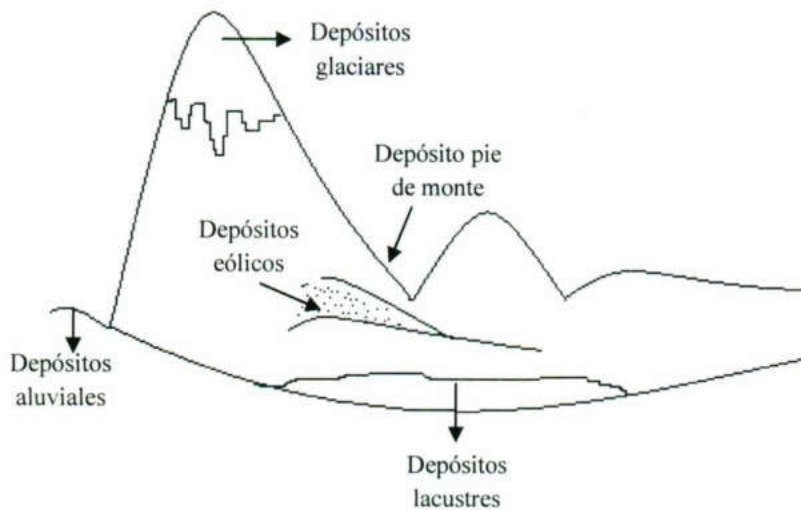


Figura I.5 Principales depósitos de suelo.

De acuerdo al tipo de depósito podría asociarse algún comportamiento del suelo en particular, como puede ser de expansión, colapso, consolidación o licuación.

Un suelo expansivo es aquel suelo susceptible a cambios volumétricos (expansión o contracción) debido a un incremento o disminución de su contenido de agua.

Un suelo colapsable es aquel suelo no saturado que experimenta una disminución de volumen al humedecerse. Éste cambio puede o no ser resultado de la aplicación de una carga adicional.

La consolidación de un suelo es el proceso de disminución de volumen de suelo que ocurre en un lapso de tiempo por la aplicación de una carga. Éste fenómeno ocurre exclusivamente en suelos saturados.

Fenómeno de licuación es la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante debido a un incremento súbito en la presión de poro generalmente ocasionado por una sollicitación sísmica.

En la tabla I.2 se presentan las características básicas de los principales depósitos de suelo, conformada por: El agente que lo forma, como se forma, que tipo de partícula contiene y que problemática pueden generar.

Depósito	Agente que lo forma	Como se forma	Tipo de Partícula	Problemática
Aluvial	Agua	Se forma en las desembocaduras de los ríos sobre los valles.	Suelo fino del tipo arcilla y limos con boleos dispersos.	Suelos potencialmente expansivos en muchos de los casos.
Eólico	Viento	Loess: Las partículas son suspendidas por el aire a poca altura.	Mezcla uniforme de arenas cuarzosas algo feldespáticas y limos.	Estructura abierta y cohesiva susceptible al colapso por la disolución de los carbonatos de calcio o de arcilla que generan la cohesión
		Medanos: Las partículas son arrastradas a poca altura.	Aglomeraciones de arena cuarzosa uniforme y suelta.	Susceptibles al colapso en menor medida. Solución: Acelerar la disolución de los carbonatos de calcio o arcilla.
Talud	Agua y Gravedad	Se forma en las faldas de los cerros.	Suelos gruesos heterogéneos y sueltos.	Inestables y difíciles de caracterizar. Solución: Cimentarse en una misma formación de suelo.
Pie de Monte	Agua	Se forma en donde se juntan las serranías con planicies.	Grandes formaciones de arena limosa y gravas.	Depósitos cuyo espesor varía y está relativamente suelto.

Depósito	Agente que lo forma	Como se forma	Tipo de Partícula	Problemática
Lacustre	Agua	El suelo es depositado en los lagos por el arrastre del agua a poca velocidad.	Son suelos estratificados con una secuencia de limos y arcillas y lentes de arena.	Son suelos compresibles susceptibles a hundimientos por consolidación. Solución: Cimentaciones con bajo nivel de descarga o apoyada sobre estratos duros.
Glaciar	Glaciares	Por grandes presiones desarrolladas y la abrasión producida por el movimiento de las masas de hielo o por el agua de deshielo.	Suelos heterogéneos desde grandes bloques hasta materiales muy finamente granulados. Cuando se forma desheló del glaciar se tiene arenas y gravas principalmente.	Resultan difíciles de caracterizar por su heterogeneidad.

Tabla 1.2 Clasificación en depósitos de diferentes tipos de suelos transportados. (De La Rosa, 2005)

1.4 Minerales constitutivos de los suelos

Mineral es una sustancia inorgánica y natural, que tiene una estructura interna característica determinada por un cierto arreglo específico de sus átomos e iones. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Minerales de los suelos gruesos

En los suelos gruesos el comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente condicionado por su compacidad y por la orientación de sus partículas, por lo que la constitución mineralógica es, hasta cierto punto, secundaria. Los principales minerales de estos suelos son los siguientes:

Silicatos	{	Feldespatos Micas Serpentina Olivino	Óxidos	{	Cuarzo Limonita Magnetita Corindón
Carbonatos	{	Calcita Dolomita	Sulfatos	{	Yeso Anhidrita

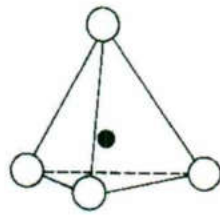
Minerales de los suelos finos

Los suelos finos se componen de acuerdo al sistema de clasificación de suelos SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), se clasifican en limos y arcillas. Aunque los limos son partículas menores a 0.074mm su comportamiento se acerca más al de un suelo grueso, por ello se da principal énfasis a los minerales de arcilla.

Los minerales de arcilla están compuestos de silicato de aluminio hidratados, presentando además, en algunas ocasiones silicatos de magnesio, hierro u otros metales, también hidratados. Estos silicatos presentan una red cristalina definida.

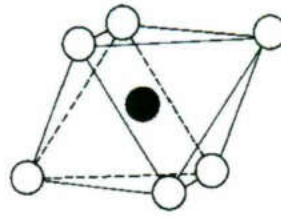
Las unidades más pequeñas de estos minerales son:

- 1) Unidad tetraédrica. Se compone de un átomo de silicio rodeado de cuatro átomos de oxígeno.
- 2) Unidad octaédrica. Se compone de un átomo de aluminio rodeado de seis átomos de oxígeno.



○ & ○ Oxígeno

(a)

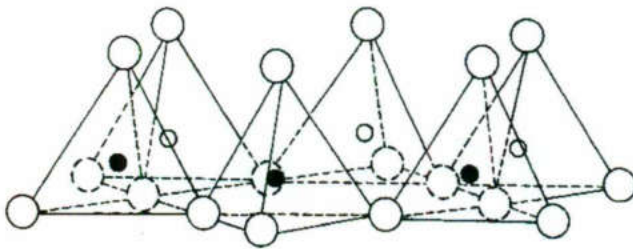


○ & ○ Hidroxilo

(b)

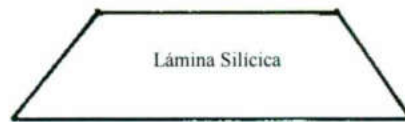
Figura I.6 a) Unidad tetraédrica. b) Unidad octaédrica. (Braja M. Das 2006)

La unión de varias unidades tetraédricas forma una lámina silícica representada por un trapecio.

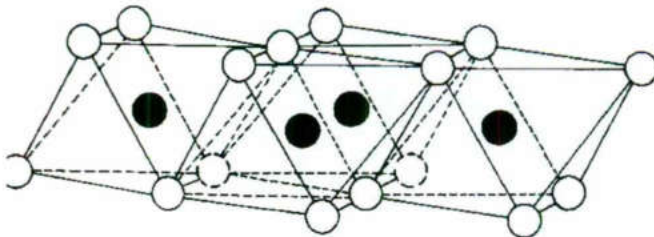


● & ○ Silicio

(c)



Varias unidades octaédricas forman una lámina alumínica representada por un rectángulo.



● Aluminio

(d)

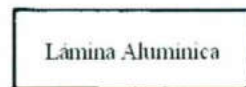


Figura I.7 (c) lámina elemental de silicio de aluminio; (d) lámina octaédrica de aluminio y su representación esquemática. (Braja M. Das 2006)

De acuerdo al arreglo o disposición de las láminas antes mencionadas las arcillas se dividen en los siguientes grupos.

- 1) Arcilla de Caolinita. Su nombre viene del chinokao = alta y ling = colina, que indicaba, en la provincia de Kiangsi, cerca de Jauchu Fa, el lugar donde los chinos encontraron por primera vez este tipo de arcilla al natural.
- 2) Arcilla de Illita. El nombre deriva del estado de Illinois (E.U.).
- 3) Arcilla de Montmorilonita. El nombre deriva del pueblo de Montmorillon (Francia).

Caolinita: Están formadas por una lámina silícica y otra aluminica, que se superponen indefinidamente. La unión entre todas las retículas es lo suficientemente firme para no permitir la penetración de las moléculas de agua entre ellas. En consecuencia, las arcillas caoliniticas serán relativamente estables en presencia del agua. Su superficie específica es $Se = \frac{15m^2}{\text{gramo}}$; $Se = \frac{A}{m}$.

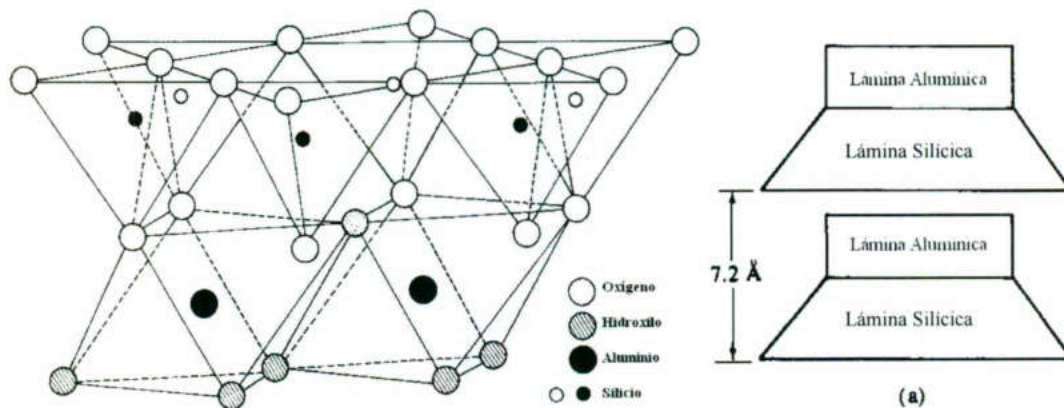


Figura 1.8 Estructura atómica de la caolinita. (Brajá M. Das 2006)

Ilita: Es la superposición de varios bloques indefinidamente, compuestos individualmente por una lámina alumínica entre dos silícicas. Entre los bloques existen iones de potasio por lo que tienden a formar grumos que los hace susceptible de

expansión intermedia. $Se = \frac{80m^2}{\text{gramo}}$.

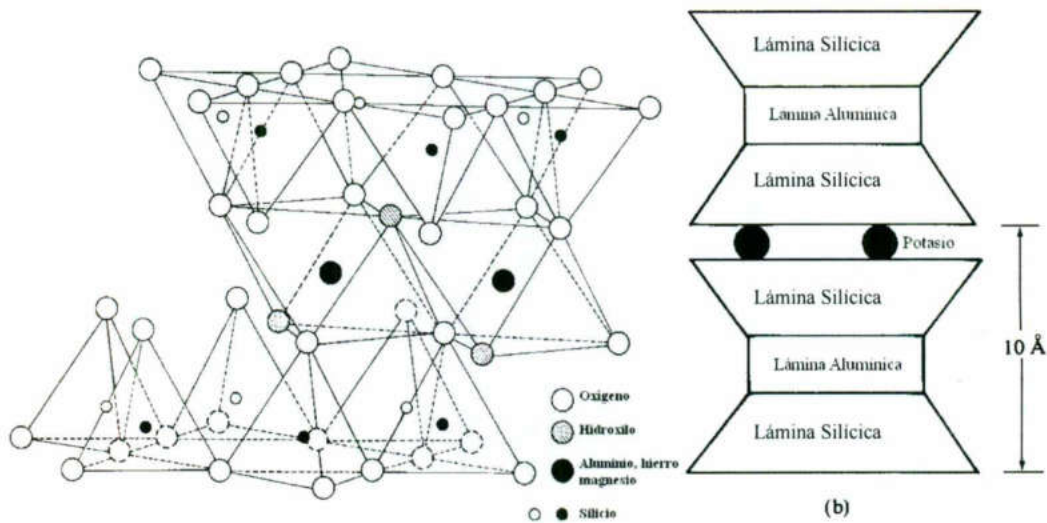


Figura I.9 Estructura atómica de la ilita.(Braja M. Das 2006)

Montmorilonita: Están formadas por una lámina alumínica entre dos silícicas, superponiéndose indefinidamente. En este caso la unión entre las retículas del mineral es débil, por lo que las moléculas de agua pueden introducirse en la estructura con relativa facilidad, a causa de las fuerzas eléctricas generadas por su naturaleza dipolar. Lo anterior produce un incremento en el volumen de los cristales, lo que produce una expansión. Las arcillas montmoriloníticas, especialmente en presencia de agua,

presentarán fuerte tendencia a la inestabilidad. $Se = \frac{800m^2}{\text{gramo}}$.

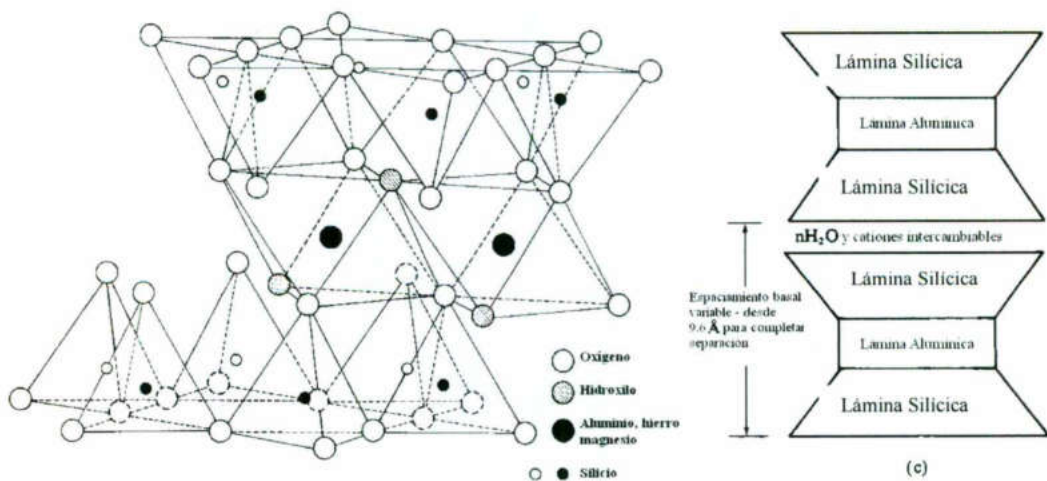


Figura I.10 Estructura atómica de la montmorilonita.(Braja M. Das 2006)

Ejemplo de superficie específica:

Calcule la superficie específica en cm^2 por kg. De las siguientes partículas de suelo idealizadas una grava esférica de 2mm de diámetro, una arena esférica de 0.05mm de diámetro, un limo esférico de 0.002mm de diámetro y un espesor de 1×10^{-6} mm. Por simplicidad asuma que todas las partículas tienen una densidad de 2.7 gr/cm^3 .

Solución:

$$Se = \frac{A}{m} = \frac{\text{área}}{\text{masa}}$$

Grava esférica
Diámetro = 2mm

$$A = 4\pi r^2$$

$$V = \frac{4}{3}\pi r^3$$

$$1\text{cm} = 10\text{mm}$$

$$1\text{cm}^2 = 100\text{mm}^2$$

$$1\text{cm}^3 = 1000\text{mm}^3$$

$$0.2\text{cm} = 2\text{mm}$$

$$0.005\text{cm} = 0.05\text{mm}$$

$$0.0002\text{cm} = 0.002\text{mm}$$

$$0.0002\text{cm} = 0.002\text{mm}$$

$$1\text{kg} = 1000\text{gr}$$

$$\rho = \frac{\text{masa}}{\text{volumen}}$$

$$\text{masa} = \rho \cdot \text{volumen}$$

$$\text{masa} = \frac{4}{3}\pi(0.1)^3 = 4.19 \times 10^{-3} \text{ cm}^3$$

$$\text{masa} = (4.19 \times 10^{-3} \text{ cm}^3) \left(2.7 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \right)$$

$$\text{masa} = 0.011 \text{ gr.}$$

$$A = 4\pi(0.1)^2$$

$$A = 0.125 \text{ cm}^2$$

$$Se = \frac{0.125 \text{ cm}^2}{0.011 \text{ gr}}$$

$$Se = 11.05 \frac{\text{cm}^2}{\text{gr}}$$

Arena esférica

Diámetro = 0.005cm.

$$A = 4\pi r^2$$

$$V = \frac{4}{3}\pi r^3$$

$$V = \frac{4}{3}\pi(2.5 \times 10^{-3})^3$$

$$V = 6.54 \times 10^{-8} \text{ cm}^3$$

$$\text{masa} = (6.54 \times 10^{-8} \text{ cm}^3) \left(2.7 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \right)$$

$$\text{masa} = 1.77 \times 10^{-7} \text{ gr}$$

$$A = 4\pi(2.5 \times 10^{-3})^2$$

$$A = 7.85 \times 10^{-5} \text{ cm}^2$$

$$Se = \frac{7.85 \times 10^{-5} \text{ cm}^2}{1.77 \times 10^{-7} \text{ gr}}$$

$$Se = 443.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{gr}}$$

Limo esférico

Diámetro 0.0002cm

$$A = 4\pi r^2$$

$$V = \frac{4}{3}\pi(1 \times 10^{-4})^3$$

$$V = 4.19 \times 10^{-12} \text{ cm}^3$$

$$\text{masa} = (2.7 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}) (4.19 \times 10^{-12} \text{ cm}^3)$$

$$\text{masa} = 1.13 \times 10^{-11} \text{ gr}$$

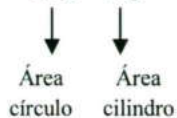
$$A = 4\pi(1 \times 10^{-4})^2$$

$$A = 1.26 \times 10^{-7} \text{ cm}^2$$

$$Se = \frac{1.26 \times 10^{-7} \text{ cm}^2}{1.13 \times 10^{-11} \text{ gr}}$$

$$Se = 11120.68 \frac{\text{cm}^2}{\text{gr}}$$

Arcilla cilíndrica
 Diámetro = 0.0002cm
 Espesor = 1×10^{-7} cm
 Área = $2A_1 + A_2$



$$V = \pi r^2 h$$

$$V = \pi (1 \times 10^{-4})^2 (1 \times 10^{-7})$$

$$V = 3.14 \times 10^{-15} \text{ cm}^3$$

$$\text{masa} = \left(2.7 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \right) (3.14 \times 10^{-15} \text{ cm}^3)$$

$$\text{masa} = 8.48 \times 10^{-15} \text{ gr}$$

$$A_t = 2\pi r h + 2\pi r^2$$

$$A_t = 2\pi (1 \times 10^{-4}) (1 \times 10^{-7}) + 2\pi (6.29 \times 10^{-8} \text{ cm}^2)$$

$$Se = \frac{6.29 \times 10^{-8} \text{ cm}^2}{8.48 \times 10^{-15} \text{ gr}}$$

$$Se = 7416826.05 \frac{\text{cm}^2}{\text{gr}}$$

1.5 Exploración y muestreo de suelos, fundamentos: Pozos a cielo abierto, penetración estándar, tubo Shelby y barril tipo Denison.

Como ingeniero civil siempre se desprende la necesidad de que se tiene que contar, tanto en la etapa de proyecto, como durante la ejecución de la obra, con datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo con el que se está tratando. El conjunto de estos datos debe de llevar al proyectista a adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo que hayan de ser consideradas en el análisis. En realidad es en el laboratorio de mecánica de suelos en donde el proyectista ha de obtener los datos definitivos para su trabajo.

Pero para llegar en el laboratorio a unos resultados razonablemente dignos de crédito es preciso cubrir de forma adecuada una etapa previa e imprescindible: la obtención de muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas.

Resultan así estrechamente ligadas las dos importantes actividades, el muestreo de los suelos y la realización de las pruebas necesarias de laboratorio. De aquí se derivan diferentes métodos de sondeo para el muestreo de suelos como pueden ser pozos a cielo abierto, penetración estándar, tubo Shelby, barril tipo Denison entre otros.

Pozos a cielo abierto

Cuando este método sea practicable debe considerársele como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo.

En estos pozos pueden tomarse muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad envolviéndolas en plástico o cubriéndolas con bolsas. Las muestras inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto de la pared del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea o parafina.



Foto 2. Excavación de pozo a cielo abierto por medio de una retroexcavadora. (Chávez, 2009)



Foto 3.Obtención de una muestra de suelo alterada. (Chávez, 2009)



Foto 4.Obtención de una muestra de suelo inalterada. (Chávez, 2009)

Penetración estándar

Sin duda de todos los métodos éste es el que en la práctica rinde mejores resultados y proporciona más útil información en torno al subsuelo.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos, que es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, de la resistencia a la compresión simple.

Se enrosca un penetrómetro al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg que cae desde una altura de 76cm, contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm. El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del tripie se deja caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación. En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo el suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa. Una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y, seguidamente, a golpes, se hace que el penetrometro entre 15cm dentro del suelo, Desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr 30 cm. A continuación se penetra el muestreador en toda su longitud. Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra que puede obtenerse con este procedimiento.

La utilidad e importancia mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en laboratorio en diversos suelos, sobre todo arenas, que permiten relacionar aproximadamente, la capacidad, en ángulo de fricción interna, ϕ , e arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple, q_u , en arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30cms especificados. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Tubo Shelby

Otro sistema de extracción de muestras se basa en tubos muestreadores, los cuales pueden ser de dos tipos: el muestreador de pared delgada, también llamado tubo "Shelby" y el muestreador partido. Su elección dependerá de la naturaleza del suelo.

El término "Shelby" no es característico de la mecánica de suelos; se usa para indicar que un tubo no tiene costuras, es decir, que no se advierte ninguna soldadura a su largo. Los tubos muestreadores de pared delgada, poseen un diámetro exterior de 2 a 5 pulgadas (50.8 a 127 mm) y se construyen en materiales anticorrosivos de resistencia adecuada, con un espesor en sus paredes igual a 1/16". La longitud del tubo es de 5 a 10 veces el diámetro para penetración en materiales arenosos, y de 10 a 15 veces en el caso de materiales arcillosos. El tubo deberá permanecer circular y suave, sin abolladuras, mellas o rayados, limpio y libre de óxidos y suelo. La punta se hace biselada, formando un borde cortante para facilitar la penetración. La cabeza del tubo de pared delgada es un dispositivo que permite su unión a una barra o asta de perforación. La cabeza posee dos orificios para escape de agua de 9.1 mm de diámetro mínimo y una válvula de retención que cumple un doble propósito: Permitir el ascenso del agua freática o de lavado por tubería de perforación, cuando el tubo baja, e impedir su paso en caso contrario para obviar la expulsión del espécimen.

El tubo se hince en el terreno a presión estática, de forma rápida y velocidad constante. Para esto se hincan unas anclas, dándoles vueltas en el lugar de la perforación; sobre ellas se monta una cruceta en la que se apoya el gato hidráulico que produce la presión necesaria para la hince.

Al utilizarse un tubo "Shelby", la perturbación que se produce a la muestra no es notoria; sin embargo, el tubo partido posee un espesor de paredes tal, que al desplazarse en el terreno producirá una alteración de consideración en la muestra. Por esta razón, al utilizar el tubo partido, no se hince con todas las precauciones a presión estáticas, pues de todas maneras resultará una muestra alterada; se opta por hincarlo a percusión, de manera más rápida y sencilla. Generalmente se usa en materiales arenosos.

M. J. Hvorslev, investigador norteamericano, estudió en 1948 procedimientos de muestreo con tubos de pared delgada y observó que el grado de perturbación producido por el tubo dependía del procedimiento utilizado en su hince. Descubrió que era más favorable hincar el tubo ejerciendo una presión continua, de forma rápida y velocidad constante, que con los métodos dinámicos, a percusión. Hincando el tubo a presión estática, el grado de alteración dependía de lo que él llamó relación de áreas (A_r), que no es más que la relación por cociente entre el área transversal del tubo muestreador y el área interior de él, expresado como un porcentaje. Así tenemos:

$$Ar = (Ae - Ai)/Ai \times 100$$

donde:

Ae: área exterior del tubo muestreador.

Ai : área interior del tubo muestreador.

Expresando las áreas como función de sus respectivos diámetros, la expresión se transforma en:

$$Ar = ((De^2 - Di^2)/Di^2) \times 100$$

donde:

De: diámetro exterior del tubo

Di : diámetro interior del tubo

La relación de áreas de un toma muestra partido de dimensiones normales es de 112%, mientras que para producir especímenes inalterados Hvorslev establece que este valor no debe exceder de un 10%. A medida que la relación de áreas es menor, las paredes del toma muestra serán más delgadas y habrá una menor alteración. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

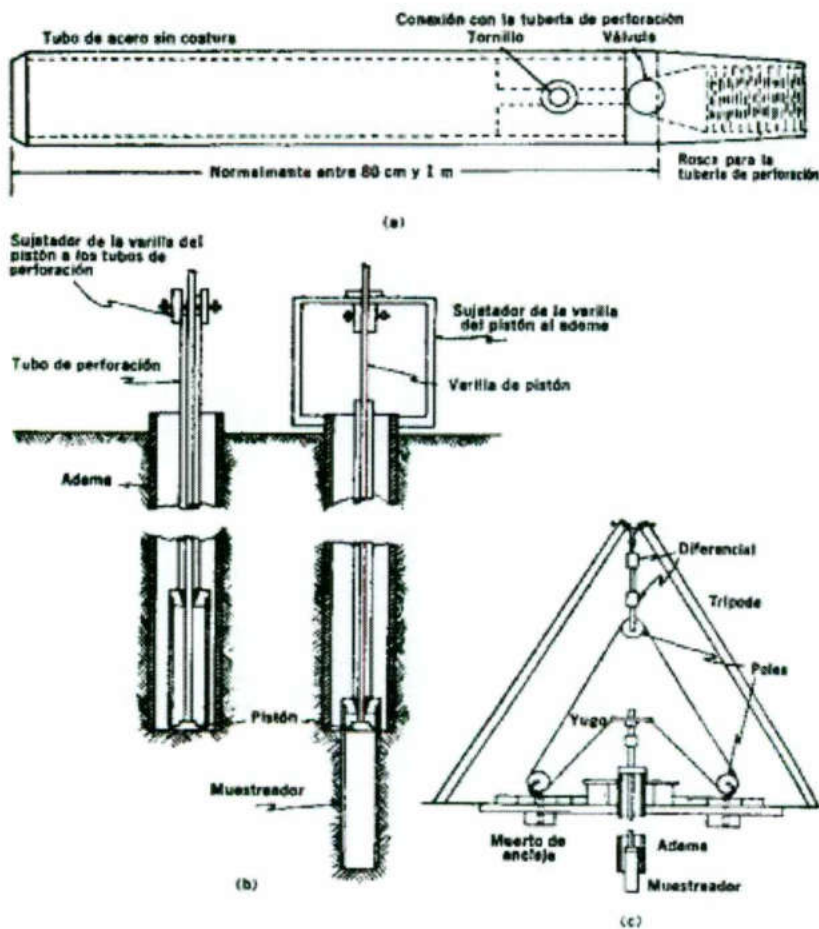


Foto 5. Tubo Shelby. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Barril tipo Denison

Es generalmente un barril muestreador provisto de una broca de diamante o de carburo de tungsteno en su extremo inferior. El barril muestreador más adecuado para propósitos geotécnicos es el llamado doble barril giratorio, el cual permite recuperar la máxima longitud posible de muestra, según la intensidad del fisuramiento y grado de alteración de la roca perforada por el barril.

Con base en la longitud de la muestra recuperada, por el barril muestreado, y el tamaño de los fragmentos de muestra obtenidos, los cuales son un reflejo de la intensidad del fisuramiento natural de la roca y de su grado de alteración, se obtiene el índice de calidad de roca (RQD por sus siglas en inglés), el cual se define como la suma de las longitudes individuales de todos los fragmentos de muestra que exceden de 10 cm de longitud, expresada como un porcentaje de la longitud perforada por el muestreador. Se recomienda utilizar un muestreador cuyo tubo interior tenga una longitud de 1.50m y diámetro interior no menor de 57mm, con el fin de reducir el deterioro de las muestras que se producen en los muestreadores de diámetro menor. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Capítulo 2: Físico química de las arcillas

2.1 Estructura Interna de las Arcillas

La superficie de cada partícula posee carga eléctrica negativa principalmente en el centro de la partícula y positiva en las aristas. La intensidad de la carga depende de la estructuración y composición de la arcilla. Así la partícula atrae iones positivos del agua (H^+) y a cationes de diferentes elementos químicos, tales como Na^+ , K^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , Al^{+++} y Fe^{+++} .

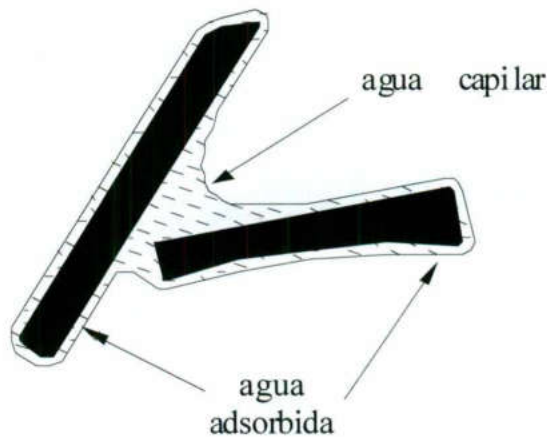


Figura II.1 Diferentes tipos de agua alrededor de una partícula. (Zepeda, 2004)

El agua que se encuentre alrededor de la partícula se subdivide en los siguientes tres tipos:

Agua adsorbida o adherida: Es el agua ligada estructuralmente a la partícula mineral. Se dice que está sometida a grandes presiones de absorción alrededor de $20\,000\text{kg/cm}^2$ según Winterkorn y Bayer. Debido a esta presión se considera que esta en estado sólido ya que estudios de Bridgman indican que el punto de congelación del agua cuando está sujeta a grandes presiones se da a mayores temperaturas respecto al valor normal de 0°C . En particular señaló que a $10,000\text{kg/cm}^2$ la congelación del agua ocurre a 30°C . Cuando una muestra de suelo se somete a secado a las temperaturas convencionales de los ensayos de laboratorio ésta agua no desaparece por lo que se considera parte de la fase sólida del suelo.

Agua capilar o viscosa: Es el agua que por efecto de la tensión superficial queda atrapada en los poros de la estructura del suelo. El agua capilar puede fluir con un gradiente hidráulico mayor que la carga capilar del suelo.

Agua gravitacional: Es el agua sujeta únicamente a la fuerza de la gravedad, puede fluir libremente.

Terzaghi y Peck estiman que la capa sólida y viscosa puede tener un espesor de tres 0.005 micras, si bien indican que el agua no presenta sus propiedades normales por

completo hasta un alejamiento de 0.1 micras aproximadamente, a partir de la superficie del cristal.

Intercambio catiónico

Los cristales de arcilla pueden cambiar los cationes adsorbidos en su película superficial; por ejemplo, una arcilla hidrógena (con cationes H^+) puede transformarse en sódica, si se hace que circule a través de su masa, agua con sales de sodio en disolución. En realidad lo que ocurre es un intercambio de cationes entre el agua y las películas adsorbidas por las partículas minerales, algunas veces en reacción rápida. Los cationes intercambiables más usuales son: Na^+ , K^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , H^+ y $(NH_4)^+$. Las caolinitas son menos susceptibles de intercambiar sus cationes que las montmorilonitas y las ilitas poseen la propiedad en grado intermedio. La capacidad de intercambio crece con el grado de acidez de los cristales, es decir es mayor si el pH del suelo es menor; la actividad catiónica se hace notable, en general, para valores de pH menores que 7. La capacidad de intercambio también crece con la velocidad y concentración de la solución que circule por la masa de suelo.

Las propiedades mecánicas de una arcilla pueden cambiar al variar los cationes contenidos en sus complejos de adsorción, pues a diferentes cationes ligados corresponden distintos espesores en la película adsorbida, lo que se refleja sobre todo en las propiedades de plasticidad y resistencia del suelo.

En general, los cationes pueden disponerse según su efecto benéfico decreciente en la resistencia de las arcillas de acuerdo con la lista: $(NH_4)^+$, H^+ , K^+ , Fe^{+++} , Al^{+++} , Mg^{++} , Ba^{++} , Ca^{++} , Na^+ , Li^+ . (J. Badillo y R. Rodríguez 1979)

2.2 Identificación de minerales de arcilla

Existen hoy varios procedimientos al alcance del investigador a fin de identificar los minerales constituyentes de una arcilla; los métodos de investigación por Rayos X y el conocido como "Balance Térmico de las Arcillas" son los más conocidos; el microscopio electrónico proporciona datos útiles también sobre todo en lo referente a forma y tamaño de las partículas minerales. Los Rayos X se difractan a su paso a través de una muestra de arcilla y cada trayectoria de difracción es una imagen de distintos planos atómicos; el conjunto de trayectorias retrata la estructura interna de la arcilla. Así se revela un promedio de 2×10^7 láminas reticulares por centímetro de material.

El efecto de las altas temperaturas sobre una arcilla es extraer el agua de sus retículas laminares, transformando un mineral de arcilla en otro compuesto químico. La caolinita por ejemplo, permite la remoción de su agua estructural a partir de $500^\circ C$ y el mineral puede transformarse en óxido de aluminio y sílice. Los demás minerales de arcilla presentan también efectos típicos al ser altamente calentados; estos efectos permiten su identificación.

El análisis químico también se ha usado ampliamente como medio para cubrir las mismas finalidades mencionadas.

Los métodos actuales de identificación están lejos de ser satisfactorios. El microscopio electrónico permite distinguir ciertos minerales de forma muy típica, tales como la haloisita (del grupo de las caolinitas y de forma tubular muy notable), pero sus resultados plantean problemas de interpretación en las formas de escama, de las que participan gran número de minerales de arcilla (montmorilonitas e illitas).

La difracción por Rayos X puede ser más informativa en general, pero a causa del pequeño tamaño de los cristales y su orientación desordenada, las trayectorias de difracción se definen y distingue muy difícilmente. Moderadamente se han usado otros procedimientos de difracción electrónica, que parecen ofrecer mayores posibilidades.

La investigación por altas temperaturas (balance térmico), es dudosa, sobre todo en arcillas formadas por mezclas mineralógicas; sus resultados se hacen entonces de muy penosa e insegura interpretación, dado que las propiedades del conjunto grandemente de las partes.

El análisis químico es útil, pero da la composición integral de la arcilla y no informa sobre cómo se distribuyen sus componentes, en el caso de que se trate de arcillas producto de la mezcla de varias clases de minerales. Aun en arcillas puras, formadas por un solo mineral, la composición de éste puede tener variaciones importantes, por lo que los métodos químicos pueden ser de conclusiones inseguras. (Mitchell, 1993)

Difracción de rayos x (XRD)

Un cristal está construido por átomos y moléculas distribuidos regularmente en el espacio tridimensional y posee periodicidades características, o periodos de identidad, a lo largo de los ejes cristalográficos.

Cuando un haz de Rayos X con longitud de onda (λ) bombardea un cristal, los electrones de los átomos que encuentra en su trayectoria difunden los Rayos X en todas las direcciones, vibran con una frecuencia igual a la incidente, absorben parte de la energía y actúan como fuentes de nuevos frentes de onda coherentes (misma frecuencia y longitud de onda λ) difundiéndose la energía como Radiación X. En general, la radiación estimulada interfiere entre sí destructivamente, pero dado que las distancias interatómicas tienen un rango de magnitud comparable a la longitud de onda (λ) de los Rayos X, en algunas direcciones específicas se refuerzan mutuamente (interferencia constructiva) produciendo fuentes de onda que están en fase. Así, sólo en unas direcciones específicas la amplitud de las ondas individuales se sumará para dar una onda resultante que tenga la intensidad máxima, la cual puede ser registrada. Las distancias interatómicas dentro del cristal producen un único arreglo de difracción máximo, el cual sirve para identificar el mineral ya que no existen dos minerales que tengan exactamente las mismas distancias en tres dimensiones. La hipótesis anterior fue concebida, aunque no comprobada experimentalmente, por Max Von Laue a principios del siglo XX. Los difractogramas obtenidos mediante su técnica son evaluados matemáticamente siendo su análisis algo complejo.

W.H. Bragg y W.L. Bragg dieron una presentación más sencilla a este fenómeno la cual se conoce comúnmente con el nombre de la Ley de Bragg, que se formula así:

$$n \cdot \lambda = 2 \cdot d \cdot \text{sen}\theta \quad \text{II.1}$$

Donde:

n : Orden de reflexión. Corresponde al número de longitudes de onda entre rayos difundidos por planos atómicos adyacentes.

λ : Longitud de onda de los Rayos X.

d : Distancia interplanar de la familia de planos paralelos que difractan los Rayos X.

θ : Ángulo de incidencia del rayo.

Los Rayos X ocupan sólo una pequeña parte del espectro electromagnético en la región de las ondas cortas (0.01 a 100 Å). La longitud de onda de mayor interés para el análisis mineralógico se extiende sólo de 0.4 a 3 Å, ya que en este rango se encuentran comprendidos los espacios interplanares en las redes cristalinas. (Mitchell, 1993)

Métodos de difracción de rayos x (XRD)

La longitud de onda (λ), la distancia interplanar (d) y el ángulo de incidencia del haz (θ) son las tres magnitudes que se pueden conjugar para obtener patrones de difracción, de aquí surgen los diferentes métodos que se han utilizado en el estudio de estructuras cristalinas:

- a. Método de Laue: λ y θ fijos.
- b. Método de cristal giratorio.
- c. Método de polvo cristalino.

Los dos primeros métodos no son aplicables al estudio de arcillas. El tercer método consiste básicamente en que la muestra para analizar se reduce a un polvo muy fino. Se hace incidir un haz de Rayos X sobre la superficie de dicho polvo cristalino, constituido por miles de cristallitos orientados al azar, ya que de esta forma siempre habrá un buen número de cristales orientados tal que una familia de planos reticulares, de distancia interplanar d , satisfagan la ley de Bragg. (Mitchell, 1993)

Los difractogramas y su análisis general

Los difractogramas son los diagramas resultantes de cada ensayo de difracción. Las distancias constantes en un arreglo cristalino originan una distribución característica de máximos (picos) que permiten identificar cualitativamente el cristal, la intensidad de estos picos (eje vertical) es proporcional al número de planos que difractan los rayos incidentes, lo cual ocurre a ángulos de incidencia precisos. Al analizar el área bajo la curva es posible hacer una evaluación semicuantitativa, es decir, calcular la concentración de la estructura específica.

Los resultados entregados por los difractogramas contienen toda la información del conjunto de redes cristalinas (usualmente policomponentes), las cuales son más complejas cuando lo que se analiza son suelos debido a la gran variedad de compuestos que se pueden presentar.

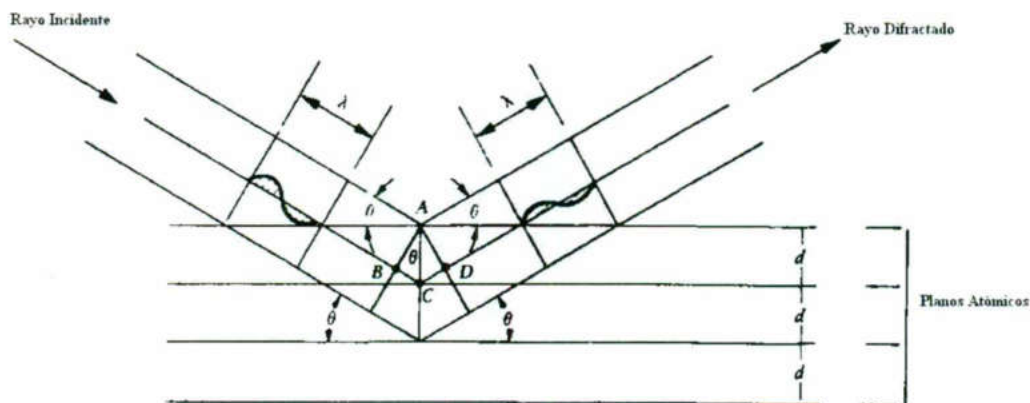


Figura II.2 Condiciones geométricas para la difracción de Rayos X de acuerdo a la ley de Bragg. (Mitchell, 1993)

Esta información de redes cristalinas es interpretada por el software del equipo y transformada a distancias interplanares (d) en unidades \AA mediante la ecuación de Bragg. A cada pico se le asigna un valor de intensidad y con esta información se procede a identificar el cristal (o cristales) al cual pertenece el patrón de difracción investigado.

Es muy probable que al analizar los patrones de difracción de una muestra algunos de los picos de cierto mineral no coincidan, esto en algunos casos se debe a que el difractograma permite ver las diferentes reflexiones de los minerales en uno sólo y se puede presentar que cierto mineral tenga un d similar al de otro, pero una intensidad más alta, lo cual ocasiona que el pico del mineral de intensidad baja no se pueda apreciar directamente en el difractograma.

El fenómeno descrito es muy común cuando se tienen muestras con una gran cantidad de componentes amorfos o con mucha diversidad de elementos. Por lo anterior, cuando se trata de análisis de suelos por difracción de Rayos X (XRD) se debe hacer una preparación de las muestras, la cual reduce de forma controlada la intensidad de ciertos minerales y, en ocasiones, elimina su presencia ayudando a visualizar mejor las intensidades de los otros elementos presentes de modo que de una muestra se obtienen varios difractogramas que se complementan entre sí y que ayudan al analista del método XRD a identificar con mayor grado de seguridad los componentes de la muestra. (Mitchell, 1993)

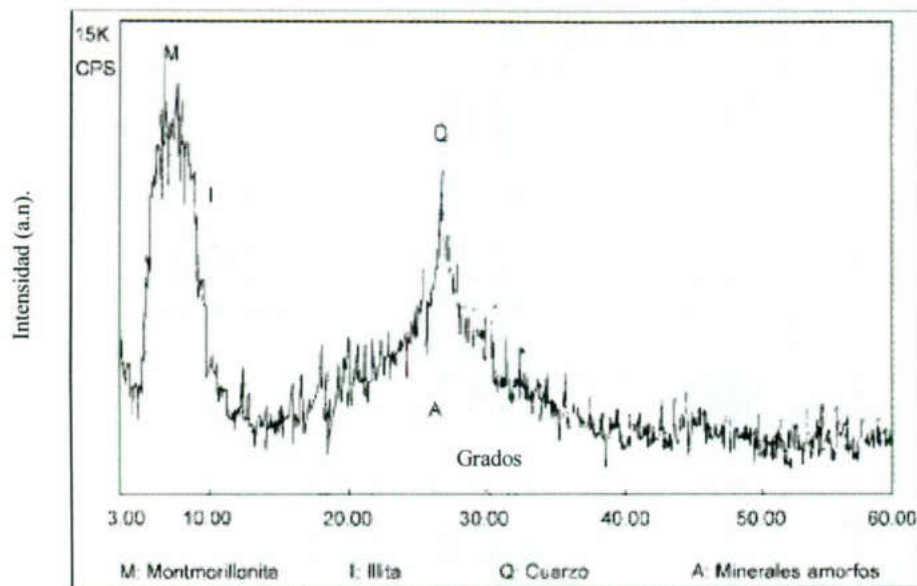


Figura II.3 Cuadro de un difractograma con la identificación de cuarzo, illita, monmorillonita y minerales amorfos. (Mitchell, 1993)

Análisis térmico diferencial

Técnicas térmicas han sido utilizadas para el estudio de suelos y minerales de arcilla, El análisis térmico diferencial es la aplicación más amplia que se ha encontrado, y consiste en calentar simultáneamente una muestra de suelo y un material (térmica, física y químicamente inerte) en intervalos constantes de temperatura (aproximadamente a 10°C/min) hasta llegar a 1000°C y medir constantemente la diferencias de temperaturas entre la muestra de suelo y el material inerte. Diferencias de temperatura entre la muestra de suelo y el material inerte reflejan reacciones en la muestra provocadas por el calentamiento. El análisis termogravimétrico, en el cual existen cambios en el peso a causa de la pérdida de agua o CO₂ o ganancia de oxígeno son útiles también para determinar que tipo de material es.

Los resultados del análisis térmico diferencial son presentados en una gráfica de diferencias de temperatura (ΔT) entre la muestra de suelo y el material inerte contra la temperatura (T). Reacciones endotérmicas son en las cuales la muestra absorbe calor y reacciones exotérmicas donde la muestra libera calor. El análisis consiste en comparar la gráfica obtenida del material con la gráfica de otros materiales ya conocidos y ver la similitud o diferencia de la curvas. (Mitchell, 1993)

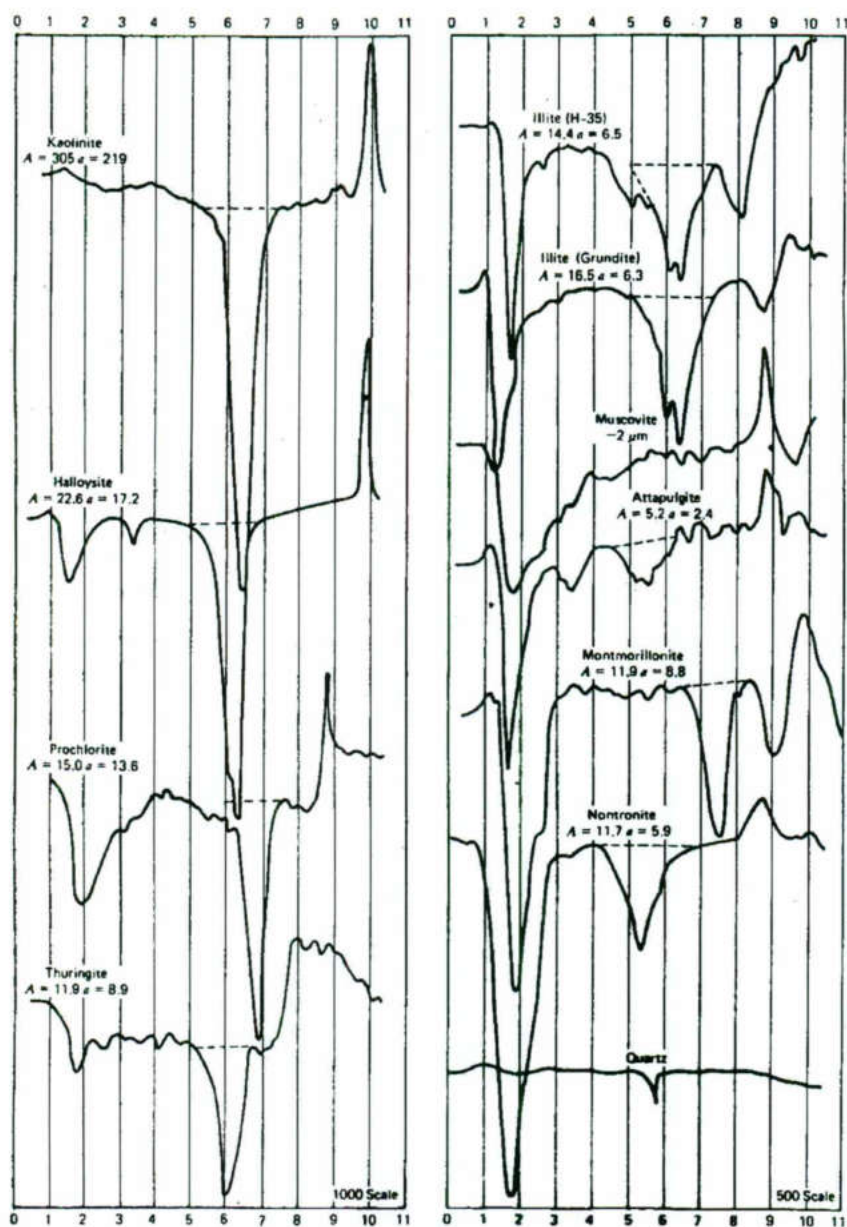


Figura II.4 Termograma característico para minerales de arcilla. (Mitchell, 1993)

Microscopio de electrones

El microscopio de electrones es una herramienta muy importante para el estudio de los suelos, porque con microscopios de electrones modernos es posible tener la resolución de distancias menores de 100 Å. Haciendo posible el estudio de pequeñas partículas de arcilla. El estudio de partículas simples por difracción de electrones también es posible. La difracción de electrones es similar a la difracción de rayos X excepto porque se dispara un haz de electrones en vez de una haz de rayos X.

Lentes magnéticos, los cuales reflejan un haz de electrones, forman la base del sistema óptico del microscopio de transmisión de electrones. Un haz de electrones es enfocado

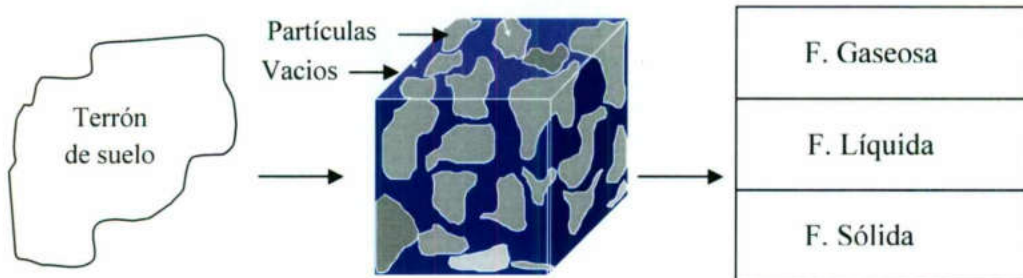
al espécimen, el cual es una réplica de la superficie de la estructura que está bajo estudio, algunos de los electrones son esparcidos en el espécimen, y diferentes partes del espécimen aparecen luminosas u oscuras en proporción al esparcimiento. Después de pasar por una diferente serie de lentes, la imagen se exhibe en una pantalla fluorescente para ser observada. Probablemente el aspecto más crítico del éxito de la transmisión del microscopio de electrones es la preparación del espécimen. (Mitchell, 1993)

Capítulo 3: Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos

3.1 Fases del suelo

Un suelo que aparentemente es amorfo y sin estructura en realidad no lo es, sino todo lo contrario cuenta con estructura y composición única.

Las principales fases que componen un suelo son: la fase sólida, fase líquida y fase gaseosa. En la fase sólida se incluye los minerales del suelo y el agua adsorbida. En la fase líquida se incluye principalmente el agua que se puede desprender de la partícula a $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$. La fase gaseosa incluye el aire o gases que contenga el suelo.



Suelo saturado y suelo no saturado

Se dice que un suelo es saturado cuando todos sus vacíos están llenos de agua, estos suelos generalmente se presentan en la zona de ascensión capilar y debajo del nivel de aguas freáticas (N.A.F.). El nivel de aguas freáticas corresponde al lugar geométrico en que el agua se encuentra sujeta a la presión atmosférica.

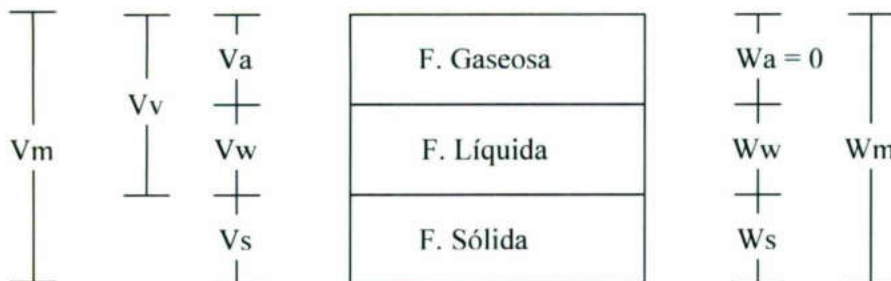
Suelo no saturado o parcialmente saturado, son suelos que tienen tres fases; fase líquida, fase sólida y fase gaseosa. Estos suelos generalmente se encuentran sobre la zona de ascensión capilar.

Suelo seco es el suelo que tiene todos sus vacíos llenos de aire. Aunque en la naturaleza difícilmente se tiene un suelo seco en laboratorio si se podría tener cuando es sometido a secado. Cuando tal situación ocurra solamente se tendría la fase sólida y la fase gaseosa.

Nomenclatura

Volúmenes

Pesos



V_s = Volumen de sólidos.
 W_s = Peso de Sólidos.
 V_w = Volumen de Agua.
 W_w = Peso de Agua.
 V_a = Volumen de Aire.
 W_a = Peso del Aire.
 V_m = Volumen de la Masa de Suelo.
 W_m = Peso de la Masa de Suelo.
 V_v = Volumen de Vacíos.
 Volumen de vacío es el espacio que puede contener agua y aire.

Relaciones gravimétricas

Contenido de agua $\omega(\%)$

$$\omega(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad \text{--- III.1}$$

El contenido de agua es uno de los parámetros fácilmente obtenibles en el laboratorio y se determina a partir de la diferencia de pesos que hay entre el peso de masa de suelo (W_m) y el peso seco (W_s) después de someterlo a secado al horno a una temperatura de $110 \pm 5^\circ \text{C}$.

La variación del contenido de agua puede ser de 0 a ∞ ya que en la naturaleza puede llegar a tomar valores de 0 hasta 1800%.

El contenido de agua es un parámetro local y la interpretación de éste dependerá del lugar donde se determine. Por ejemplo un valor del 40% en el Distrito Federal se consideraría relativamente seco mientras que en Querétaro es un valor que se encuentra arriba del promedio de contenido de agua.

Cd. De México 400 – 500% (saturado).

Cd. De Querétaro 25 – 35% (no saturado) en condiciones saturadas 50%.

(Moedano, 1990).

3.2 Relaciones volumétricas

Grado de saturación, G_w

$$G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad \text{Grado de saturación varía de 0 a 100.} \quad \text{--- III.2}$$

0 \rightarrow Suelo seco.

100 \rightarrow Suelo saturado.

$0 < G_w(\%) < 100$ Suelo no saturado o parcialmente saturado.

Relación de vacíos, e

Volumen de vacíos entre volumen de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{III.3}$$

Variación en la naturaleza 0.25 - 15

Variación Teórica 0 - ∞ .

Porosidad, n

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100 \quad \text{Variación teórica 0 a 100.} \quad \text{III.4}$$

$$\text{Peso específico del agua } \gamma_w = \frac{W_w}{V_w} ; 1000 \text{ kg/cm}^3, 1 \text{ T/m}^3, 1 \text{ gr/cm}^3 \quad \text{III.5}$$

γ_0 : Peso específico del agua a 4°C

Cuando el γ_w se obtiene a 4°C $\longrightarrow \gamma_0$

Utilidad de γ_w ó del γ_0

Ejemplo 1: Si se conoce el W_w ¿Cuánto vale V_w ?

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} \quad \text{III.1.1}$$

Peso específico de la masa de suelo (Peso volumétrico del material).

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \quad \longrightarrow \text{ Se referencia toda la masa de suelo.} \quad \text{III.7}$$

Generalmente los pesos específicos se utilizan para el cálculo de esfuerzos en la masa de suelo.

$$\gamma_m \times z = \frac{T}{m^3} \times m = \frac{T}{m^2} \quad \longrightarrow \text{ Esfuerzo.}$$

Peso específico seco.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \quad \longrightarrow \text{ Se referencia la fase solida con toda la masa.} \quad \text{III.8}$$

Una utilización del peso específico seco se da en el cálculo del grado de compactación de suelos.

$$\text{Grado de compactación} = \frac{\gamma_{d_{campo}}}{\gamma_{d_{máximo}}} \times 100 \quad \text{III.9}$$

A bajo contenido de agua baja compactación. A menor o mayor contenido de agua respecto al contenido óptimo de agua se tendrá menor grado de compactación.

Ejemplo 2:

A partir del contenido de agua y el peso específico de la masa de suelo obtenga el peso específico seco.

A partir de $\omega = \frac{W_w}{W_s}$ y $\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$ obtener $\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$

Partiendo de:

$$\gamma_d \rightarrow f(\omega, \gamma_m) \quad \begin{matrix} W_w = W_m - W_s & \text{--- III.2.1} \\ W_m = W_w + W_s & \text{--- III.2.2} \end{matrix}$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \quad \text{--- III.2.3}$$

De III.2.2:

$$W_s = W_m - W_w; \omega = \frac{W_w}{W_s} \text{ y } W_w = \omega W_s \quad \text{--- III.2.4}$$

De III.2.4:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \quad \text{--- III.2.5}$$

Sustituyendo III.2.4 en III.2.5:

$$\gamma_m = \frac{W_s + W_w}{V_m} = \frac{W_s + \omega W_s}{V_m} = \frac{W_s(1 + \omega)}{V_m} = \gamma_d(1 + \omega) = \gamma_m$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{(1 + \omega)} \quad \text{--- III.2.6}$$

3.3 Relaciones fundamentales

$\gamma_0 \rightarrow$ Peso específico del agua a 4°C.

$\gamma_0 = 1 \text{ T/m}^3; 1 \text{ gr/cm}^3; 1000 \text{ kg/m}^3.$

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \text{ Para fines prácticos de mecánica de suelo se considera igual a } \gamma_0 \quad \text{III.10}$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \text{ Peso específico de la masa de suelo.} \quad \text{III.11}$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \text{ Peso específico seco.} \quad \text{III.12}$$

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \text{ Peso específico de sólidos.} \quad \text{III.13}$$

Expresiones para calcular el γ_m , γ_d , y γ_{sat} en función de otras relaciones fundamentales

Peso específico de la masa de suelo.

$$\gamma_m = \frac{(1+\omega)S_s\gamma_w}{1+e}$$

$$\gamma_m = \frac{(S_s + Gwe)\gamma_w}{1+e}$$

$$\gamma_m = \frac{(1+\omega)S_s\gamma_w}{1 + \frac{\omega S_s}{Gw}}$$

$$\gamma_m = S_s\gamma_w(1-n)(1+\omega)$$

Peso específico seco.

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega}$$

$$\gamma_d = \frac{S_s\gamma_w}{1+e}$$

$$\gamma_d = S_s\gamma_w(1-n)$$

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + \frac{\omega S_s}{Gw}} \gamma_w$$

$$\gamma_d = \frac{eGw\gamma_w}{(1+e)w}$$

$$\gamma_d = \gamma_{sat} - n\gamma_w$$

$$\gamma_d = \gamma_{sat} - \left(\frac{e}{1+e}\right)\gamma_w$$

Peso específico saturado.

$$\gamma_{sat} = \frac{(S_s + e)\gamma_w}{1+e}$$

$$\gamma_{sat} = [(1-n)S_s + n]\gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = \left(\frac{1+\omega}{1+\omega S_s}\right)S_s\gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = \left(\frac{e}{\omega}\right)\left(\frac{1+\omega}{1+e}\right)\gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + \left(\frac{e}{1+e}\right)\gamma_w$$

Cuando el suelo se encuentra totalmente saturado el peso específico de la masa de suelo γ_m se denota como γ_{sat} para hacer énfasis que está en esa condición.

Tipo de suelo	Relación de vacíos	Contenido natural de humedad en estado saturado %	Unidad de peso seco.	
			γ_d (lb/ft ³)	(kN/m ³)
Arena uniforme suelta	0,8	30	95	14,5
Arena densa uniforme	0,45	16	115	18
Arena suelta granular angular rica en nutrientes	0,65	25	102	16
Arena densa granular angular rica en nutrientes	0,4	15	121	19
Arcilla rígida	0,6	21	108	17
Arcilla suave	0,9-1,4	30-50	73-93	11,5-14,5
Loess	0,9	25	86	13,5
Arcilla orgánica suave	2,5-3,2	90-120	38-51	06-ago
Cultivo Glacial	0,3	10	134	21

Tabla 2.0 Valores típicos para la relación de vacíos, contenido de humedad y unidad de peso seco (Braja M. Das, 2006)

3.4 Relaciones básicas en suelos de dos y tres fases

Es costumbre en el área de Mecánica de Suelos trabajar con parámetros adimensionales (sin unidades).

Los principales pesos específicos relativos se obtienen al dividir un peso específico entre el peso específico del agua (1000kg/m³).

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{Wm}{Vm\gamma_o} \text{ Peso específico relativo de la masa de suelo.} \quad \boxed{\text{III.14}}$$

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{Ws}{Vs\gamma_o} \text{ Peso específico relativo de sólidos.} \quad \boxed{\text{III.15}}$$

$$S_d = \frac{\gamma_d}{\gamma_o} = \frac{Ws}{Vm\gamma_o} \text{ Peso específico relativo seco.} \quad \boxed{\text{III.16}}$$

Ejemplo 3: Determine la relación de vacíos en función de la porosidad y viceversa.

$$e \rightarrow f(n)$$

$$n \rightarrow f(e)$$

$$e = \frac{V_v}{V_m - V_v}$$

$$\left[e(V_m - V_v) = V_v \right] \left(\frac{1}{V_v} \right)$$

$$e \frac{V_m}{V_v} - e \frac{V_v}{V_v} = 1$$

$$e \frac{1}{n} - e = 1$$

$$e \left(\frac{1}{n} - 1 \right) = 1$$

$$e \left(\frac{1-n}{n} \right) = 1 \quad \underline{e = \frac{n}{n-1}} \quad \text{III.17}$$

$$e = \frac{n}{n-1} = e(1-n) = n \rightarrow (e - en = n) \left(\frac{1}{n} \right)$$

$$\frac{e}{n} - e = 1 \rightarrow \frac{e}{n} = 1 + e$$

$$\underline{n = \frac{e}{1+e}} \quad \text{III.18}$$

Ejemplo 4: Encuentre el W_s en función del contenido de agua y el W_m

$$W_s = f(\omega, W_m)$$

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \rightarrow \omega = \frac{W_m - W_s}{W_s}$$

$$\omega W_s = W_m - W_s$$

$$\omega W_s + W_s = W_m$$

$$W_s(\omega + 1) = W_m$$

$$\underline{W_s = \frac{W_m}{\omega + 1}} \quad \text{III.19}$$

Ejemplo 5: En un suelo parcialmente saturado; $S_s = 2.6$, $e = 1$, $\gamma_m = 1.6 \text{ t/m}^3$
Calcule G_w , n , w , γ_d

Parcialmente saturado 3 fases

$$S_s = 2.6$$

$$e = 1$$

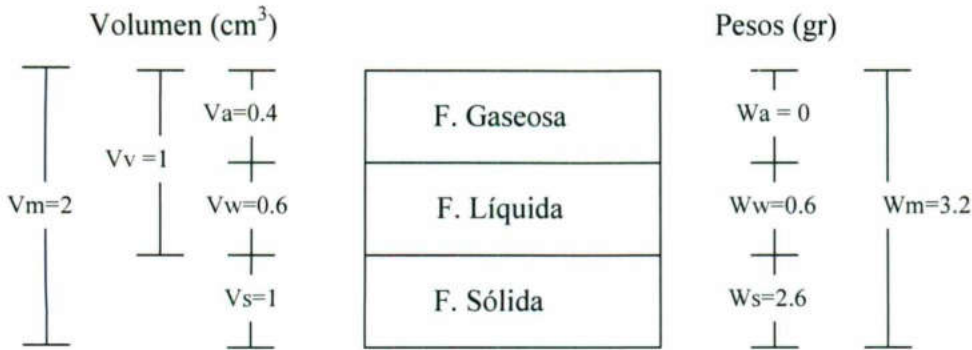
$$\gamma_m = 1.6 \text{ t/m}^3$$

Inspeccionar que información tengo

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}; e = \frac{V_v}{V_s}; \gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

Solución a partir de suponer V_s con valor unitario y con base a las relaciones S_s , e , γ_m , se determinará primeramente los valores de peso y volumen de las fases que componen el suelo.

Suponiendo $V_s = 1m^3$



1. A partir de S_s determinamos W_s

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

$$2.6 = \frac{W_s}{1(1 \text{ ton}/m^3)}$$

$$W_s = 2.6 \text{ ton}$$

2. Con la relación de vacíos e determinamos el V_v

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$1 = \frac{V_v}{1m^3}$$

$$V_v = 1m^3$$

3. Con V_v y V_s determinamos V_m

$$V_m = V_v + V_s$$

$$V_m = 1 + 1$$

$$V_m = 2m^3$$

4. A partir de γ_m determinamos W_m

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

$$W_m = \gamma_m V_m$$

$$W_m = 1.6(2)$$

$$W_m = 3.2 \text{ ton}$$

5. Con W_m y W_s determinamos W_w

$$W_w = W_m - W_s$$

$$W_w = 3.2 - 2.6$$

$$W_w = 0.6 \text{ ton}$$

6. A partir de γ_w determinamos V_w

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{0.6}{1}$$

$$V_w = 0.6 \text{ m}^3$$

7. Con los valores obtenidos determinamos el grado de saturación (G_w), la porosidad (n), el contenido de agua (ω) y el peso seco de la muestra (γ_d).

$$G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100 = \frac{0.6}{1} \times 100 = 60\%$$

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100 = \frac{1}{2} \times 100 = 50\%$$

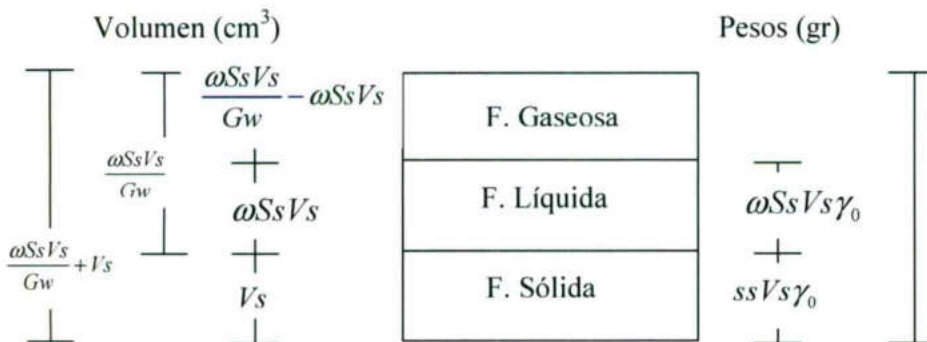
$$\omega(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 = \frac{0.6}{2.6} \times 100 = 23.08\%$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{2.6}{2} = 1.3 \text{ ton/m}^3$$

Ejemplo 6: Determine el peso específico de la masa de suelo en función del contenido de agua, peso específico relativo de sólidos, peso específico del agua y grado de saturación.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}; w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100; S_s = \frac{\gamma_s}{V_s \gamma_0}; \frac{W_w}{W_s} \times 100; G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

$$\gamma_m = f(\omega, S_s, \gamma_w, G_w)$$



$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} \quad ; \quad W_s = S_s V_s \gamma_0$$

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \quad ; \quad W_w = \omega W_s \quad ; \quad W_w = \omega S_s V_s \gamma_0$$

$$W_w = W_m - W_s \quad ; \quad W_m = W_w + W_s$$

$$\gamma_0 = \frac{W_w}{V_w} \quad ; \quad V_w = \frac{W_w}{\gamma_0} = \frac{\omega S_s V_s \gamma_0}{\gamma_0} \quad ; \quad V_w = \omega S_s V_s$$

$$G_w \frac{W_w}{V_w} \quad ; \quad V_v = \frac{V_w}{G_w} = \frac{\omega S_s V_s}{G_w}$$

$$V_v = V_a + V_w \quad ; \quad V_a = V_v - V_w \quad ; \quad V_a = \frac{\omega S_s V_s}{G_w} - \omega S_s V_s$$

$$V_m = V_v + V_s \quad ; \quad V_m = \frac{\omega S_s V_s}{G_w} + V_s$$

$$W_m = W_s + W_w = S_s V_s \gamma_0 + \omega S_s V_s \gamma_0 = S_s V_s \gamma_0 (1 + \omega)$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{S_s V_s \gamma_0 (1 + \omega)}{\frac{\omega S_s V_s}{G_w} + V_s} = \frac{S_s V_s \gamma_0 (1 + \omega)}{V_s \left(\frac{\omega S_s}{G_w} + 1 \right)} = \frac{S_s \gamma_0 (1 + \omega)}{\left(\frac{\omega S_s}{G_w} + 1 \right)}$$

Capítulo 4: Características y estructuración de las partículas minerales.

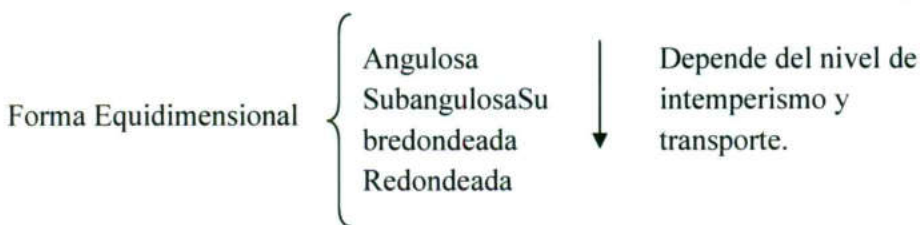
4.1 Forma

La forma de la partícula de un mineral de un suelo es fundamental en el comportamiento mecánico de este.

En los suelos gruesos la forma característica es la equidimensional, en la cual las tres dimensiones de la partícula son de magnitud comparable. Se origina por la acción de los agentes mecánicos desintegradores y sólo excepcionalmente corresponden a partículas que hayan sufrido un ataque químico. Según la intensidad y lapso con que estos agentes mecánicos hayan actuado, se producen variedades en la forma equidimensional, de las cuales pueden considerarse la redondeada, la subredondeada, la subangulosa y angulosa, en escala decreciente de los efectos del ataque de los agente desintegradores, la forma redonda, es prácticamente la esférica, mientras que la angulosa es la que presenta aristas y vértices agudos (por ejemplo, la piedra triturada) cuando estos vértices de aristas están redondeados, por el efecto del rodado y a abrasión mecánica, se tiene la forma subangulosa la que por un proceso más intenso de la erosión, puede devenir ala forma subredondeada final. Las formas angulosas son típicas de arenas residuales, y las arenas volcánicas contienen esas formas en partículas cristalizadas. Las arenas marinas son a menudo también angulosas. Las formas redondeadas son frecuentes en las arenas de río y an algunas fromaciones de playa, si bien, en el primer caso, abundan formas subredondeadas y subangulosas, por las partículas que no se arrastran, no sufren el efecto de la abrasión o el redondeamiento. (J. Badillo y R. Rodriguez, 1979)

Suelos gruesos (Grava y Arena)

Tamaños entre 0.074mm y 75mm.



→ Suelos Finos (Arcillas y Limos)

Tamaños menores a 0.074mm.

- Las arenas son suelos gruesos, forma equidimensional, se ha comprobado que el mejor método de compactación es a través de vibración.
- Los suelos finos, el método estático.

4.2 Estructuración de los suelos

Estructura es la forma de acomodo de las partículas que constituyen el suelo. De acuerdo al tipo de suelo grueso o fino se tienen las siguientes estructuras:

Suelo grueso: estructura simple

Suelo Fino: estructura panaloide, estructura floculenta, estructura castillo de naipes, estructura dispersa, estructura compuesta.

Suelos gruesos

En esta estructura las partículas se disponen o se acomodan una sobre otras teniendo cada una varios puntos de apoyo producto de la atracción gravitacional. Se presenta para partículas de tamaño de 0.01mm.

El comportamiento mecánico e hidráulico de un suelo grueso de estructura simple depende de la compacidad y la orientación de sus partículas.

Compacidad es el grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo dejando más o menos vacios entre ellas.

La compacidad se mide a través del concepto de compacidad relativa, propuesto originalmente por Karl Terzaghi.

$Cr(\%)$ = compacidad relativa

Donde:

$$Cr(\%) = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \times 100$$

$$Cr(\%) = \frac{\frac{V_{m\acute{a}x}}{V_s} - \frac{V_{nat}}{V_s}}{\frac{V_{m\acute{a}x}}{V_s} - \frac{V_{m\acute{i}n}}{V_s}} \times 100$$

$$Cr(\%) = \frac{V_{m\acute{a}x} - V_{nat}}{V_{m\acute{a}x} - V_{m\acute{i}n}} \times 100 \quad \boxed{\text{IV.1}}$$

$V_{m\acute{a}x}$ = condición suelta (natural).

$V_{m\acute{a}x}$ = Volumen de vacíos correspondiente al estado más suelto del suelo.

En laboratorio se determina mediante la colocación del suelo a volteo en un recipiente sin acomodo (Muestra alterada).

$V_{m\acute{i}n}$ = Volumen de vacíos correspondiente al estado más compacto del mismo.

En laboratorio se obtiene vaciando el suelo en un recipiente en capas varillando y vibrando hasta obtener el máximo acomodo (Muestra alterada).

e_{nat} = Relación de vacíos correspondiente a la muestra en estado natural.

e_{max} = Relación de vacíos correspondiente al estado suelto del suelo.

e_{min} = Relación de vacíos correspondiente al estado compacto del suelo.

Debido a la dificultad en la medición de la relación de vacíos natural, a través de los años se ha correlacionado con la prueba de penetración estándar.

<i>Cr</i> (%)	Descripción
0-15	Muy Suelto
15-50	Suelto
50-70	Medianamente compacto
70-85	Compacto
85-100	Muy compacto

Tabla IV.1 Descripción del suelo de acuerdo a su compacidad relativa. (Braja M. Das, 2006)

Suelos finos

Estructura panaloide

Típica de partículas menores a 0.002mm. Se produce a partir de un proceso de sedimentación en un homogéneo (agua o aire), en donde las partículas se sedimentan primeramente por efecto de la gravedad, sin embargo; antes de llegar al fondo toca a otra partícula, la fuerza de adherencia puede neutralizar al peso haciendo que la partícula se detenga. Otra partícula se puede añadir hasta formar una celda con una cantidad importante de vacíos y con una forma de panal.

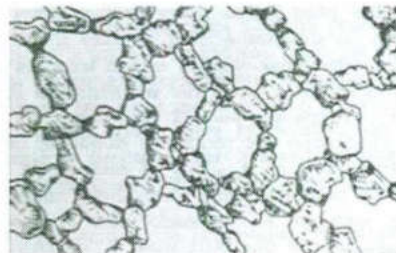


Figura IV.1 Estructura panaloide. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Estructura floculenta

Típica de partículas menores a 0.02mm. Se produce a partir de un proceso de sedimentación en un medio homogéneo (agua o aire), en donde las partículas en caso de tocarse se adhieren con fuerza y se sedimentan juntas así otras partículas pueden unirse

formando un grumo al fondo con estructura similar a un panal; cuando estos grumos llegan al fondo forman a su vez panales, en donde las bóvedas están compuestas de grumos.

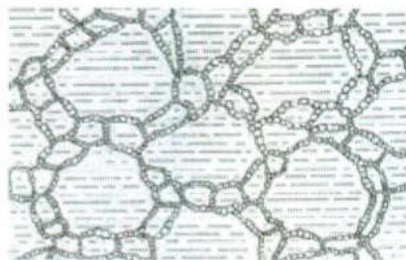


Figura IV.2 Estructura floculenta. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Estructura compuesta

Algunos autores coinciden que difícilmente en la naturaleza se encuentren suelos con partículas de un solo tamaño, por lo que consideran que la estructura del suelo está compuesta por granos gruesos y granos finos unidos por masas colidales. Las partículas finas también dan al suelo adherencia y actúan como una liga entre las partículas gruesas.

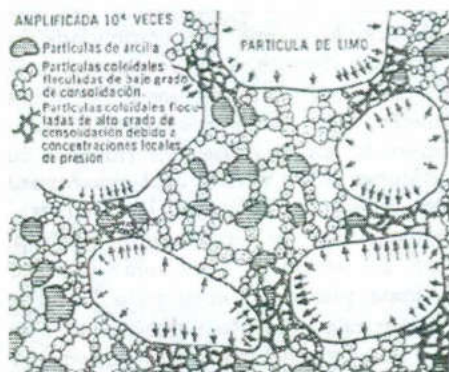


Figura IV.3 Estructura compuesta. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Estructura castillo de naipes

Algunos investigadores como Goldschmidt y Lambe han sugerido que las partículas se disponen de tal forma que la arista positiva se adhiere a la parte central de las partículas de carga negativa, generándose una estructura muy inestable con gran volumen de vacíos y cualquier perturbación lleva a un mejor acomodo.

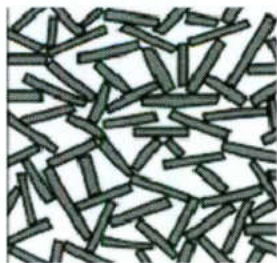


Figura IV.4 Estructura castillo de naipes.

(Stephens, J.C. et al., 1984)

Estructura Dispersa

Es el resultado del mejor acomodo de la estructura de castillo de naipes en donde a partir de pequeñas fuerzas cortantes se genera menores ángulos de contacto entre las diferentes láminas produciéndose a su vez una separación de láminas debido a las presiones postmóticas.

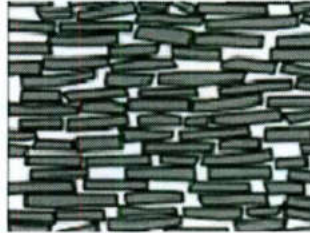
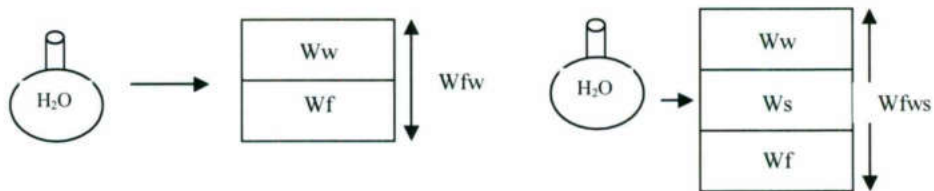


Figura IV.5 Estructura dispersa.
(Stephens, J.C. et al., 1984)

4.3 Determinación del peso específico relativo de sólidos



W_{fw} = Peso del matraz con agua.

W_{fws} = Peso del matraz con el agua y suelo.

Si restamos el matraz con agua y suelo del matraz con agua tenemos:

$$W_{fw} - W_{fws} = W_s - W_w \text{ desalojada por los sólidos.}$$

Donde el W_w desalojada es igual al volumen de sólidos por el peso específico del agua.

$$W_w \text{ desalojada} = V_s \gamma_w$$

Sabemos que —

$$\text{Si: } W_{fws} - W_{fw} = W_s - V_s \gamma_w$$

Entonces: —

Por lo tanto: ————— IV.2

Suelo	S_s
Grava	2.65-2.68
Arena	2.65-2.68
Suelo inorgánico	2.62-2.68
Arcilla, orgánico	2.58-2.65
Arcilla, inorgánico	2.68-2.75

Tabla IV.2 Peso específico relativo de sólidos de ciertos suelos. (Braja M. Das, 2006)

4.4 Trixotropía de las arcillas

Trixotropía

Es la propiedad que tiene un material de recuperar su resistencia al esfuerzo cortante después de un remoldeo sin que sufra alteraciones de contenido de agua ni de su composición mineralógica. Este parámetro se puede medir a través de la sensibilidad o sensibilidad que presenta el material. Un material muy sensible no recupera sus propiedades de resistencia.

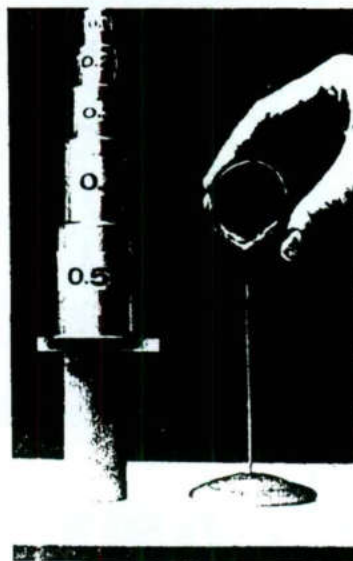


Foto V. Pérdida de resistencia de una arcilla extremadamente sensible a moldearse nuevamente. (Mitchell, 1993)

Trixotropía y sensibilidad son conceptos opuestos.

Capítulo 5: Granulometría de los suelos

5.1 Sistemas de clasificación de suelos basados en criterios de granulometría

En los comienzos de la investigación de las propiedades de los suelos se creyó que las propiedades mecánicas dependían directamente de la distribución de las partículas constituyentes según sus tamaños; por ello era preocupación especial de los ingenieros la búsqueda de métodos adecuados para obtener tal distribución. Aún hoy, tal parece que todo técnico interesado en suelos debe pasar a modo de etapa de iniciación, por una época en que se siente obligado a creer que, con suficiente experiencia, es posible deducir las propiedades mecánicas de los suelos a partir de su distribución granulométrica o descripción por tamaños. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Granulometría – Plasticidad = SUCS

Granulometría – Es la distribución de tamaños de partículas que componen un suelo. Generalmente su representación se hace mediante la curva granulométrica.

La Granulometría difícilmente ofrece información de las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos, debido a que en su determinación se pierde su estructura y orientación de sus partículas. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Esta prueba de granulometría se ha conservado sobre todo en suelos gruesos ya que se utiliza en los siguientes casos:

- a) Sirve para aceptación o rechazo de materiales en las vías terrestres.
- b) Se utiliza en la mayoría de los Sistemas de Clasificación de Suelos.
- c) Sirve como referencia para asignar propiedades de un lugar a otro.

5.2 Teoría de la prueba del hidrómetro

Existen dos métodos que son complementarios para determinar la granulometría de los suelos, uno es el método por mallas y dos el método del hidrómetro.

El método de mallas se utiliza para partículas mayores a mallas no. 200 y consiste en pasar un suelo por mallas cuyas aberturas son progresivamente más pequeñas, determinando el peso retenido en cada malla. Todos los cálculos son referidos a material seco disgregado.

La mayor parte de los hidrómetros (densímetros) están calibrados para medir la relación del peso específico de un líquido respecto al del agua, a una cierta temperatura de calibración, que suele ser de 20°C. Para determinar el peso específico del líquido (en

relación con el agua a 4°C), se debe de multiplicar la lectura del hidrómetro por el peso específico relativo del agua a la temperatura de calibración.

El método del hidrómetro se utiliza en suelos finos, es decir, para partículas menores a la malla 200 y la prueba consiste en determinar la velocidad de sedimentación de las partículas dentro de una probeta. El diámetro de las partículas se infiere a través de la Ley de Stokes que considera las siguientes hipótesis:

- a) Todas las partículas son esféricas
- b) La solución agua – suelo dentro de la probeta. Es de concentración suficientemente baja, de tal manera que las partículas se sedimenten de manera individual.
- c) Al inicio de la prueba la solución agua – suelo es homogénea.

Para garantizar la sedimentación individual de las partículas, se utiliza un defloculante o dispersante como puede ser: el hexametáfosfato de sodio que hace que las partículas se repelen.

Una vez que se inicia la prueba esta tiene una duración de 48 a 72 horas, tiempo en el cual deberán tomarse lecturas del hidrómetro y de temperatura. Los tiempos en que se toman estas generalmente son: 20seg, 40seg, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 1hr, 2hrs, 4hrs, 8hrs, 16hrs, 24hrs, 48hrs y 72hrs.

5.3 Representación de la distribución granulométrica

Los resultados de granulometría generalmente se presentan en un gráfico semilogarítmico que tiene como abscisas, el tamaño de partícula en mm, en escala logarítmica y orden inverso. En el eje de las ordenadas se representa el porcentaje en peso del material que pasa cierta malla o abertura en escala natural.

5.4 Análisis mecánico

Bajo este título general se comprenden todos los métodos para la separación de un suelo de diferentes fracciones, según sus tamaños. De tales métodos existen dos que merecen atención especial: el cribado por mallas (Fig.5.1) y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro (Fig.5.2).

El primero se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla No. 200 (0.0074m). La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta la malla No. 200; los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las malla de mayor tamaño; el complemento a 100% de esa cantidad del porcentaje de suelo es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Así puede tenerse un punto de la curva acumulativa correspondiendo

a cada abertura. El método se dificulta cuando estas aberturas son pequeñas y por ejemplo, el cribado a través de las malla No. 100 (0.149mm) y No. 200 (0.074mm) suele requerir agua para ayudar el paso de la muestra (procedimiento de lavado).

Los tamaños menores del suelo exigen una investigación fundada en otros principios. El método del hidrómetro es hoy, quizá, el de uso más extendido. Como todos los de este grupo, el método se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño. El método fue propuesto por Goldschmidt en Noruega (1926) y por Bouyoucos en los Estados Unidos (1927). (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

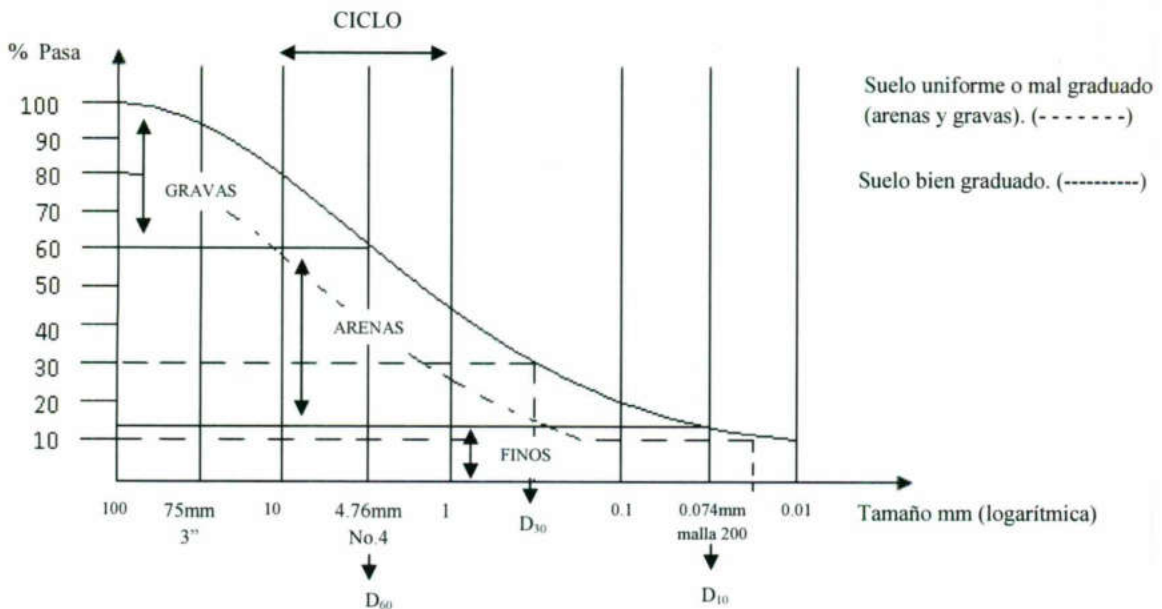


Fig. 5.1 Curva granulométrica

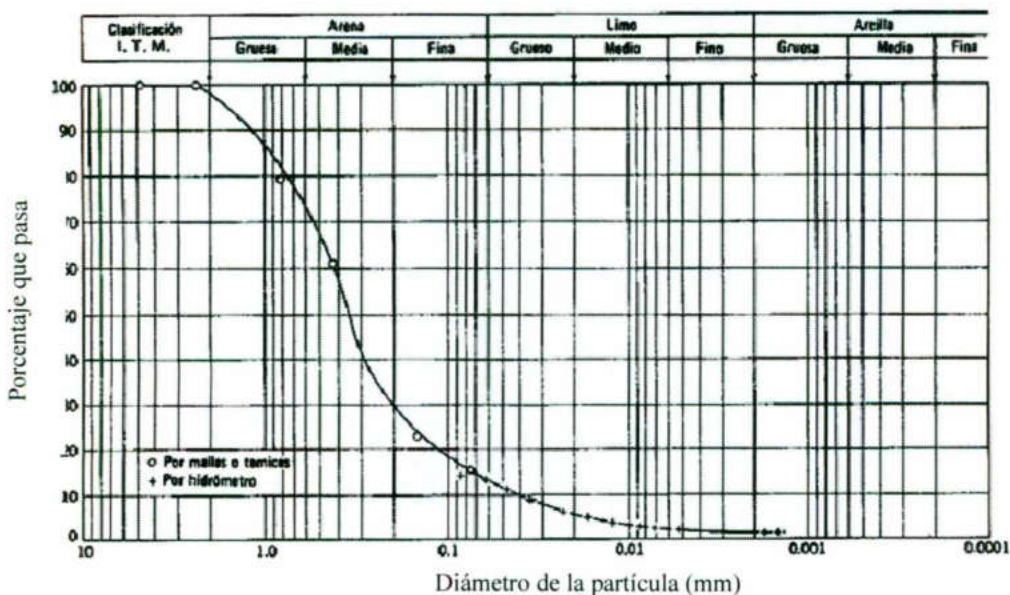


Fig. 5.2 Curva granulométrica por mallas y por método del hidrómetro.

(J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Información que ofrece la curva granulométrica

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical (pues el 100% de sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el suelo posea) una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

Nos ofrece:

- a) Saber si el material está bien o mal graduado.
- b) El porcentaje de gravas.
- c) El porcentaje de arenas.
- d) El porcentaje de finos.

Un suelo bien graduado significa que está compuesto de una amplia gama de tamaños. Un suelo mal graduado significa que predomina solo algunos tamaños es decir un suelo uniforme.

Parámetros que definen si está bien o mal graduado el suelo:

C_c C_u Bien graduado

Arenas $1 \leq C_c \leq 3$ $C_u \geq 6$ Si y sólo si se cumplen las dos condiciones.

Gravas $1 \leq C_c \leq 3$ $C_u \geq 4$ Si y sólo si se cumplen las dos condiciones.

C_c → Coeficiente de curvatura.

C_u → Coeficiente de uniformidad.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} D_{10}} \quad C_u = \frac{D_6}{D_{10}} \quad \boxed{V.1} \quad \text{---} \quad \boxed{V.2}$$

D_{10} , D_{30} , D_{60} Son diámetros de la partícula para 10, 30, 60 de material que pasa respectivamente.

Capítulo 6: Plasticidad

6.1 Generalidades y definiciones

La plasticidad es la propiedad que tiene un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Experimentos realizados por Atterberg, Terzaghi y Goldschmidt han revelado que la plasticidad de los suelos se debe a la carga eléctrica de las partículas laminares, que generan campos que actúan como condensadores e influyen en las moléculas bipolares del agua. La importancia de la plasticidad radica en que tiene una relación directa con las propiedades físico-químicas de las arcillas y se utiliza con fines de clasificación e identificación de suelos. Las arcillas presentan una plasticidad máxima y las arenas tienen una plasticidad nula.

Propiedad circunstancial, depende de su contenido de agua.



6.2 Estados de consistencia

Atterberg propuso que en los suelos se tienen 5 estados de consistencia:

1. Estado líquido.
El suelo tiene propiedades de apariencia de una suspensión incapaz de resistir esfuerzos cortantes.
2. Estado semilíquido.
El suelo tiene apariencia de un fluido viscoso no presentando agua libre entre partículas.
3. Estado plástico.
Es suelo se comporta de acuerdo a la definición dada.
4. Estado semisólido.
El suelo tiene una apariencia de sólido, pero aún disminuye su volumen al someterse a secado.
5. Estado sólido.
El volumen del suelo no varía con el secado.

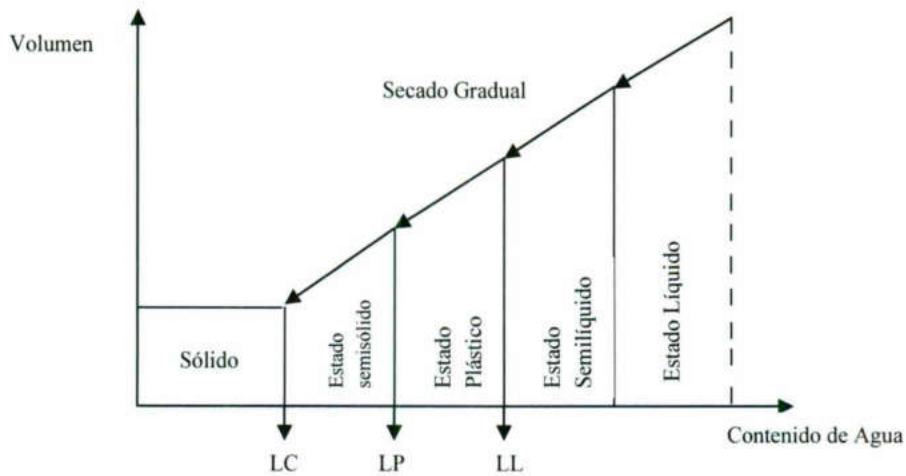


Figura VI.1 Estados de consistencia de un suelo

6.3 Límites de consistencia

Para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varios criterios, de los cuales uno solo, el debido a Atterberg, se mencionará en lo que sigue. Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula, y esa misma, con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos, existe un intervalo del contenido de agua en que la arcilla se comporta plásticamente. En segundo lugar, Atterberg hizo ver que la plasticidad de un suelo exige, para ser expresada en forma conveniente la utilización de dos parámetros en lugar de uno solo, como hasta su época se había creído; además señaló esos parámetros y un modo tentativo, hoy perfeccionado, de valuarlos.

Límite líquido

Frontera entre el estado plástico y el estado semilíquido y representa el contenido de agua en el cual el suelo tiene una consistencia con una resistencia al esfuerzo cortante de 25 gr/cm^2 .

Límite plástico

Frontera entre el estado plástico y el estado semilíquido y representa el contenido de agua en el cual el material deja de comportarse plásticamente.

La diferencia entre límite líquido y límite plástico se conoce como Índice plástico, parámetro requerido para la clasificación de los suelos.

Índice plástico

La diferencia entre límite líquido y límite plástico se conoce como índice plástico, parámetro requerido para la clasificación de los suelos. Entre mayor sea el rango de límite plástico más arcilloso es el suelo.

Límite de contracción

Frontera entre el estado sólido y semisólido y representa el contenido de agua a partir del cual no experimenta cambio de volumen el suelo.

Además de límite líquido, límite plástico, conocidos como límites de plasticidad y el límite de contracción Atterberg definió otros límites de poca utilización en la ingeniería como son: Límite de adhesión y el límite de cohesión.

1. Límite de adhesión, definido como el contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica, por ejemplo, una espátula. Es de importancia en la agricultura.
2. Límite de cohesión, definido como el contenido de agua con el que los grumos de arcilla ya no se adhieren entre sí.

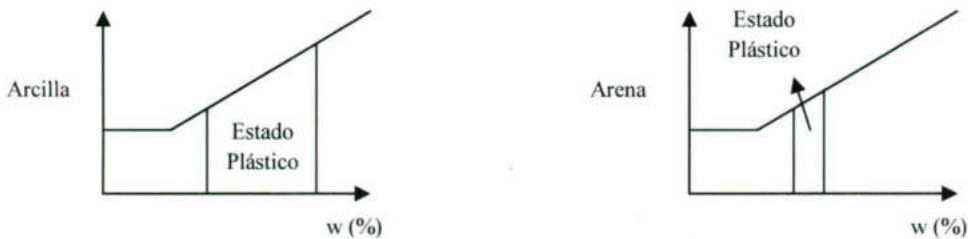


Figura VI.2 representación cualitativa de la amplitud de índice plástico de una arcilla y un limo.

LC (%) = Límite de contracción.

LP (%) = Límite plástico. } Límites de plasticidad

LL (%) = Límite líquido

Ip (%) = Índice plástico

Ip (%) = LL(%) - LP(%)

Determinación en laboratorio del límite líquido

Esta prueba propuesta originalmente por Atterberg fue estandarizada por Arthur Casagrande y actualmente el instrumento que se utiliza lleva su nombre.

La copa de Casagrande que se utiliza en esta prueba, para garantizar la repetitividad del resultado, debe cumplir con las siguientes especificaciones: el material de la copa debe ser de bronce o latón con un espesor de dos milímetros y un peso de 200gr +/- 20, de sección esférica de 54mm de radio. La copa se une a una base de hule duro o de material de micarta que garantice cierto rebote elástico. (Norma ASTM)

Sobre la copa se coloca el suelo y se procede a ranurarlo de forma trapecial (2mm en el lado menor, 11mm en el lado mayor y una altura de 8mm).

Al accionar la copa esta va a subir y bajar a razón de 2 golpes por segundo con una distancia de recorrido de 1cm. El límite líquido corresponde a 25 golpes para cerrar una ranura de 12.7mm.



Figura VI.3 Copa de Casagrande

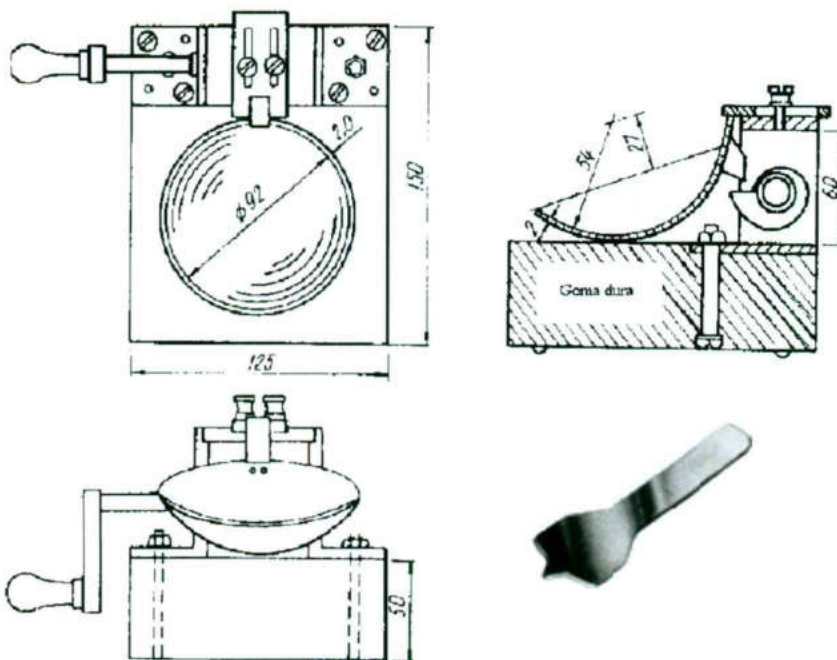


Figura VI.3.1 Esquema de la Copa de Casagrande(Braja M. Das, 2006)

Consideraciones de la prueba

- El material que se utiliza en esta prueba debe pasar la malla no. 40 y previamente debe estar humedecido con una consistencia de estado plástico.
- El límite líquido se obtiene determinando tres o cuatro puntos en el cual el material se cierra 1.27cm.
- Recomendable en la prueba hacer 3 ó 4 determinaciones.
(No. De golpes VSw(%)).
- 38 golpes máximo, 6 golpes mínimo, determinaciones necesarias (35, 30, 25(exacto), 20, 15).

Mineral	Límite líquido	Límite plástico	Límite de contracción
Montmorilonita	100-900	50-100	8.5-15
Nontronita	37-72	19-27	
Illita	60-120	35-60	15-17
Caolinita	30-110	25-40	25-29
Haolisita hidratada	50-70	47-60	
Haolisita deshidratada	35-55	30-45	
Atapulguita	160-230	100-120	
Clorita	44-47	36-40	
Alofano	200-250	130-140	

Tabla VI.1 Valores límite propuestos por Atterberg para minerales de arcilla. Después de Mitchell en (1976)

Determinación en laboratorio del límite plástico

Este límite se determina usando material que pase la malla no. 40 y humedecido 24hrs antes de la prueba.

Durante la prueba primeramente el material se deja secar hasta que pueda manipularse sin que se adhiera a los dedos o a una superficie de vidrio. Una vez lograda la consistencia anterior se toman aproximadamente 5gr para formar una pequeña esfera la cual posteriormente se rola (formar rollitos) sobre una superficie seca hasta formar pequeños cilindros. Se continúa el rolado mediante una presión ligera aplicada con la palma de la mano o con una placa de vidrio hasta obtener un diámetro de 3mm. El suelo estará en límite plástico si al momento de llegar a los 3mm el suelo comienza a agrietarse.



Foto VI.1 Rollos de suelo.

Determinación del límite de contracción

Este límite se determina usando material con una consistencia en el límite líquido. El material se coloca en una caja petri y se somete a un secado gradual para que no se agriete. El cálculo se realiza determinando en laboratorio el peso inicial, el peso seco, el volumen inicial y su volumen final.

Fórmula para determinar el límite de contracción

Terzaghi sugirió un método simple de determinación que esencialmente, consisten en medir el peso y le volumen de una muestra de suelo totalmente seca; en tal momento, puede decirse que el límite de contracción sería la humedad de la muestra seca si tuviese sus vacíos llenos de agua.



Fig. VI.3.2 Esquema que ilustra la obtención del límite de contracción según Terzaghi. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

a) Procedimiento Terzaghi

$$V_{aire} = V_m - \frac{W_s}{S_s \gamma_0} \quad \text{a.VI.1} \quad S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} \therefore V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_0} \quad \text{a.VI.2} \quad ; \gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \quad \text{a.VI.3}$$

Suponiendo que $V_{aire} = V_{agua}$; $Sd = \frac{\gamma_d}{\gamma_w}$ — a.VI.4

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$$

$$W_w = \gamma_w V_w$$

$$W_w = \gamma_w \left(V_m - \frac{W_s}{S_s \gamma_0} \right) \text{ — a.VI.5}$$

$$w(\%) = Lc(\%) = \frac{W_w}{W_s}$$

$$= \frac{\gamma_w \left(V_m - \frac{W_s}{S_s \gamma_0} \right)}{W_s} \text{ — a.VI.6}$$

$$= \frac{\gamma_w V_m - \frac{W_s \gamma_w}{S_s \gamma_0}}{W_s}$$

$$= \frac{\gamma_w V_m}{W_s} - \frac{W_s}{W_s}$$

$$= \gamma_w \frac{V_m}{W_s} - \frac{1}{S_s}$$

$$= \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{1}{S_s}$$

$$Lc(\%) = \frac{1}{Sd} - \frac{1}{Ss} \text{ — a.VI.7}$$

El inconveniente de éste método propuesto por Terzaghi es que se requiere calcular el peso específico relativo de sólidos (S_s).

b) Procedimiento propuesto por la Administración de Caminos Públicos (PRA Public Road Administration).

La administración de caminos públicos mediante la figura VI.4 y considerando que el suelo pasa de una condición 1 a condición 2 teniendo la misma pérdida en peso que en volumen, establece que se podría calcular el límite de contracción de la siguiente forma:

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \quad W_w = \gamma_d V_w$$

$$W_w = (V_1 - V_2) \gamma_w$$

$$w(\%) = \frac{W_s}{V_m} \times 100$$

$$L_c(\%) = \frac{W_1 - W_s - (V_1 - V_2) \gamma_w}{W_s} \times 100 \quad \text{--- b.VI.1}$$

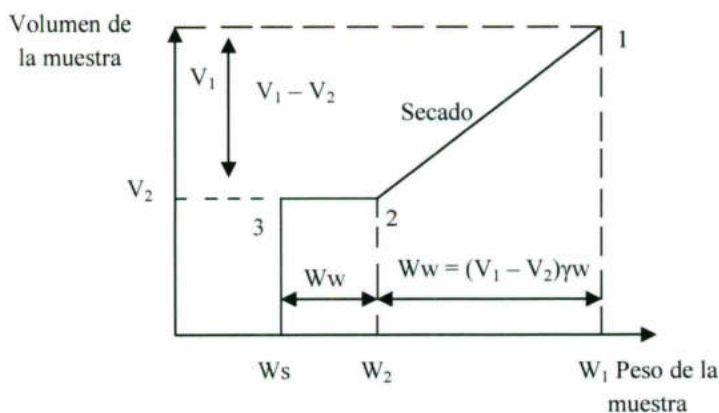
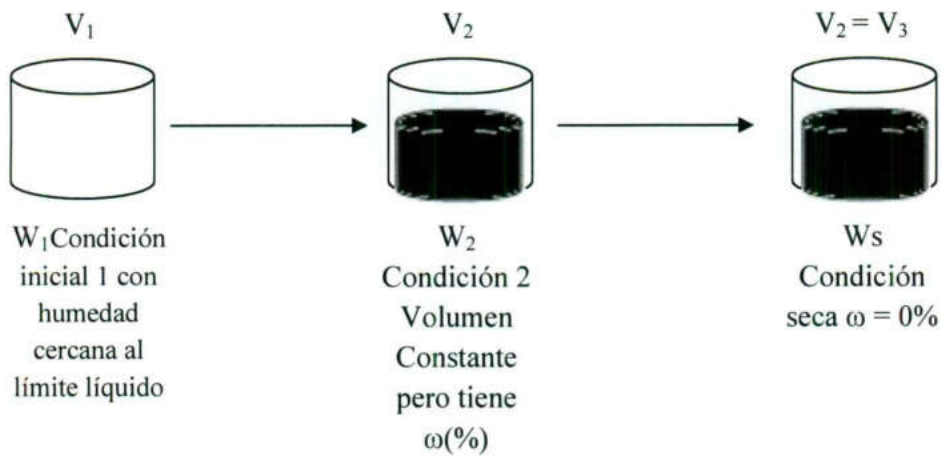


Figura IV.4 Procedimiento de la Administración de Caminos Públicos

Límite de contracción lineal

El límite de contracción lineal es la deformación unitaria que presenta una barra de suelo de 10cm de longitud elaborada con una consistencia inicial de Límite Líquido y secada gradualmente hasta su condición más seca. A diferencia del límite Líquido, límite plástico y límite de contracción su valor no presenta un contenido de agua.

$$CL = \varepsilon(\%) = \frac{\Delta L}{L_0} \quad \text{VI.1}$$

Donde:

CL = Contracción lineal (%)

L_0 = Longitud inicial de la barra de suelo antes de ser sometida a un proceso de secado

ΔL = Reducción de la longitud de la barra

6.4 Curva de fluidez

Con los resultados de humedad y número de golpes se traza la curva de fluidez y se determina exactamente el límite líquido, o sea, la humedad correspondiente a los 25 golpes.

El límite líquido puede ser obtenido analíticamente usando la ecuación de la gráfica (Bowles, Joseph E., 1978):

$$\omega = F_w \log N + C \quad \text{VI.2}$$

Donde:

$\omega = LL$ = Límite líquido, esto es la humedad para $N = 25$ golpes (%).

F_w = Índice de fluidez definido como la pendiente de la curva (es negativo)

C = Constante que representa el contenido de agua correspondiente a 1 golpe (%).

N = Número de golpes.

Para el caso de 25 golpes

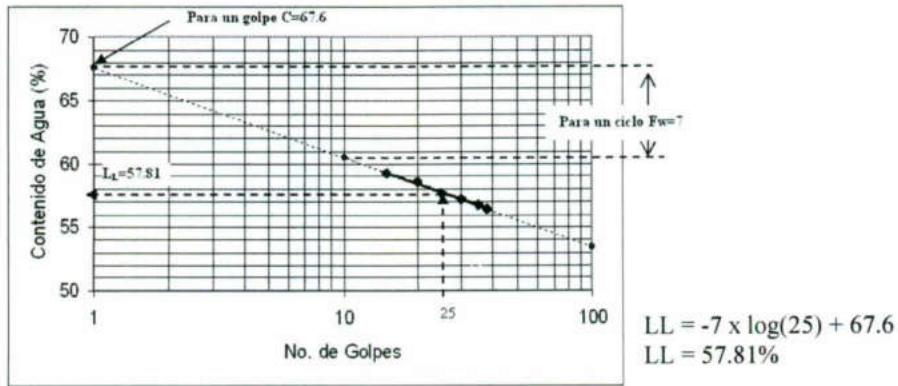


Figura IV.5 Curva de Fluidez(UAQ, 2009)

Con base a la figura IV.5 observamos que $F_w = -7$, $N = 25$ y $C = 67.6$ por lo tanto sustituyendo en la fórmula de límite líquido:

6.5 Propiedades índice

6.5.1 Propiedad índice

Definición: Es una propiedad cualitativa fácil de medir en suelos y rocas tanto en campo como en laboratorio mediante la cual se puede inferir un comportamiento más complejo de un suelo (Sowers, 1979).

Las propiedades índice son el primer acercamiento hacia los suelos y deben servir como una orientación para profundizar el estudio a través de ensayos más elaborados; es decir, su uso debe limitarse a la etapa preliminar y a un estimado del diseño. Aunque existen muchas propiedades simples que pueden ser encasilladas como propiedades índice de suelos y rocas, pocas han sido acotadas con ese término.

En los últimos años se han encontrado nuevas correlaciones del comportamiento del suelo con las propiedades índice, sobre todo en el área de los suelos no saturados poniendo especial énfasis en aquellas relacionadas con la problemática de los suelos colapsables y expansivos.

a) Correlaciones con propiedades mecánicas:

Propiedades Índice primarias	Correlación empírica con propiedad mecánica.
Grado de saturación	Potencial de expansión, Conductividad hidráulica.
Peso específico seco	Potencial de expansión, presión de expansión y potencial de colapso.
Partículas menores a 2 micras	Actividad-potencial expansivo
Contracción lineal	Potencial de expansión
Contenido volumétrico de agua	Conductividad hidráulica.
Límite líquido	Potencial de expansión y presión de expansión
Peso específico relativo de sólidos	Potencial de expansión.
Compacidad (Definición según Orozco S.)	Potencial de expansión y compresibilidad.
Resistencia a la penetración estándar	Potencial de expansión
D ₆₀ , I _p y % de partículas < 200	Relacionadas con la curva característica

b) Correlaciones indicativas del comportamiento:

Propiedades Índice indicativas del comportamiento	Correlación empírica con el comportamiento.
Compacidad (Definición según Orozco S.)	Indicador del comportamiento de colapso o expansión
Peso específico seco, límite líquido y peso específico relativo de sólidos	Indicador del comportamiento de colapso.
Relación de vacíos	Indicador de colapso

Tabla 6.5.1 Propiedades índice principalmente usadas en suelos arcillosos no saturados.

6.5.2 PROPIEDADES ÍNDICE RELACIONADAS CON EL COLAPSO

Un suelo es susceptible de colapso al saturarse si se cumplen las siguientes condiciones:

- Grado de saturación menor de 60% y,
- Si se cumple la siguiente relación:

$$\frac{e_0 - e_{11}}{1 + e_0} > 0.1$$

Donde:

e_0 = Relación de vacíos " in situ "

e_{11} = Relación de vacíos en el límite líquido.

El mismo criterio anterior, pero utilizando el peso específico seco del suelo es:

$$\frac{(\gamma_0)_d}{(\gamma_{11})_d} < 1.1$$

Donde:

$(\gamma_0)_d$ = Peso específico seco en estado natural

$(\gamma_{11})_d$ = Peso específico seco en el límite líquido

El Departamento de Reclamaciones de los Estados Unidos utiliza el límite líquido y peso volumétrico para indicar si el suelo es susceptible a colapso o expansión. El método se simplifica mediante el uso del figura 6.5.2.1

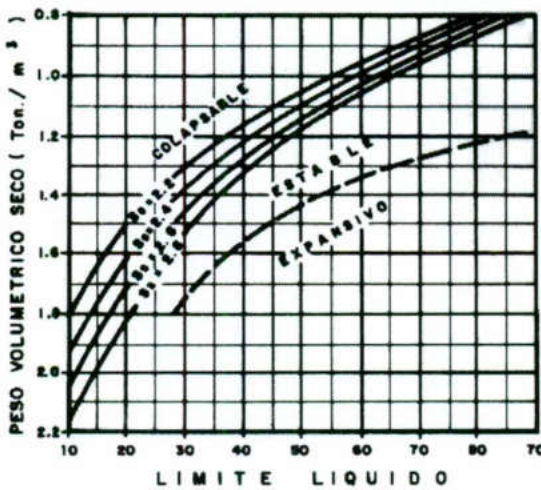


Figura 6.5.2.1 Identificación de suelos expansivos o colapsables según el Departamento de Reclamaciones.

6.5.3 CORRELACIONES ENTRE PROPIEDADES ÍNDICE Y SUELOS EXPANSIVOS

Vijayvergiya y Ghazzaly en 1973 a partir de un estudio de 273 muestras de suelo inalterado presentaron correlaciones para predecir el porcentaje y la presión de expansión basados en el límite líquido, peso específico seco y el contenido de agua.

a) Porcentaje de expansión.

$$\text{Log} S = \frac{1}{12} (0.4LL - w + 5.5)$$

$$\text{Log} S = \frac{1}{19.5} (\gamma_d + 0.65LL - 130.5)$$

Donde:

S = Porcentaje de expansión.

LL = Límite líquido en porcentaje.

W = Contenido de agua en porcentaje.

γ_d = Peso específico seco en lbs/ft^3 .

En la figura 6.5.3.1 y 6.5.3.2 se presentan estas correlaciones en forma de gráfica.

b) Presión de expansión.

$$\text{Log}P = \frac{1}{12}(0.4LL - w - 0.4)$$

$$\text{Log}P = \frac{1}{19}(\gamma_d + 0.65LL - 139.5)$$

P = Presión de expansión en ton/ft^2 .

En la figura 6.5.3.1 y 6.5.3.2 se observan estas correlaciones en forma de gráfica.

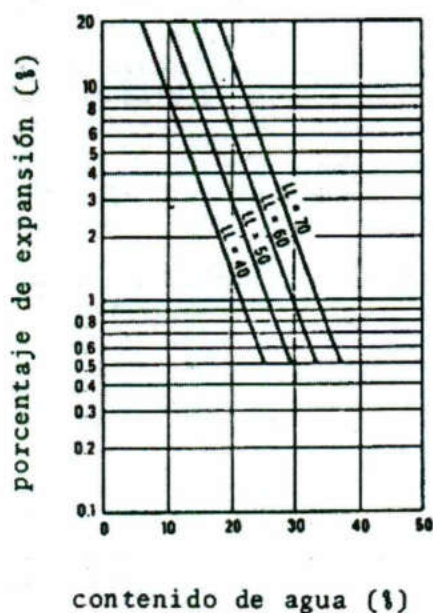


Figura 6.5.3.1 Correlación entre el porcentaje de expansión, límite líquido y contenido de agua

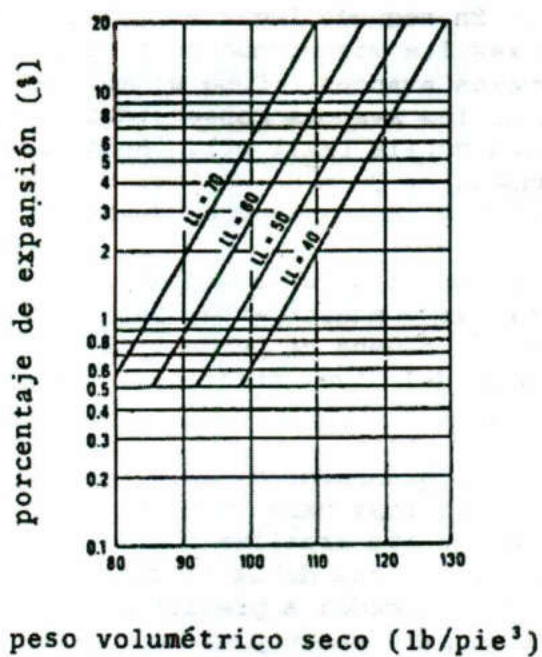


Figura 6.5.3.2 Correlación entre el porcentaje de expansión, límite líquido y peso volumétrico seco.

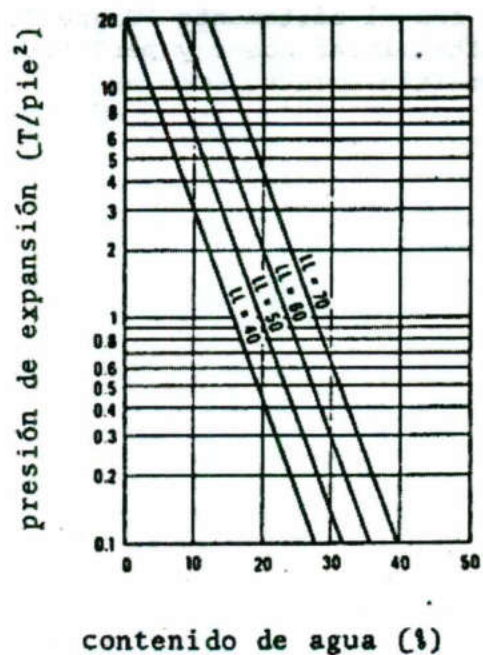


Figura 6.5.3.3 Correlación entre la presión de expansión, límite líquido y contenido de agua

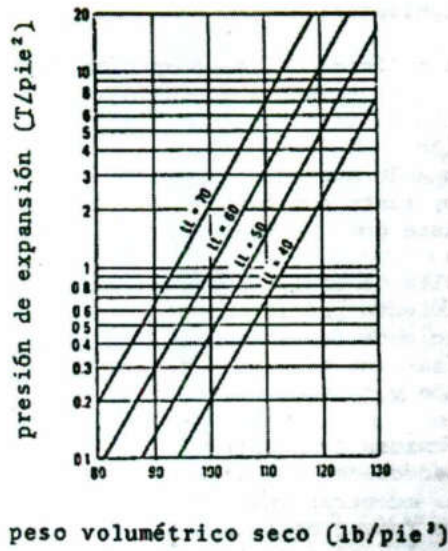


Figura 6.5.3.4 Correlación entre la presión de expansión, límite líquido y peso volumétrico seco

Vijayvergiya y Ghazzaly, además de las correlaciones anteriores, sugirieron una relación entre el contenido de agua y límite líquido y las características expansivas de las arcillas. Esta correlación se presenta en forma de gráfico en la figura 6, en la cual se introduce con el límite líquido y el índice de expansión que se define de la siguiente manera:

$$I_s = \frac{W}{LL}$$

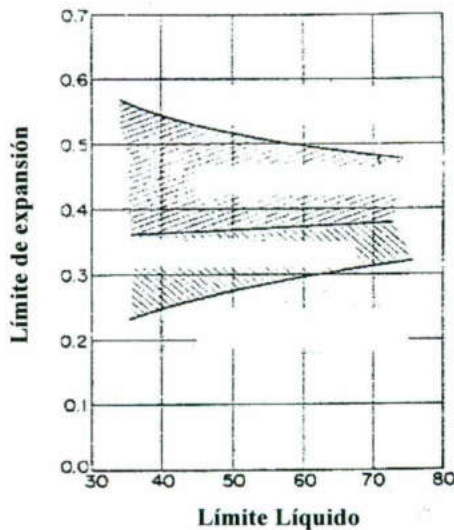


Figura 6.5.3.5 Correlación para determinar las características expansivas de una arcilla desarrollada por Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973.

Otra forma de identificar a los suelos expansivos es mediante la actividad y el porcentaje de partículas menores a 0.002 mm. Este método fue propuesto por Seed, Woodward y Lundgren (1962). Esta correlación se obtuvo a partir de ensayos realizados en suelos remoldeados de 23 mezclas de bentonita, ilita, caolinita y arena fina con un

grado de compactación del 100% y la una humedad óptima obtenida en la prueba de compactación AASHO estándar. La actividad es función de las partículas menores a 0.002 mm y del índice plástico, es decir:

$$\text{Actividad} = \frac{I_p}{\% \text{ de partículas menores a } 0.002 \text{ mm} - 10}$$

Con la actividad y el porcentaje de partículas menores a 0.002 mm se ingresa a la figura 7 y se obtiene el potencial de expansión del suelo en estudio.

Los mismo autores Seed, Woodward y Lundgren (1962) establecen la siguiente relación simplificada:

$$S = 60K(I_p)^{2.44}$$

En la cual:

S = Potencial de expansión.

$K = 3.6 \times 10^{-5}$, es una constante.

Válida para porcentaje de arcillas comprendidos entre 8 y 65%

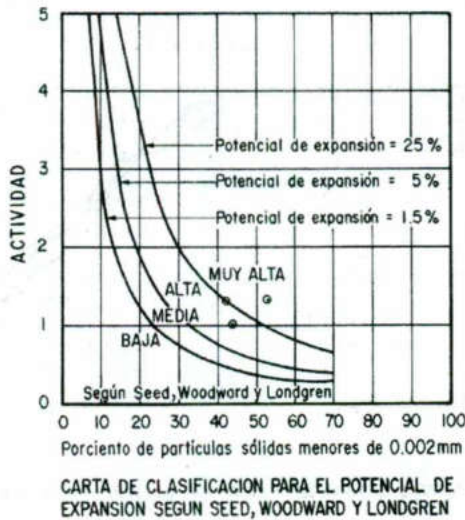


Figura 6.5.3.6 Potencial de expansión según Seed, Woodward y Lundgren.

Almeyersugirió en 1955, a manera de guía para la determinación de potencial de expansión varios valores de límite de contracción lineal, como se muestran en la tabla 6.5.3.1. Estas relaciones fueron obtenidas con base a pruebas en muestras remoldeadas compactadas al 100% y a la humedad óptima. Saturadas bajo una sobrecarga de 6.9 kPa.

Límite de contracción como porcentaje	Contracción lineal como porcentaje	Grado de expansión.	Expansión probable (%)
<10	>8	Crítico	>1.5
10-12	5-8	Marginal	0.5-1.5
>12	0-5	No crítico	<0.5

Tabla 6.5.3.1 Tabla para determinar el grado de expansión de Altmeyer

Chen en su libro "Foundation on Soil Expansive, 1975" presenta la siguiente relación obtenida de su práctica profesional en cimentaciones sobre suelos expansivos, a partir de 321 pruebas realizadas sobre suelos inalterados.

$$S = Be^{A(I_p)}$$

en la cual:

$$A = 0.0838$$

$$B = 0.2558$$

S = Potencial de expansión

El mismo Chen en su libro presenta la tabla 6.5.3.2 para estimar el probable cambio de volumen para suelos expansivos.

Datos de laboratorio y campo			Expansión Probable, por ciento total de cambio de volumen	Presión de expansión Kg/cm ²	Grado de expansión
% que pasa malla 200	Límite líquido (%)	SPT			
>35	>60	>30	>10	>9.8	Muy alto
60-95	40-60	20-30	3-10	1.5-9.8	Alto
30-60	30-40	10-20	1-5	1.5-2.5	Medio
<30	<30	<30	<1	0.5	Bajo

Nota: SPT= Resistencia a la penetración estándar.

Tabla 6.5.3.2 Estimación de cambio de volumen según Chen, 1975.

Otro criterio para clasificación de suelos expansivos es el de U.S.B.R. desarrollado por Holtz y Gibbs en 1956. El método se muestra en la tabla VI.5 y figura VI.13.

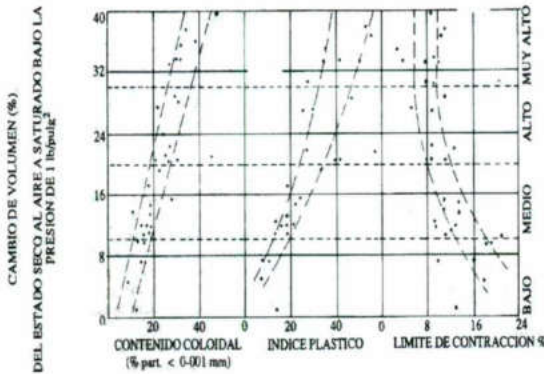


Figura 6.5.3.7 Criterio del USBR desarrollado por Holtz y Gibbs, 1956

DATOS DE PRUEBA ÍNDICE			Expansión probable, por ciento total de cambio de volumen	Grado de expansión
Contenido coloidal % < de 0.001 mm	Índice plástico	Límite de contracción		
> 28	>35	<11	>30	Muy alto
20-13	25-41	7-12	20-30	Alto
13-23	15-28	10-16	10-30	Medio
<15	<10	>15	<10	Bajo

Tabla 6.5.3.3 Datos probables para hacer estimaciones del probable cambio de volumen para suelos expansivos para una carga vertical de 1 lb/plg², Holtz y Gibbs, 1956

Raman (1967), basado en el índice de plasticidad y el índice de contracción obtuvo la tabla 6.5.3.4

Índice de plasticidad, IP en por ciento	Índice de contracción, IC, en por ciento	Grado de expansión.
>32	>40	Muy alto
23-32	30-40	Alto
12-23	15-30	Medio
<12	<15	Bajo

Tabla 6.5.3.4 Grado de expansión en función del Ip y IC, Raman 1967.

Donde el índice de contracción es:

$$IC = LL - LC$$

LL = Límite líquido en porcentaje

LC = límite de contracción en porcentaje.

UniformBuildingCode (1968) con base en la prueba del odómetro en un espécimen compactado con grado de saturación cercano a 50% y una sobrecarga de 6.9 kPa elaboró la tabla 6.5.3.5.

Índice de expansión, IE	Grado de expansión
>130	Muy alto
91-130	Alto
51-90	Medio
21-50	Bajo
0-20	Muy bajo

Tabla 6.5.3.5 Grado de expansión en función del índice de expansión, UniformBuildingCode, 1968

Donde:

IE = 100 X porcentaje de expansión X la fracción que pasa la malla no. 4.

IE = índice de expansión

Snethen 1984 usando la propiedad de succión natural, el índice plástico y el límite líquido elaboró la tabla 6.5.3.6.

Límite líquido (%)	Índice plástico (%)	Succión natural (tsf)	Potencial expansión (%)	Grado de expansión
>60	35	4	1.5	Alto
30-60	25-35	1.5-4	0.5-1.5	Medio
<30	<25	<1.5	0.5	Bajo

Tabla 6.5.3.6 Potencial y grado de expansión, Snethen 1984.

Nayak y Christensen (1974) encontraron una correlación en función de la humedad y el porcentaje de arcilla.

$$PE = (0.00229IP)(1.45C) / \omega_o + 6.38$$

Donde:

- PE = Potencial de expansión en %
- C = Porcentaje de arcilla.
- ω_o = Contenido natural de agua del suelo.

Weston (1980) Obtuvo la siguiente ecuación empírica la cual toma en cuenta la sobrecarga.

$$PE = 0.00411(LL_{\omega})^{4.17} q^{-3.86} \omega_o^{-2.33}$$

Donde:

- PE = Potencial de expansión, %
- q = Sobrecarga.
- ω_o = Contenido natural de agua del suelo.

Otra de las propiedades índice muy poco estudiadas y relacionadas con la estabilidad volumétrica es el termino nombrado compacidad, término que el Ing. Raúl Vicente Orozco Santoyo presentó en el VIII Reunión Nacional de Mecánica de suelos de Guanajuato de 1976. Él mencionó que el cambio volumétrico que experimenta un suelo fino parcialmente saturado al pasar de una condición gravimétrica "inicial" a otra "final", debido a la migración de agua entre las partículas sólidas del suelo, se puede expresar en la siguiente forma:

$$\frac{\Delta V}{V_o} = \frac{C_i}{C_f} - 1 = \frac{C_i - C_f}{C_f}$$

Donde:

- $\frac{\Delta V}{V_o}$ = Cambio volumétrico unitario.
- C_i = Compacidad inicial
- C_f = Compacidad final.

El autor define la siguiente relación de compacidad.

$$C = \frac{V_s}{V_T} = \frac{\gamma_d}{S_s \gamma_o}$$

$$C = 1 - n = \frac{n}{e}$$

$$C = \frac{1}{1 + S_s \frac{\omega}{G_w}}$$

En las cuales:

- C = Compacidad
- V_s = Volumen de sólidos
- V_T = Volumen total de la muestra
- γ_d = Peso específico seco
- S_s = Peso específico relativo de sólidos
- γ_o = Peso específico del agua (4°C)
- n = Porosidad
- e = Relación de Vacíos.
- ω = Humedad
- G_w = Grado de Saturación.

Cabe aclarar, que el término de compacidad utilizado es muy diferente al grado de compacidad expuesto por Terzaghi; es decir, no es un indicativo del grado de acomodo del material en estudio.

Para saber si el suelo es susceptible a expansión o compresión debe considerarse un estado inicial que corresponde a condiciones naturales del suelo y también debe considerarse un estado final que corresponde a las condiciones finales. Un caso práctico de condiciones finales es considerar el 100% de grado de saturación y la humedad correspondiente en el límite líquido.

6.5.4 CORRELACIÓN ENTRE LA CURVA CARACTERÍSTICA Y PROPIEDADES ÍNDICE

La mayoría de las relaciones constitutivas de los suelos no saturados están relacionadas con la curva característica del suelo, la cual se define como la relación expresada en forma de curva entre el contenido volumétrico de agua o grado de saturación y la succión. Su principal aplicación de la curva característica esta en el cálculo de la conductividad hidráulica, en problemas de resistencia al esfuerzo constante y en problemas relacionados con el cambio de volumen, la importancia de ello ha hecho que muchos autores presenten ecuaciones para determinarla.

Referencia	Ecuación
Fredlund and Xing (1994)	$\theta_w = C(h) \times \frac{\theta_s}{\left[\ln \left[\exp(1) + \left(\frac{h}{a} \right)^b \right] \right]^c}$ <p>Donde:</p> $C(h) = 1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{h}{h_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{h_r} \right)}$
Van Genuchten (1980)	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{h}{a} \right)^b \right]^m}$
McKee and Bumb (1987)	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + \exp(1) \left[\frac{(h-a)^2}{b} \right]}$
Van Genuchten and Mualem (1980)	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{h}{a} \right)^{b_m} \right]^{\left(1 - \frac{1}{b_m} \right)}}$
Van Genuchten and Burdine (1980)	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{h}{a} \right)^b \right]^{\left(1 - \frac{2}{b} \right)}}$
Gardner (1958)	$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + \left(\frac{h}{a} \right)^b}$

Brooks and Corey (1964)	$\theta_w = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left(\frac{a_b}{h} \right)^{b_b}$
Williams et al. (1983)	$\ln \Theta_e = A + B \ln h$
Farrel and Larson (1972)	$h = (u_a - u_w)_b \exp[\alpha(\theta_s - \theta_w)]$
Assouline et al. (1998)	$\theta_w = \theta_L + (\theta_s - \theta_L) \left[1 - \exp \left[-\xi \left(\frac{1}{\psi} - \frac{1}{\psi_L} \right)^\eta \right] \right]$

Tabla 6.5.4.1 Ecuaciones usadas para modelar la curva característica.
(Zapata, N. Houston, S. Houston y Walsh)

Nota: en la tabla 12 a , b , c , b_m , a_b , b_b , A , B , η , α y ξ son constantes de los modelos; θ_w es el contenido volumétrico de agua; h es la succión en kPa ; θ_r es el contenido volumétrico de agua residual; h_r es la succión correspondiente al contenido de agua residual; $(u_a - u_w)_b$ es el valor de entrada de aire en kPa ; ψ es la carga por capilaridad; ψ_L es la carga de capilaridad correspondiente al menor contenido de agua en la cual la conductividad hidráulica es despreciable; θ_L Contenido volumétrico de agua correspondiente a la carga de capilaridad ψ_L .

Precisamente a partir de la expresión de Fredlund y Xing (1994) Claudia E. Zapata, William N. Houston, Sandra L. Houston y Kenneth D. Walsh obtuvieron correlaciones entre los parámetros a , b , c , y h_r , del modelo con propiedades índice como es el D_{60} para suelos con $I_p = 0$, y con el índice de plasticidad y el porcentaje de finos para suelos con $I_p > 0$.

Para suelos con $I_p > 0$

$$a = 0.00364(wIp)^{3.35} + 4(wIp) + 11$$

$$\frac{b}{c} = -2.313(wIp)^{0.14} + 5$$

$$c = 0.0514(wIp)^{0.465} + 0.5$$

$$\frac{h_r}{a} = 32.44e^{0.0186(wIp)}$$

Donde:

wIp = % que pasa la malla no. 200 \times I_p

I_p = Índice de plasticidad

En casos donde el contenido volumétrico de agua saturado, θ_{sat} , se desconozca, se puede usar la siguiente correlación:

$$\theta_{sat} = 0.0143(wIp)^{0.75} + 0.36$$

También puede estimarse el peso específico relativo de sólidos mediante la siguiente expresión.

$$Ss = 0.041(wIp)^{0.29} + 2.65$$

Para suelos con $I_p = 0$.

Las correlaciones con los parámetros de Fredlund and Xing son:

$$a = 0.8627(D_{60})^{-0.751}$$

$$\bar{b} = 7.5$$

$$c = 0.1772 \ln(D_{60}) + 0.7734$$

$$\frac{h_r}{a} = \frac{1}{D_{60} + 9.7e^{-4}}$$

Donde:

D_{60} = Diámetro correspondiente al 60% que pasa en peso o masa (mm)

\bar{b} = Valor promedio del parámetro b .

No se encontró una correlación entre el parámetro “ b ” y D_{60} . Como quiera que sea, un valor constante de b se sugiere sea usado. Cuando θ_w se desconozca se recomienda usar el siguiente valor para suelos con $I_p = 0$.

$$\bar{\theta}_{at} = 0.36$$

Se presenta un ejemplo de aplicación de la expresión de Fredlund y Xing (1994) usando las correlaciones con propiedades índice para suelos con $I_p > 0$.

6.6 Determinación del límite líquido mediante el cono inglés

Aunque la utilización de conos penetrantes para determinar el límite líquido no es una técnica nueva (los Suecos la utilizaron en el siglo pasado) su difusión y utilización en América ha sido muy lenta. Aquí en México el Instituto de Ingeniería de la UNAM ha impulsado y difundido la aplicación del cono Sueco.

El límite líquido obtenido a través de conos penetrantes está en función de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, y a diferencia de la copa de Casagrande es una prueba estática. Existen diversos tipos de conos los cuales se diferencian uno de otro por el ángulo del ápice del cono; para el caso del cono Inglés este ángulo es de 30° y en el caso del cono sueco el ángulo es de 60°.

Tanto la copa de Casagrande como el cono Inglés son aparatos muy parecidos y fáciles de usar; sin embargo, se ha observado una menor dispersión en los resultados obtenidos por medio del cono Inglés, debido en gran medida porque el error inducido por el operador es menor y porque es más factible conservar el equipo en óptimas condiciones de operación. Desgraciadamente, hoy en nuestros días, se puede encontrar copas de Casagrande en gran número de laboratorios que no cumplen con las especificaciones establecidas en la norma ASTM D4318-93 debido a defectos de fabricación y desgaste del equipo.

6.6.1 Características del cono Inglés.

El aparato está compuesto por un cono de acero inoxidable de 35 mm de longitud con un ángulo de 30 +/- 1° y un peso incluyendo el vástago de 80 +/- 0.1 gr. El cono junto con el vástago están montados sobre un soporte que permite bajarlo a la posición de prueba y sujetarlo mientras esta se ejecuta. El cono puede ser liberado manualmente o automáticamente; para hacerlo manualmente se mantiene oprimido el botón manual de liberación durante el tiempo requerido de prueba y en caso de hacerlo automáticamente simplemente se oprime un botón “Star” y este libera y sujeta el cono después de

consumirse el tiempo requerido de prueba (normalmente 5 seg). Cuenta además con un indicador de operación manual que mide la penetración del cono con una precisión de 0.01mm. En la figura 6.5.1.4 se muestra un esquema del aparato.

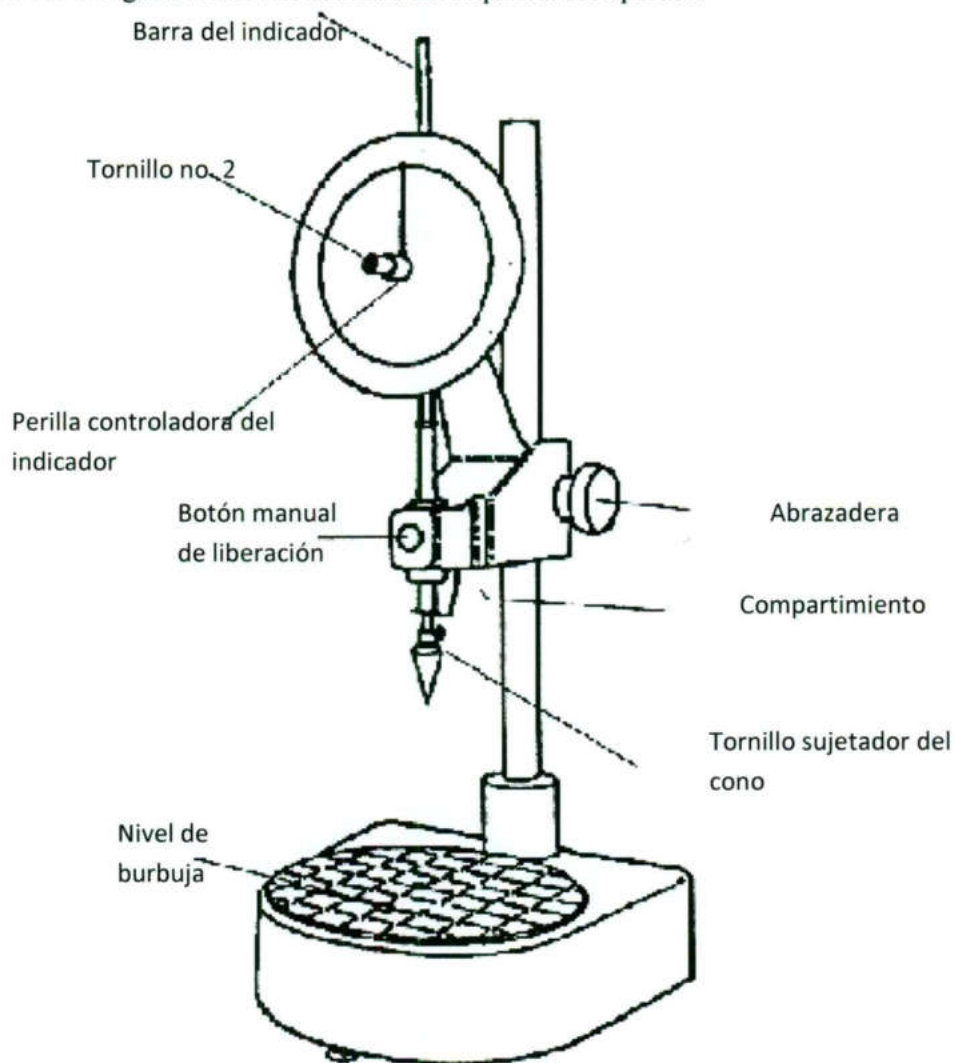


Figura 6.6.1 Vista general del aparato.

6.6.2 Preparación de la muestra

El procedimiento para la preparación de la muestra es el mismo tanto para la copa de Casagrande como para el cono según la norma BS-1377. La norma pone especial énfasis en que por ningún motivo debe secarse la muestra.

Se recomienda en suelos finos con un contenido mínimo de partículas mayores a 425 μm (malla no. 40) sean estas retiradas manualmente y se empiece a trabajar con la humedad natural. En suelos con un mayor contenido de partículas mayores a la malla de 425 μm se recomienda pasar el suelo por lavado a través de la malla correspondiente y se retiene el producto del lavado en un recipiente suficientemente grande para posteriormente por decantación retirar el agua y por último se permite el secado al aire hasta lograr una consistencia viscosa.

La pasta debe tener un tiempo de reposo de 24 hrs en un recipiente hermético. La homogenización se recomienda hacerla sobre una placa de vidrio de 10 mm de espesor y 500 mm² de área, esta deberá llevarse a cabo por un periodo no menor de 10 minutos inmediatamente antes de ser ensayada. Hay suelos en que el tiempo de homogenización requerido llegue a ser de hasta de 40 minutos.

6.6.3 Realización de la prueba.

El procedimiento completo de la prueba, se describe en la norma BS-1377. Básicamente la prueba consiste en medir la penetración del cono durante un tiempo de 5 segundos, esta operación se repite por lo menos cuatro veces en un rango de penetración de 15 a 25 mm. Para cada penetración se obtiene un testigo de humedad de 10 gr.



a) Colocación e inicio de la prueba b) Penetración del cono c) Medición de la penetración

Figura 6.6.2 Etapas de la prueba.

4.- Interpretación de resultados.

Se traza una gráfica con la penetración del cono en las abscisas y el contenido de agua en las ordenadas, ambas en escala natural (figura 6.6.3).

El límite líquido del suelo será la humedad correspondiente a una penetración de 20mm. No se debe olvidar que este límite líquido difiere del obtenido con la copa de Casagrande por lo que deberá ser corregido usando la curva de calibración del aparato.

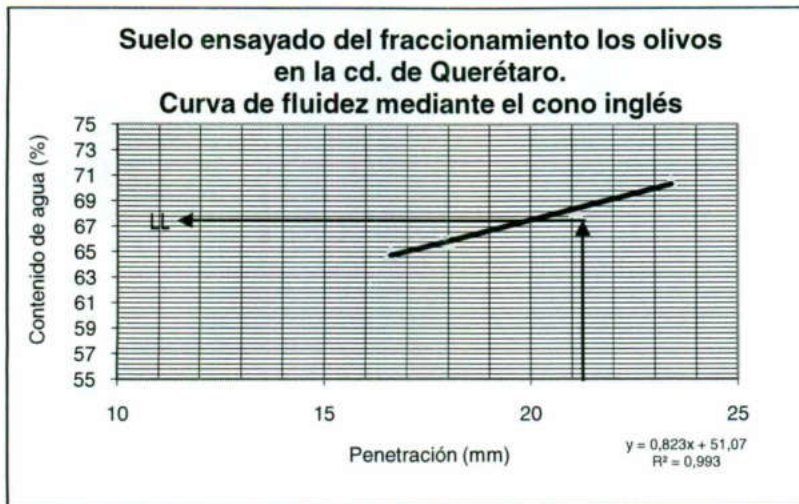


Figura 6.6.3 Determinación del límite líquido usando el cono inglés.

5.- Calibración del cono.

Como se ha mencionado, el valor del límite líquido obtenido con la copa de Casagrande difiere del obtenido con el cono inglés. Estas diferencias son atribuibles principalmente a que uno es un método dinámico y el otro es estático. La norma no menciona en ningún momento que exista diferencias; sin embargo, esto ha sido comprobado con algunos ensayos realizados por la Universidad Autónoma de Querétaro y por los resultados reportados en otras publicaciones como la del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

A nuestro juicio el límite líquido obtenido con la copa de Casagrande es el que debe utilizarse, una vez que la carta de plasticidad y algunas otras correlaciones están hechas con este procedimiento.

Es bien conocido que existe una correlación entre límite líquido obtenido con la copa de Casagrande y el obtenido con el cono. Para encontrar cual es la relación entre ambos valores se recomienda ensayar suelos de diferente límite líquido con los dos procedimientos. La muestra debe ser lo suficientemente grande para llevar a cabo ambos ensayos, ya que muchas veces el suelo no es tan homogéneo como se piensa; es decir, deberá elaborarse la curva de fluidez con la copa e inmediatamente deberá realizarse el ensayo con el cono inglés. Es recomendable verificar minuciosamente la características de la copa de Casagrande y su ranurador a fin de asegurarse que se encuentra dentro de la normas ASTM D 4318. Por facilidad y evitar algunos errores de operación es preferible usar una copa mecanizada.

En la figura 6.6.4 se muestra el límite líquido obtenido mediante la realización de la curva de fluidez (de 4 a 5 puntos) con ambos procedimientos. A un lado de cada determinación se da el factor R^2 obtenido de los puntos de la curva de fluidez, en general podemos decir que el ajuste es muy bueno tanto en el procedimiento del Cono inglés como en el de la copa de Casagrande.

En el caso de no usar ninguna correlación entre el cono y copa, se observa que en suelos con límite líquido grande por ejemplo el obtenido para el suelo de Chalco, presenta un error relativo de 5.72 a 10%; lo cual está fuera del rango de aceptación. Sin embargo de usar los resultados sin correlación para los suelos con límite líquido menor a 100% el error que se tendría por este concepto sería del orden de 4% presentándose el mejor ajuste en el suelo de San Francisco del Rincón. Un error menor de 5% está dentro de la dispersión aceptada.

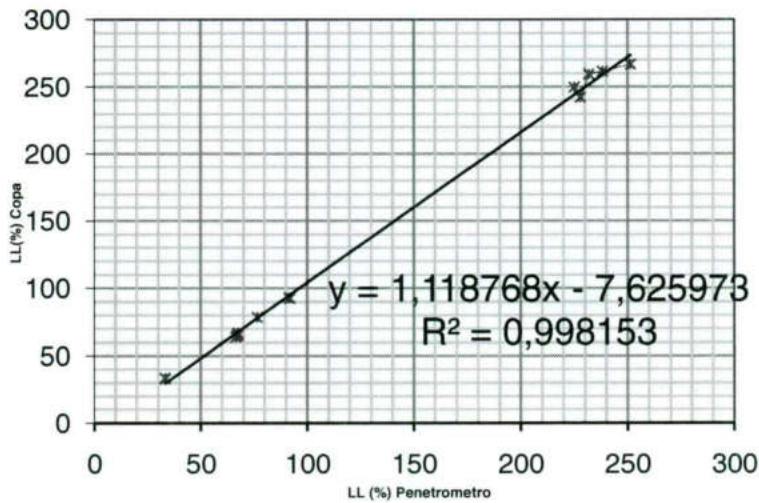


Figura 6.6.4 Correlación entre el método del cono inglés y la copa de Casagrande

Capítulo 7: Clasificación de suelos

7.1 Generalidades

Clasificar un suelo significa asignarle o encasillarlo dentro de los grupos de suelos previamente establecidos de los cuales comparte propiedades y características similares.

7.2 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Los primeros sistemas de clasificación de suelos se basaron en el tamaño de partícula, sin embargo con el avance de la mecánica de suelos se llegó a la conclusión que el tamaño de partícula no necesariamente define el comportamiento de un suelo. Hay propiedades más importantes como es el caso de la plasticidad y que actualmente se incluye en los sistemas de clasificación. Los dos principales métodos de clasificación son el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Y el AASHTO (**American Association of State Highway and Transportation Officials**).

El SUCS nace en 1942 a propuesta de Arthur Casagrande con el nombre de Sistema de Clasificación de Aeropuertos cuya finalidad era controlar los materiales con los cuales se construían las aeropistas. Este sistema se basa en dos características de los suelos como es su granulometría y plasticidad, el método ha sido perfeccionado a través de los años conservando las características básicas de la propuesta original.

El procedimiento para clasificar un suelo es muy sencillo, ya únicamente debe seguirse las condicionantes que establece el SUCS. De manera general el procedimiento es el siguiente:

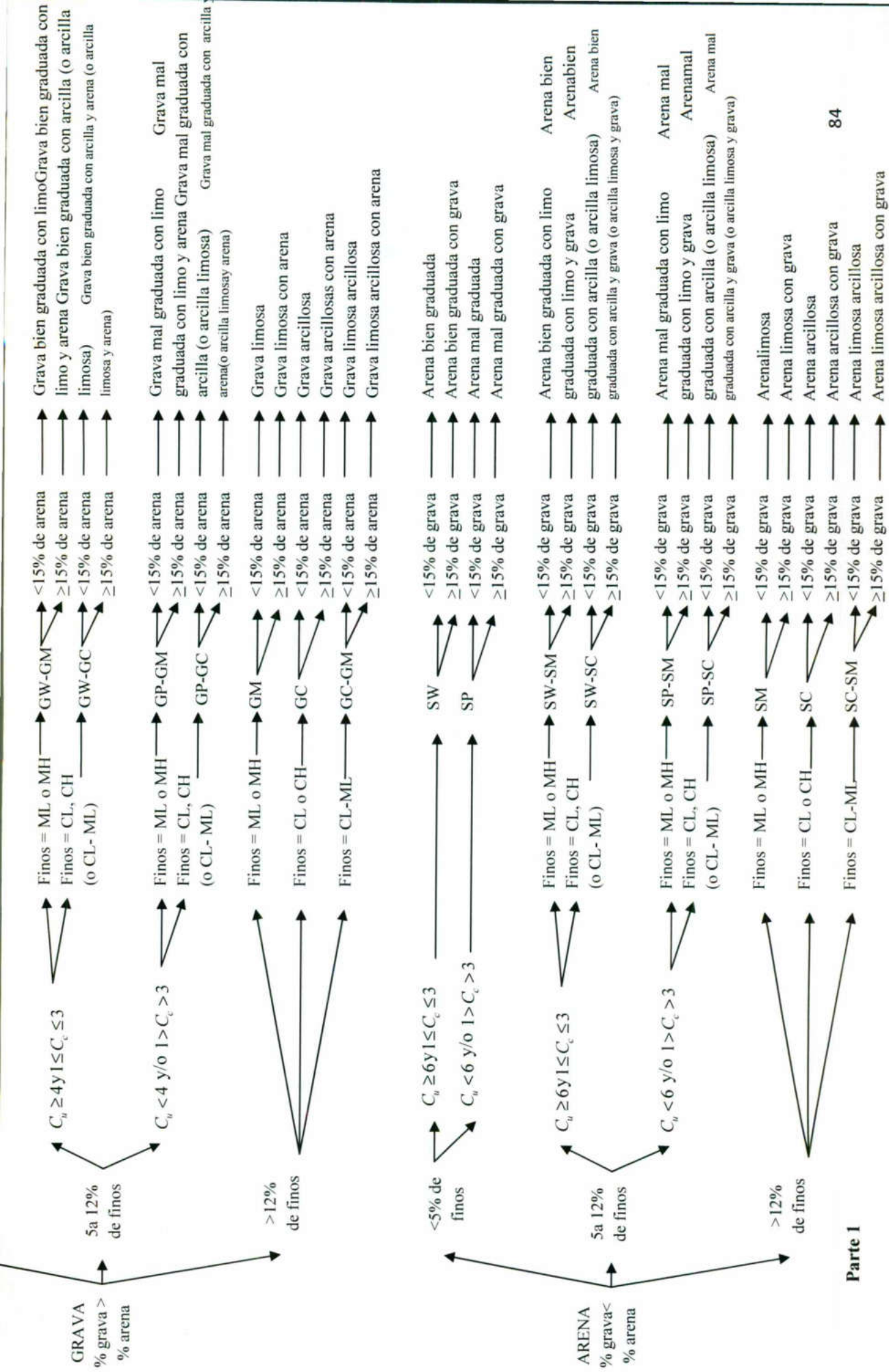
- a) Primeramente deberá determinarse si las partículas que predominan en el suelo son gruesas (arenas y gravas) o finos
- b) En caso de que domine la fracción gruesa deberá verificarse si domina la arena o la grava. En caso de que domine la grava se asigna como primera letra del símbolo la "G" (Gravel) caso contrario se asigna la letra "S" (Sand).
 - 1) Posteriormente deberá verificarse la cantidad de finos presente en la masa de suelo.
 - 2) Si los finos son menores a 5% se tiene un símbolo simple en cuyo caso deberá verificarse la graduación del suelo; es decir si el suelo es bien graduado (W) o mal graduado (P). Los símbolos probables para las gravas son GW o GP y para las arenas SW o SP.
 - 3) Si los finos están comprendidos entre 5 y 12 % se asigna un símbolo doble, en cuyo caso además de verificarse la graduación de partículas, también deberá verificarse la naturaleza de los finos: es decir si es arcilla (C) o limo (M). Los símbolos

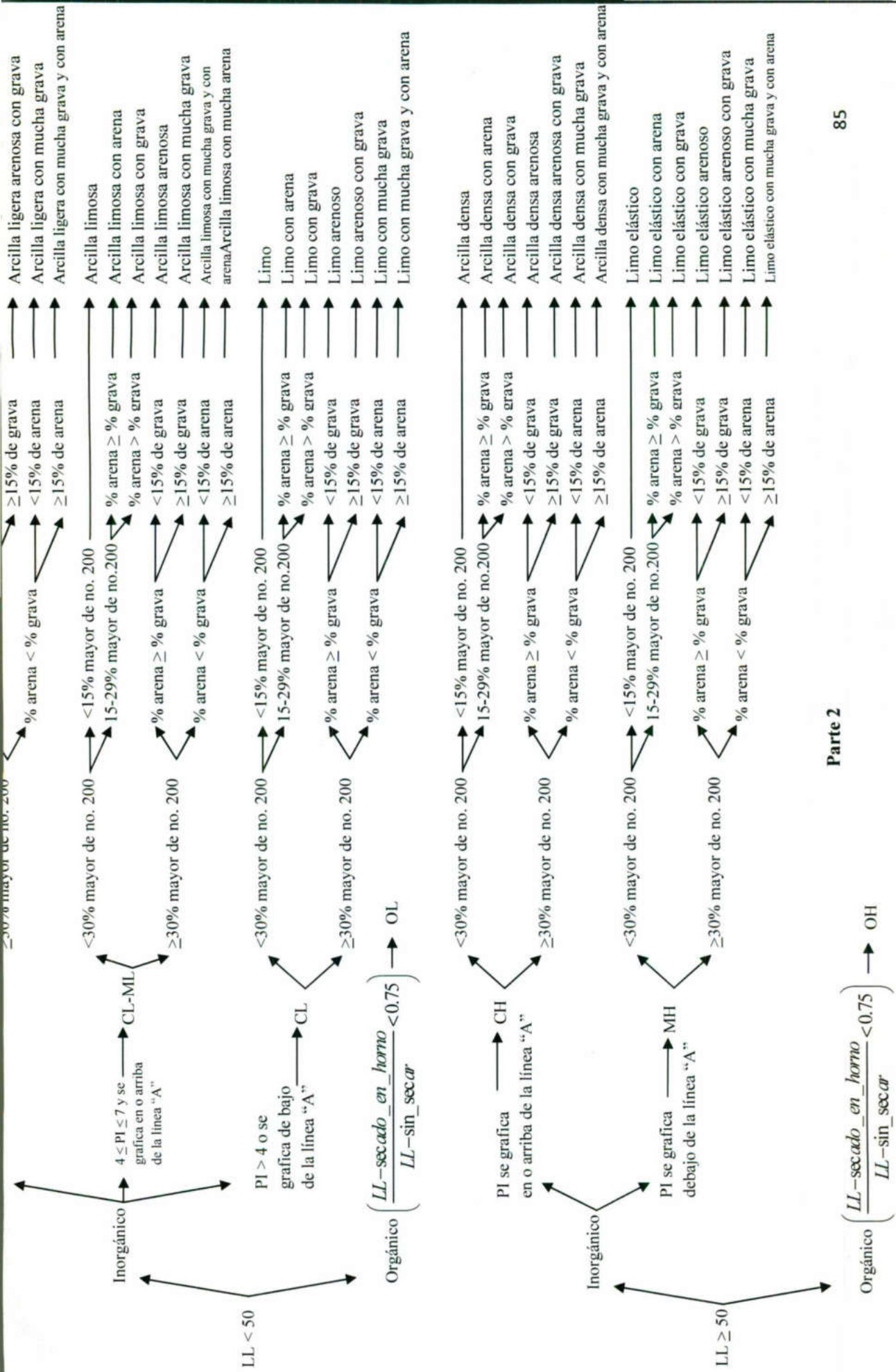
probables para las gravas son: GW-GC, GW- GM, GP-GC y GP-GM; para el caso de las arenas se tendrían SW-SC, SW-SM, SP-SC y SP-SM.

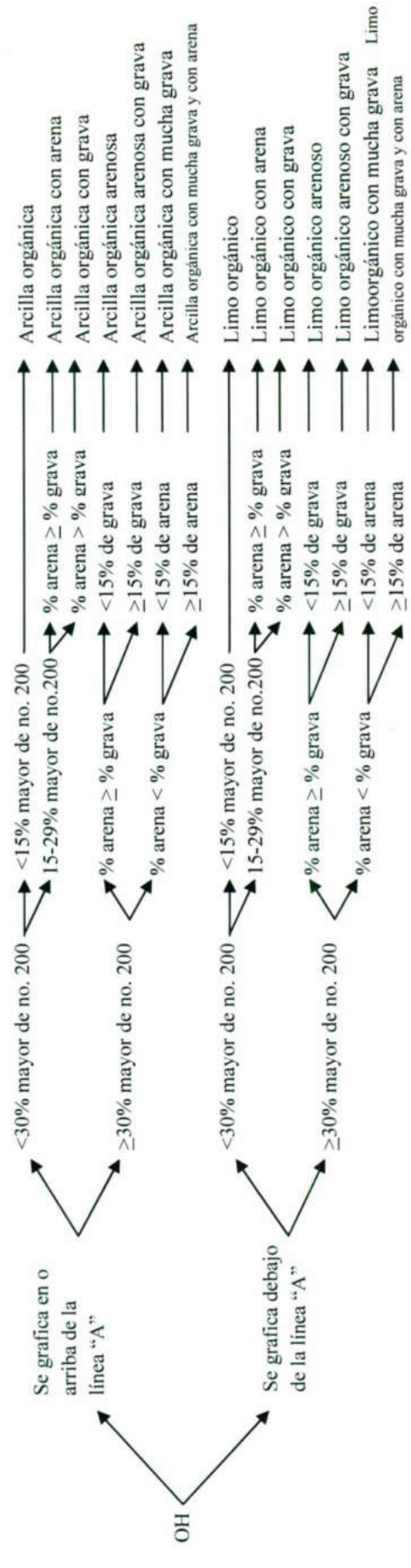
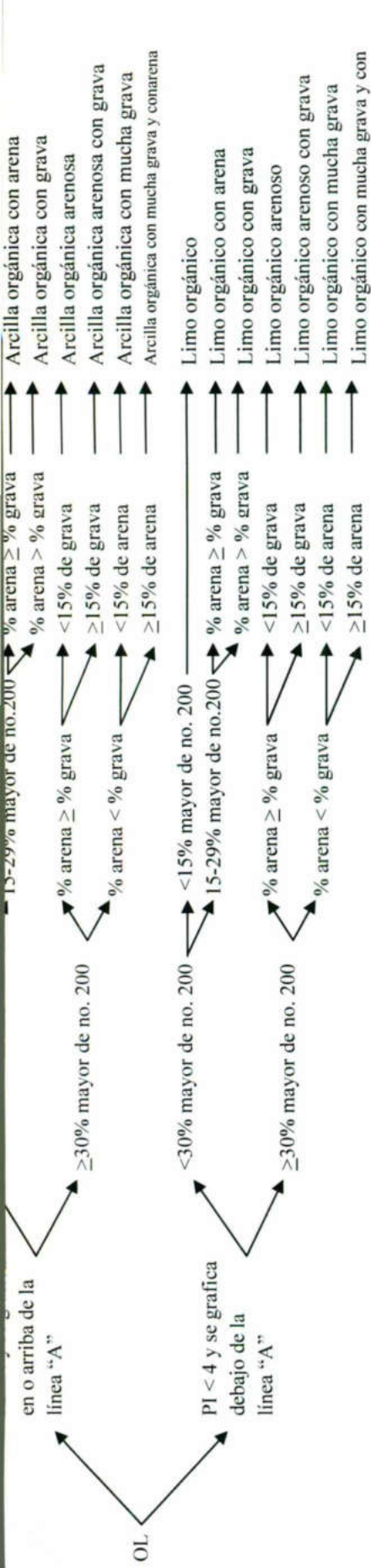
- 4) Si la cantidad de finos es mayor al 12% se verifica únicamente la naturaleza de los finos mediante la carta de plasticidad, los símbolos probables son: GC o GM para las gravas y SC o SM para las arenas.
- c) En caso que domine la fracción fina deberá verificarse si el suelo es inorgánico u orgánico, en ambos casos los símbolos probables del suelo se obtienen directamente de la carta de plasticidad, los cuales pueden resultar: CH, MH, OH, CL, ML, OL, CL-ML. La connotación H (High compresibility) indica que el suelo es de alta compresibilidad (LL mayor a 50%) y L (Lowcompresibility) denota que el suelo es de baja compresibilidad.

_____	3"
Gravas (G)	
_____	No.4 (4.76mm)
Arenas (S)	
_____	No.200 (0.074mm)
Finos	
Arcilla (C)	
Limos (M)	

En la tabla VII.1 se muestra el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos completo y la descripción de los suelos y en la figura VII.1 se presenta la carta de plasticidad.







Parte 3
 Tabla VII.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. (Norma ASTM)

7.3 Carta de Plasticidad

- CL = Arcilla de baja Compresibilidad.
- CH= Arcilla de Alta Compresibilidad.
- ML = Limo de Baja Compresibilidad.
- MH = Limo de Alta Compresibilidad.
- OH = Suelo Orgánico de Alta Compresibilidad.
- OL = Suelo Orgánico de Baja Compresibilidad.

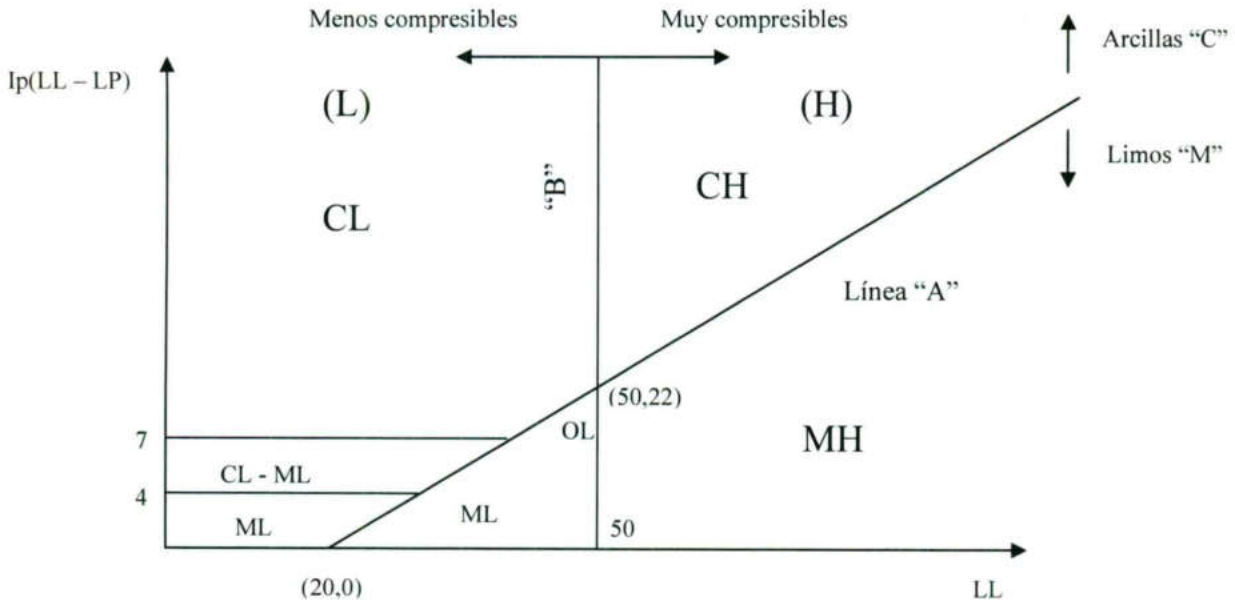


Figura VII.1 Carta de plasticidad

Ejercicio 1:

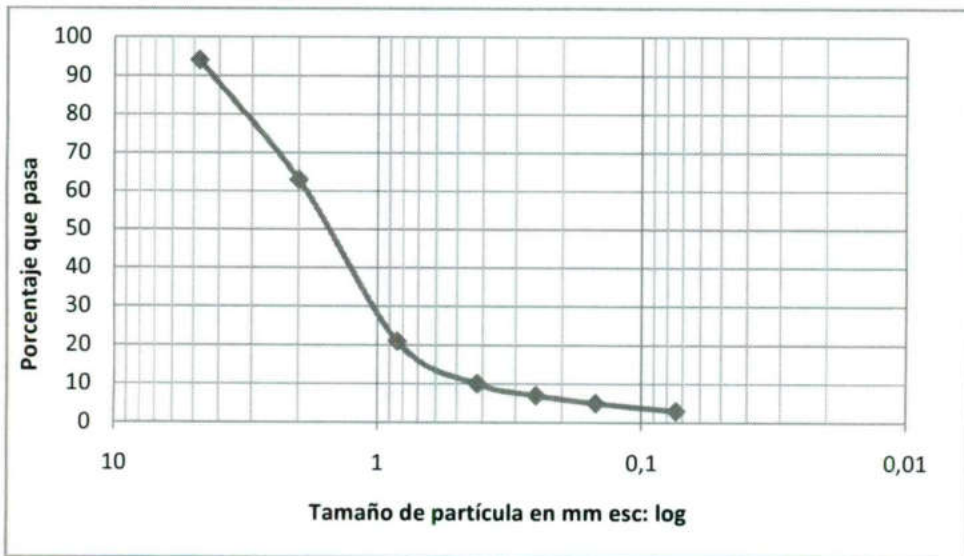
No. de Malla	Abertura (mm)	% Pasa	% Retenido
No. 4	4.76	94	6%
No. 10	2	63	31%
No. 20	0.84	21	42%
No. 40	0.42	10	11%
No. 60	0.25	7	3%
No. 100	0.149	5	2%
No. 200	0.074	3	2%
			Pasa 3%

Gravas = 6% Suelo grueso = 97%
 Arenas = 91% Arena = 91%
 Finos = 3% F > 5%

$D_{10} = 0.42$ $Cu = D_{60} / D_{10}$ $Cc = D_{30}^2 / D_{10}$
 $D_{30} = 1.1$ $Cu = 1.9 / 0.42$ $Cc = (1.1)^2 / (1.9 * 0.42)$
 $D_{60} = 1.9$ $Cu = 4.5$ $Cc = 1.52$

Arena = $1 \leq Cc \leq 3$ $Cu \geq 6$
 Si No

Por lo tanto Suelo SP



Ejercicio 2:

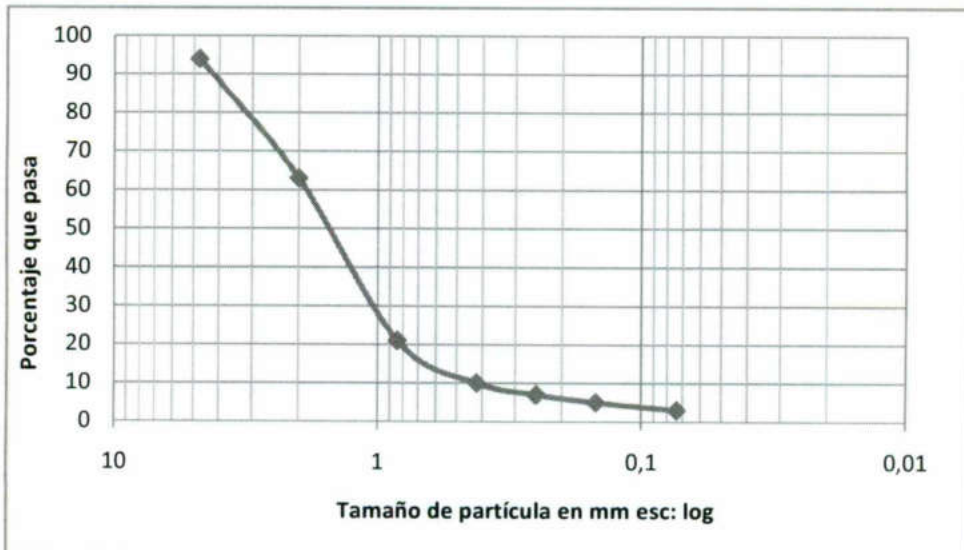
No. de Malla	Abertura (mm)	% Pasa	% Retenido
No. 4	4.76	98	2%
No. 10	2	86	12%
No. 20	0.84	50	36%
No. 40	0.42	28	22%
No. 60	0.25	18	10%
No. 100	0.149	14	4%
No. 200	0.074	10	4%
			Pasa 10%

Gravas = 2% Suelo grueso = 90%
 Arenas = 88% Arena = 88%
 Finos = 10% $5 \leq F \leq 12\%$

$D_{10} = 0.074$ $Cu = D_{60} / D_{10}$ $Cc = D_{30}^2 / D_{10}$
 $D_{30} = 1.45$ $Cu = 1.10 / 0.074$ $Cc = (0.45)^2 / (1.10 * 0.074)$
 $D_{60} = 1.10$ $Cu = 14.86$ $Cc = 2.48$

Arena = $1 \leq Cc \leq 3$ $Cu \geq 6$
 Si Si

No presenta plasticidad es un Limo
 Por lo tanto Suelo SW - SM.



7.4 Identificación de suelos en campo

Además de la identificación en laboratorio, el SUCS ofrece la ventaja de criterios para la identificación en el campo los cuales son simples y expeditos y se detallan a continuación:

Identificación de suelos gruesos.

Ésta identificación se realiza de manera visual utilizando suelo seco, el cual es extendido sobre una superficie plana donde pueda juzgarse su graduación, tamaño de partícula y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas pueden usarse el tamaño de $\frac{1}{2}$ cm, como equivalente.

Las partículas menores a la malla no. 200 son las partículas más finas que pueden distinguirse a simple vista. Para examinar una fracción fina deberán ejecutarse pruebas sobre la parte de suelo que pasa la malla no. 40.

Identificación en campo de suelos finos.

Para identificar un suelo fino deberán realizarse las siguientes pruebas:

1. Dilatancia.
2. Tenacidad.
3. Resistencia en estado seco.
4. Color.
5. Olor.

Dilatancia

Se utiliza una pastilla de suelo con un contenido de agua suficiente para que adquiera una consistencia suave. La pastilla se golpea contra la mano, la velocidad con que aparece el agua, en la superficie define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos.

Cuando el agua aparece rápidamente la superficie adquiere una apariencia de hígado característico de las arenas y los limos. Cuando no se nota ninguna reacción la superficie no presenta ningún cambio de tono característico de las arcillas de alta y baja compresibilidad.

Tenacidad

Se usa una macilla de consistencia suave como la que se usa en el límite plástico y se rola hasta formar rollitos de 3mm. Se observa como aumenta la rigidez del rollito o medida que el suelo se acerca al límite plástico.

Los suelos situados más arriba respecto a la línea "A" como son los CL y CH son materiales muy tenaces y los suelos que caen bajo la línea "A" como son los ML, MH, OL y OH son poco tenaces.

Resistencia en Estado Seco

La resistencia en estado seco se obtiene elaborando una pequeña esfera de aproximadamente 2cm, de diámetro, la cual se deja secar gradualmente y posteriormente se comprime entre los dedos. La resistencia que ofrezca el material a la ruptura es indicativo de la plasticidad del mismo.

Materiales localizados arriba de la línea "A" CH y CL ofrecen una alta resistencia en estado seco. Materiales como los ML y MH ofrecen resistencia nula.

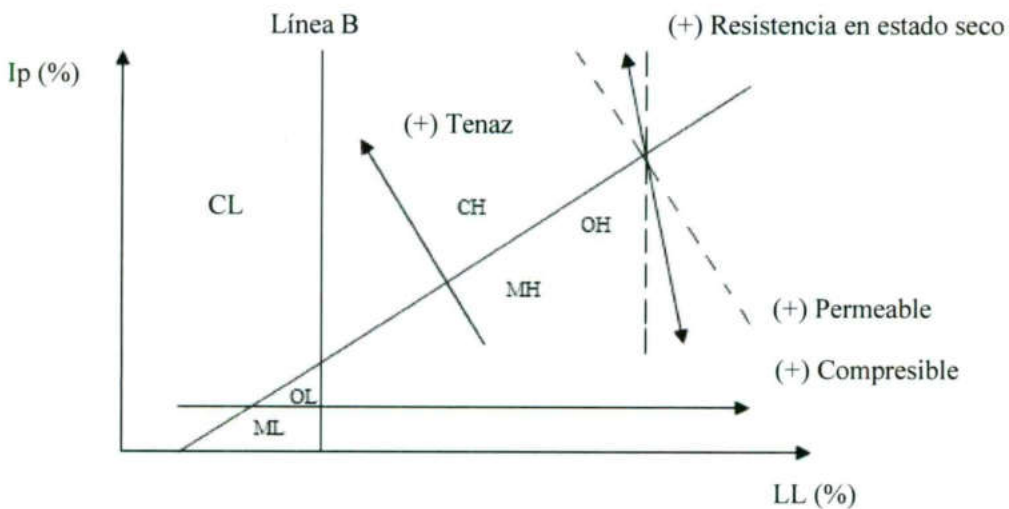
Color

Es un indicativo del tipo de suelo si se cuenta con estudios cercanos a la zona. Hay que tener mucho cuidado en utilizar este parámetro ya que en ocasiones arenas negras las confunde con arcillas o limos color café las utilizan como rellenos.

Olor

Sirve para identificar a los suelos orgánicos como los son los OH y OL presentando un olor a descomposición.

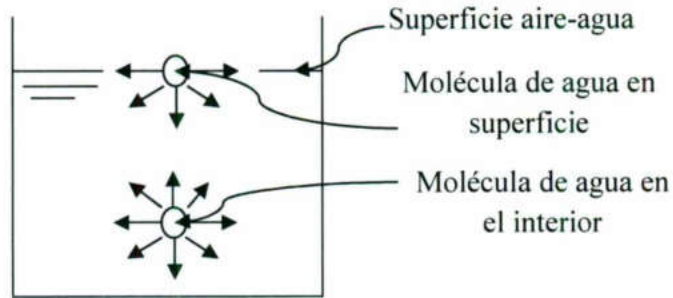
Carta de Plasticidad y Propiedades Físicas del Suelo



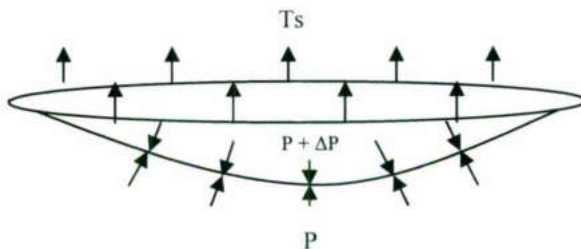
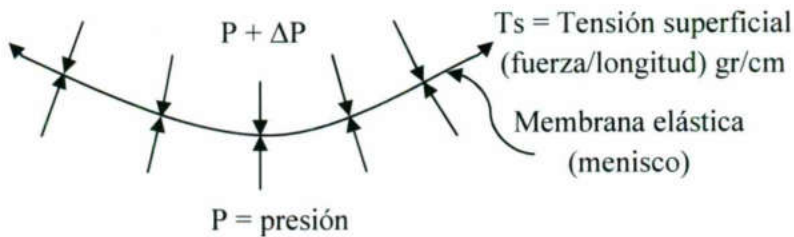
Capítulo 8: Fenómeno capilar y proceso de contracción

Cuando un líquido presenta una superficie al aire se genera una curvatura producto de la diferencia de fuerzas que actúan dentro y fuera de la superficie del agua.

Una molécula de agua en el interior está sujeta a fuerzas que actúan igual en todas direcciones a diferencia de una en superficie que experimenta una fuerza desbalanceada hacia el interior del agua.

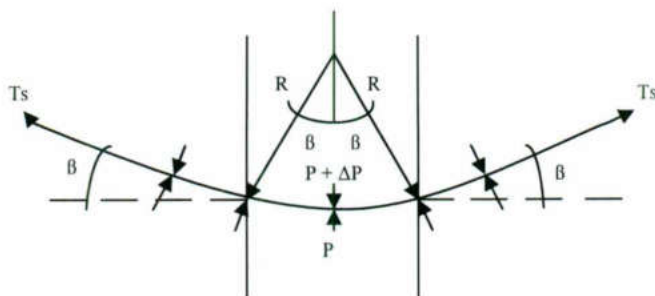


Para mantener el equilibrio una fuerza de tensión es generada a lo largo de la superficie contraída llamada tensión superficial, medida en unidades de fuerza por unidad de longitud. La tensión superficial causa que la superficie agua-aire se comporte como una membrana elástica. Éste comportamiento es similar a un balón inflado el cual tiene una mayor presión en su interior.



La superficie aire-agua; al estar sujeta a diferente presión en cada uno de sus lados asume una curvatura cóncava para mantener su equilibrio.

La diferencia de presión a través de la superficie curva puede relacionarse con la TENSIÓN SUPERFICIAL y el radio de curvatura de la superficie si se considera el equilibrio de una sección transversal del menisco.



R = Radio de curvatura del menisco.

T_s = Tensión superficial.

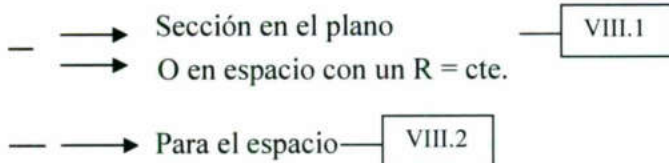
β = Angulo de tensión superficial respecto a la horizontal.

P = Presión.

ΔP = Diferencia de presión en gr/cm^2

L = Longitud Total.

Equilibrio de fuerzas



8.2 Ángulo de contacto

Cuando un líquido está contenido en un recipiente y expuesto al aire las moléculas superficiales estarán solicitadas por fuerzas de dos tipos: cohesión y adhesión. Las primeras son debidas a la acción de las restantes moléculas de líquido; las segundas son ejercidas por las moléculas de las paredes del recipiente.

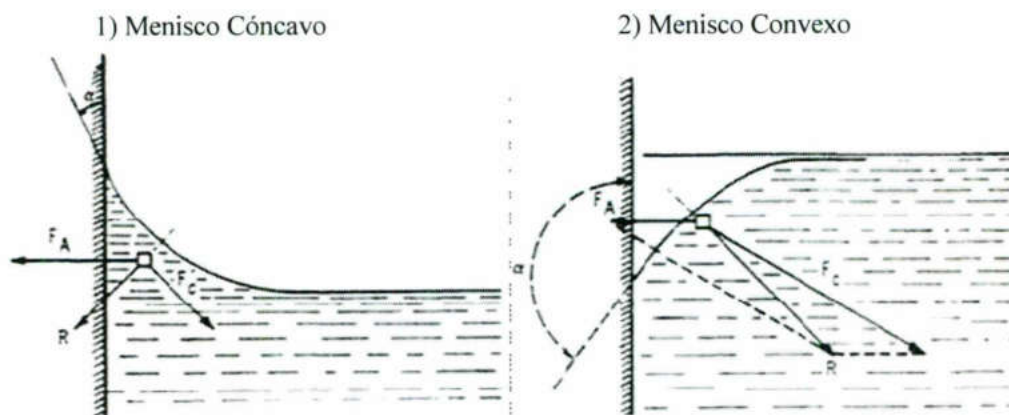


Fig. VIII.11) Fuerzas de adhesión 2) Fuerzas de cohesión (J. Badillo y R. Rodríguez 1979)

El ángulo que se forma entre el menisco con la pared del recipiente se denomina ángulo de contacto.

- Si $\alpha < 90^\circ$ el menisco es cóncavo.
- Si $\alpha > 90^\circ$ el menisco es convexo.

α vale casi cero para vidrio limpio, húmedo y agua destilada.

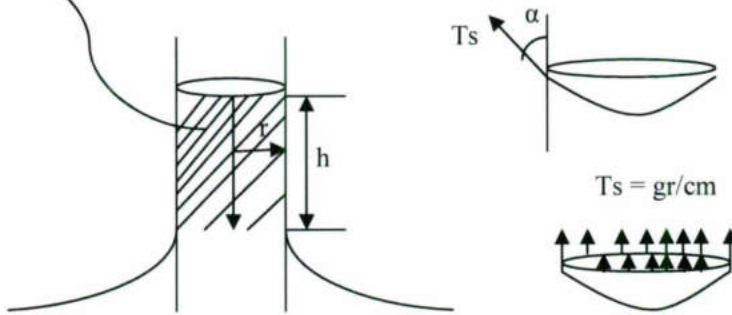
El mercurio y vidrio forman $\alpha = 140^\circ$.

8.3 Ascensión capilar

El agua sube en el interior de un tubo como resultado de la tensión superficial en el menisco y la tendencia del agua al humedecer la superficie del tubo.

h = Altura de ascensión capilar.

$$\gamma_w = W_w/V_w$$



Fuerza debida a la tensión superficial:

$$Ts 2\pi r \cos \alpha = \pi r^2 h \gamma_w$$

$$2Ts \cos \alpha = hr \gamma_w$$

$$h = \frac{2Ts \cos \alpha}{r \gamma_w} \quad \text{VIII.3}$$

$$\cos \alpha = \frac{r}{R}$$

$$r = R \cos \alpha$$

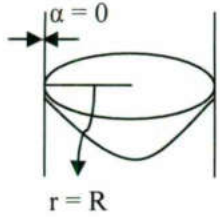
$$h = \frac{2Ts \cos \alpha}{R \cos \alpha \gamma_w} \therefore h = \frac{2Ts}{R \gamma_w} \quad \text{VIII.4}$$

Para aire - agua - vidrio:

$$Ts = 0.074 \text{ gr/cm} \therefore$$

$$h = \frac{2(0.074)}{R(1)} \quad \gamma_w = 1 \text{ gr/cm}^3 \quad h = \frac{0.148}{R} \quad \text{VIII.5}$$

Si el menisco está totalmente desarrollado. ($\alpha = 0$)



$$\text{Si } \alpha = 0 \quad R = r$$

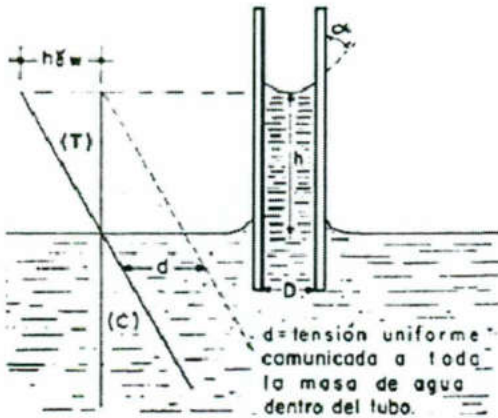
$$h = \frac{0.148}{D/2} \therefore h = \frac{0.3}{D} \quad \text{VIII.6}$$

D = Diámetro del tubo en cm.

Distribución de esfuerzos en un tubo capilar

La distribución de esfuerzos en el líquido bajo su nivel libre, está representada por una distribución lineal según la ley de la hidrostática. La prolongación de ésta recta hacia arriba del nivel libre representa también la distribución de esfuerzos en el líquido en la columna de ascensión capilar. Arriba del nivel libre del agua se tendrá esfuerzos de tensión si se toma la presión atmosférica como origen.

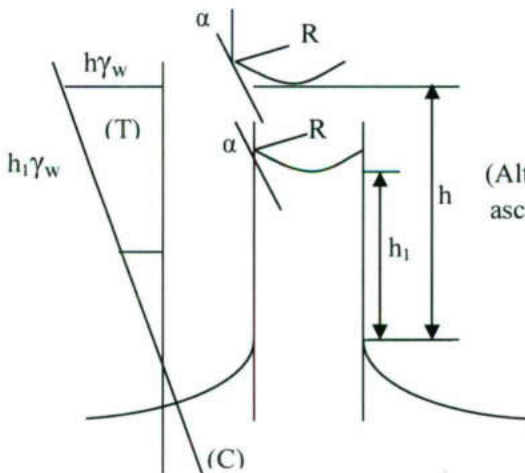
$$u \approx h\gamma_w = -\frac{2Ts \cos \alpha}{r} = -\frac{2Ts}{R} \quad \text{VIII.7}$$



Máxima presión negativa teniendo h (tensión)

Fig. VIII.2 Distribución de esfuerzos en un tubo capilar (J. Badillo y R. Rodríguez 1979)

En caso de que el tubo capilar sea más corto que la altura máxima de ascensión capilar el menisco formado ajustará su curvatura a la necesaria α para establecer el equilibrio.



(Altura máxima de ascensión capilar)

$$h_1 \gamma_w <$$

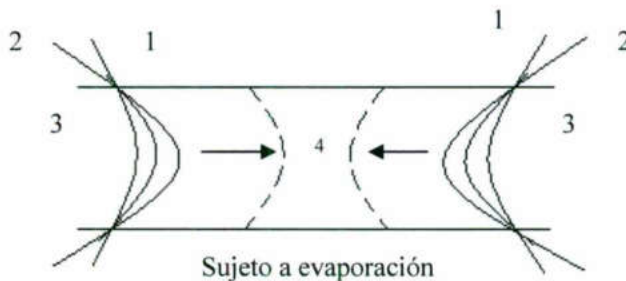
$$h \gamma_w U_1 < U$$

U = presión de poro a tensión

$$2Ts/R_1 < 2Ts/R$$

Tubo capilar horizontal

Si se llena un tubo capilar y se coloca de manera horizontal gradualmente se formarán meniscos debido a la evaporación del agua. La curvatura aumentará en cada extremo de manera simultánea hasta llegar a su máximo al tiempo que el esfuerzo de tensión aumentará hasta su valor máximo. Cuando la curvatura es máxima ($R \text{ min}$) el menisco empezará a retraerse, hacia el interior del tubo. Como el proceso es simultáneo la tensión en el agua por los efectos capilares será la misma en toda su longitud, a diferencia del tubo vertical en donde los esfuerzos siguen una ley de variación triangular.



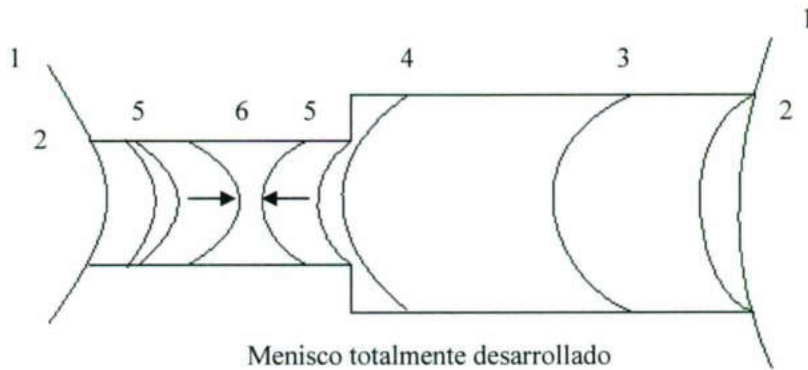
1. En ambos extremos presentan la misma curvatura por lo tanto la misma tensión.
2. Los meniscos aumentan su curvatura simultáneamente.
3. Meniscos totalmente desarrollados.
4. Los meniscos se retraen hasta desaparecer.

Tubo capilar compuesto

En el caso de la unión de los dos tubos capilares de diferente diámetro sujetos a un proceso de la evaporación se tiene:

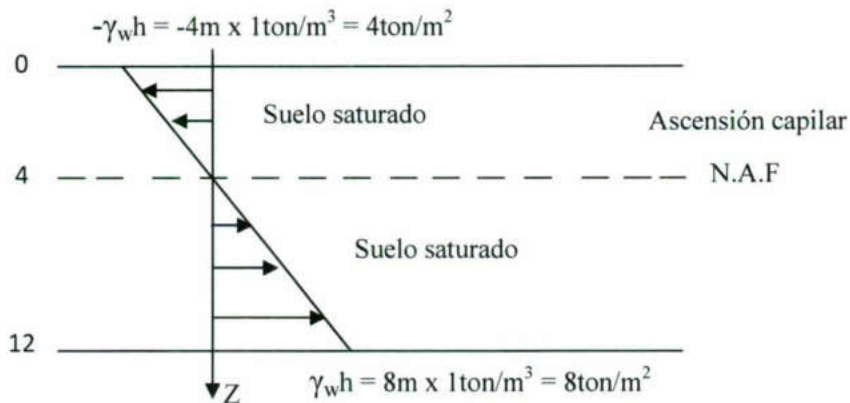
1. El esfuerzo de tensión es el mismo en ambos extremos, por lo que el radio de curvatura R , será también el mismo.
2. El menisco se desarrollará primer en el extremo más grande que corresponde a cuando $R = r$ pero del tubo de diámetro mayor.
3. Si la evaporación prosigue el menisco de lado ancho comenzará a retraerse mientras el otro menisco permanece en su posición.
4. Cuando el menisco del lado ancho llega a la unión brusca si retracción cesará.

5. Al seguir la evaporación los dos meniscos aumentarán su curvatura al mismo tiempo hasta llegar a su máximo desarrollo.
6. Si la evaporación prosigue los meniscos empezarán a retraerse hasta desaparecer.



Ejercicio 1: Un depósito de arena muy fina tiene 12cm de espesor, el nivel de aguas freáticas ubicado a 4m de profundidad y sobre él, la arena está saturada por capilaridad. ¿Cuál es el diagrama de presiones de poro (tensión que se desarrolla en la zona capilar y los esfuerzos a compresión que se desarrolla bajo el nivel freático).

$$U = -\gamma_w h$$



El nivel de aguas freáticas es muy bajo, por lo tanto el esfuerzo entre las partículas es mayor, por lo que su capacidad de carga es mayor (soporta más al esfuerzo cortante).

Proceso de licuación de suelos

Cuando se tiene un suelo compuesto de arena fina uniforme y saturada, bajo una sollicitación sísmica o dinámica puede perder súbitamente su resistencia al esfuerzo cortante debido a que el incremento de presión de poro anula el esfuerzo normal entre las partículas. Este fenómeno se le conoce como licuación (arenas movedizas).

8.4 Proceso de contracción de suelos finos

Un suelo saturado exhibe primeramente una superficie libre brillante, que cambia a opaco por evaporación, los meniscos cóncavos en cada poro al irse evaporando el agua, va disminuyendo el radio de curvatura de esos meniscos y aumentando, por lo tanto, la presión capilar sobre las partículas sólidas, que por este efecto, se comprimen. La evaporación seguirá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y comprimiendo la estructura del suelo, hasta un punto en que la presión capilar sea capaz de producir mayor deformación; en ese momento comenzará la retracción de los meniscos hacia el interior de la masa de suelo. Macrofísicamente ese momento está señalado por el cambio de tono del suelo, de oscuro a más claro.

En el suelo los poros y canaliculos ocupados por el agua no son de tamaño uniforme, sino que varían entre amplios límites, por lo que el agua no se retraerá el mismo tiempo hacia el interior de la masa, comenzando el proceso en los poros de mayor diámetro. Estadísticamente puede decirse que toda la gama de diámetros de los canaliculos existentes se presentan a lo largo de un capilar en una distancia relativamente pequeña a partir de la superficie. Ésta distancia puede ser del orden de 2.5cm, en áreas gruesas, pero en arcillas ordinarias, con diámetros de poros comprendidos entre 0.1 y 0.001 de micra, todos ellos se presentan a una distancia del exterior no mayor que una fracción de milímetro.

Por lo tanto, aún cuando una de las aberturas de la superficie corresponda al mayor diámetro que pueda encontrarse en la muestra total de suelo, el menisco necesitará retraerse muy poco para llegar a una zona de pequeño diámetro, en la cual pueda desarrollar esfuerzos de tensión importantes. Finalmente, cada menisco se retraerá al diámetro de poro más pequeño para el que un menisco totalmente desarrollado produzca en el suelo la máxima presión capilar que pueda deformar la estructura al máximo. En ese instante, con su máxima contracción alcanzada bajo esa máxima presión capilar que el agua ejerce, el suelo habrá llegado a su límite de contracción, cualquier evaporación posterior hará que los meniscos se retraigan hacia el interior sin más incremento en la presión capilar, pues el diámetro de los poros ya no disminuye.

Una manera sencilla de visualizar el proceso de secado de un suelo fino es lo que se expone a continuación, haciendo uso del esquema de la figura. Aparece una gráfica que representa el mínimo diámetro de poro que existe en el suelo para la correspondiente relación de vacíos.

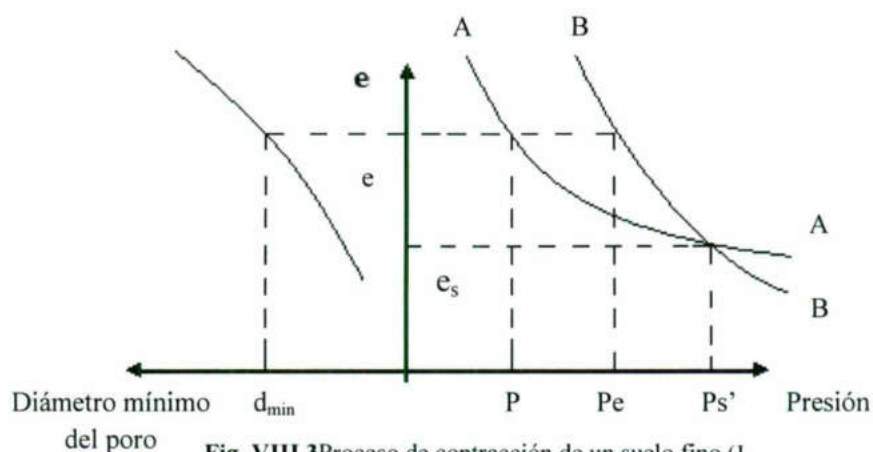


Fig. VIII.3 Proceso de contracción de un suelo fino. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Según lo anterior cada menisco se retraerá finalmente hasta el diámetro mínimo del canalículo, antes de que empiece el retiro general hacia el interior de la masa. Este diámetro mínimo como todos los demás, disminuye al disminuir la relación de vacíos.

En la parte derecha de la figura se muestra la relación entre la presión y la relación de vacíos (curva A), obtenida al comprimir una muestra confinada del suelo; esta curva indica la presión que debe aplicarse al suelo para que llegue a una relación de vacíos determinada. La curva B representa la máxima presión capilar que puede desarrollarse para una e dada.

Si la muestra se comprime con una presión p y llega a una relación de vacíos e , el diámetro de poro mínimo (d_{min}), correspondiente producirá una compresión capilar máxima (p_e), al llegar los meniscos a su desarrollo total.

Si la muestra llega a la relación de vacíos e a través de un proceso de evaporación la presión necesaria en la fase sólida será p , que debe ser proporcionada por los efectos capilares. Pero esta presión p es aún menor que la P_c máxima que puede desarrollarse por capilaridad; así el suelo llegará a la oquedad e sin necesidad de que los meniscos se desarrollen por completo; basta que se desarrollen parcialmente. Si la evaporación continúa, llega un momento en que toda la presión capilar que pueda desarrollarse se requiere para mantener el suelo comprimido; en esa presión y correspondiente relación de vacíos, las curvas A y B se interceptan, pues $P_c = p$. La relación de vacíos correspondiente a ese punto representa la condición crítica en la que los meniscos deben estar totalmente desarrollados para mantener el suelo comprimido a la presión necesaria para esa e_s . Si la evaporación continúa, ya el efecto capilar no es suficiente para producir la presión necesaria para lograr nuevas disminuciones de la relación de vacíos, los meniscos penetran en la masa. Por lo tanto, en la intersección de las curvas A y B el suelo tendrá el mínimo volumen a que pueda llegar por secado; se habrá así llegado al límite de contracción. Debe observarse que el límite de contracción es el único momento en que los meniscos están totalmente desarrollados en el agua; para relaciones de vacíos mayores, hay una reserva de presión capilar no utilizada; relaciones de vacíos menores no pueden producirse por secado y efectos capilares. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Capítulo 9: Propiedades hidráulicas del suelo.

9.1 Flujo laminar y turbulento.

En general, en los problemas relativos al flujo de agua existen dos tipos de flujo: flujo laminar y flujo turbulento.

- Flujo laminar:

Este flujo se desarrolla cuando se tienen velocidades pequeñas y tiene como característica principal que sus líneas de flujo son paralelas, bien definidas y no se juntan.

- Flujo turbulento:

Se desarrolla a velocidades mayores y se caracteriza por que las líneas de flujo se interfieren durante el mismo.

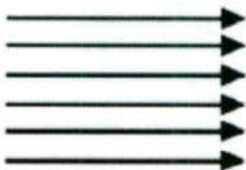
Línea de flujo

Línea imaginaria que lleva siempre la dirección del flujo y el vector velocidad es tangente.

Reynolds estudiando lo que es el flujo laminar y turbulento probó que existe una velocidad en cada líquido, que para cierto diámetro de conducción y a una temperatura dada el flujo es laminar. Esta velocidad se conoce como velocidad crítica. También indicó que existe una velocidad mayor para la cual el flujo es turbulento, en el caso del agua esta velocidad es 6.5 veces la velocidad crítica.

- Diseño de cortinas de proceso.
- Diseño de filtros.
- Relacionado con la compresión del fenómeno de consolidación.
- Podrá calcular la presión de paro en condiciones hidrodinámicas.

Flujo laminar.



Flujo turbulento.

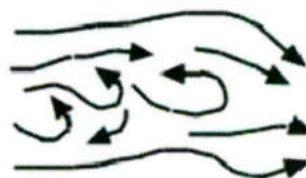
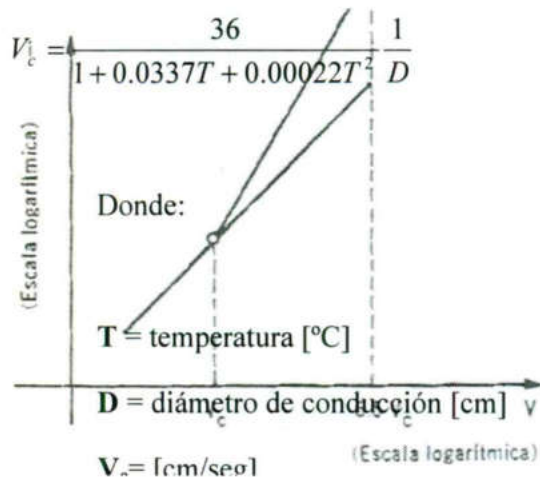


Fig. IX.1 Flujo laminar vs flujo turbulento (Muñoz 2006)

Gradiente hidráulico



IX.1

Fig. IX.2 Variación de la velocidad con el gradiente hidráulico en el flujo laminar y turbulento. (Juárez y Rico, 1979)

Conceptos básicos de flujo de agua

- Gradiente hidráulico

Pérdida de carga hidráulica entre la longitud de recorrido del agua.

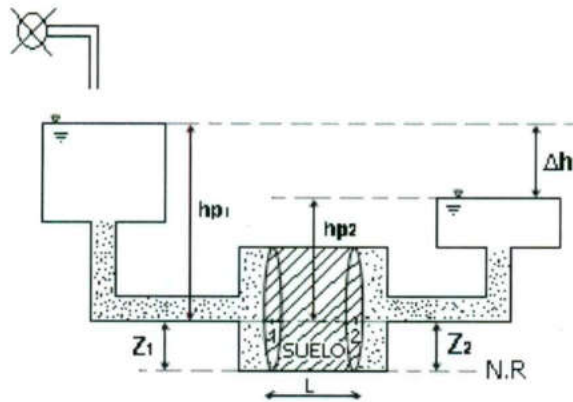


Fig. IX.3 Permeámetro con unaporción de suelo sometido a flujo constante.

$\Delta h =$ pérdida de carga hidráulica en el sistema.

$\Delta h = 0 \rightarrow$ No hay flujo.

Gradiente hidráulico: $i = \frac{\Delta h}{L}$ — IX.2

Δ_h = diferencia de carga hidráulica.

h_1 = carga hidráulica total del punto 1

$$\Delta_h = h_1 - h_2$$

h_2 = carga hidráulica total del punto 2

Carga hidráulica (longitud) total:

$$h = h_p + Z + \frac{V^2}{2g} \quad \text{IX.3}$$

N. R. = nivel de referencia.

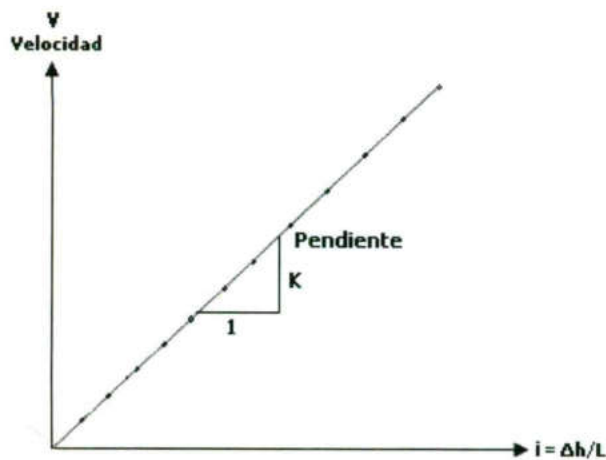
Z_1 y Z_2 = distancia del punto de análisis al nivel de referencia.

h_{p1} y h_{p2} = cargas de presión. Distancia del punto de análisis al nivel de superficie libre del agua.

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L} \quad \text{Si } h_1 > h_2 \text{ (el flujo es de izquierda a derecha)} \quad \text{IX.4}$$

9.2 Ley de Henri Darcy para el flujo de agua de suelos saturados.

Henri Darcy en 1856 experimentalmente encontró que el flujo de agua en suelos saturados a velocidades pequeñas (flujo laminar) era proporcional al gradiente hidráulico.



$$k = \frac{V_2 - V_1}{i_2 - i_1} = \frac{V_2 - V_1}{1}$$

$$V = ki \quad \text{IX.5}$$

El coeficiente de permeabilidad k , puede definirse como la velocidad del agua sujeta a un gradiente hidráulico unitario. Y representa la mayor o menor facilidad con la cual el agua circula dentro del suelo.

Se considera un valor constante para suelos saturados con una geometría y distribución de granos estable.

Velocidad:

Gasto:

$$\begin{aligned} V &= ki \\ VA &= kiA \end{aligned} \quad Q = kiA \quad \boxed{\text{IX.6}}$$

Volumen de agua que circula en un suelo:

$$\begin{aligned} \frac{Vol}{t} &= kiA \\ Vol &= kiAt \end{aligned} \quad \boxed{\text{IX.7}}$$

Donde:

i = gradiente hidráulico.

A = área transversa al flujo.

t = tiempo.

9.3 Métodos para determinar el coeficiente de permeabilidad en los suelos.

Los métodos para medir el coeficiente de permeabilidad se subdividen en métodos directos e indirectos, los primeros se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición del coeficiente k , los últimos proporcionan el coeficiente K de manera secundaria por pruebas y técnicas que persiguen otros fines.

• Métodos directos	• Métodos indirectos
1. Permeámetro de carga constante.	1. A través de la curva granulométrica.
2. Permeámetro de carga variable.	2. A través de la prueba de consolidación.
3. Pruebas directas en el lugar.	3. A través de la prueba horizontal de capilaridad.

Método a partir de la curva granulométrica

Prácticamente todos los métodos del tipo en estudio siguen la fórmula de Allen Hazen (1892):

En donde k es el coeficiente de permeabilidad buscado (en cm/seg) y D_{10} (cm) tiene el sentido de diámetro efectivo de Hazen.

Hazen obtuvo su fórmula experimentando con arenas uniformes con diámetro efectivo comprendido entre 0.1 y 3 mm; en estos suelos C varió entre 41 y 146. El valor $C = 116$ suele mencionarse como un promedio aceptable de las experiencias efectuadas por Hazen. Sin embargo, se ve que, en primer lugar, la fórmula es inaplicable a la mayoría de los suelos, que quedan fuera del tipo de los experimentos realizados; resulta excesiva para que la fórmula sea muy confiable.

La temperatura influye, según se verá, en el valor de la permeabilidad, por alterar la viscosidad del agua. Tomando en cuenta ese factor, la fórmula anterior puede modificarse de la siguiente manera:

Siendo t la temperatura en °C.

Permeámetro de carga constante.

La prueba consiste en someter a flujo de agua una muestra de suelo de área transversal "A" y longitud "L" confinada en un tubo. En la muestra actúa un gradiente hidráulico que permite que el agua fluya a través de la muestra. Los parámetros que se requieren medir para calcular el coeficiente de permeabilidad son: el volumen del agua que circula en un tiempo determinado, el área transversal, el espesor de la muestra, la diferencia del nivel de entrada al de salida y la temperatura del agua.

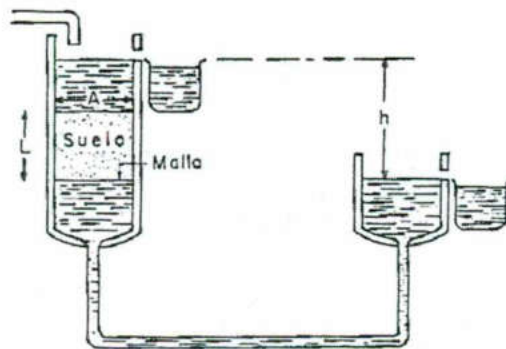


Fig. IX.5 Esquema del permeámetro de carga constante.

(Júarez y Rico, 1979)

$$Vol = KiAt$$

$$Vol = K \frac{h}{L} At$$

$$K = \frac{Vol * L}{hAt}$$

Permeámetro de carga variable.

En este tipo de permeámetro se mide la cantidad de agua que atraviesa una muestra de suelo por la diferencia de niveles de agua en un tubo alimentador.

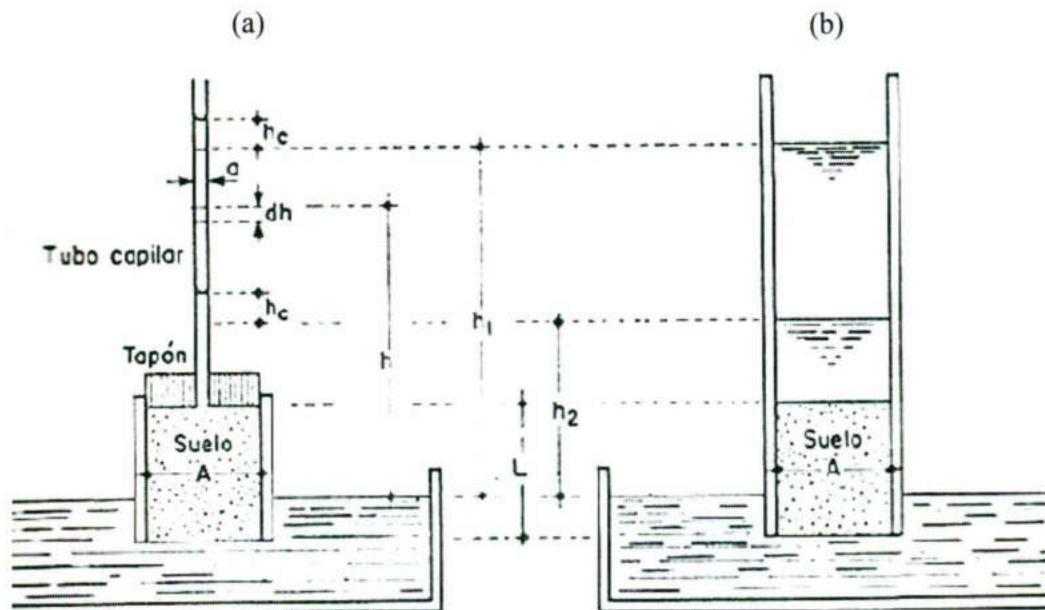


Fig. IX.6 Esquemas del parámetro de carga variable.

a) Para suelos finos. b) Para suelos gruesos. (Juárez y Rico, 1979)

a = área transversal.

$$Vol = kiAt$$

$$dVol = k \frac{h}{L} A dt \rightarrow -adh = k \frac{h}{L} A dt \rightarrow -a \frac{dh}{h} = \frac{kA}{L} dt$$

$$-a \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = \frac{kA}{L} \int_0^t dt \rightarrow -a \int_{h_1}^{h_2} \frac{1}{h} dh = \frac{kA}{L} \int_0^t dt \rightarrow -a L_n h \Big|_{h_1}^{h_2} = \frac{kA}{L} t \Big|_0^t$$

$$-a [L_n h_2 + L_n h_1] = \frac{kA}{L} (t - 0) \rightarrow -a [L_n h_2 + L_n h_1] = \frac{kA}{L} t \rightarrow a L_n \frac{h_1}{h_2} = \frac{kA}{L} t$$

$$k = \frac{L_a}{At} L_1 \frac{h_1}{h_2} \quad \therefore k = 2.3 \frac{L_a}{At} \text{Log} \frac{h_1}{h_2}$$

Ejercicios 1: En un permeámetro de carga constante una muestra cilíndrica de 8 cm. de altura y 5 cm. de diámetro fue sometida a una carga de 50 cm. de agua, durante 30 min. al cabo de los cuales se recogieron 120 cm.³ de agua de descarga. Calcule el coeficiente de permeabilidad del suelo.

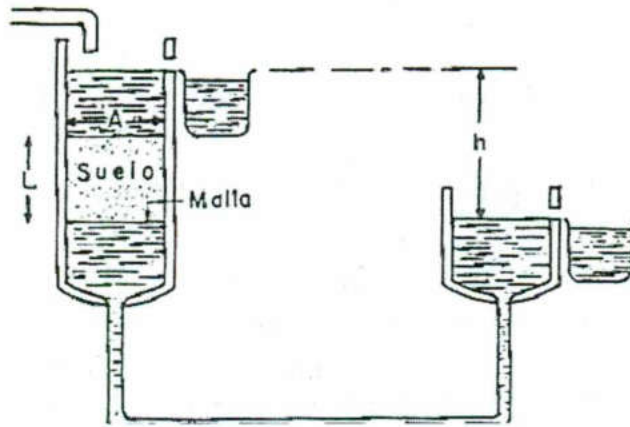


Fig. IX.7 Permeámetro de carga constante

Datos:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (5)^2}{4} = 19.635$$

$$L = 8 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$Vol = 120 \text{ cm}^3$$

$$t = 30 \text{ min}$$

Carga constante:

$$k = \frac{Vol * L}{hAt}$$

$$k = \frac{120 * 8}{(19.635)(50)(30)}$$

$$k = 0.0326 \text{ cm / min}$$

$$k = 0.000543 \text{ cm / s}$$

Resultado: $k=0.000543 \text{ cm / S}$

Ejercicio 2: En un permeámetro de carga variable de 5 cm. de diámetro se probó una muestra de 8cm de longitud. El tubo de alimentación tenía un diámetro de alimentación de 2cm. En 6 min. la carga pasó de 100 a 50 cm.. Calcule el coeficiente K del suelo.

Datos:

$$A = \frac{\Pi D^2}{4} = \frac{\Pi(5)^2}{4} = 19.635$$

$$L = 8 \text{ cm}$$

$$h_1 = 100 \text{ cm}$$

$$h_2 = 50 \text{ cm}$$

$$A = \frac{\Pi D^2}{4} = \frac{\Pi(0.2)^2}{4} = 0.0314 \text{ cm}^2$$

$$t = 6 \text{ min}$$

$$h_c = \frac{0.3}{0.2} = 1.5$$

Carga variable:

$$k = 2.3 \frac{L_a}{t \Delta} \text{Log} \frac{h_1}{h_2}$$

$$k = 2.3 \frac{(8)(0.0314)}{(6)(19.635)} \text{Log} \left(\frac{100}{50} \right)$$

$$k = 0.0015 \text{ cm / min}$$

$$k = 0.000025 \text{ cm / s}$$

Resultado: $k=0.000025 \text{ cm / s}$

Ejercicio 3: Un tubo inclinado de un permeámetro se llena con 3 suelos diferentes. Obtenga expresiones para la carga hidráulica en las superficies B y C con respecto al plano de referencia indicado, en función de las dimensiones y las permeabilidades dadas.

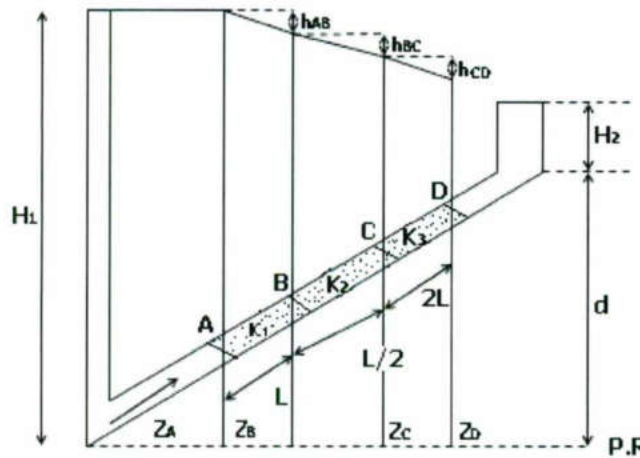


Fig. IX.8 Tubo inclinado de un permeámetro. (Braja M. Das, 2006)

$$h = h_p + Z$$

h_{AB} = pérdida de carga hidráulica de A a B.

h_{BC} = pérdida de carga hidráulica de B a C.

h_{CD} = pérdida de carga hidráulica de C a D

$$h_{AB} + h_{BC} + h_{CD} = H_1 - (H_2 + d) \rightarrow 1$$

Por continuidad:

$$Q_{AB} = Q_{BC} = Q_{CD} \rightarrow 2$$

$$Q = kiA$$

$$k_{AB} i_{AB} A_{AB} = k_{BC} i_{BC} A_{BC} = k_{CD} i_{CD} A_{CD}$$

Como $A_{AB} = A_{BC} = A_{CD}$:

$$k_{AB} \frac{h_{AB}}{L} = k_{BC} \frac{h_{BC}}{L/2} = k_{CD} \frac{h_{CD}}{2L}$$

$$k_{AB} h_{AB} = 2k_{BC} h_{BC} = \frac{1}{2} k_{CD} h_{CD}$$

$$k_1 h_{AB} = 2k_2 h_{BC} = \frac{1}{2} k_3 h_{CD} \quad 3k_1 = k_2 = 2k_3$$

$$k_1 h_{AB} = 2(3k_1) h_{BC} = \frac{1}{2} \left(\frac{3}{2} k_1 \right) h_{CD}$$

$$h_{AB} = 6h_{BC} = \frac{3}{4} h_{CD} \rightarrow 3$$

La pérdida más grande es h_{CD} :

$$h_{BC} = \frac{1}{6} h_{AB}$$

$$h_{BC} = \frac{3}{24} h_{CD}$$

$$h_{CD} = \frac{4}{3} h_{AB}$$

De 1:

$$h_{AB} = H_1 - (H_2 + d) - h_{BC} - h_{CD}$$

Sustituyendo 3 en 1:

$$h_{AB} = H_1 - (H_2 + d) - \frac{1}{6}h_{AB} - \frac{4}{3}h_{AB}$$

$$h_{AB} = H_1 - (H_2 + d) - \frac{1}{6}h_{AB} - \frac{8}{6}h_{AB}$$

$$h_{AB} = H_1 - (H_2 + d) - \frac{9}{6}h_{AB}$$

$$h_{AB} + \frac{9}{6}h_{AB} = H_1 - (H_2 + d)$$

$$\frac{6}{6}h_{AB} + \frac{9}{6}h_{AB} = H_1 - (H_2 + d)$$

$$\frac{15}{6}h_{AB} = H_1 - (H_2 + d)$$

$$h_{AB} = \frac{6}{15}[H_1 - (H_2 + d)]$$

Carga hidráulica en B:

$$H_B = H_1 - \left[\frac{6}{15}H_1 - \frac{6}{15}H_2 - \frac{6}{15}d \right]$$

$$H_B = \frac{9}{15}H_1 + \frac{6}{15}(H_2 + d)$$

$$H_B = \frac{9H_1 + 6(H_2 + d)}{15} = \frac{3}{5}H_1 + \frac{2(H_2 + d)}{5}$$

$$h_{AB} + h_{BC} + h_{CD} = H_1 - (H_2 + d)$$

$$h_{BC} = H_1 - (H_2 + d) - h_{AB} - h_{CD}$$

$$h_{BC} = H_1 - (H_2 + d) - 6h_{AB} - 8h_{CD}$$

$$h_{BC} + 14h_{BC} = H_1 - (H_2 + d)$$

$$15h_{BC} = H_1 - (H_2 + d)$$

$$h_{BC} = \frac{1}{15}[H_1 - (H_2 + d)]$$

$$H_C = H_1 - h_{AB} - h_{BC}$$

$$H_C = H_1 - \left[\frac{6}{15}H_1 - \frac{6}{15}(H_2 + d) \right] - \left[\frac{1}{15}H_1 - \frac{1}{15}(H_2 + d) \right]$$

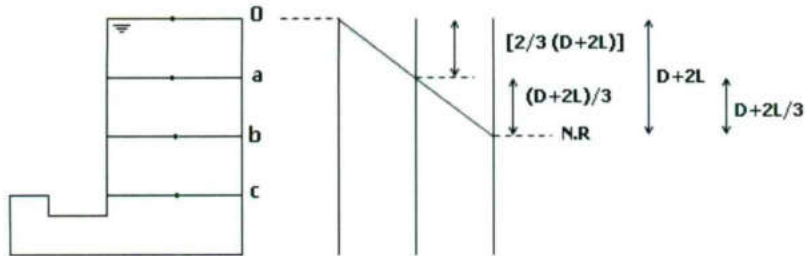
$$H_C = H_1 - \frac{6}{15}H_1 + \frac{6}{15}(H_2 + d) - \frac{1}{15}H_1 + \frac{1}{15}(H_2 + d)$$

$$H_C = \frac{1}{15}[8H_1 + 7(H_2 + d)]$$

Ejercicio 4: Determinación de las cargas hidráulicas

Bajo → Colapsable, expansible

γ_m bajo → se filtra el agua



$$\phi = AKi$$

$$Q_1 = Q_2$$

$$K_1 \frac{h_{ab}}{L} = K_2 \frac{h_{bc}}{L}$$

$$K_1 \frac{h_{ab}}{L} = 2 K_1 \frac{h_{bc}}{L}$$

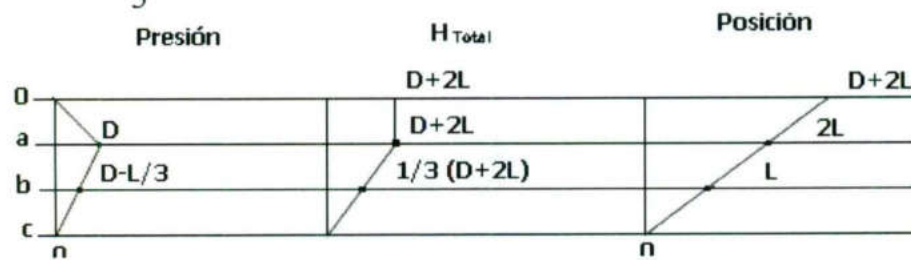
$$h_{ab} + h_{bc} = D + 2L$$

$$2h_{bc} + h_{bc} = D + 2L$$

$$3h_{bc} = D + 2L$$

$$h_{bc} = \frac{D + 2L}{3}$$

$$h_b = \frac{D + 2L}{3}$$



$$D + L - \frac{2}{3}(D + 2L)$$

$$\frac{1}{3}D - \frac{1}{3}L$$

$$\frac{1}{3}(D + L)$$

9.4 Velocidad de descarga, velocidad de infiltración y velocidad real.

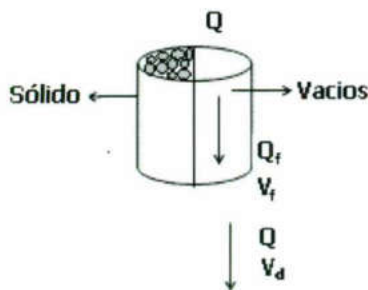
Velocidad de descarga:

Es la velocidad que se deduce de la ley de Darcy, en otras palabras es la velocidad en la que se considera la sección transversal A (vacíos y fase sólida) como si fueran un solo conducto.



Velocidad de filtración:

Es la velocidad que existe en los poros del suelo descontando la fase sólida la cual es impermeable al flujo.



$$Q_d = Qf$$

$$V_d A = V_f A_v$$

$$V_f = V_d \frac{A}{A_v}$$

Espesor unitario:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{A_v * I}{A_s * I} = \frac{A_v}{A_s} = \frac{A_v}{A + A_s}$$

$$eA - eA_v = A_v$$

$$eA = A_v + eA_v$$

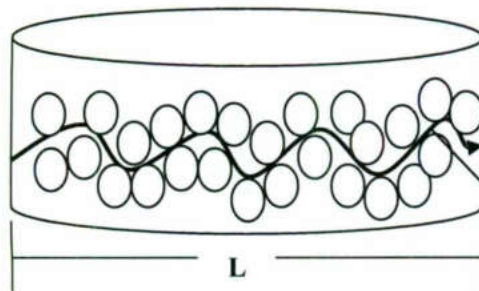
$$eA = A_v(1 + e)$$

$$\frac{A}{A_v} = \frac{(1 + e)}{e}$$

$$V_f = \frac{(1 + e)}{e} V_d$$

Velocidad real:

Es la velocidad que además de tomar en cuenta la existencia de los poros, también toma en cuenta la longitud real de recorrido del agua dentro del suelo.



$L = \text{Longitud real}$

$$V_{REAL} = V_F \frac{L_m}{L}$$

$$\frac{L}{L_m} \text{ ó } \frac{L_m}{L}$$

$L_m = \text{Longitud media}$

9.5 Factores que influyen en la permeabilidad de suelo

1. Relación de vacíos del suelo.
2. Temperatura del agua.
3. Estructura y estratificación del suelo.
4. Resistencia de agujeros, fisuras.

1. Relación de vacíos del suelo.

La permeabilidad del suelo depende en gran medida de los espacios disponibles para que fluya el agua. Estos espacios están relacionados directamente con la relación de vacíos.

2. Temperatura del agua.

La temperatura influye directamente en la viscosidad del agua por lo que es lógico esperar que a mayor temperatura el agua es menos viscosa y por lo tanto tendrá mayor facilidad de fluir dentro de la masa de suelo. Debido a este factor se recomienda para fines de comparación calcular el coeficiente de permeabilidad a 20 °C.

Donde:

$$K_{20^{\circ}C} = K_T \frac{\eta_T}{\eta_{20^{\circ}C}}$$

$K = \text{coeficiente de permeabilidad.}$

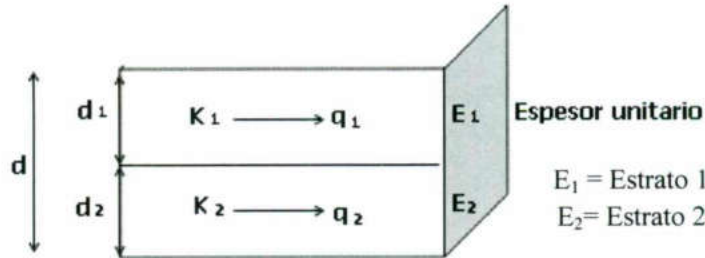
$\eta = \text{viscosidad}$

3. Influencia de la estructura y estratificación.

Dos suelos pueden tener la misma relación de vacíos, es decir, el mismo volumen de sólidos y vacíos pero su permeabilidad puede ser diferente debido a la disposición de las partículas.

La estratificación no es más que la secuencia de los diferentes suelos y la permeabilidad dependerá de cómo los atraviesa.

a) Flujo paralelo a los estratos.



Permeabilidad equivalente:

$$q = q_1 + q_2$$

$$kid = k_1 i_1 d_1 + k_2 i_2 d_2$$

$$i = \frac{h}{L}$$

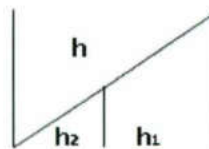
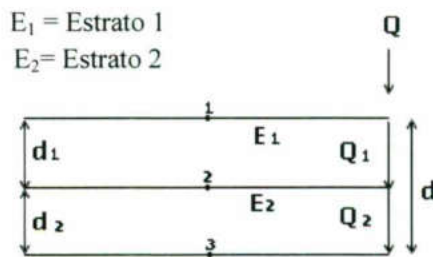
$$i = i_1 = i_2$$

$$kd = k_1 d_1 + k_2 d_2$$

$$k = \frac{k_1 d_1 + k_2 d_2}{d}$$

$$k = \frac{\sum_{i=1}^n k_i d_i}{\sum_{i=1}^n d_i}$$

b) Flujo perpendicular a los estratos



$$Q = kiA \Rightarrow Q = k \frac{h}{L} A$$

$$Q_1 = k_1 i_1 A_1 \Rightarrow Q_1 = k_1 \frac{h_1}{L_1} A_1$$

$$Q_2 = k_2 i_2 A_2 \Rightarrow Q_2 = k_2 \frac{h_2}{L_2} A_2$$

Despejando:

$$h = \frac{QL}{Ak}$$

$$h_1 = \frac{Q_1 L_1}{A_1 k_1}$$

$$h_2 = \frac{Q_2 L_2}{A_2 k_2}$$

La pérdida total = La pérdida 1-2 + La pérdida 2-3

$$h = h_{1-2} + h_{2-3}$$

$$\frac{QL}{Ak} = \frac{Q_1 L_1}{A_1 k_1} + \frac{Q_2 L_2}{A_2 k_2}$$

Considerando la misma sección del flujo:

$$A = A_1 + A_2$$

$$Q = Q_1 + Q_2$$

Si $L = d$, $L_1 = d_1$, $L_2 = d_2$

$$\frac{d}{k} = \frac{d_1}{k_1} + \frac{d_2}{k_2}$$

PERMEABILIDAD EQUIVALENTE

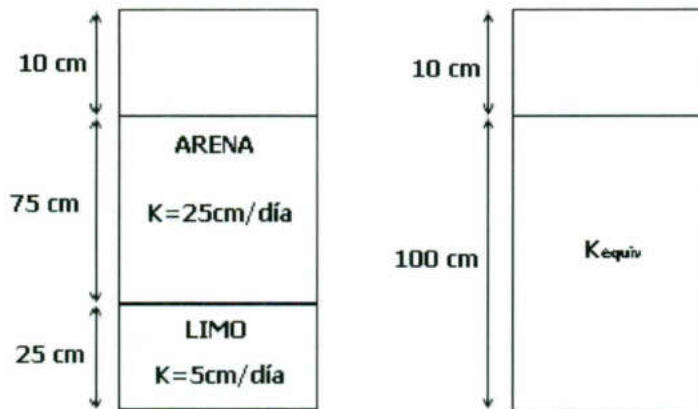
$$k = \frac{d}{\frac{d_1}{k_1} + \frac{d_2}{k_2}}$$

$$k = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{k_i}}$$

Ejercicio 5: Una columna estratificada de suelo consiste de 25 cm. de un limo con un coeficiente de permeabilidad de 5 cm. por día, sobre el existen 75 cm. de arena con un coeficiente de permeabilidad de 25 cm. por día. Encima de la columna de suelo existe un tirante de agua de 10 cm. de espesor. Si la parte inferior de la columna del suelo está abierta a la presión atmosférica. Calcule la velocidad y distribución de las cargas hidráulicas:

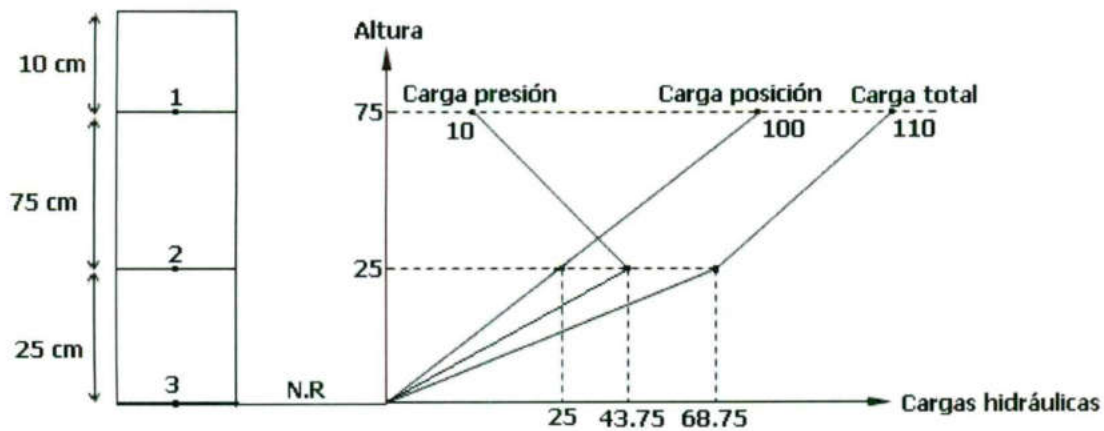
- a) Totales
- b) De posición
- c) De presión

Diagrama equivalente



$$k_{eq} = \frac{25 + 75}{\frac{25}{5} + \frac{75}{25}} = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm / día}$$

$$V = k_{eq} i = 12.5 \left(\frac{110}{100} \right) = 13.75 \text{ cm / día}$$



$$Q = kiA$$

$$SI \quad A = A_{1-2} = A_{2-3}$$

$$Q_{1-2} = Q_{2-3}$$

$$k_{1-2} i_{1-2} A_{1-2} = k_{2-3} i_{2-3} A_{2-3}$$

$$k_{1-2} \frac{h_{1-2}}{L_{1-2}} = k_{2-3} \frac{h_{2-3}}{L_{2-3}}$$

$$k_{1-2} = 25 \text{ cm / dia}$$

$$k_{2-3} = 5 \text{ cm / dia}$$

$$L_{1-2} = 75 \text{ cm}$$

$$L_{2-3} = 25 \text{ cm}$$

$$25 \frac{h_{1-2}}{75} = 5 \frac{h_{2-3}}{25}$$

$$\frac{1}{3} h_{1-2} = \frac{1}{5} h_{2-3}$$

$$110 = h_{1-2} + h_{2-3}$$

$$h_{1-2} = 110 - h_{2-3}$$

$$\frac{1}{3} (110 - h_{2-3}) = \frac{1}{5} h_{2-3}$$

$$25 \frac{h_{1-2}}{75} = 5 \frac{h_{2-3}}{25}$$

$$\frac{1}{3} h_{1-2} = \frac{1}{5} h_{2-3}$$

$$110 = h_{1-2} + h_{2-3}$$

$$h_{1-2} = 110 - h_{2-3}$$

$$\frac{110}{3} - \frac{1}{3} h_{2-3} = 0.2 h_{2-3}$$

$$h_{2-3} = 68.75 \text{ Pérdida de carga de 2-3}$$

Unidad 10: Redes de flujo en suelos saturados

En la mayoría de los casos, el flujo de agua a través del suelo no es únicamente en una dirección, ni es uniforme sobre un área perpendicular al flujo. En tales casos el flujo de agua dentro del suelo se calcula mediante el uso de un gráfico llamado red de flujo. El concepto de red de flujo está basado en la ecuación de continuidad de Laplace, la cual describe el flujo establecido para un punto dado en el suelo.

— —

Ecuación de continuidad de Laplace para un flujo en el plano.

10.1 Trazo de redes de flujo

Al resolver un problema de redes de flujo el ingeniero obtiene información fundamental respecto a tres cuestiones básicas:

1. El gasto de filtración a través de la zona de flujo.
2. La influencia del flujo sobre la estabilidad de la masa de suelo.
3. Las presiones o sobrepresiones sobre estructuras hidráulicas.

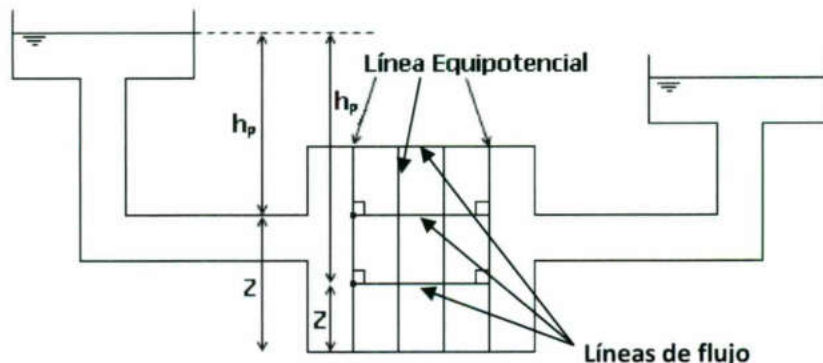
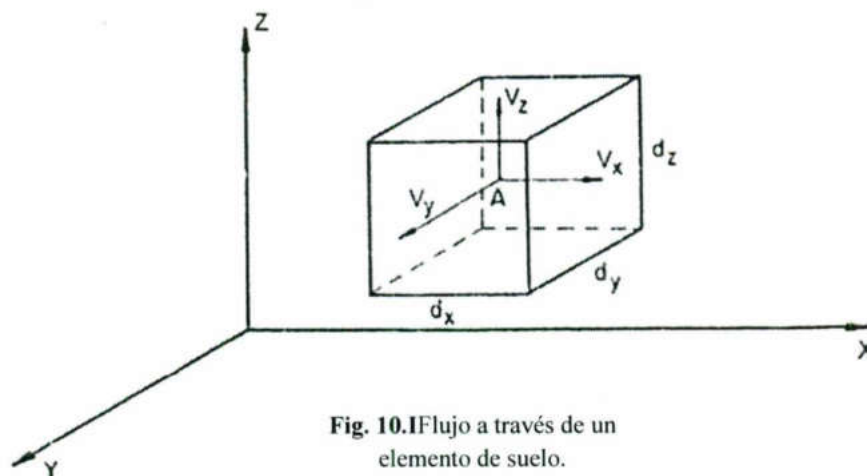


Fig. X.1 Líneas de flujo y equipotenciales a través de un suelo en un permeámetro.

Las hipótesis en las que está basada la ecuación de Laplace son las siguientes:

1. El flujo de agua es de régimen establecido; la cantidad de agua que entra es igual a la cantidad de agua que sale.
2. El suelo está saturado.
3. El agua y las partículas sólidas son incompresibles; No cambia el volumen.
4. El flujo de agua no modifica la estructura del suelo de ninguna forma; Puede que deje canales preferenciales de agua.

Las redes de flujo se basan en las ecuaciones de continuidad y de Laplace.



Ecuación de continuidad

$$\frac{\delta V_x}{\delta x} + \frac{\delta V_y}{\delta y} + \frac{\delta V_z}{\delta z} = \Phi$$

Ecuación de Laplace

$$K_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + K_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = 0$$

Redes de flujo

La solución a las ecuaciones anteriores en un medio isotrópico representa a dos familias de curvas ortogonales. Líneas de flujo y líneas equipotenciales (líneas de igual carga hidráulica)

Línea equipotencial:

Es una línea a lo largo de la cual la carga hidráulica en todos sus puntos es igual.

A la combinación de líneas de flujo y líneas equipotenciales se llama Red de flujo.

Para construir una red de flujo las líneas de flujo y las líneas equipotenciales deben ser dibujadas de tal manera que cumplan con las condiciones siguientes:

1. La presentación gráfica debe estar a escala.
2. Las líneas equipotenciales intersectan a las líneas de flujo en ángulos rectos.
3. Los elementos de flujo deben tener una forma aproximada de cuadrado.

4. Debe cumplir con las condiciones de frontera de cada caso particular.

En la siguiente figura se ejemplifica las condiciones de frontera para una tablaestaca (retenedor de agua).

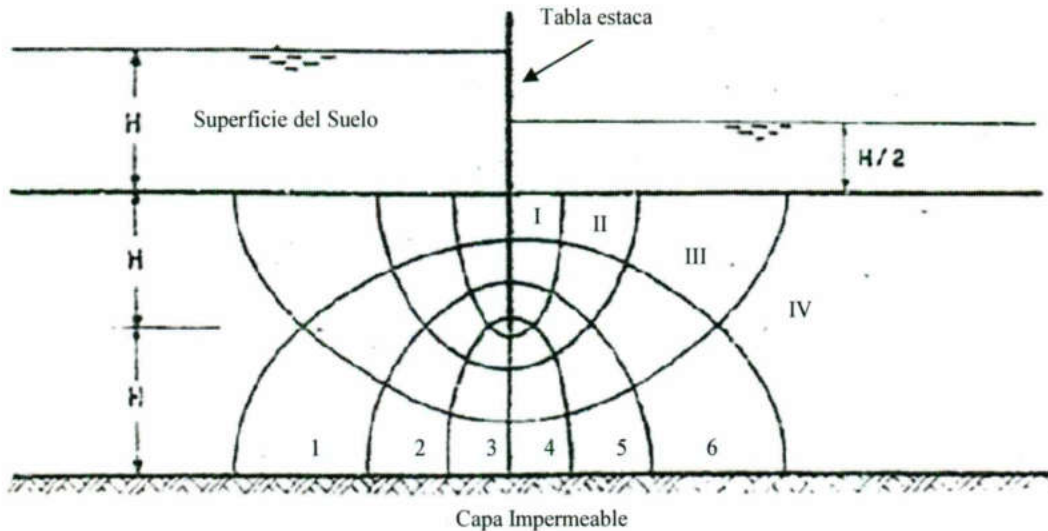


Fig.10.II Red de flujo alrededor de una tabla estaca en un suelo permeable. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

Las superficies aguas arriba y aguas abajo (línea ab y de) son líneas equipotenciales.

1. Dado que las líneas anteriores son líneas equipotenciales, todas las líneas de flujo las intersectan en ángulos rectos.
2. La frontera del estrato impermeable (línea fg) es una línea de flujo como lo es también la superficie de la tablaestaca (a c d).

Red de flujo solamente en la zona porosa.

1. Tres canales flujo
Seis caídas equipotenciales
 N_e = caídas de potencial

Canal de flujo.

Espacio comprendido entre dos líneas de flujo 1, 2, 3, 4, 5, 6 (I, II, III, IV)

$6 = N_e$ = caídas de potencial

Canales de flujo $N_p = 4$

Gasto de filtración a través de un canal de flujo de ancho unitario.

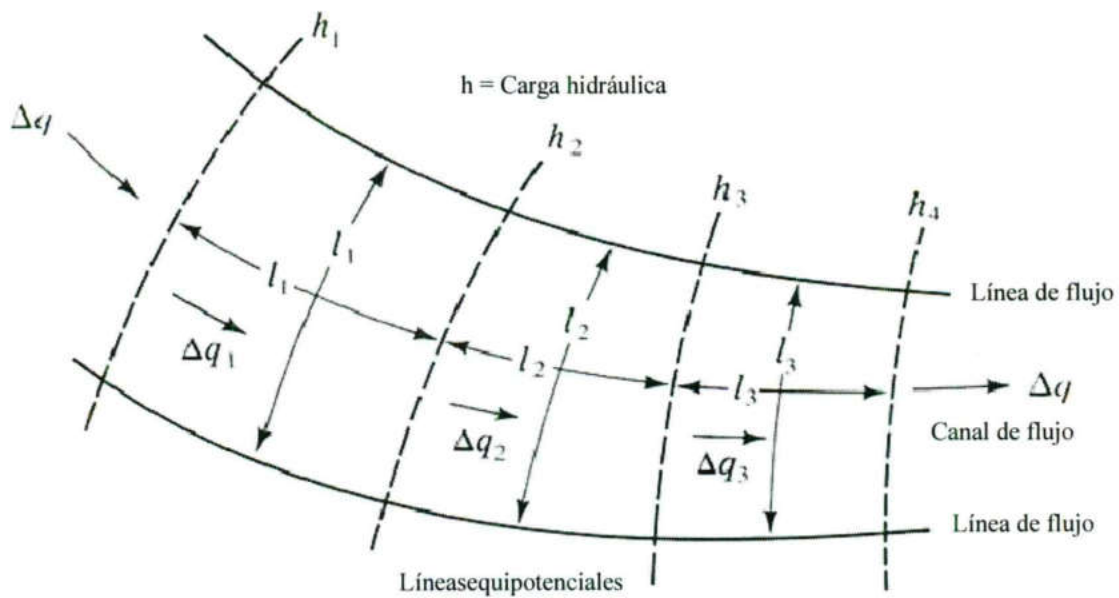


Fig.10.III Esgurrimento de agua a través de un canal de flujo con elementos cuadrados. (Braja M. Das, 2006)

$$Q = kAi$$

$$i = \frac{Ah}{L}$$

Gasto unitario

Ancho unitario = 1

$$q_1 = k_1 b_1 \frac{(h_1 - h_2)}{l_1}$$

$$q_1 = k_1 b_1 \frac{(h_1 - h_2)}{l_1} = k_2 b_2 \frac{(h_2 - h_3)}{l_2} = k_3 b_3 \frac{(h_3 - h_4)}{l_3}$$

$$l_1 = l_2 = l_3$$

Como son cuadrados $b_1 = b_2 = b_3$

Si se cumple la hipótesis de formar cuadrados, entonces

$$b_1 = l_1$$

$$b_2 = l_2$$

$$b_3 = l_3$$

Por otro lado si se trata de un solo suelo:

$$A_1 = A_2 = A_3$$

$$(h_1 - h_2) = (h_2 - h_3) = (h_3 - h_4)$$

$$h_1 - h_2 = \frac{H}{N_e}$$

Gasto unitario total:

$$q = q_1 + q_2 + q_3$$

$$q = k \frac{H}{N_e} N_f$$

Gasto que circula en canal de flujo:

$$q = k \frac{H}{N_e}$$

De la red de flujo anterior, determine cual es el gasto unitario que de toda la tabla-estaca, si el coeficiente de permeabilidad es igual a 5×10^{-3} cm./seg.

$$k = 0.005 \frac{cm}{seg}$$

$$0.005 \frac{cm}{seg} \left| \frac{in}{2.54cm} \right| \left| \frac{ft}{12in} \right| = 1.64 \times 10^{-4} \frac{ft}{seg}$$

$$q = 1.64 \times 10^{-4} \frac{ft}{seg} \frac{10ft}{6} (3) = 8.20 \times 10^{-4}$$

CORTINA

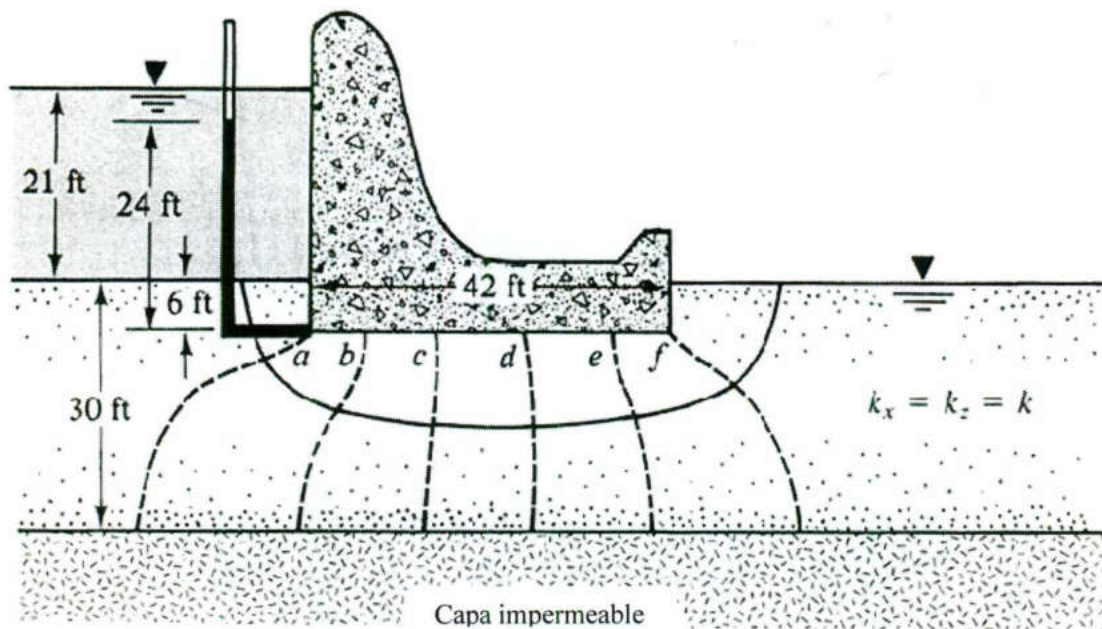
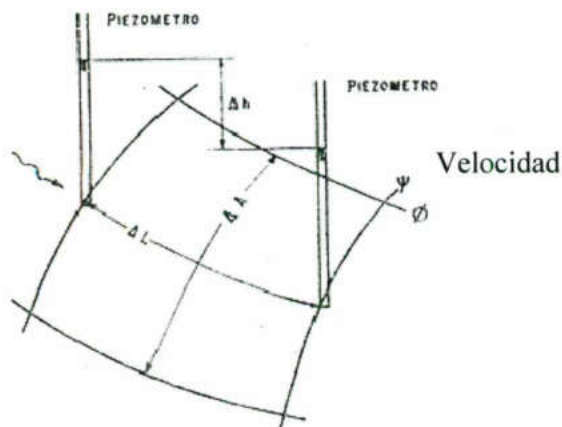


Fig.10.IV Red de flujo bajo la cortina de una presa.
(Braja M. Das, 2006)

10.2 Cálculo de la velocidad, gradientes hidráulicos en una red de flujo.

Para el cálculo de la velocidad en una red de flujo basta multiplicar el gradiente hidráulico por el coeficiente de permeabilidad. El gradiente hidráulico se obtiene trazando un segmento de línea por el punto de análisis. La longitud de este segmento de línea entre la pérdida de carga hidráulica de los puntos extremos de la línea es el gradiente hidráulico.



$$V = Ki$$

$$i = \frac{Ah}{L}$$

$$Ah = \frac{H}{N_e}$$

Fig.10.V Fuerzas defiltración. (J. Badillo y R. Rodríguez, 1979)

10.3 Cálculo de subpresiones y presión de paro en una red de flujo.

La subpresión es el empuje producido por el agua en la base de la estructura y se determina a partir de la distribución de las cargas hidráulicas de presión que actúan en la base de la estructura.

h_p = carga hidráulica de presión.

γ_w = peso específico del agua.

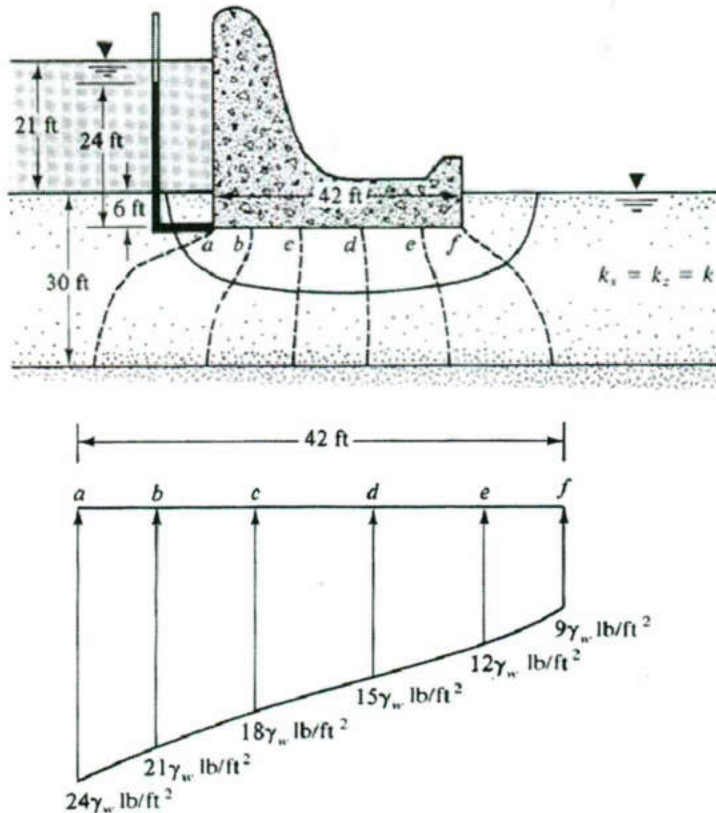


Fig. 10.VI Diagrama de subpresiones bajo la cortina de una presa.
(Braja M. Das 2006)

Presión del poro.

Es la presión del agua que actúa sobre las partículas sólidas y se calcula de igual manera que la subpresión a diferencia que ésta actúa en todas las direcciones del punto de análisis.

$$U_n = \gamma_w h_p \quad U_n = \text{presión de poro}$$

Esfuerzos en la masa del suelo.

En Mecánica de suelos se calculan principalmente dos tipos de esfuerzo:

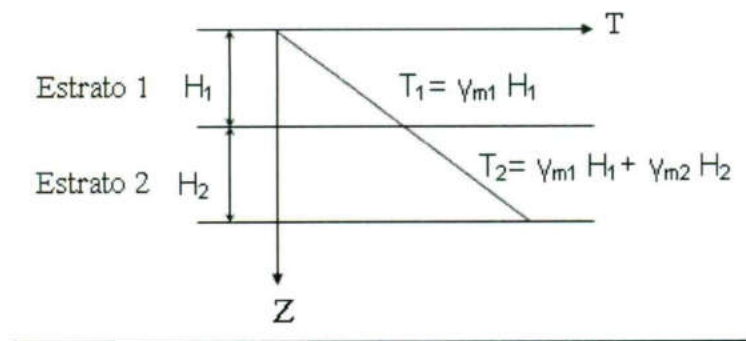
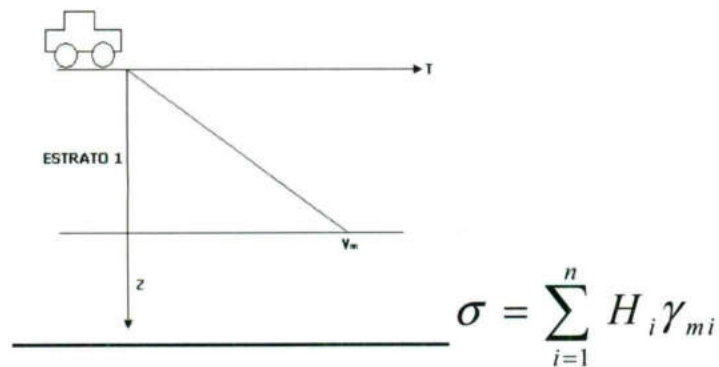
- Esfuerzo total.
- Esfuerzo efectivo.

Esfuerzo total.

Corresponde al resultado de multiplicar el peso específico de la masa del suelo (incluye 3 fases) por la profundidad del punto de análisis.

$$\sigma = \gamma_m z$$

El esfuerzo total al depender de γ_m y Z tendrá una variación lineal y se incrementará con la profundidad dentro de un mismo estrato del suelo. En caso de haber dos o mas estratos y probablemente de diferentes γ_m , la pendiente de los diagramas de esfuerzos V_s profundidad mostrara cambios en cada cambio de estrato.



Esfuerzo efectivo

Es el esfuerzo que existe en los puntos de contacto de las partículas y se calcula restando la presión de poro al esfuerzo total.

$$\bar{\sigma} = \sigma - U_n$$

Gradiente hidráulico crítico.

Es el gradiente que produce un flujo ascendente de tal magnitud que el empuje total del agua es igual al peso total del suelo. Si el gradiente hidráulico de la zona de flujo es mayor al gradiente hidráulico crítico, la zona se considera inestable y se presenta ebullición del suelo perdiéndose la estabilidad de la estructura.

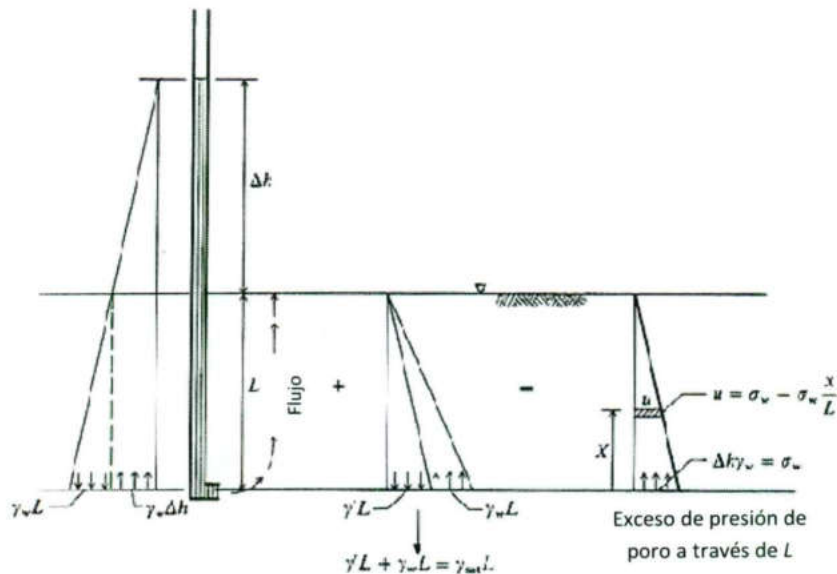


Fig. 10.VII Desarrollo del gradiente hidráulico crítico (Bowles, 1968)

Cuando $\tau = 0$ se pierde la resistencia al esfuerzo cortante.

Partiendo que sabemos que:

$$\text{Peso específico sumergido: } \gamma'_m = \gamma_m - \gamma_w \therefore \gamma_m = \gamma'_m + \gamma_w$$

$$0 = (\gamma'_m + \gamma_w)L - \gamma_w(L + \Delta h)$$

$$0 = \gamma'_m L + \gamma_w L - \gamma_w L - \gamma_w \Delta h$$

$$0 = \gamma'_m L - \gamma_w \Delta h$$

$$\gamma_w \Delta h = \gamma'_m L$$

$$i_c = \frac{\Delta h}{L} = \frac{\gamma'_m}{\gamma_w}$$

Capítulo 11: Compresión y expansión de los suelos

11.1 Teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi, suelos finos saturados.

Dentro del análisis de la estabilidad de una estructura, desde el punto de mecánica de suelos suelen necesitarse aspectos como:

- 1) Capacidad de carga t/m^2 que resiste el terreno.
- 2) Cálculo de los asentamientos.

En éste capítulo se abordará exclusivamente la segunda parte.

Los asentamientos de una estructura son consecuencia de la compresión y/o expansión provocado por un cambio de esfuerzos como consecuencia de la construcción de cimentaciones o excavaciones, o bien se deben a cambios en las condiciones de humedad.

De este análisis:

- + Nivel de desplante
- + Tipo de cimentación

Para llevar todo el análisis necesitamos un amplio conocimiento de algunos aspectos.

- + Proyectos
- + Estratigrafía (identificar el tipo de suelo, las condiciones de saturación).
- + Condiciones de alrededor (topografía, drenaje, etc.)

A priori dependerá si es un suelo grueso o fino. Generalmente los suelos gruesos ofrecen mejor comportamiento que los suelos finos y las características que influyen generalmente son distintas.

Suelos Gruesos

Factores que influyen
en suelos gruesos
(arenas y gravas)

- Orientación de las partículas.
- Compacidad.
- Forma de las partículas.

Suelos Finos

Factores que influyen
en suelos finos
(arcillas y limos)

- Composición mineralógica.
- Estructura.
- Historia previa de esfuerzos.
- Humedad.

Dependiendo de la saturación, tipo de partícula y estructura el suelo se puede comportar de acuerdo a los siguientes fenómenos:

Fenómeno Expansión – Contracción.

Este fenómeno lo presentan suelos susceptibles a cambios volumétricos debido a cambios en su contenido de agua.

Para que el suelo se comporte de ésta manera deberán reunirse los siguientes aspectos:

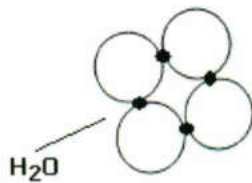
- Montmorilonita
- Suelo no saturado
- Cambio de contenido de agua.
 - Si aumenta el agua hinchamiento.
 - Si disminuye el agua contracción.
- El nivel de esfuerzos es generalmente bajo. (Estructuras ligeras)
- Su estructura es suelta o compacta.
- Fenómeno cíclico.

Fenómeno de Colapso.

Ocurre en aquellos suelos que sufren grandes deformaciones o pierden su resistencia al esfuerzo cortante como consecuencia de un humedecimiento que afecta las uniones entre partículas provocando un reacomodo.

- Por incremento de agua. (Asentamiento)
- Arenas finas uniformes { Depósito loess
Depósitos medanos
- Estructura muy abierta y las partículas están unidas con carbonato de calcio.
- No saturado.
- Deber haber humedecimiento.
- No importa el nivel de esfuerzos.
- Se presenta sólo una vez.

Grandes asentamientos



Se rompen las ligas entre partículas

Fenómeno de Licuación.

Se presentan en suelos que pierden su resistencia al esfuerzo cortante debido a que la presión de poro se incrementa en tal magnitud igual o mayor al esfuerzo total. Generalmente este incremento en la presión de poro es debido a una sollicitación dinámica.

- Fenómeno de licuación
- Asentamientos básicos
- Arenas finas uniformes-saturadas
- Sollicitación Dinámica (sismo incremento en la presión del poro)

$$\bar{\sigma} = \sigma - Un$$

$$\bar{\sigma} = 0$$

Fenómeno de Consolidación.

Se define como proceso de consolidación a la disminución de volumen de suelo que tiene lugar en un lapso de tiempo provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo. Cuando este proceso ocurre en una sola dirección se llama "Proceso de consolidación unidimensional". En otras palabras la consolidación es el resultado de un cambio de volumen en un suelo saturado debido a la expulsión de agua de sus espacios u oquedades. (Analogía de Terzaghi)

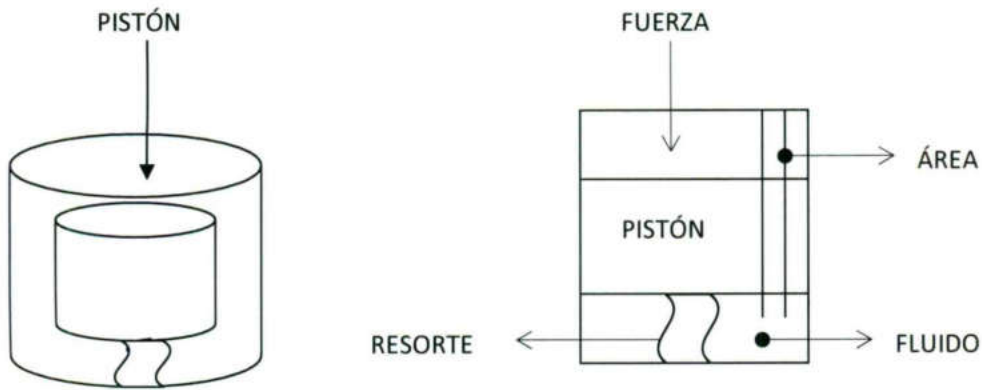
- Contracción ó asentamiento por decremento de agua.
- Suelo fino arcilloso
- Suelo saturado
- Debe haber incremento de esfuerzos.
- Ocurre en un lapso de tiempo.

+ Fino, saturado.

+ Incremento de carga.

} Asentamientos

Analogía mecánica de Terzaghi.



Resorte (estructura sólida)

Fluido (H₂O)

Orificio (Poro)

Para $\sigma = 0$ en la condición en la que no hay salida del fluido

+ Todo el esfuerzo lo toma el fluido.

Si se hiciera un edificio

Para $\sigma = \sigma$

El esfuerzo lo toma el resorte y el fluido.

$\sigma = \infty$

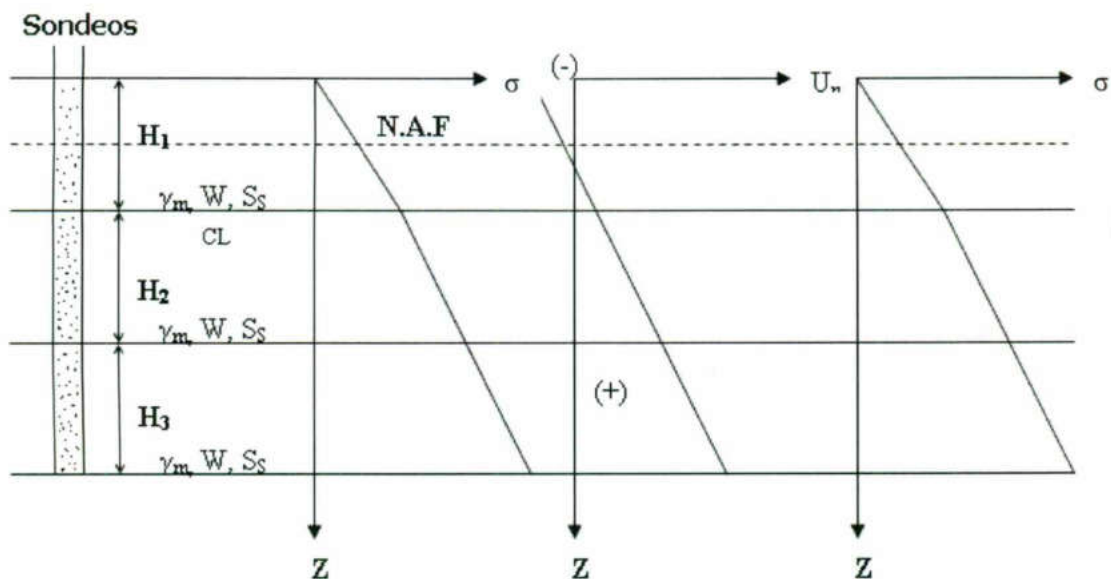
Todo el esfuerzo lo toma el resorte.

$$Un = \frac{F}{A} \quad \bar{\sigma} = 0$$

$$\sigma_{resorte} + Un = \frac{F}{A}$$

$$\bar{\sigma} = \sigma_{resorte} = \frac{\sigma}{A} \quad Un = 0 \quad \boxed{\text{XI.1}}$$

Ejemplo cualitativo para el cálculo de asentamientos por consolidación.



11.2 Suelos no saturados: problemas asociados a suelos expansivos y a suelos colapsables.

Evaluación en laboratorio de los parámetros que definen a los suelos expansivos y colapsables.

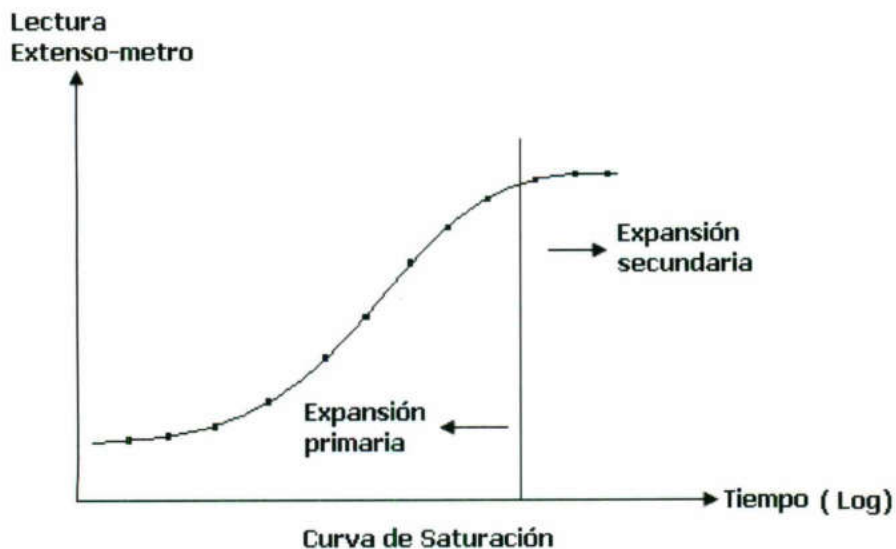
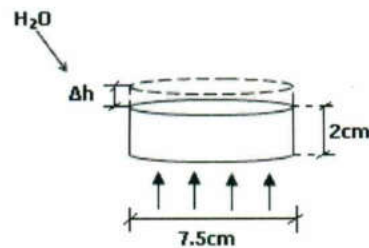
Los suelos no saturados cubren la mayor parte de la superficie de la tierra y de ello se derivan problemas de compresibilidad por incremento de carga o variaciones volumétricas debido a cambios de contenido de agua, como puede ser compresión (suelos colapsables) o de hinchamiento/contracción (suelos expansivos). Una evolución de estos comportamientos requieren de parámetros como son: presión de expansión, porcentaje de expansión, índice de colapso y potencial de colapso.

Suelos expansivos.

Los parámetros que definen un suelo expansivo son: el porcentaje de expansión que se define como el incremento de altura que experimenta una pastilla de suelo entre la altura inicial expresado en porcentaje.

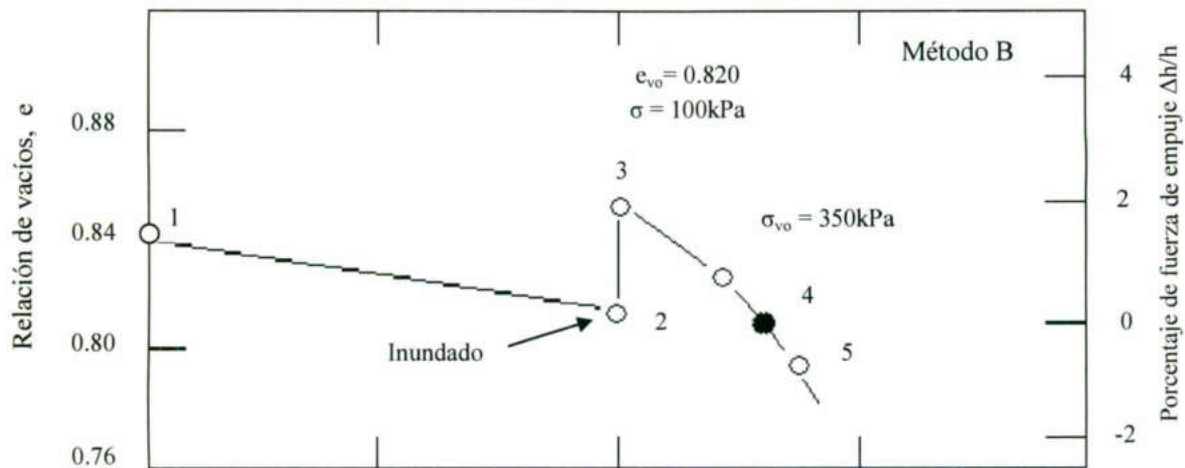
Porcentaje de expansión E (%)

$$E(\%) = \frac{\Delta h}{h_a} = \frac{\text{cambio se altura despues de 100\% de saturación}}{\text{altura inicial del especimen antes de saturación}}$$



Cuando se logra el 100% de expansión se pasa a una segunda etapa.

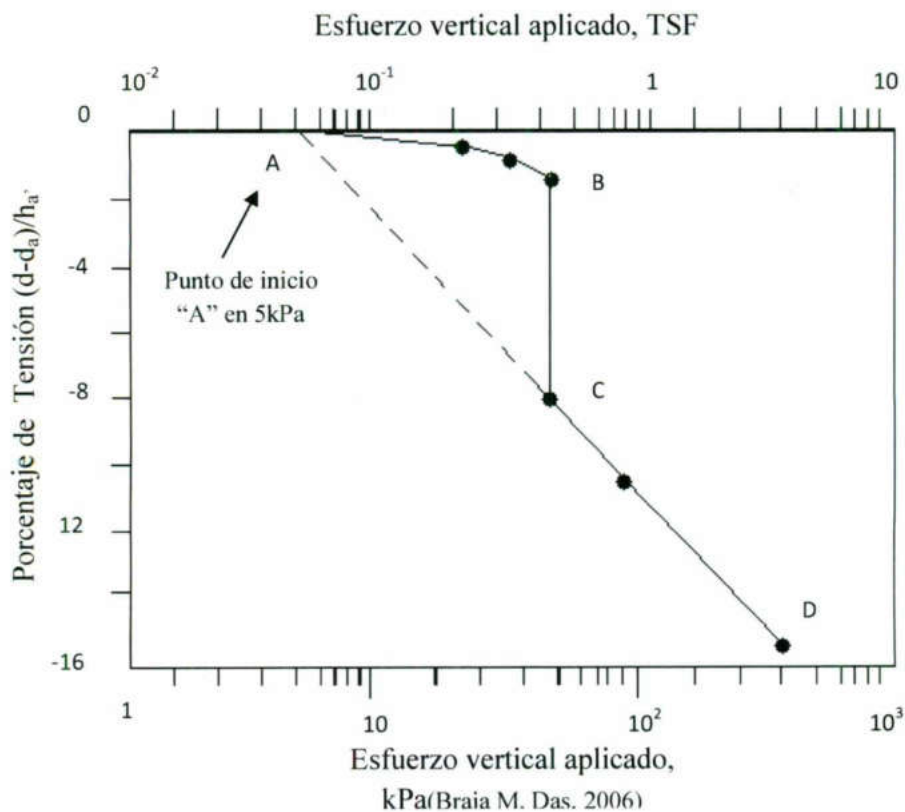
El término de presión expansión se define como el esfuerzo total que se aplica a un suelo sin que este sufra cambios volumétricos cuando es sometido a un proceso de saturación o el esfuerzo que se requiere para retornar al espécimen de suelo a su condición inicial. Existen varios procedimientos para determinar la presión de expansión entre los cuales tenemos el método A, B y C de la norma ASTM D 4546 o el método de la ISSMFE. De los métodos A, B y C el más utilizado es el método B que consiste en colocarle a un espécimen de suelo un esfuerzo inicial, después saturarlo y por último colocarle incrementos de carga hasta llegar a su altura inicial.



(Braja M. Das, 2006)

SUELOS COLAPSABLES

Los parámetros que definen un suelo colapsable son: el índice de colapso (I_c) que representa el porcentaje de deformación (compresión) que experimenta un suelo sujeto a un proceso de saturación bajo un esfuerzo de 2 kg/cm^2 (200 Kpa). El otro parámetro es el potencial de colapso (I_c) y representa el porcentaje de deformación que experimenta un suelo sujeto a un proceso de saturación bajo el nivel de esfuerzo de la estructura.



(Braja M. Das, 2006)

d = Cuadrante de lectura, mm (in).

d_a = Cuadrante de lectura, del esfuerzo de compresión, mm (in).

h_a = Altura inicial del espécimen, mm (in).

Nota: $(d-d_a)/h_a$, es multiplicado por 100 para obtener el porcentaje.

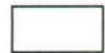
Esfuerzos de laboratorio.



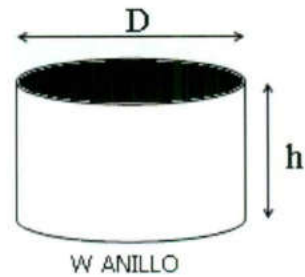
$1.0 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 10 \text{ t/m}^2$



$1.5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 15 \text{ t/m}^2$

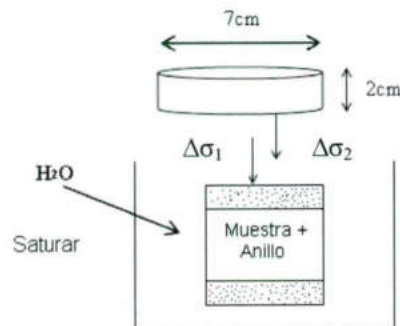


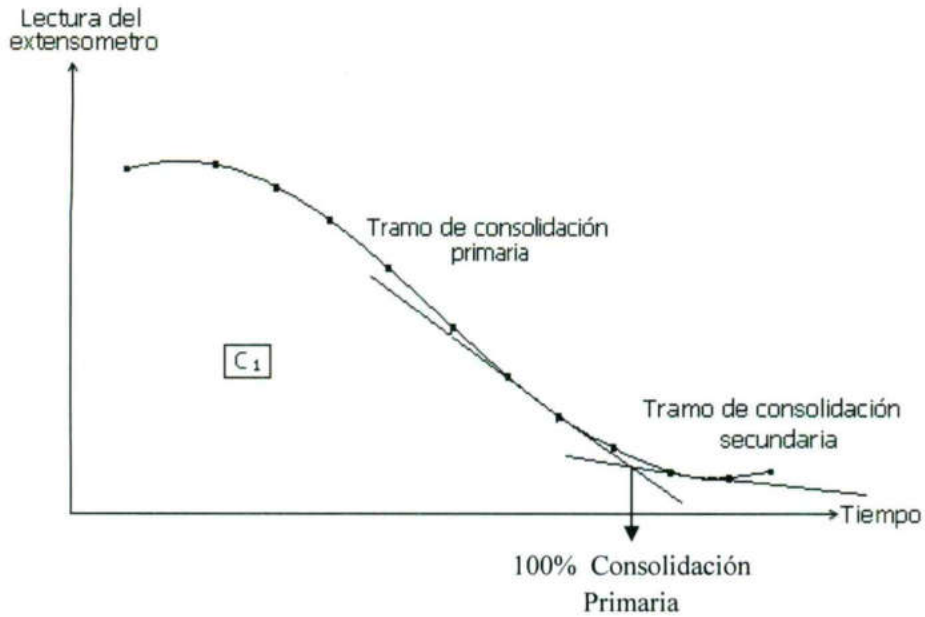
$2.0 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 20 \text{ t/m}^2$



Ensaye de consolidación.

Estos ensayos se realizan sobre muestras inalteradas y para cada uno de los estratos contenidos en la zona de estudio.



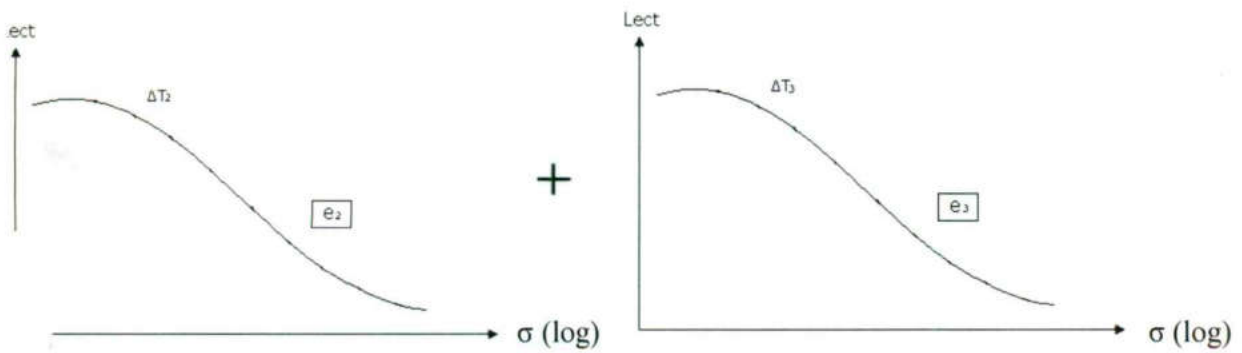


Consolidación primaria.

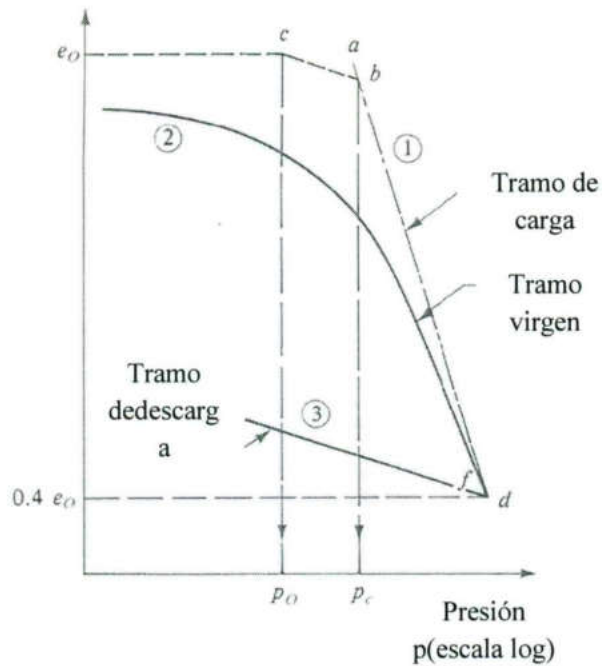
Es la deformación que sufre el suelo debido a la expulsión del agua contenida en sus poros.

Consolidación secundaria.

Se debe a un reacomodo de la estructura debido a la disipación de la fricción remanente de los granos del suelo.



Curva de compresibilidad (Braja M. Das, 2006)



Dentro de la curva de compresibilidad se distinguen los siguientes tramos:

1. Tramo de recompresión
2. Tramo virgen (tramo casi recto)
3. Tramo de descarga

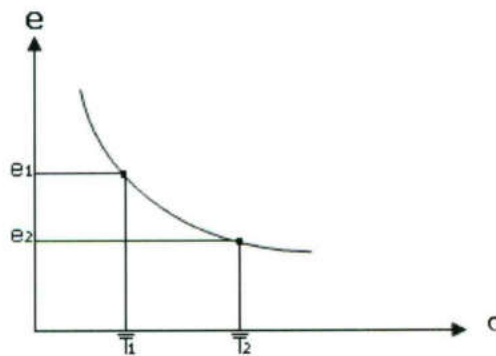
Índice de compresibilidad (C_c).

Es la pendiente del tramo virgen de una curva de compresibilidad en una escala semilogarítmica.

Cuando la curva de compresibilidad se representa en escala natural la pendiente del tramo virgen se denomina Coeficiente de compresibilidad simbolizante como a_v .

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\text{Log } \sigma_1 - \text{Log } \sigma_2} = \frac{Ae}{\text{Log } \frac{\sigma_1}{\sigma_2}}$$

$$a_v = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_1 - \sigma_2} = \frac{Ae}{A\sigma} \quad \text{--- XI.2}$$

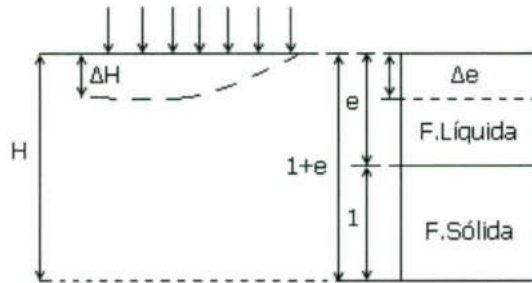


Curva de compresibilidad escala natural.

Coefficiente de variación volumétrica:

$$m_v = \frac{a_v}{1 - e_0} e_0 \quad \text{--- XI.3} \quad \text{relación de vacíos inicial}$$

Cálculo de asentamientos por consolidación primaria en suelos arcillosos saturados.

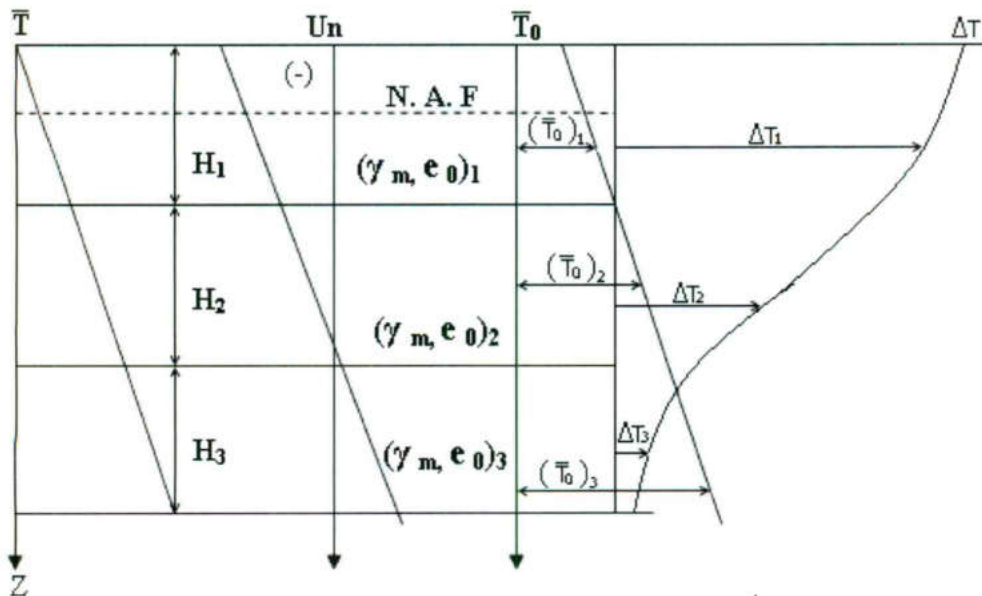


$$H \rightarrow 1 + e$$

$$\Delta H \rightarrow Ae$$

$$\Delta H = \frac{Ae}{1 + e_0} H \quad \text{--- XI.4} \quad \text{Expresión general.}$$

$$\Delta H = \sum \Delta H \text{ de cada estrato}$$



Suelo normalmente consolidado y suelo preconsolidado.

Suelo normalmente consolidado.

Es aquel suelo en el cual el esfuerzo efectivo presente es el esfuerzo máximo al que fue sometido en el pasado.

Suelo preconsolidado.

Es aquel suelo en el que el esfuerzo de sobrecarga efectivo presente es menor que al que ha experimentado en el pasado.

El esfuerzo máximo que el suelo ha experimentado en el pasado se llama esfuerzo de preconsolidación.

$F_c =$ *esfuerzo de preconsolidación*

$$\overline{\sigma}_0 \approx \overline{\sigma}_c$$

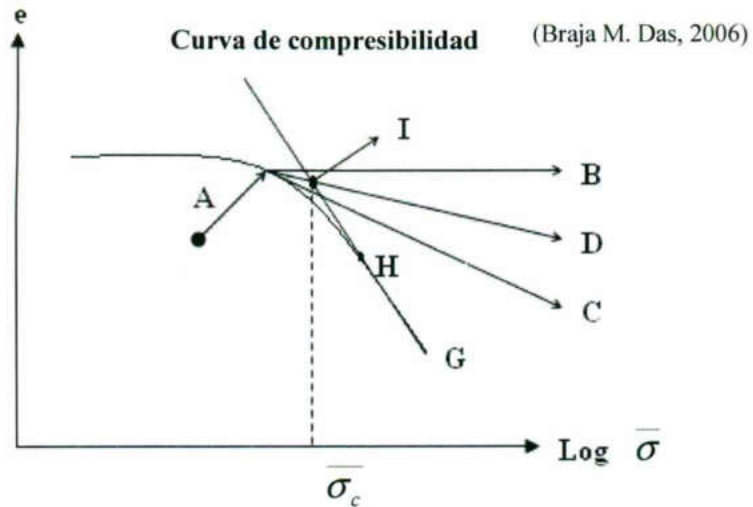
Suelo normalmente consolidado.
(Suelo virgen)

$$\overline{\sigma}_c > \overline{\sigma}_0$$

Suelo preconsolidado.
(Tiene carga, misma que activó anteriormente)

Una forma de determinar el esfuerzo de preconsolidación es el procedimiento implementado por Arthur Casagrande, quien estableció su determinación a partir de la construcción de la gráfica de la curva de compresibilidad. Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Construir la curva de compresibilidad en escala semilogarítmica.
2. Por observación visual establezca el punto A en donde la gráfica tenga el radio de curvatura mínima.
3. Dibuje una línea horizontal AB, dibuje una línea tangente a la curva que pase por A.
4. Dibuje la línea AD que represente la bisectriz del ángulo ACB.
5. Proyecte la porción recta GH del tramo virgen hacia atrás para intersectar la bisectriz en el punto F. La abscisa del punto F es el esfuerzo de preconsolidación.



Cálculo del asentamiento de un suelo arcilloso utilizando el índice de compresibilidad.

Se puede calcular el asentamiento de un suelo utilizando el índice de compresibilidad siempre y cuando se cumplan con las siguientes condiciones:

- a) El suelo debe ser arcilloso y normalmente consolidado. Sobre este último aspecto podemos decir que el incremento de esfuerzo que actúa sobre el suelo estará comprendido en el tramo virgen.
- b) El suelo debe estar saturado para que sea válida la teoría de la consolidación.

$$C_c = \frac{\Delta e}{\text{Log}\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)}$$

$$\Delta e = C_c \text{Log}\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right) \Delta H = \frac{C_c}{1+e_0} \text{Log}\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right) H$$

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{H e_0} H$$

XI.5

↓
Sólo para suelo normalmente consolidado

Cálculo del tiempo de consolidación de un suelo arcilloso

El asentamiento total debido a la consolidación primaria resultado del incremento de esfuerzo en una capa de suelo puede ser calculado por cualquiera de las tres ecuaciones presentadas anteriormente. Sin embargo no proveen ninguna información con respecto al cálculo del tiempo de consolidación. Terzaghi (1925) propuso la primera teoría del cálculo de consolidación unidimensional para arcillas saturadas. Las derivaciones matemáticas están basadas en las siguientes suposiciones:

1. El sistema de arcilla y agua es homogéneo.
2. Existe completa saturación.
3. El agua se considera incompresible.
4. Los granos del suelo se consideran incompresibles.
5. La dirección del flujo del agua es en una sola dirección (eso es únicamente en la dirección de compresión)
6. La ley de Darcy es válida.

En la figura 11.1 se muestra el grosor de la capa de arcilla $2H_{dr}$ que está localizada entre dos capas de arena altamente permeables. Si la arcilla es sujeta a un incremento de presión Δp , la presión de poro en cualquier punto A en la capa de arcilla aumentará. Para una consolidación unidimensional, el agua será exprimida fuera en dirección vertical a la capa de arena.

La figura 11.2 muestra el flujo del agua a través de un elemento prismático A . Para el elemento de suelo mostrado.

Rango de flujo que sale – rango de flujo que entra = rango de cambio de volumen.

Así:

$$\left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx \cdot dy - v_z \cdot dx \cdot dy = \frac{\partial V}{\partial t}$$

Donde V = volumen del suelo.

v_z = velocidad del flujo en la dirección z .

ó

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} dx \cdot dy \cdot dz = \frac{\partial V}{\partial t} \quad \text{---} \quad \boxed{\text{XI.6}}$$

Usando la ley de Darcy

$$v_z = k \cdot i = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad \text{---} \quad \boxed{\text{XI.7}}$$

Donde u = exceso de la presión de poro a causa del incremento en el esfuerzo. De la ecuación (1) y (2).

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dx \cdot dy \cdot dz} \frac{\partial V}{\partial t} \quad \text{---} \quad \boxed{\text{XI.8}}$$

Durante la consolidación, el rango de cambio de volumen del suelo es igual al rango de cambio de volumen de vacíos. Así

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} = \frac{\partial (V_s + eV_s)}{\partial t} = \frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial e}{\partial t} + e \frac{\partial V_s}{\partial t} \quad \text{XI.9}$$

Donde V_s = volumen de sólidos

V_v = volumen de vacíos

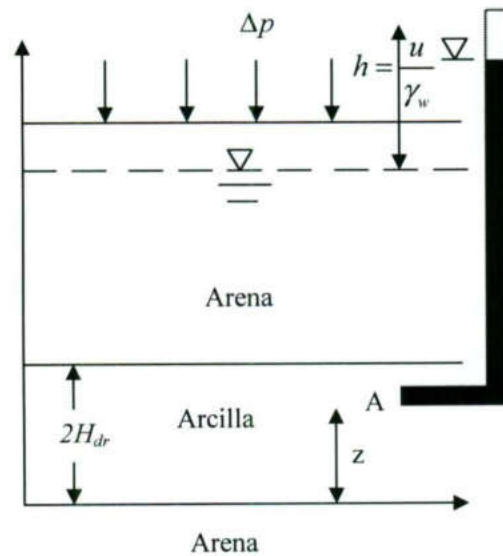


Figura 11.1 Proceso de consolidación de la arcilla.

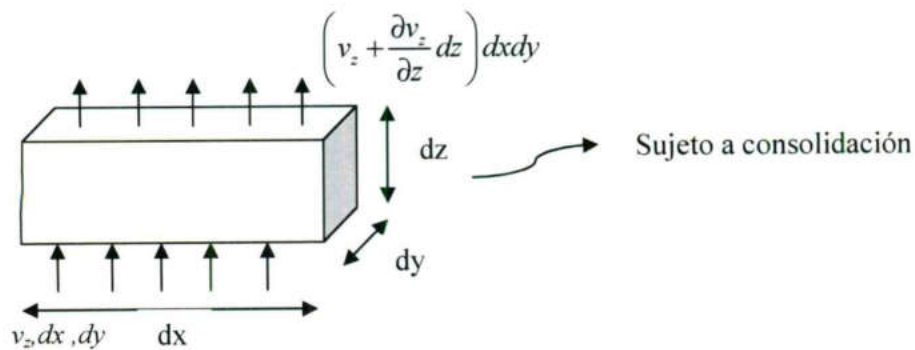


Figura 11.2 Flujo del agua en A durante la consolidación.
(Braja M. Das, 2006)

Pero asumiendo que los sólidos del suelo son incompresibles,

$$\frac{\partial V_s}{\partial t} = 0$$

Y

$$V_s = \frac{V}{1+e_0} = \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1+e_0} \quad \text{XI.10}$$

Sustituir $\partial V_s / \partial t$ y V_s en la ecuación anterior

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1+e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad \text{--- XI.11}$$

Donde e_0 = Relación de vacíos inicial

Combinando ecuaciones (XI.8) y (XI.10)

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad \text{--- XI.12}$$

El cambio de la relación de vacíos es a causa del incremento del esfuerzo efectivo (que es el decremento del exceso de la presión de poro) asumiendo que están relacionados linealmente

$$\partial e = a_v \partial (\Delta p') = -a_v \partial u \quad \text{--- XI.13}$$

Donde $\partial (\Delta p')$ = el cambio en la presión efectiva

a_v = coeficiente de compresibilidad (a_v puede ser considerado constante para un rango estrecho de incremento de presión).

Combinando ecuaciones (XI.12) y (XI.13)

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{a_v}{1+e_0} \frac{\partial u}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{--- XI.14}$$

Donde m_v = coeficiente de compresión volumétrica = $a_v / (1+e_0)$ ó

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \text{--- XI.15}$$

Donde c_v = coeficiente de consolidación = $k / (\gamma_w m_v)$

La ecuación (9) es la ecuación diferencial básica de la teoría de consolidación de Terzaghi y puede ser resuelta con las siguientes condiciones de frontera:

$$z = 0, u = 0$$

$$z = 2H_{dr}, u = 0$$

$$t = 0, u = u_0$$

La solución es:

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[\frac{2u_0}{M} \sin \left(\frac{Mz}{Hd_r} \right) \right] e^{-M^2 T_v} \quad \text{--- XI.16}$$

Donde m es un entero

$$M = \frac{\pi}{2} (2m+1)$$

u_0 = exceso inicial de presión de poro

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} = \text{factor de tiempo}$$

El factor de tiempo es un número adimensional.

Desde el progreso de consolidación por la disipación del exceso de la presión de poro, el grado de consolidación a una distancia z en cualquier tiempo t es:

$$U_z = \frac{u_0 - u_z}{u_0} = 1 - \frac{u_z}{u_0} \quad \text{--- XI.17}$$

Donde u_z = exceso de presión de poro en un tiempo t

Ecuaciones (XI.16) y (XI.17) pueden ser combinadas para obtener el grado de consolidación a una profundidad z .

El grado promedio de consolidación para toda la profundidad de la capa de arcilla en un tiempo t puede ser descrita por la ecuación (XI.17)

$$U = \frac{S_t}{S} = 1 - \frac{\left(\frac{1}{2H_{dr}}\right) \int_0^{2H_{dr}} u_z \cdot dz}{u_0} \quad \text{--- XI.18}$$

Donde U = grado promedio de consolidación

S_t = asentamiento de la capa en un tiempo t

S = ultimo asentamiento en la capa a causa de la consolidación primaria.

La sustitución de la expresión por exceso de presión de poro, u_z , dada en la ecuación (9) en la ecuación (12) da:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad \text{--- XI.19}$$

Libro de Texto:

Juárez, B. E. y Rico, R. A., (1976) "Mecánica de Suelos", Tomo I, Fundamentos de Mecánica de Suelos, Tercera Edición, Limusa.

Libros de consulta:

1. Bowles, J.E., (1979) "Physical and Geotechnical Properties of Soils" Mc. Graw Hill.
2. Cedergren, H.R. (1989) "Seepage, Drainage, and Flow Nets" 3^d Edition Wiley Intersciences.
3. Das, B. M. (1983) "Advanced Soil Mechanics", McGraw Hill.
4. Das, B. M. (2000) "Principles of Geotechnical Engineering", Editorial: PWS Engineering.
5. CFE (1983) "Manual de Diseño de Obras Civiles"
6. Flores B. R. (1999) "Flujo de agua a través de suelos" Avances en Hidráulica 4, 3^a Edición corregida y aumentada. Asociación Mexicana de Hidráulica e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
7. Fredlund, D.G. y Rahardjo, H., (1993). "Soil Mechanics for Unsaturated Soils", Ed. John Wiley&Sons, Inc., New York, USA.
8. Fu Hua Chen, (1975) "Foundation on Expansive Soils", Elsevier Scientific Publishing Co.
9. Hillel, D. (1971) "Soil and Water, Physical Principles and Processes". AcademicPress. New York. USA.
10. Jiménez Salas, J.A. et. al. (1980) "Geotecnia y Cimientos III", Primera Parte. Ed. Rueda, Madrid.
11. Juárez, B. E. y Rico, R. A., (1976) "Mecánica de Suelos", Tomo III. Flujo de Agua en Suelos. Ed. Limusa.
12. Lambe, T.W., (1951) "Soil Testing for Engineers", John Wiley & Sons.
13. Lambe, T.W. y Whitman, R. V. (1976) "Mecánica de Suelos", Limusa.
14. Levi, E., (1977) "Mecánica del Medio Continuo", Limusa.
15. Mc. Carthy, D.F., (1977) "Essentials of Soils Mechanics and Foundations", Reston.
16. Mitchel, J.K. (2002) "Fundamentals of Soil Behavior", Wiley Interscience.
17. Nelson, J.D. and Miller, D.J. (1992) "Expansive Soils", John Wiley & Sons, Inc.
18. Peck, R.B. Hanson, W.E. and Thornburn, T.H. (1974) "Foundation Engineering", 2nd. Ed. John Wiley&Sons.
19. Petróleos Mexicanos, (1974) "Especificaciones Generales para Proyectos de Obras".
20. Sowers, G.B. y Sowers, G.F., (1978) "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Limusa.
21. Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G. (1996) "Soil Mechanics in Engineering Practice", 3d. Ed., John Wiley&Sons.
22. Whitlow R. (1994) "Fundamentos de Mecánica de Suelos", 2^a Edición, Limusa.
23. Zeevaert, W.L. (1973) "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold Company, New York.
24. Zepeda, G.J.A et al. (2004) "Mecánica de Suelos No Saturados" Editado por Zepeda G.J.A; Publicado por SMMS y UAQ.

Memorias de congresos nacionales e internacionales de Mecánica de Suelos. Diversas reuniones nacionales.

Editadas por: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.