

MECANICA DE LOS SUELOS



Por: Gonzalo Duque Escobar y Carlos Enrique Escobar Potes.
Universidad Nacional de Colombia.
Manizales, 2002.

CONTENIDO

Capítulo	Descripción	Pag
1	Historia. Origen, formación y constitución del Suelo. Físico-química de Las arcillas.	2
2	Relaciones de volumen y peso para Suelos.	11
3	Estructura del suelo. Granulometría.	25
4	Plasticidad y Consistencia de los Suelos.	42
5	Clasificación e identificación de los Suelos.	47
6	Capilaridad. Propiedades hidráulicas de los suelos.	55
7	Permeámetros. Redes de flujo.	68
8	La erosión del suelo y su relación con el agua.	84
9	Consolidación de suelos. Edometría.	88
10	Esfuerzos en el suelo. Esfuerzos geoestáticos y por sobrecargas.	131
11	Teoría del círculo de Mohr. Teoría del Polo	157
12	Esfuerzo cortante en suelos. Ensayo de Corte	173
13	Triaxial. Cálculo de esfuerzos.	182
14	Compactación de suelos.	188
15	Exploración y muestreo de suelos.	193
*	Apéndice y Anexo	199
*	Bibliografía y Enlaces	201

Los Autores

Gonzalo Duque Escobar: Ingeniero Civil de la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales; su aplicación académica como docente fue en un principio en el área de la topografía y la astronomía; su primer nivel de formación, la Ingeniería Civil y posteriormente las ciencias de la tierra, en especial la geología y la mecánica de suelos. Además de estudios de Ingeniería Civil y Administración de Empresas, y de postgrados en Economía, Geofísica y Mecánica de Suelos, ha publicado más de 1000 documentos.

Carlos Enrique Escobar Potes: Ingeniero Civil de la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, 1980, con especialización en Gestión de Cuencas de Montaña con el Instituto Italo Latinoamericano IILA, La Provincia Autónoma de Trento PAT y la Universidad de Trento, Italia; estudios de especialización en Geotecnia en la Universidad Nacional y aspirante a Maestro de Hábitat con Énfasis en Laderas en la Universidad Nacional Sede Manizales.

Enlace: [Mecánica de los suelos.](#)

1. CAPÍTULO. MECÁNICA DE LOS SUELOS I

Por: - Gonzalo Duque E. y Carlos E. Escobar

1.1. Introducción

Terzaghi dice: 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 la descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no materia orgánica.

La mecánica de suelos incluye:

- a. Teorías sobre el comportamiento de los suelos sujetas a cargas, basadas en simplificaciones necesarias dado el estado actual de la teoría.
- b. Investigación de las propiedades físicas de los suelos.
- c. Aplicación del conocimiento teórico y empírico de los problemas prácticos.

Los métodos de investigación de laboratorio figuran en la rutina de la mecánica de suelos.

En los suelos se tiene no solo los problemas que se presentan en el acero y concreto (módulo de elasticidad y resistencia a la ruptura), y exagerados por la mayor complejidad del material, sino otros como su tremenda variabilidad y que los procesos naturales formadores de suelos están fuera del control del ingeniero.

En la mecánica de suelos es importante el tratamiento de las muestras (inalteradas – alteradas). La mecánica de suelos desarrolló los sistemas de clasificación de suelos – color, olor, texturas, distribución de tamaños, plasticidad (A. Casagrande).

El muestreo y la clasificación de los suelos son dos requisitos previos indispensables para la aplicación de la mecánica de suelos a los problemas de diseño.

1.2. Problemas planteados por el terreno en la ingeniería civil.

En su trabajo práctico el ingeniero civil ha de enfrentarse con muy diversos e importantes problemas planteados por el terreno. Prácticamente todas las estructuras de ingeniería civil, edificios, puentes, carreteras, túneles, muros, torres, canales o presas, deben cimentarse sobre la superficie de la tierra o dentro de ella. Para que una estructura se comporte satisfactoriamente debe poseer una cimentación adecuada.

Cuando el terreno firme está próximo a la superficie, una forma viable de transmitir al terreno las cargas concentradas de los muros o pilares de un edificio es mediante zapatas. Un sistema de zapatas se denomina cimentación superficial. Cuando el terreno firme no está próximo a la superficie, un sistema habitual para transmitir el peso de una estructura al terreno es mediante elementos verticales

como pilotes o caissons. Aunque los caissons y los pilotes son elementos estructurales de cimentación, la diferencia es que los caissons, son de diámetros mayores (de 80 cms) a comparación de los pilotes que son esbeltos.

El suelo es el material de construcción más abundante del mundo y en muchas zonas constituye, de hecho, el único material disponible localmente. Cuando el ingeniero emplea el suelo como material de construcción debe seleccionar el tipo adecuado de suelo, así como el método de colocación y, luego, controlar su colocación en obra. Ejemplos de suelo como material de construcción son las presas en tierra, rellenos para urbanizaciones o vías.

Otro problema común es cuando la superficie del terreno no es horizontal y existe una componente del peso que tiende a provocar el deslizamiento del suelo. Si a lo largo de una superficie potencial de deslizamiento, los esfuerzos tangenciales debidos al peso o cualquier otra causa (como agua de filtración, peso de una estructura o de un terremoto) superan la resistencia al corte del suelo, se produce el deslizamiento de una parte del terreno.

Las otras estructuras muy ligadas a la mecánica de suelos son aquellas construidas bajo la superficie del terreno como las alcantarillas y túneles, entre otros, y que está sometida a las fuerzas que ejerce el suelo en contacto con la misma. Las estructuras de contención son otro problema a resolver con el apoyo de la mecánica de suelo entre las más comunes están los muros de gravedad, los tablestacados, las pantallas ancladas y los muros en tierra armada.

1.3. Historia de la mecánica de suelos

En la dinastía Chou, 1000 A. C, se dan recomendaciones para construir los caminos y puentes. El siglo XVII trae las primeras contribuciones literarias sobre ingeniería de suelos y el siglo XVIII marca el comienzo de la Ingeniería Civil, cuando la ciencia se toma como fundamento del diseño estructural.

Vauban, 1687, ingeniero militar francés da reglas y fórmulas empíricas para construcción de muros de contención.

Bullet, 1691, (francés), presenta la primera teoría sobre empuje de tierras y a ella contribuyen los franceses Couplet (1726), Coulomb (1773), Rondelet (1802), Navier (1839), Poncelet (1840) y Collin (1846). Más adelante el escocés Rankine (1857) y el suizo Culman (1866).

En 1773, Coulomb (francés), relaciona la resistencia al corte con la cohesión y fricción del suelo. En 1857, Rankine (escocés), presenta su teoría del empuje de tierras. En 1856, se presenta la "Ley de Darcy" (Francia) y la "Ley de Stokes" (Inglaterra), relacionadas con la permeabilidad del suelo y la velocidad de caída de partículas sólidas en fluidos.

Culman (1866) aplica gráficamente la teoría de Coulomb a muros de contención. En 1871, Mohr (Berlín) desarrolla el cálculo de esfuerzos (una representación gráfica) en un punto del suelo dado.

1873, Bauman (Chicago) afirma que el área de la zapata depende de la carga de la columna y recomienda valores de carga en arcillas.

En 1885 Boussinesq (Francia) presenta su teoría de distribución de esfuerzos y deformaciones por cargas estructurales sobre el terreno.

En 1890, Hazen (USA) mide propiedades de arenas y cascajo para filtros.

En 1906, Strahan (USA) estudia la granulometría para mezclas en vía.

En 1906, Müller, experimenta modelos de muros de contención en Alemania.

En 1908, Warston (USA), investiga las cargas en tuberías enterradas.

En 1911, Atterberg (Suecia), establece los límites de Atterberg para suelos finos.

En 1913, Fellenius (Suecia), desarrolla métodos de muestreo y ensayos para conocer la resistencia al corte de los suelos y otras propiedades. Además, desarrolla el método sueco del círculo para calcular la falla en suelos cohesivos.

En 1925, Terzagui, presenta en Viena el tratado ERDBAUMECHANIK que hace de la Mecánica de Suelos una rama autónoma de la Ingeniería. El científico de Praga, Karl Terzagui, es el padre de la Mecánica de Suelos.

En la Sede de Manizales cuando la entonces Facultad de Ingeniería creada en 1948, hacia 1952 se dictó por primera vez el curso de M de S por el Ingeniero Civil Julio Robledo Isaza

1.4. Origen formación y constitución del suelo

El geotecnista debe conocer el contexto geológico del suelo, e incluso el climatológico y agrológico. Sin ese entendimiento, su trabajo estará lleno de incertidumbres que pueden traducirse en pérdidas de oportunidades al desconocer propiedades inherentes y sobre todo, se podrán incorporar elementos de riesgo para el diseño, por omitir circunstancias fundamentales intrínsecas y ambientales.

1.4.1. Generalidades

Suelo, en Ingeniería Civil, son los sedimentos no consolidados de partículas sólidas, fruto de la alteración de las rocas, o suelos transportados por agentes como el agua, hielo o viento con contribución de la gravedad como fuerza direccional selectiva, y que pueden tener materia orgánica. El suelo es un cuerpo natural heterogéneo.

La mecánica de suelos es la aplicación de la mecánica a los problemas geotécnicos. Ella estudia las propiedades, comportamiento y utilización del suelo como material estructural, de tal modo que las deformaciones y resistencia del suelo ofrezcan seguridad, durabilidad y estabilidad de las estructuras.

La estructura del suelo puede ser natural (la del suelo “in situ”), como un talud, canal en tierra o artificial (suelo como material de construcción), como un terraplén o un relleno.

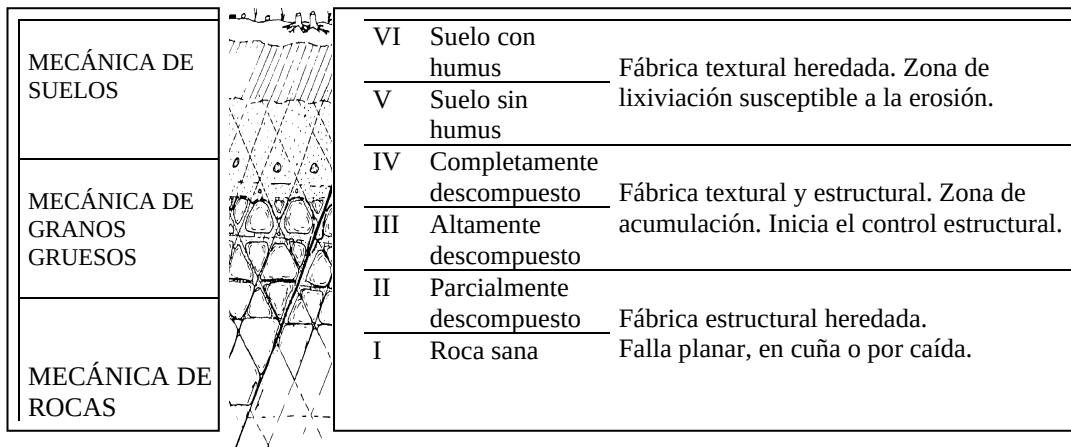


Figura 1.1 Perfil del suelo (en geotecnia). El perfil geotécnico describe con seis horizontes, del I en la base al VI en la superficie, pudiendo en ocasiones estar el perfil incompleto, por faltar en el algún horizonte.

1.4.2. Definiciones

Saprolito: Suelo que mantiene la estructura de la roca madre.

Regolito: Material suelto constituido por partículas de roca.

Suelo residual: El que se forma sobre la roca madre (autóctono).

Suelo transportado: El que se forma lejos de la roca madre (alóctono).

Lixiviación: Remoción de material soluble del suelo por agua infiltrada.

Humus: Residuo de la descomposición de tejidos orgánicos, que da el color al suelo.

Relictos: Estructuras heredadas por el suelo, de la roca madre (diaclasas, etc.).

Eluvión: Depósito in situ (autóctono). Origina talus y coluviones.

Coluvión: Depósito de ladera; proviene de los movimientos masales (del talus).

Aluvión: Depósito de corriente (alóctono).

Subsistencia: Hundimiento por presencia de cavernas kársticas o fallas activas.

Fixible: Que se exfolia, es decir, se separa en láminas delgadas.

Abrasión: Efecto de lija sobre las rocas, producido por viento, olas, glaciares, ríos.

Gelivación: Agrietamiento del suelo por acción del hielo.

1.4.3. Etapas y procesos en la formación del suelo (I) y de las arcillas (II)

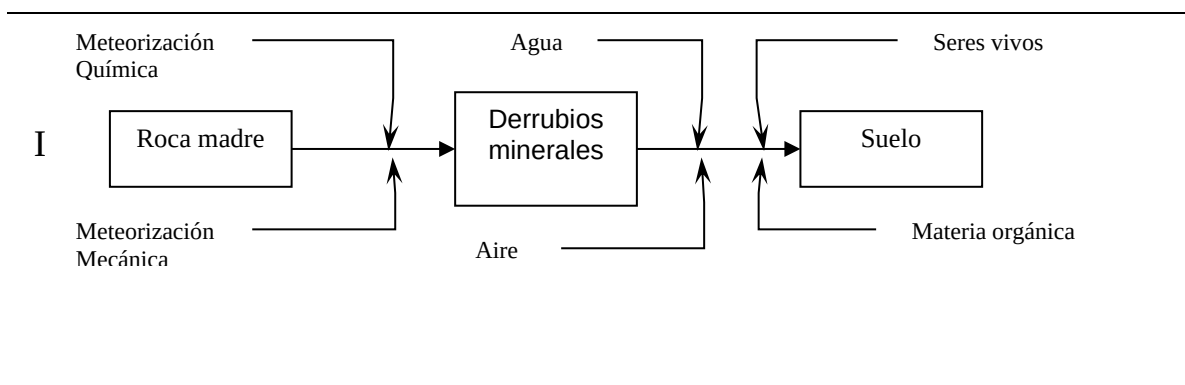


Figura 1.2 Etapas y procesos en la formación del suelo**1.4.4. Factores de Formación y Evolución del Suelo (F.F.E.S.):**

Los factores de formación y evolución del suelo son cinco:

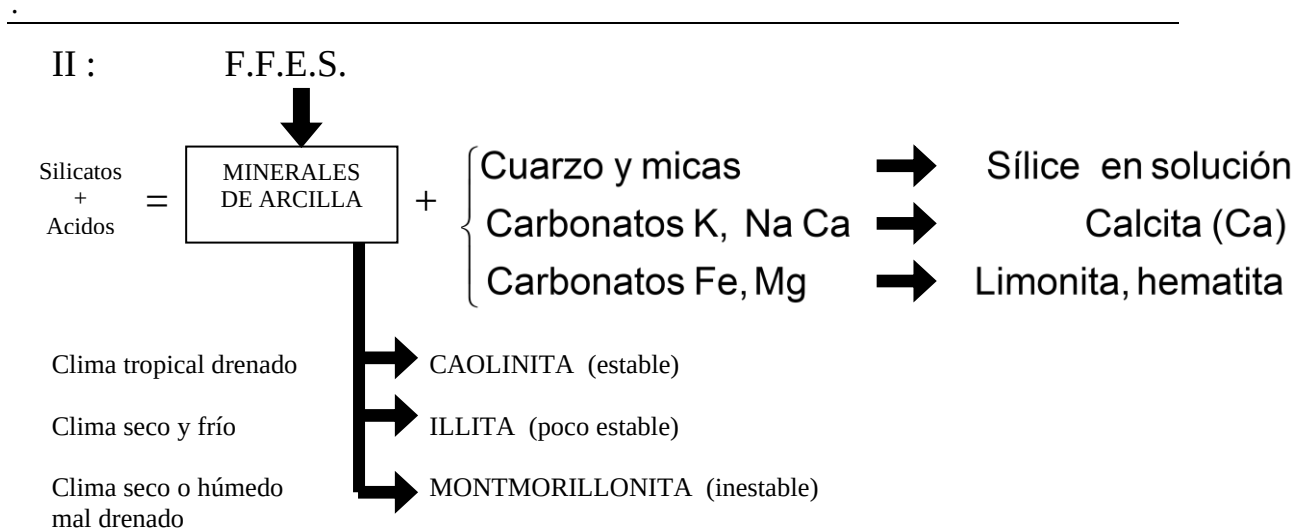
Material Parental: Permeabilidad y constituyentes minerales de la roca madre.

Tiempo: El clímax puede ser de decenas a miles de años. Por ejemplo, siglos.

Topografía: Pendientes, drenaje; orientación de la ladera y barreras topográficas.

Formadores biológicos: Micro y macro fauna como fuentes de humus.

Clima: Temperatura, balance hídrico, intensidad de acción y velocidad de procesos.

**Figura 1.3** Etapas y factores de formación de las arcillas**1.4.5. Depósitos**

El nombre de los depósitos depende del agente, el lugar y su estructura. El geotecnista debe reconocer y advertir las propiedades ingenieriles de un depósito, como su densidad, resistencia, permeabilidad, naturaleza, etc., recurriendo al análisis de su génesis y a los materiales y procesos que lo explican.

Por el agente: Coluvial (gravedad), eólico (viento), aluvial (agua), glacial (hielo).

Por el lugar: Palustre (pantanos), marino (mar), lacustre (lagos), terrígenos (continentes).

Por la estructura: clástico (fragmentos), no clástico (masivo).

1.4.6. Alteración de las rocas

Existe un equilibrio dinámico entre las tasas de alteración y denudación, TA y TD, respectivamente.

TA > TD ⇒ predominio de material residual; ejemplo, zona tórrida.

TD > TA ⇒ predominio de la roca fresca y los sedimentos; ejemplo, zona templada.

Los suelos tropicales son fundamentalmente suelos residuales, mientras los de zonas templadas son fundamentalmente suelos transportados; así, la Mecánica de Rocas se ha hecho para latitudes diferentes a las nuestras, donde las capas de suelo son horizontales, sin relictos caóticos e impredecibles, como los que afectan nuestros macizos y suelos.

Las alteraciones tectónica e hidrotermal no son formas de meteorización; ambas formas de meteorización son típicas de los ambientes andinos, donde el clima también es intenso y hace su aporte.

No son la humedad y la temperatura, sino las variaciones de ambas las que hacen intensa y rápida la meteorización o intemperismo.

Alteración física: Incluye la desintegración por meteorización mecánica, ejemplo:

A: Tectónica. B: Climática. C: Biológica. D: Hidrotermal.

Alteración química: Incluye la descomposición por meteorización química, ejemplo:

Por agua (hidratación, hidrólisis, solución). Por CO_2 (Carbonatación). Por O_2 (Oxidación, reducción).

Los coluviones son por lo general depósitos heterogéneos, sueltos y con bloques angulosos. Los aluviones son depósitos conformados por materiales gruesos y matriz de finos en los tramos de ambiente montañosos y por materiales finos en los valles amplios. La gradación está ligada a la velocidad de la corriente, por lo general baja en los valles amplios. Los depósitos lacustres generalmente son de grano fino. Los depósitos marinos suelen ser estratificados. En los lacustres el medio es tranquilo y la potencia menor.

Los depósitos glaciares son heterogéneos, los till no presentan estratificación clara, los fluvio glaciares sí. Los primeros por el efecto aplanadora del hielo y los segundos por formarse a partir de las aguas de fusión.

Los depósitos eólicos son homogéneos, los loes son de limos y las dunas son de arena; los loes no son transportados y las dunas sí (emigran).

Los principales minerales que constituyen suelos gruesos son: Silicato principalmente feldespato (K, Na, Ca), micas (moscovita y biotita), olivino y serpentina. Óxidos, en especial el cuarzo (SiO_2), limonita, magnetita y corindón. Carbonatos, principalmente calcita y dolomita; y sulfatos como yeso y anhidrita.

En los suelos gruesos el comportamiento mecánico e hidráulico depende de su compacidad y orientación de partículas, y poco de la composición mineralógica.

Roca Vs Suelo: Depende de la resistencia a la compresión

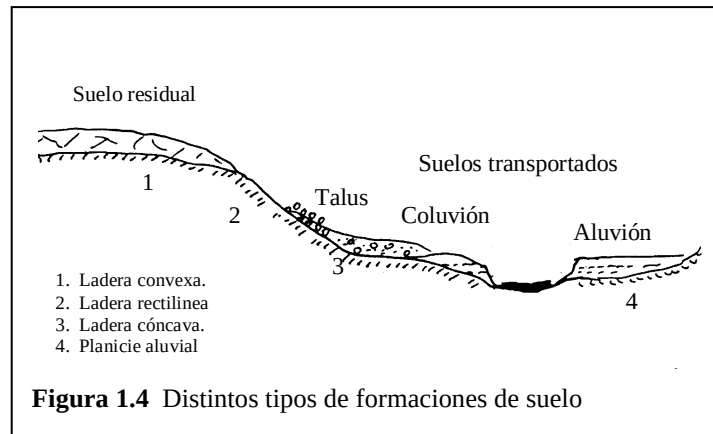
Roca dura si $\sigma_c > 300 \text{ Kg/cm}^2$.

Roca blanda si $200 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_c < 300 \text{ Kg/cm}^2$

Suelo si $\sigma_c \approx 10 \text{ Kg/cm}^2$ (El concreto normalmente es de $\sigma_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$)

1.4.7. Vertiente de montaña

Los talus y los coluviones son depósitos de ladera; el talus es clastosoportado y el coluvión es matriz soportado. Ambos están en la ladera de acumulación. La infiltración se da en la ladera convexa donde se da la reptación. La ladera rectilínea es denudativa y exhibe los horizontes I y II.



1.4.8. Componentes del suelo.

El aire y el agua son elementos constitutivos, además de los sólidos y

gases. Los guijarros son fragmentos de roca con diámetros $\phi > 2$ cm. Las gravas tienen dimensiones de 2 cm a 2 mm. La arena gruesa desde $0,2\text{ cm} < \phi < 0,2$ mm; la arena fina, entre $0,2\text{ mm} < \phi < 0,005$ mm. Llamamos limo a las partículas con diámetro aparente entre 0,05 mm y 0,005 mm.

Con los análisis granulométricos, arcilla son los constituyentes de diámetro aparente inferior a 0,002 mm (o 2μ), pero el término arcilla tiene otro sentido, adicionalmente, no granulométrico.

1.5. Arcilla.

Son grupos minerales definidos, como caolinita, illita y montmorillonita, donde participan estructuras octaédricas y tetraédricas. La arcilla, como el humus, posee propiedades coloidales. Las arcillas, en el sentido mineralógico, son cristales microscópicos cuyos átomos están dispuestos en planos.

Al interior de una trama de átomos de oxígeno, cuyas esferas iónicas son voluminosas, se encuentran cationes de sílice (Si) y aluminio (Al). Si el volumen lo permite, cationes de hierro (Fe), magnesio (Mg), calcio (Ca) o potasio (K) reemplazan al sílice (Si) y al aluminio (Al).

Las arcillas tienen una capacidad de intercambio iónico grande. Otros iones diferentes a los enunciados pueden completar las capas y unirlos, y también, las cargas eléctricas libres pueden ser equilibradas por iones intercambiables.

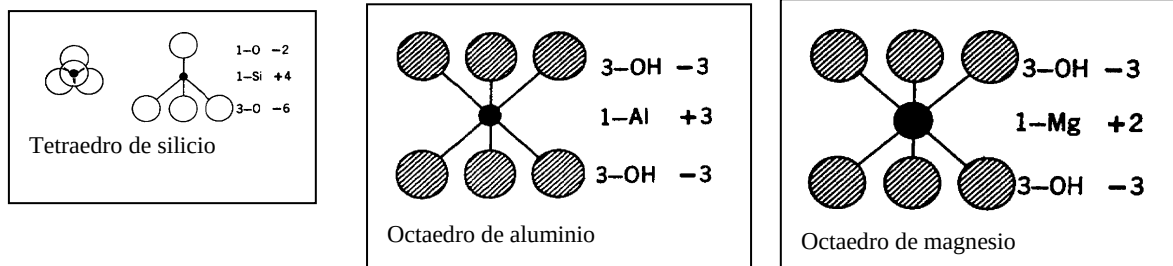


Figura 1.5 Tres unidades estructurales básicas y radios iónicos

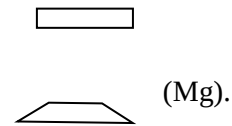
Gibsita: (G) Lámina de alúmina, fruto de la combinación de octaedros de aluminio (Al).

Brucita: (B) Lámina hidratada, fruto de combinar octaedros de magnesio

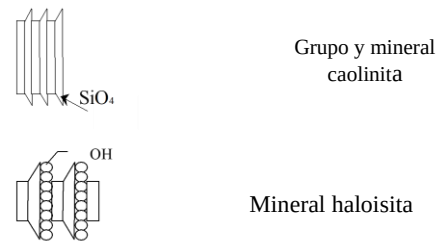
Láminas de sílice: Tetraedros (SiO_4) de sílice dispuestos en lámina. Ver trapecios.

Las arcillas 1:1 son arreglos de octaedro G o B (rectángulo) y T de Silicio (trapecio)

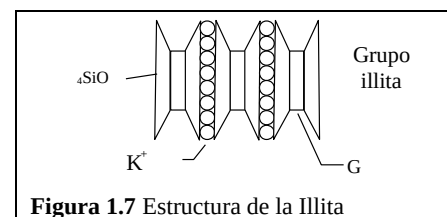
Las arcillas 2:1 son 2 tetraedros de silicio y en medio de ellos un octaedro G o B.



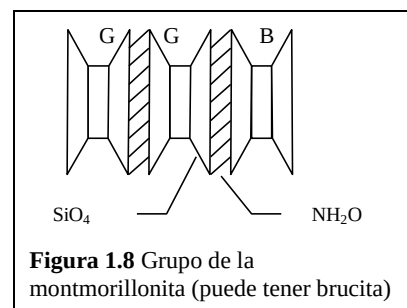
1.5.1. Caolinitas: Principal grupo de arcillas que presenta baja capacidad de intercambio, 10 – 12 me (miliequivalentes) cada 100 gr, y con dos capas de cationes, las llamadas arcillas 1:1 (capa tetraédrica más capa octaédrica de alúmina hidratada). El arreglo, que se repite indefinidamente da una carga eléctrica neutra del mineral caolinita, cuya estructura no es expansiva, por no admitir agua en sus retículos. Estas arcillas son moderadamente plásticas, de mayor permeabilidad y mayor fricción interna. Del grupo son: HALOISITA, CAOLINITA (por definición), ENDELLITA, DICKITA, ALOFANO, NACRITA Y ANAUXITA. La haloisita, aunque tiene la misma fórmula del caolín, contiene moléculas extra dentro de su estructura. En la figura = Gibsita = SiO_4 (En la “Carta de Plasticidad” las caolinitas están bajo la línea A = limos).

**Figura 1.6** Estructuras básicas y radios iónicos

1.5.2. Illita: Es una arcilla 2:1, cuya capacidad de intercambio es de unos 40 me/100gr, lo que las hace algo expansivas. Las láminas de alúmina están entre dos láminas de SiO_4 , y estas se ligan por iones de potasio, que le dan cierta estabilidad al conjunto. La actividad de la illita es 0,9, de la caolinita es de 0,38. El coeficiente de fricción interno y la permeabilidad son menores que en la caolinita y mayores que en la montmorillonita.

**Figura 1.7** Estructura de la Illita

1.5.3. Montmorillonita: Arcilla 2:1 cuya capacidad de intercambio es de unos 120 me/100gr, lo que las hace muy expansivas. Entre las dos láminas de sílice se encuentra una brucita o una gibsita, y este arreglo se repite indefinidamente. La unión entre minerales individuales es débil, por lo cual el agua se inserta, introduciendo n moléculas para producir el hinchamiento del suelo. Además de ser expansiva, la montmorillonita es muy plástica y se contrae al secarse, mejorando su resistencia y haciéndose impermeable. La actividad de la montmorillonita es de 7,2. Entre las montmorillonitas tenemos: La MONTMORILLONITA (por definición), HECTORITA, SAPONITA, BEIDELLITA, SAUCONITA, TALCO, PORFILITA y NONTRONITA.



Bentonitas: Suelos montmorilloníticos altamente plásticos y altamente expansivos, de grano tan fino que al tacto es jabonoso (sí es húmedo). Se utilizan para cellar fugas en depósitos y canales.

Vermiculita, clorita, sericita, etc., son otros minerales arcillosos no clasificados en los anteriores tres grupos.

1.5.4. Actividad: este parámetro lo ha expresado Skempton (1953) como la pendiente de la línea que relaciona el Índice Plástico de un suelo con su contenido de minerales de tamaño arcilloso, como se verá en el numeral 4.1 y en la fórmula 4.3. Una actividad normal es de 0,75 a 1,25. Más de 1,25 es alta y menos de 0,75 es inactiva. Actividad supone cohesión, expansividad y plasticidad.

[Ir a la página principal](#)

ENLACES U.N:

<u>Aprendizajes en procesos participativos de reconversión productiva: cuenca del río San Francisco.</u> <u>Aguacate en la tierra del café.</u> <u>Área metropolitana de Manizales.</u> <u>Bosques, Cumbre del Clima y ENSO.</u> <u>Bosques para la Estabilidad del Medio Ambiente.</u> <u>Breviario caldense: asuntos del desarrollo regional.</u> <u>Carta Abierta de la Red de Veedurías Ambientales de Caldas 2022..</u> <u>Cambio Climático y Pasivos Ambientales del Modelo Urbano – Caso Manizales.</u> <u>Catastro Multipropósito y Desarrollo Territorial.</u> <u>Ciencia, Tecnología y Sociedad CT&S.</u> <u>Ciudad Región del Eje Cafetero como Revolución Urbana.</u> <u>Colombia Tropical ¿y el agua qué?</u>	<u>Corredor Bimodal Cafetero: un tren y una ferrovía.</u> <u>CTS, Economía y Territorio.</u> <u>Cultura del agua en los ríos urbanos.</u> <u>Desafío futuro: ciudades sostenibles e incluyentes.</u> <u>Economía colombiana: crisis y retos.</u> <u>Economía General.</u> <u>Ecorregión Cafetera: Minería y Medio Ambiente</u> <u>Eje Cafetero: cambio climático y vulnerabilidad territorial.</u> <u>Eje Cafetero: construcción social e histórica del territorio.</u> <u>El Ciclo Geológico.</u> <u>El desarrollo urbano y económico de Manizales.</u> <u>El Ferrocarril Cafetero y la Intermodalidad.</u> <u>El Río Cauca en el desarrollo de la región.</u> <u>El Río Grande: navegación y derechos del territorio.</u> <u>El territorio del río Grande de la Magdalena.</u>	<u>El transporte en Colombia.</u> <u>El transporte rural y el desarrollo de Caldas.</u> <u>Elementos para la construcción de una visión del desarrollo de Caldas.</u> <u>Ferrocarril Interoceánico Urabá-Cupica.</u> <u>Fisiografía y geodinámica de los Andes de Colombia.</u> <u>Fundamentos de CT&S y Economía.</u> <u>Fundamentos de economía y transportes.</u> <u>Geomecánica.</u> <u>Geomorfología.</u> <u>Geotecnia para el Trópico Andino.</u> <u>Gestión del riesgo natural y el caso de Colombia.</u> <u>Gobernanza forestal para la ecorregión andina.</u> <u>Guía astronómica.</u> <u>La economía en la era del conocimiento.</u> <u>La gran cuenca Magdalena-Cauca.</u>
---	--	---

CAPÍTULO 2. RELACIONES GRANULOMÉTRICAS Y DE VOLUMEN EN UN SUELO

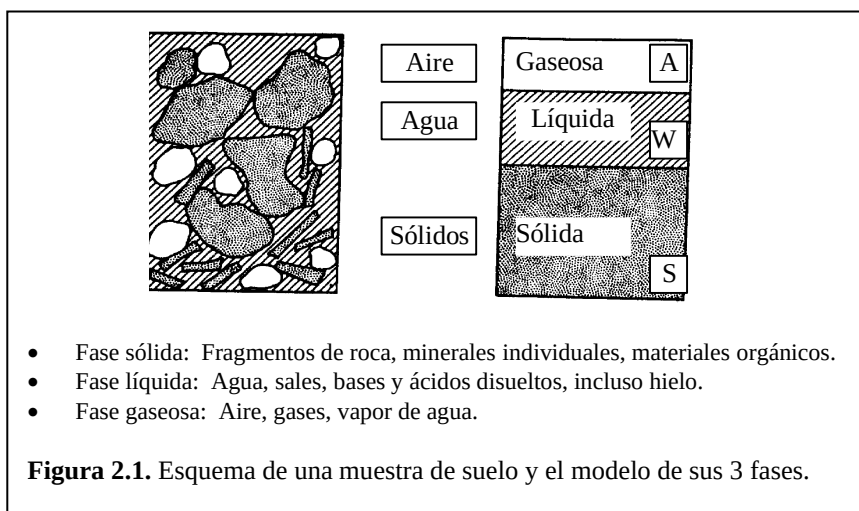
• Introducción

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo (incluyendo la capa sólida adsorbida); la líquida por el agua (libre, específicamente), aunque en el suelo pueden existir otros líquidos de menor significación; la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, pero pueden estar presentes otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido carbónico, etc).

Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos (V_v), mientras que la fase sólida constituye el volumen de sólidos (V_s).

Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular de solo dos fases, la sólida y la líquida.

Es importante considerar las características morfológicas de un conjunto de partículas sólidas, en un medio fluido. Eso es el suelo.



Las relaciones entre las diferentes fases constitutivas del suelo (fases sólida, líquida y gaseosa), permiten avanzar sobre el análisis de la distribución de las partículas por tamaños y sobre el grado de plasticidad del conjunto.

En los laboratorios de mecánica de suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y la gravedad específica de las partículas que conforman el suelo, entre otras.

Las relaciones entre las fases del suelo tienen una amplia aplicación en la Mecánica de Suelos para el cálculo de esfuerzos.

La relación entre las fases, la granulometría y los límites de Atterberg se utilizan para clasificar el suelo y estimar su comportamiento.

Modelar el suelo es colocar fronteras que no existen. El suelo es un modelo discreto y eso entra en la modelación con dos parámetros, e y η (relación de vacíos y porosidad), y con las fases.

El agua adherida a la superficie de las partículas entra en la fase sólida. En la líquida, sólo el agua libre que podemos sacar a 105 °C cuando, después de 24 o 18 horas, el peso del suelo no baja más y permanece constante.

- **Fases, volúmenes y pesos**

En el modelo de fases, se separan volúmenes V y pesos W así: Volumen total V_T , volumen de vacíos V_V (espacio no ocupado por sólidos), volumen de sólidos V_S , volumen de aire V_A y volumen de agua V_W . Luego

$$V_T = V_V + V_S \quad (2.1)$$

y

$$V_V = V_A + V_W. \quad (2.2)$$

En pesos (que es diferente a masas), el del aire se desprecia, por lo que $W_A = 0$. El peso total del espécimen o muestra W_T es igual a la suma del peso de los sólidos W_S más el peso del agua W_W ; esto es

$$W_T = W_S + W_W. \quad (2.3)$$

- **Relaciones de volumen: η , e , D_R , S , C_A**

⇒ **Porosidad η .**

Se define como la probabilidad de encontrar vacíos en el volumen total. Por eso $0 < \eta < 100\%$ (se expresa en %). En un sólido perfecto $\eta = 0$; en el suelo $\eta \neq 0$ y $\eta \neq 100\%$.

$$\eta = \frac{V_V}{V_T} * 100(\%) \quad (2.4)$$

⇒ **Relación de vacíos e .**

Es la relación entre el volumen de vacíos y el de los sólidos. Su valor puede ser $e > 1$ y alcanzar valores muy altos. En teoría $0 < e \rightarrow \infty$.

$$e = \frac{V_V}{V_S} \quad (2.5)$$

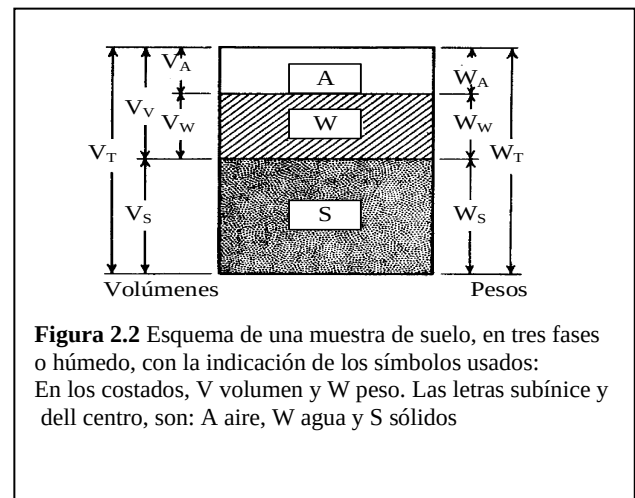
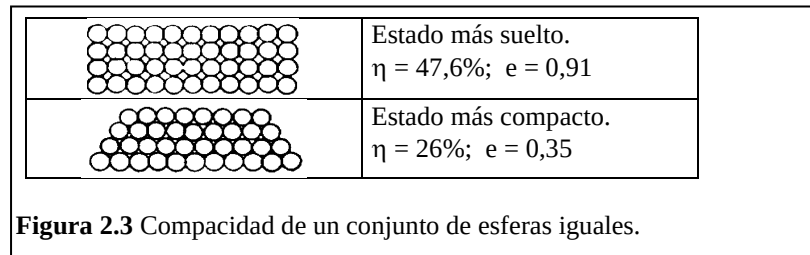


Figura 2.2 Esquema de una muestra de suelo, en tres fases o húmedo, con la indicación de los símbolos usados: En los costados, V volumen y W peso. Las letras subíndice y dell centro, son: A aire, W agua y S sólidos

El término compactación se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo, dejando más o menos vacíos entre ellas. En suelos compactos, las partículas sólidas que lo constituyen tienen un alto grado de acomodo y la

capacidad de deformación bajo cargas será pequeña. En suelos poco compactos el volumen de vacíos y la capacidad de deformación serán mayores. Una base de comparación para tener la idea de la compactación alcanzada por una estructura simple se tiene estudiando la disposición de un conjunto de esferas iguales. En la figura 2.3 se presentan una sección de los estados más suelto, y más compacto posible, de tal conjunto. Pero estos arreglos son teóricos y los cálculos matemáticos



Los parámetros adicionales η y e (siempre $\eta < e$), se relacionan así: como V_v/V_s es la relación de vacíos, entonces:

$$\frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V_T - V_v} = \frac{\frac{V_v}{V_T}}{1 - \frac{V_v}{V_T}} \Rightarrow e = \frac{\eta}{1 - \eta} \quad (2.6) \quad \eta = \frac{e}{1 + e} \quad (2.7)$$

Con la práctica, para suelos granulares, los valores típicos son:

Arena bien gradada	$e = 0,43 - 0,67$	$\eta = 30 - 40\%$
Arena uniforme	$e = 0,51 - 0,85$	$\eta = 34 - 46\%$

⇒ Densidad relativa D_R . (o Compactación relativa)

Este parámetro nos informa si un suelo está cerca o lejos de los valores máximo y mínimo de densidad, que se pueden alcanzar.

$$D_R = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (2.8)$$

Además $0 \leq D_R \leq 1$, siendo más resistente el suelo cuando el suelo está compacto y $D_R \approx 1$ y menor cuando está suelto y $D_R \approx 0$. Algunos textos expresan D_R en función del PU seco γ_d . Aquí, e_{max} es para suelo suelto, e_{min} para suelo compactado y e para suelo natural

Los suelos cohesivos, generalmente tienen mayor proporción de vacíos que los granulares; los valores típicos de η y e son: $e = 0,55 - 5,00$ $\eta = 35 - 83\%$

⇒ **Grado de saturación S.**

Se define como la probabilidad de encontrar agua en los vacíos del suelo, por lo que $0 \leq S \leq 100\%$. Físicamente en la naturaleza $S \neq 0\%$, pero admitiendo tal extremo, $S = 0\% \Rightarrow$ suelo seco y $S = 100\% \Rightarrow$ suelo saturado.

$$S = \frac{V_w}{V_v} * 100 \quad (\%) \quad (2.9)$$

⇒ **Contenido de aire C_A .**

Probabilidad de encontrar aire en los vacíos del suelo. $0 \leq C_A \leq 100\%$. En el suelo saturado, los vacíos están ocupados por agua $C_A = 0$ y en el suelo seco, por aire $C_A = 100\%$. Naturalmente, $S + C_A = 100\%$.

$$C_A = \frac{V_A}{V_v} \times 100 \quad (2.10)$$

Nota: En suelos granulares, $D_R < 35\%$ es flojo, $35\% \leq D_R \leq 65\%$ es medio y $D_R > 65\%$ es denso.

LA CLAVE # 1 ES:

$$\eta = \frac{e}{1 + e}$$

Relaciones Gravimétricas. Una masa de 1 Kg pesa distinto en la luna que en la tierra. El peso es fuerza, la masa no.

La densidad relaciona masa y volumen, el peso unitario relaciona peso y volumen y la presión, fuerza y área.

El valor de la gravedad en la tierra es $g = 9,81 \text{ m/sg}^2 = 32,2 \text{ ft/sg}^2$

El peso unitario del agua es $62,5 \text{ lb/ft}^3 = 9,81 \text{ KN/m}^3 = 1 \text{ gr/cm}^3$ (si $g = 1$)

En presión $1 \text{ lb/ft}^2 = 47,85 \text{ N/m}^2 = 47,85 \text{ Pa}$.

$1 \text{ lb/m}^2 = 6,90 \text{ KPa}$ y $1 \text{ ft de agua} \equiv 2,99 \text{ KPa}$

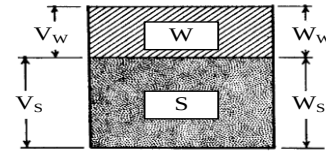
⇒ **Contenido de humedad: ω**

Es la relación, en %, del peso del agua del espécimen, al peso de los sólidos. El problema es ¿cuál es el peso del agua?. Para tal efecto debemos señalar que existen varias formas de agua en el suelo, y unas requieren más temperatura y tiempo de secado que otras para ser eliminadas. En consecuencia, el concepto “suelo seco” también es arbitrario, como lo es el agua que pesemos en el suelo de muestra. Suelo seco es el que se ha secado en estufa, a temperatura de $105^\circ\text{C} - 110^\circ\text{C}$, hasta peso constante durante 24 ó 18 horas (con urgencia).

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} * 100 \quad (\text{en } \%) \quad (2.11)$$

El valor teórico del contenido de humedad varía entre: $0 \leq \omega \rightarrow \infty$. En la práctica, las humedades varían de 0 (cero) hasta valores del 100%, e incluso de 500% ó 600%, en el valle de México.

NOTA: En compactación se habla de ω óptima, la humedad de mayor rendimiento, con la cual la densidad del terreno alcanza a ser máxima. En la Figura 14.1, puede observar dos curvas de compactación para un mismo material, dependiendo el valor de la humedad óptima de la energía de compactación utilizada para densificar el suelo.



⇒ **Peso unitario de referencia γ_0**

El peso PU de referencia es γ_0 , que es el valor del PU para el agua destilada y a 4 °C.

$\gamma_0 = 9,81 \text{ KN/m}^3 \approx 1,00 \text{ Ton/m}^3 = 62,4 \text{ lb/ft}^3 = 1,0 \text{ gr/cc}$ (para $g = 1\text{m/seg}^2$). Este es el resultado de multiplicar la densidad del agua por la gravedad, dado que densidad es masa sobre volumen y que peso es el producto de la masa por la gravedad.

Modelo de fases para suelo saturado

⇒ **Gravedad Específica de los sólidos G_s .**

La gravedad específica es la relación del peso unitario de un cuerpo referida a la densidad del agua, en condiciones de laboratorio y por lo tanto a su peso unitario γ_0 . En geotecnia

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} \quad (2.12)$$

sólo interesa la gravedad específica de la fase sólida del suelo, dada por $G_s = \gamma_s / \gamma_w$ pero referida al Peso Unitario de la fase líquida del suelo γ_w , para efectos prácticos.

⇒ **Peso unitario del suelo.**

$$\gamma_d \leq \gamma_T \leq \gamma_{\text{sat}} \quad (2.13)$$

Es el producto de su densidad por la gravedad. El valor depende, entre otros, del contenido de agua del suelo. Este puede variar del estado seco γ_d hasta el saturado γ_{SAT} así:

⇒ **Peso unitario del agua y de los sólidos.**

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_T} \quad \text{Suelo seco (2.14);} \quad \gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \quad \text{PU del agua (2.15)} \quad \gamma_T = \frac{W_T}{V_T} \quad \text{Suelo húmedo (2.16)}$$

En el suelo, W_s es prácticamente una constante, no así W_w ni W_T . Además se asume que siendo G_s un invariante, no se trabaja nunca con el PU de los sólidos, γ_s , sino con su equivalente, $G_s \gamma_w$, de conformidad con el numeral 2.3.8.

En general los suelos presentan gravedades específicas G_s con valor comprendido entre 2,5 y 3,1 (adimensional). Como el más frecuente es 2,65 (adimensional) se asume como máximo valor de G_s

teórico. Veamos además algunos valores del peso unitario seco de los suelos, los que resultan de interés dado que no están afectados por peso del agua contenida, sino por el relativo estado de compacidad, el que se puede valorar con la porosidad.

Descripción	η %	γ_d g/cm ³
Arena limpia y uniforme	29 – 50	1,33 – 1,89
Arena limosa	23 – 47	1,39 – 2,03
Arena micácea	29 – 55	1,22 – 1,92
Limo INORGÁNICO	29 – 52	1,28 – 1,89
Arena limosa y grava	12 – 46	1,42 – 2,34
Arena fina a gruesa	17 – 49	1,36 – 2,21

Tabla 2.1 Valores de η y γ_d para suelos granulares (MS Lambe).

Los suelos bien compactados presentan pesos unitarios de 2,2 g/cm³ a 2,3 g/cm³, en γ_d para gravas bien gradadas y gravas limosas. En la zona del viejo Caldas, las cenizas volcánicas presentan pesos unitarios entre 1,30 a 1,70 gr/cm³.

⇒ **Peso unitario sumergido γ' .**

Esto supone considerar el suelo saturado y sumergido. Al sumergirse, según Arquímedes, el suelo experimenta un empuje, hacia arriba, igual al peso del agua desalojada.

$$\gamma' = \frac{W_{sat} - W_w}{V_T} = \frac{W_{SAT} - V_T * \gamma_w}{V_T} = \gamma_{SAT} - \gamma_w \quad \text{entonces, el PU sumergido es:}$$

$$\gamma' = \gamma_{SAT} - \gamma_w \quad (2.17) \quad \text{que es la situación bajo el NAF del suelo.}$$

⇒ **Gravedad específica del espécimen.**

Puedo considerar la muestra total (G_T) pero el valor no tiene ninguna utilidad, la fase sólida (G_S) que es de vital importancia por describir el suelo y la fase líquida (G_W) que se asume es 1 por ser γ_w el mismo del agua en condiciones de laboratorio. En cualquier caso, el valor de referencia es γ_0 y $\gamma_0 \approx \gamma_w$.

$$G_S = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} \cong \frac{\gamma_s}{\gamma_w} ; \quad G_W = \frac{\gamma_w}{\gamma_0} \quad (2.18)$$

Una relación básica entre ω , S , e y G_S es:

$$\frac{W_w}{W_s} = \frac{V_w * \gamma_w}{V_s * \gamma_w * G_s} \quad \left(\text{ya que } G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s} * \frac{1}{\gamma_w} \right)$$

$$\frac{W_w}{W_s} = \frac{V_w}{V_s} * \frac{1}{G_s} \quad \left(\text{cancelamos } \gamma_w \text{ e introducimos } \frac{V_s}{V_w} \right)$$

$$\omega = \frac{S * e}{G_s} \Rightarrow \boxed{G_s \omega = S e} \quad \boxed{\text{CLAVE \# 2}}$$

Otra relación fundamental surge de considerar el PU húmedo, así:

$$\gamma_T = \frac{W_T}{V_T} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{W_s \left[1 + \frac{W_w}{W_s} \right]}{V_s \left[1 + \frac{V_v}{V_s} \right]} \Rightarrow \gamma_T = \frac{G_s (1 + \omega)}{(1 + e)} \gamma_w$$

Obsérvese que no se escribió γ_s sino $G_s \gamma_w$. Ahora, sustituimos $G_s \omega$ por $S e$, y obtenemos estas expresiones para el PU húmedo, seco y saturado:

$$\gamma_T = \left[\frac{G_s + S * e}{1 + e} \right] * \gamma_w$$

$$\boxed{\gamma_T = \left[\frac{G_s + S * e}{1 + e} \right] * \gamma_w} \Rightarrow \text{Si } S = 1 \Rightarrow \text{(PU saturado)} \quad \gamma_{SAT} = \left[\frac{G_s + e}{1 + e} \right] * \gamma_w$$

$$\boxed{\text{CLAVE \# 3}} \quad \gamma_d = \left[\frac{G_s}{1 + e} \right] * \gamma_w$$

$$\Rightarrow \text{Si } S = 0 \Rightarrow \text{(PU seco)}$$

Dos relaciones deducibles, útiles en geotecnia, al analizar resultados de compactación son:

$$\gamma_T = \frac{W_T}{V_T} = \frac{W_s + W_w}{V_T} = \frac{W_s}{V_T} \left[1 + \frac{W_w}{W_s} \right] \Rightarrow \boxed{\gamma_T = \gamma_d (1 + \omega)}$$

y de la suma de volúmenes:

$$V_T - V_A = V_S + V_W ; \left(\text{pero: } G_S = \frac{\gamma_S}{\gamma_W} = \frac{W_S}{V_S} * \frac{1}{\gamma_W} \right) \text{ entonces :}$$

$$V_T \left[1 - \frac{V_A}{V_T} \right] = \frac{W_S}{G_S * \gamma_W} + \frac{W_W}{\gamma_W} = \frac{W_S}{G_S * \gamma_W} \left[1 + \frac{W_W}{W_S} G_S \right] \text{ luego}$$

$$\frac{W_S}{V_T} = \frac{G_S \left[1 - \frac{V_A}{V_T} \right]}{\left[1 + G_S \frac{W_W}{W_S} \right]} \gamma_W \Rightarrow \boxed{\gamma_d = \frac{G_S (1 + C_A)}{(1 + G_S * \omega)} * \gamma_W}$$

- **Diagramas de fases con base unitaria**

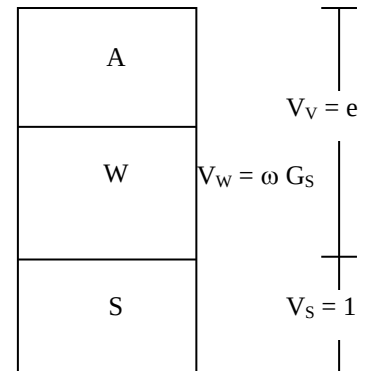
a) $\gamma_T = f(e)$ Con $V_S = 1$ en el gráfico, necesariamente $V_V = e$; $\left(e = \frac{V_V}{V_S} \right)$

(recuérdese que $\omega = \frac{W_W}{W_S}$, que $W_S = G_S * V_S * \gamma_W$)

$$\begin{aligned} W_S &= G_S * \gamma_W, \quad W_W = \omega * G_S * \gamma_W \\ \gamma_T &= \frac{W_T}{V_T} = \frac{W_S + W_W}{V_S + V_W} = \frac{G_S * \gamma_W + \omega * G_S * \gamma_W}{1 + e} \\ &= \frac{G_S * \gamma_W (1 + \omega)}{(1 + e)} \end{aligned}$$

$$W_W = \omega G_S \gamma_W$$

$$W_S = G_S \gamma_W$$



b) $\gamma_T = f(\eta)$: Con $V_T = 1$, en el gráfico, necesariamente $V_V = \eta$; $\left(\eta = \frac{V_V}{V_T} \right)$

Calculados los volúmenes, se pasa a los pesos utilizando la expresión de γ_S (sin escribirla) y luego la de ω .

$$W_S = (1 - \eta) * G_S * \gamma_W ; W_W = \omega(1 - \eta) * G_S * \gamma_W$$

$$\gamma_T = \frac{W_T}{V_T} = \frac{W_S + W_W}{V_T}$$

$$= \frac{(1 - \eta) * G_S * \gamma_W + \omega * (1 - \eta) * G_S * \gamma_W}{1}$$

$$= G_S * \gamma_W * (1 - \eta) * (1 + \omega)$$

$W_W = \omega G_S \gamma_W (1 - \eta)$
 $W_S = G_S \gamma_W (1 - \eta)$

Diagrama unitario de tres fases (A, W, S) con volúmenes $V_v = \eta$ y $V_s = 1 - \eta$, y una altura total de 1.

NOTA: En diagramas unitarios existen 3 posibilidades: V_s , V_T , $W_s = 1$. con la tercera se obtienen resultados en función de la relación de vacíos como los del caso a).

a) $\gamma_T = \frac{G_S * \gamma_W * (1 + \omega)}{(1 + e)}$ b) $\gamma_T = G_S * \gamma_W (1 - \eta)(1 + \omega)$ CLAVES # 4 Y # 5

Ejercicio: Con diagramas unitarios de solo dos fases obtenga una relación para $\gamma_{SAT} = f(s, e, \gamma_w)$ y otra para γ_d

CLAVES X e Y

NOTA: Para resolver un esquema de fases, es consistente el esquema de diagramas unitarios, haciendo V_T , $V_s = 1$ o en su defecto $W_s = 1$. Además, siempre se requieren 3 parámetros adicionales, uno por cada fase. Del cuadro (*), una de las cuatro casillas es incógnita y requiere un elemento de cada una de las otras 3 casillas. Además, las cinco claves vistas.

S ω	G_s	γ_T	η e
---------------	-------	------------	-------------

(*)

Ejercicio 2.1

Un espécimen, en estado natural, pesa 62,1 gr y seco al horno, 49,8 gr. Determinado el peso unitario seco y la gravedad específica correspondientes, los valores son 86,5 lb/ft³ y 2,68, encuentre e y S.

Solución

$$\omega = \frac{62,1 - 49,8}{49,8} = 0,247 = 24,7\%$$

$$e = \frac{62,4 * G_S}{\gamma_d} - 1 = \frac{62,4 * 2,68}{86,5} - 1 = 0,93$$

$$S = \frac{\omega * G_S}{\gamma_d} \text{ (clave2)} = \frac{0,247 * 2,68}{0,93} = 0,71 = 71\%$$

Ejercicio 2.2

Para un suelo en estado natural, $e = 0,8$; $\omega = 24\%$; $G_S = 2,68$. Determine el peso unitario, el peso unitario seco y el grado de saturación.

$$\gamma_T = \frac{G_S * \gamma_w (1 + \omega)}{(1 + e)} \quad (\text{clave4}) = \frac{2,68 * 9,81(1 + 0,24)}{(1 + 0,8)} = 18,11 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_d = \frac{G_S * \gamma_w}{(1 + e)} \quad (\text{clave3}) = \frac{2,68 * 9,81}{(1 + 0,8)} = 14,61 \text{ KN/m}^3$$

$$S = \frac{\omega * G_S}{e} \quad (\text{clave2}) = \frac{0,24 * 2,68}{0,8} = 0,804 = 80,4\%$$

Para el caso anterior, calcular el peso unitario saturado.

$$\gamma_{SAT} = \frac{W_T}{V_T} = \frac{W_S + W_W}{V_T} = \frac{G_S * \gamma_w + e * \gamma_w}{1 + e} \quad (\text{utilizando diagrama sección 2.4.a, con } V_S = 1)$$

$$\gamma_{SAT} = \frac{9,81[2,68 + 0,68]}{1 + 0,8} = 18,97 \text{ KN/m}^3 \quad (\text{ESTA ES LA CLAVE X, Sección 2.4})$$

Ejercicio 2.3

Calcular el agua y el γ_{SAT} en una muestra saturada de suelo de $\phi = 38 \text{ mm}$ y $h = 78 \text{ mm}$, cuya masa es 142 gr. Seca, la masa es de 86 gr. ($g = 9,81 \text{ m/seg}^2$)

Masa de agua = $142\text{gr} - 86\text{gr} = 56 \text{ gr}$

Masa del suelo = 86 gr

$\omega = 56/86 = 0,651 = 65,1\%$

Peso del suelo saturado = $W_{SAT} = 142 * 9,81 * 10^{-6} \text{ KN}$

Volumen del cilindro = $V_T = \frac{1}{4} \pi * 38^2 * 78 * 10^{-9} \text{ m}^3$

$$\gamma_{SAT} = \frac{W_{SAT}}{V_T} = 15,75 \text{ KN/m}^3$$

Para el caso anterior, calcule e , η y G_S .

Reemplazo G_S , de la clave 2, en la clave 4

$$\gamma_T = \left[\frac{S * e}{\omega} \right] \gamma_W \frac{(1 + \omega)}{(1 + e)} \text{ y } S = 1 \text{ (saturado)}$$

$$\frac{\gamma_T}{\gamma_W} = \left(\frac{e}{\omega} \right) * \left(\frac{1 + \omega}{1 + e} \right) = \left(1 + \frac{1}{\omega} \right) * \left(\frac{1}{\frac{1}{e} + 1} \right) \Rightarrow \frac{15,75}{9,81} = \left(1 + \frac{1}{0,651} \right) * \left(\frac{1}{\frac{1}{e} + 1} \right)$$

$$e = 1,72 \Rightarrow \eta = \frac{e}{(1 + e)} = \frac{1,72}{(1 + 1,72)} = 63,2\% \text{ (clave 1)}$$

$$G_S = \frac{e}{\omega} : \text{(clave \# 2; saturado)} \quad G_S = \frac{1,72}{0,651} = 2,65$$

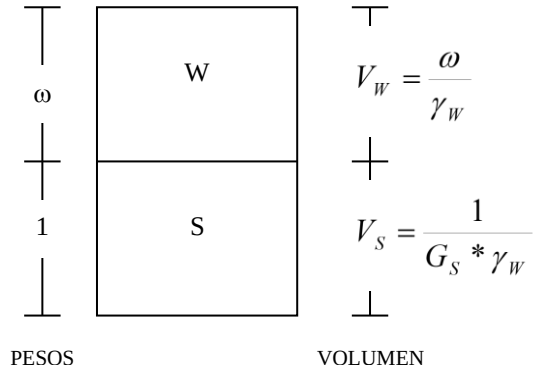
2.4 Se tiene un suelo saturado; dado $W_s = 1$, resolver el diagrama unitario y obtener γ_{sat} y γ' (clave X)

$$\therefore W_s = 1$$

$$\omega = \frac{W_W}{W_S} \Rightarrow W_S = 1 \quad \therefore W_W = \omega$$

$$G_S = \frac{\gamma_S}{\gamma_W} = \frac{W_S}{V_S * \gamma_W} \quad \therefore V_S = \frac{1}{G_S * \gamma_W}$$

$$V_W = \frac{W_W}{\gamma_W} \quad \therefore V_W = \frac{\omega}{\gamma_W}$$



$$\text{Luego : } \gamma_{Sat} = \frac{W_{sat}}{V_T} = \frac{(1 + \omega)}{\left[\frac{\omega}{\gamma_W} + \frac{1}{G_S * \gamma_W} \right]_{SAT}} \quad \text{entonces}$$

$$\text{(saturado) } \gamma_{SAT} = G_S * \gamma_W \frac{1 + \omega}{1 + \omega * G_S} = \gamma_{SAT} \Rightarrow \text{Compárese con clave 2}$$

además :

$$\text{(sumergido) } \gamma' = \gamma_T - \gamma_W = G_S * \gamma_W \frac{1 + \omega}{1 + \omega * G_S} - \gamma_W = \frac{(G_S - 1)}{(1 + G_S)} \gamma_W$$

2.5 Problemas de clase

- (1) Una muestra pesa en estado húmedo 105 gr, y en estado seco, 87 gr. Si su volumen es 72 cm^3 y la gravedad específica de los sólidos 2,65, calcule ω , e , G_S , γ_d , γ_T , γ_{SAT} y γ'

Solución:

Dados: $W_T = 105 \text{ gr}$

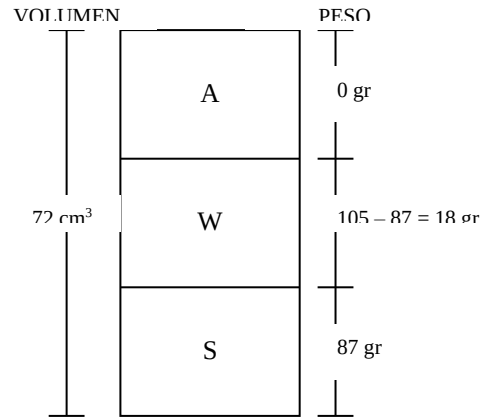
$W_S = 87 \text{ gr}$

$V_T = 72 \text{ cm}^3$

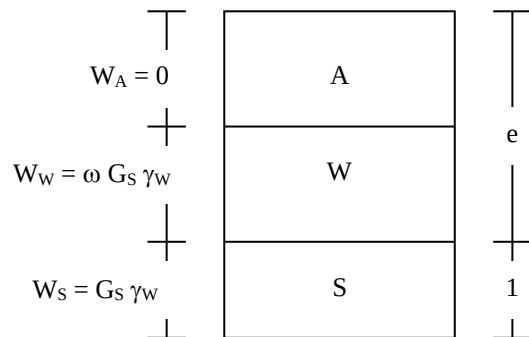
$G_S = 2,65$

$\gamma_w = 1 \text{ gr/cm}^3$

Como se involucra e , el modelo unitario conviene con $V_S = 1$



$$W_W = W_T - W_S = 105 - 87 = 18 \text{ gr.}$$



$$G_S = \frac{\gamma_S}{\gamma_w} = \frac{W_S}{V_S * \gamma_w} \Rightarrow V_S = \frac{W_S}{G_S * \gamma_w} = \frac{87}{2,65 * 1} = 32,83 \text{ cm}^3$$

$$V_V = V_T - V_S = 72 - 32,83 = 39,16 \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{39,16}{32,83} = 1,19 \text{ (relación de vacíos)}$$

$$\omega = \frac{W_W}{W_S} = \frac{105 - 87}{87} = 0,207 = 20,7\% \text{ (contenido de humedad)}$$

$$G_S = \frac{\gamma_S}{\gamma_W} = \frac{W_S}{V_S} * \frac{1}{\gamma_W} \Rightarrow W_S = G_S * \gamma_W$$

$$\omega = \frac{W_W}{W_S} \Rightarrow W_W = \omega * W_S$$

$$\gamma_T = \frac{W_T}{V_T} = \frac{G_S * \gamma_W + \omega * G_S * \gamma_W}{1 + e} = \frac{G_S * \gamma_W (1 + \omega)}{1 + e} = \frac{2,65 * 1 * (1 + 0,207)}{1 + 1,19}$$

$$\gamma_T = 1,46 \frac{gr}{cm^3} \text{ (Peso unitario total)} \quad \gamma_T = \frac{G_S * \gamma_W (1 + \omega)}{(1 + e)} \quad \text{I}$$

$$\text{En I si } \omega = 0 \Rightarrow \gamma_T = \gamma_d = \frac{G_S * \gamma_W}{1 + e} \quad \text{II}$$

$$\gamma_d = \frac{2,65 * 1}{(1 + 1,19)} = 1,21 \frac{gr}{cm^3} \text{ (Peso unitario seco)}$$

$$\begin{aligned} & \text{¿} V_W, V_S, V_V? \\ & S = \frac{V_W}{V_V} \left\{ \begin{aligned} & \gamma_W = \frac{W_W}{V_W} \Rightarrow V_W = \frac{W_W}{\gamma_W} \\ & G_S = \frac{\gamma_S}{\gamma_W} = \frac{W_S}{V_S} * \frac{1}{\gamma_W} \Rightarrow V_S = \frac{W_S}{G_S * \gamma_W} \\ & e = \frac{V_V}{V_S} \Rightarrow V_V = e * V_S = \frac{e * W_S}{G_S * \gamma_W} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

$$S = \frac{W_W * G_S * \gamma_W}{\gamma_W * e * W_S} = \frac{\omega * G_S}{e} = \frac{0,207 * 2,65}{1,19} = 0,461 = 46,1\% \text{ (Saturado)}$$

$$\text{Cuando } S = 1 \Rightarrow \omega = e/G_S \text{ (de II)}$$

$$\text{En I} \Rightarrow$$

$$\gamma_{SAT} = \frac{G_S * \gamma_W \left(1 + \frac{e}{G_S} \right)}{(1 + e)} = \frac{\gamma_W (G_S + e)}{(1 + e)} \quad \text{III}$$

$$\gamma_{SAT} = \frac{2,65 + 1,19}{(1 + 1,19)} = 1,75 \frac{gr}{cm^3}$$

$$\gamma' = \gamma_{SAT} - \gamma_W = 1,75 - 1 = 0,75 \frac{gr}{cm^3}$$

2) DADOS: $e = 0,8$; $\omega = 24\%$; $G_s = 2,68$; $\gamma_w = 62,4 \text{ lb/ft}^3$ □ $\gamma_T, \gamma_d, \gamma_{SAT}$?

$$\text{De I} \quad \gamma_T = \frac{G_s * \gamma_w (1 + \omega)}{(1 + e)} = \frac{2,68 * 62,4 (1 + 0,24)}{(1 + 0,8)} = 115,20 \text{ lb/ft}^3$$

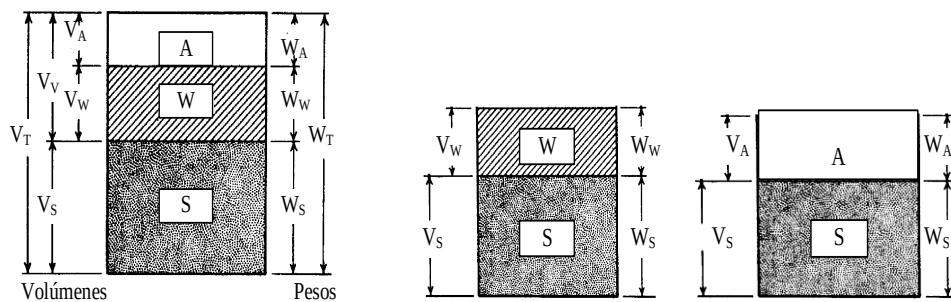
$$\text{De II} \quad \gamma_d = \frac{G_s * \gamma_w}{(1 + e)} = \frac{2,68 * 62,4}{(1 + 0,8)} = 92,91 \text{ lb/ft}^3$$

$$\text{De III} \quad \gamma_{SAT} = \frac{\gamma_w (G_s + e)}{(1 + e)} = \frac{62,4 (2,68 + 0,8)}{(1 + 0,8)} = 120,64 \text{ lb/ft}^3$$

Recuérdese que $\gamma_d \leq \gamma_T \leq \gamma_{SAT}$ y eso ocurre.

3) En las siguientes figuras se muestra una misma muestra del mismo suelo en tres condiciones diferentes: húmeda y en estado natural, y luego de compactada, muestras saturada y seca. Para estos casos, el PU del agua es 1 gr / cc . Si la gravedad específica del suelo es $2,7$ y el peso de los sólidos vale 50 gr , obtenga los tres pesos unitarios y la porosidad del suelo en cada estado, si:

- En el primer caso, para suelo húmedo en estado natural, el volumen de vacíos vale 80 cc y la Saturación es del 60% .
- En el segundo y tercer caso, para suelo saturado y seco, el volumen de vacíos es de 48 cc .
- Obtenga la densidad o compactación relativa D_R si el suelo anterior, en estado suelto, incrementa su volumen total del estado natural en el 20% .



4) Para un suelo saturado $n = 0,35$ y $G_s = 2,68$ determine el peso unitario sumergido, el peso unitario seco y el contenido de humedad.

[Ir a la página principal](#)

ENLACES U.N.

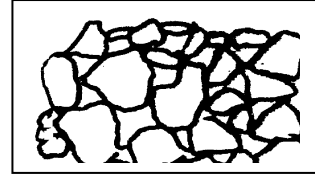
Aspectos geofísicos de los Andes de Colombia.	Cambio Climático en Colombia: La Amenaza. Antecedentes.	Manual de geología para ingenieros.
---	---	---

CAPÍTULO 3. ESTRUCTURA DEL SUELO Y GRANULOMETRÍA

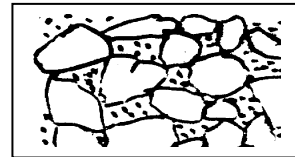
• Características y estructura de las partículas minerales.

⇒ Relaciones fino – agregados

Agregados sin finos, ejm. Un talus.: Contacto grano a grano. Peso volumétrico variable. Permeable. No susceptible a las heladas. Alta estabilidad en estado confinado. Baja estabilidad en estado inconfinado. No afectable por condiciones hidráulicas adversas. Compactación difícil.



Agregados con finos suficientes: Para obtener una alta densidad. Contacto grano a grano con incremento en la resistencia. Resistencia a la deformación. Mayor peso volumétrico. Permeabilidad más baja. Susceptible a las heladas. Relativa alta estabilidad (confinado o no confinado). No muy afectable por condiciones hidráulicas adversas. Compactación algo difícil.



Agregado con gran cantidad de finos, ejm. un coluvión: No existe contacto grano a grano; los granos están dentro de una matriz de finos; este estado disminuye el peso volumétrico. Baja permeabilidad. Susceptible a heladas. Baja estabilidad (confinado o no). Afectable por condiciones hidráulicas adversas. No se dificulta su compactación.

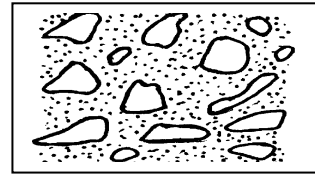


Figura 3.1 Depósitos de suelos transportados

Componente ⇒		ARENA	LIMO	MICA	CARBONATO	SULFATO	CAOLINITA	ILLITA	MONTMORILLO NITA	MATERIA ORGÁNICA	ALOFANO
Propiedad ↓											
Permeabilidad seco		++	-	M	m	m	-	--	--	++	m
Permeabilidad húmedo		++	+	+	m	m	-	--	--	++	++
Estabilidad volumétrica		++	++	++	++	++	+	-	--	+	m
Plasticidad – cohesión		+-	--	-	-	-	m	-	++	m	++
Resistencia seco			+	+	+	+	m	+	++	-	m
Resistencia húmedo			--	m	+	m	-	m	--	--	-
Compactación (ω óptima)		+	m	--	++	+	-	m	--	--	++

++ = muy alto + = alto = moderado - = bajo -- = muy bajo.

Tabla 3.1 Propiedades ingenieriles de los componentes del suelo

⇒ **Principales propiedades demandadas por el ingeniero.**

1. Estabilidad volumétrica: Los cambios de humedad son la principal fuente: Se levantan los pavimentos, inclinan los postes y se rompen tubos y muros.
2. Resistencia mecánica: La humedad la reduce, la compactación o el secado la eleva. La disolución de cristales (arcillas sensitivas), baja la resistencia.
3. Permeabilidad: La presión de poros elevada provoca deslizamientos y el flujo de agua, a través del suelo, puede originar tubificación y arrastre de partículas sólidas.
4. Durabilidad: El intemperismo, la erosión y la abrasión amenazan la vida útil de un suelo, como elemento estructural o funcional.
5. Compresibilidad: Afecta la permeabilidad, altera la magnitud y sentido de las fuerzas interpartícula, modificando la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y provocando desplazamientos.

Las anteriores propiedades se pueden modificar o alterar de muchas formas: por medios mecánicos, drenaje, medios eléctricos, cambios de temperatura o adición de estabilizantes (cal, cemento, asfalto, sales, etc.).

3.1.3 Estructura de los suelos – Fábrica textural y estructural del suelo.

La estructura primaria en su estado natural es la disposición y estado de agregación de los granos, lo que depende del ambiente de meteorización en los suelos residuales, o del ambiente de deposición en los suelos transportados. Esta es la fábrica textural que hereda el suelo. Otras discontinuidades en la masa, por ejemplo, pliegues y fracturas, por tectonismo, vulcanismo, etc., o las que marcan ciclos de actividad geológica (planos de estratificación, disolución, alteración, etc.), son la estructura secundaria y constituyen aspectos estructurales a mayor escala; esta es la fábrica estructural que hereda el suelo (relictos). En el proceso de sedimentación, las partículas sólidas están sometidas a fuerzas mecánica y eléctricas. Las primeras afectan todas las partículas (ambientes turbulentos, gravedad, etc.) y las segundas a las partículas finas (atracción, repulsión y enlaces iónicos, en medios acuosos). Cuando dominan fuerzas de atracción eléctrica, se produce floculación y cuando dominan

las de repulsión, y las partículas se separan, dispersión. La temperatura y concentración iónica influyen en la incidencia del medio acuoso de la sedimentación. Así, la estructura primaria puede ser:

El suelo puede fallar: Por los granos minerales, por la liga de los granos minerales (por la fábrica textural) y por la fábrica estructural.

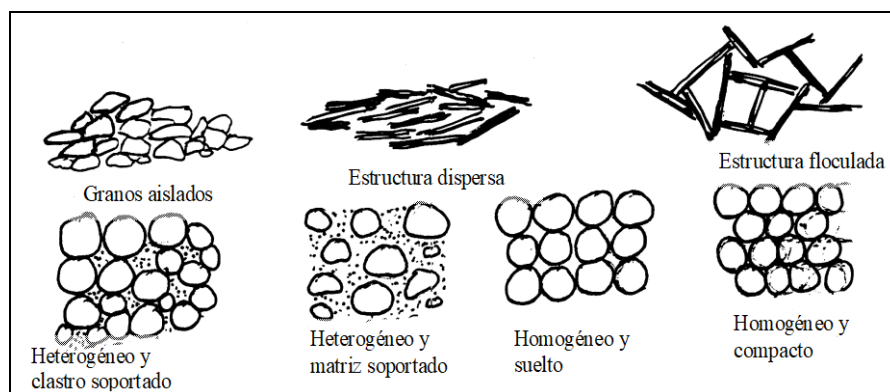
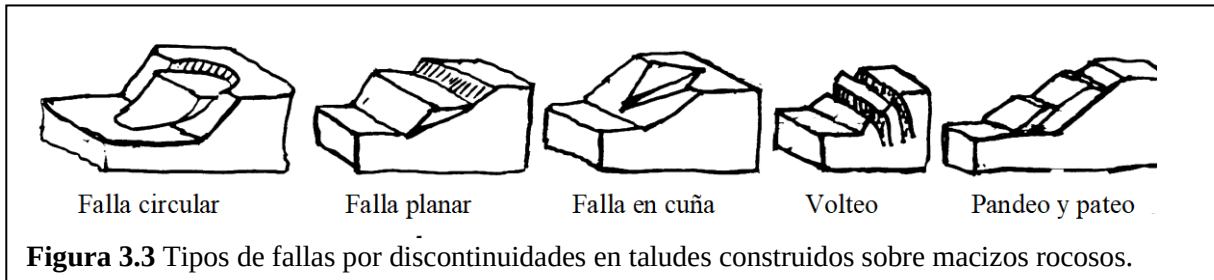


Figura 3.2 Estructura de suelos

ORIGEN	TEXTURA		FÁBRICA NO ORIENTADA			FABRICA ORIENTADA				
	Clase	Grano	Entrelazada	Cementada	Consolidada	Foliada	Cementada	Consolidada		
IGNEO	CRISTALINA	Fino	Basalto	Toba Aglomerado						
		Grueso	Granito							
	PIROCLÁSTICA	Fino								
		Grueso								
METAMORFICO	CRISTALINA	Fino	Horfels						Pizarra	
		Grueso	Mármol							
	CATACLÁSTICA	Fino	Milonita						Filonita Protomilonita	
		Grueso	Brecha							
SEDIMENTARIO	GRANO – CRISTALINA	Fino	Lidita	Limolita calcárea Conglomerado calcáreo		Lutita calcárea Lutita cuarzosa	Lutita arcillosa Lutita arenosa			
		Grueso	Caliza Oolítica							
	CLÁSTICA	Fino			Arcillolita Conglomerad o arenoso					
		Grueso								

Tabla 3.2 Textura y fábrica de materiales rocosos.**3.1.4 Tipos de falla por discontinuidades en roca**

Es falla circular cuando la roca está intensamente fracturada, la falla es planar si el buzamiento es mayor al del talud, la de cuña cuando dos familias de discontinuidades producen cuñas, con línea de cabeceo buzando más suave que el talud. La de volteo con buzamiento casi vertical y contrario; el pandeo por fricción plástica; el pateo ocurre cuando las losas, cuasiverticales y de pendiente conforme, pierden el talón. En las fallas planar y de cuña, la fricción puede sostener las losas y las cuñas cuando las discontinuidades están poco inclinadas. Recuérdese que el suelo residual hereda las debilidades de la roca madre y estas son los relictos.

Discontinuidades en macizos rocosos que forman relictos (fábrica estructural)

• Genéticas	Rocas ígneas	Estructuras de flujo: Contacto entre coladas de lavas
	Rocas metamórficas	Estructuras de retracción: Grietas por su friccionamiento
• Físico químicas	Rocas sedimentarias	Foliación: Gradiente de temperatura, presión y anatexia
	Todas las rocas	Estratificación: Contactos entre eventos deposicionales
• De gravedad	Todas las rocas	Termofracturas: Ciclos de temperatura y de secado – humedecimiento. Argilifracturas: si son por arcillas
	Todas las rocas	Halifracturas: Expansión de sales y arcillas en fracturas.
• Tectónicas	Todas las rocas	Gelifracturas: Ciclos de “congelación – fusión” de agua.
	Todas las rocas	Relajación: Tracción de desconfinamiento por erosión.
• Biológicas	Todas las rocas	Corte: Concentración de esfuerzos verticales en laderas.
	Todas las rocas	Estructuras de placa: Bordes destructivos y constructivos.
• Antrópicas	Todas las rocas	Fallas: Ruptura con separación de masas de roca.
	Todas las rocas	Diaclasas: Ruptura sin separación de masas de roca.
		Fracturas de pliegues radiales: Tracción y de corte = compresión.
		Acción de raíces: Expansión y penetración de la raíz.
		Tecnológica: Esfuerzos inducidos por el hombre.

3.1.5 El contexto para facilitar el texto geotécnico

Las observaciones de campo deben anotarse en forma apropiada, incluyendo además de los datos de localización, fecha y ejecutor, datos tales como los que siguen (más que importantes, son fundamentales):

Profundidad a partir de la superficie.

Color. Cuando existen motas, anotar sus coloraciones.

Inclusiones. Indicar si son carbonatos, hierro, raíces, materia orgánica, etc.

Textura y consistencia.

Dispersión de agua.

Tipo de perfil.

Geología. Tipo de rocas y formaciones en la región.

Aguas superficiales. Coloración, gasto, turbidez, etc.

Erosión. Tipo de erosión. Tipo de vegetación.

Presencia de deslizamientos. Uso y manejo del suelo.

Micro relieve en los suelos.

Mineral inferido.

3.1.6 Algunas claves para inferir

Aguas turbias: Montmorillonita. Salinidad en los suelos. Illita.

Aguas claras: Calcio, magnesio, suelo con hierro, suelo ácido, arenas.

Zanjas de erosión o tubificación: Arcillas salinas; esencialmente montmorillonita.

Desprendimientos del suelo: Caolinitas y cloritas.

Micro relieve superficial: Montmorillonita.

Formaciones rocosas graníticas: Caolinita y micas.

Formaciones rocosas basálticas, mal drenadas: Montmorillonita.

Formaciones rocosas basálticas, bien drenadas: Caolinitas.

Formaciones rocosas en areniscas: Caolinita, cuarzo.

Formaciones rocosas en lutitas y pizarras: Montmorillonita e illita (si hay salinidad).

Formaciones rocosas en calizas: Montmorillonita y cloritas.

Cenizas volcánicas – piroclastos: Alófanos.

Arcilla moteada rojo, naranja y blanco: Caolinitas.

Arcilla moteada amarillo, naranja y gris: Montmorillonita.

Arcilla gris oscuro y negro: Montmorillonita.

Arcilla café o café rojizo: Illita con algo de montmorillonita.

Arcilla gris claro o blanca: Caolinita y bauxita (óxido de aluminio).

Nódulos duros café – rojizo: Hierro, lateritas.

Suelos disgregables, de textura abierta, sin arcilla: Carbonatos, limos y arenas.

3.1.7 Definiciones

Sensibilidad: O susceptibilidad de una arcilla, es la propiedad por la cual, al perder el suelo su estructura natural, cambia su resistencia, haciéndose menor, y su compresibilidad, aumenta.

Tixotropía: Propiedad que tienen las arcillas, en mayor o menor grado, por la cual, después de haber sido ablandada por manipulación o agitación, puede recuperar su resistencia y rigidez, si se le deja en reposo y sin cambiar el contenido de agua inicial.

Desagregación: Deleznamiento o desintegración del suelo, dañando su estructura, anegando el material seco y sometiéndolo a calor.

Muestra inalterada: Calificación de valor relativo, para un espécimen de suelo tomado con herramientas apropiadas, retirado del terreno con los cuidados debidos, transportado, conservado y llevado al aparato de ensayo, de manera que pueda considerarse que las propiedades del suelo natural, que se desean conocer en la muestra, no se han modificado de manera significativa.

Muestra alterada: Espécimen con su estructura disturbada.

Suelo grueso -granular: Son los de mayor tamaño: Guijarros, gravas y arenas. Su comportamiento está gobernado por las fuerzas gravitacionales.

Suelos fino - granulares: Son los limos y arcillas. Su comportamiento está regido por fuerzas eléctricas, fundamentalmente.

Suelos pulvulentos: Son los no cohesivos, o suelos gruesos, pero limpios (sin finos); es decir, los grueso - granulares limpios.

Arcillas Vs limos: En estado seco o húmedo, tiene más cohesión la arcilla. La arcilla seca es dura mientras el limo es friable o pulverizable. Húmedos, la arcilla es plástica y el limo poco plástico. Al tacto, la arcilla es más suave y a la vista el brillo más durable.

3.1.8 Suelos especiales.

Suelos expansivos: La expansión se explica por absorción de agua, dada la deficiencia eléctrica del suelo, su alta superficie específica y su capacidad catiónica de cambio. Los problemas que ocasionan son altas presiones y grandes deformaciones. Son expansivos algunas veces los MH y CH con $LL \geq 50$.

Solución: Colocar una carga mayor a la presión máxima de expansión del suelo. Conservar la humedad natural (ω) constante aislando el volumen expandible. Mantener la humedad final del suelo por debajo de la humedad natural (drenando). Disminuir la presión de expansión, bajando la capacidad catiónica, con Ca^{++} y Mg^{++} . Reemplazar el suelo, traspasar la capa problemática, o pilotear a tracción. En haloisita, la cal no es buena, pero calentándola a $60^\circ C$ pasa a ser caolinita.

Suelos dispersivos: En estos suelos ocurre una defloculación de las arcillas. El fenómeno químico es propio de suelos salinos, cuando, por presencia de sodio se desplaza el agua recién venida y adsorbida, para romper los enlaces.

El chequeo del potencial dispersivo se hace contando iones disueltos de Na^+ , Mg^{++} , Ca^{++} y K^+ y comparando, con el total de sales, en términos de concentración, el resultado.

El efecto de la dispersión es la erosión interna (tubificación) y la pérdida de resistencia por destrucción de la estructura del suelo.

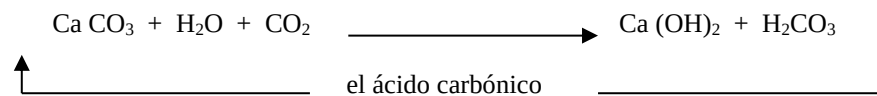
En un ensayo de erodabilidad, todos los suelos dispersivos son erodables. Los suelos dispersivos son sódico - cálcicos y el remedio es echar cal viva para sacar el Na^+ . Se presentan en el Huila y Guajira (ambiente árido y suelo marino).

Suelos colapsables: Los limos venidos de cenizas volcánicas son colapsables, en especial cuando son remoldeados; el LL de las cenizas volcánicas es muy alto y los enlaces iónicos son débiles. Los suelos de origen eólico (y las cenizas tienen algo de eso) son susceptibles, el agua (pocas veces) y el sismo, en casos de licuación, hacen colapsar el suelo.

Una arcilla metaestable es la que pierde cohesión por deslavado de bases, como ocurre en arcillas marinas de Noruega, llamadas arcillas colapsables.

Suelos orgánicos: El primer producto de estos materiales es la turba, materia orgánica en descomposición. Por su porosidad, tiene alto contenido de humedad, baja resistencia, alta compresibilidad e inestabilidad química (oxidable). Deben evitarse como material de fundación y como piso para rellenos. El humus es de utilidad económica y ambiental, por lo que debe preservarse.

Suelos solubles: La disolución se presenta en suelos calcáreos (calizas – yesos);



El ácido carbónico producido, ataca de nuevo los carbonatos del suelo, por lo que es recomendable aislar la obra del flujo de agua.

Laboratorio 1

Obtención del contenido de humedad ω

Equipo: Un recipiente para humedad.

Un horno con control de temperatura adecuado

Objetivo: $\omega = \frac{W_w}{W_s} * 100$ (en porcentaje); este ensayo rutinario determina la cantidad de agua presente en la muestra de suelo, en términos de su peso en seco (que es una cantidad constante).

Procedimiento: Pesar (con tapa) la cápsula de humedad. Su tamaño es $\phi = 5\text{cm}$ y $h = 3\text{cm}$, usualmente.

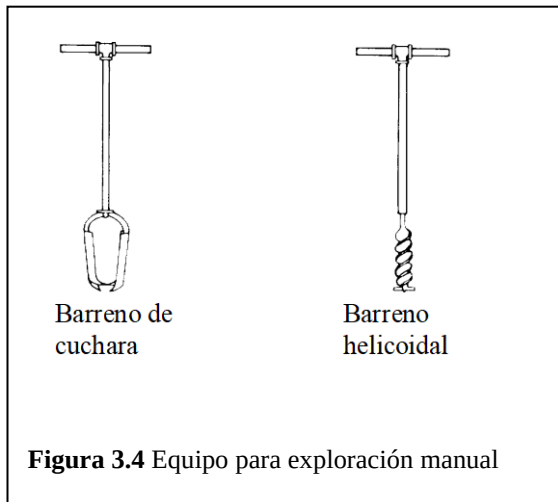
Colocar la muestra de suelo (suficiente) en la cápsula y pesarla en los primeros minutos de extraída la muestra (húmeda).

Lleve la muestra al horno y séquela hasta mostrar un peso constante. Registre el peso seco (con tapa).

NOTA: La temperatura de secado $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ y el tiempo de secado 12h – 18h.

Laboratorio 2

Recolección de muestras en el terreno



Equipo: Barreno manual, $\phi = 5\text{cm}$ a 10cm . (o barreno continuo motorizado).

Varillas de extensión, metro a metro, hasta 6 m.

Dos bolsas para muestras y 12 recipientes para contenido de humedad, previamente pesados en vacío.

Llave inglesa para articular las varillas de extensión del barreno.

Cinta metálica (20m) para localizar perforaciones.

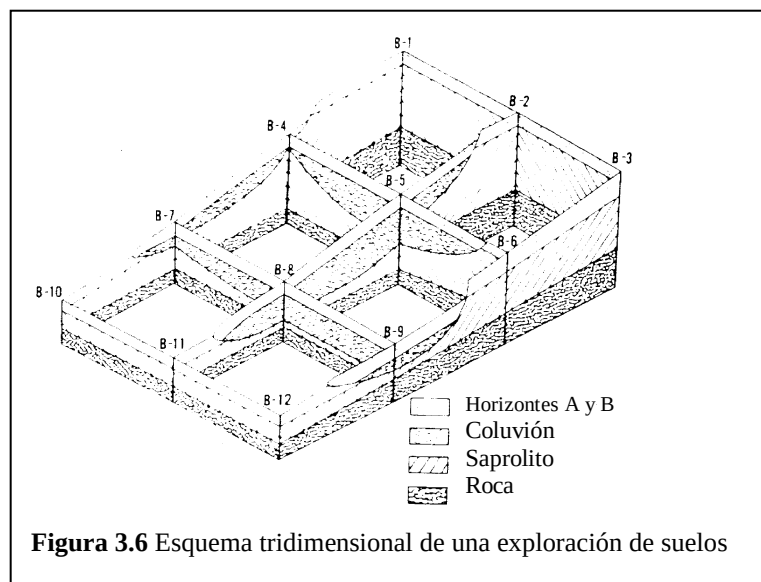
Objetivo: Conseguir muestras alteradas de suelo, en un apique manual.

Construir un perfil de suelos, simple, con su descripción.

Procedimiento: Se va perforando, y se toman dos muestras para humedad, por cada metro de perforación, donde cambie el estrato, o la apariencia del suelo. No demore en tapar las muestras para que la pérdida de humedad no sea significativa

Las dos bolsas son para guardar material, 10 Kg de suelo fino y seco al aire; las bolsas rotuladas correctamente, se almacenan para posterior práctica de suelos, excepto 5Kg, por bolsa, que se secan al aire y se utilizan en la práctica de la semana siguiente.

El segundo día, se determinan las humedades y se elabora el perfil del suelo y su localización en planta, con escala así: Escala vertical $2\text{cm} \rightarrow 1\text{m}$, y Escala Horizontal $2\text{cm} \rightarrow 15\text{m}$ (en hoja tamaño oficio).



Antes del trabajo de campo, y durante él, debe tenerse una visión geológica del lugar. Este es el contexto del trabajo, sin el cual el texto, que es el perfil, no merece confiabilidad en su interpretación.

Laboratorio 3

Gravedad específica de los sólidos

Equipo: Frasco volumétrico de 250 ml a 500 ml (seco al horno).

Bomba de vacío (o aspirador), para el frasco volumétrico o matraz.

Mortero y mango para morterear.

Balanza de 0,1 gr de precisión.

Agua (destilada) desaireada, con temperatura estabilizada.

Objetivo: A un agregado fino o a una arena, obtenerle su G_s (valor mayor que G_T y G_W), donde

$$G_s = \gamma_s / \gamma_0 \quad \gamma_0 = W_s / V_s \gamma_0$$

Aplicar la corrección por temperatura α , que se tabula para agua a temperatura $\neq 20^\circ\text{C}$.

$$\alpha_{20} = 1,0000 \text{ y } \gamma_w = 0,99823 \quad ; \quad \alpha_{22} = 0,9990 \text{ y } \gamma_w = 0,99785$$

$$\alpha_{18} = 1,0004 \text{ y } \gamma_w = 0,99862 \quad ; \quad \alpha_{16} = 1,0007 \text{ y } \gamma_w = 0,99877$$

$$\alpha_{24} = 0,9996 \text{ y } \gamma_w = 0,99732 \quad ; \quad \alpha_{26} = 0,9986 \text{ y } \gamma_w = 0,99681$$

Procedimiento: Mezcle 100gr – 120gr de suelo secado al aire con agua en un recipiente evaporador.

Si no existe mezclador eléctrico, remoje el suelo $\frac{1}{2}$ hora (secado al horno, 12 horas). El agua son 100 ml.

- Pese el frasco volumétrico vacío y llénelo luego, hasta la marca, con agua desaireada, sin agitar el agua o desaireándolo con la bomba, cuando esté al 75%. El cuello del frasco debe estar seco.
- Cuando el agua, no el menisco, esté en la marca, pese el frasco y registre W_{FW} . Registre la temperatura para utilizar la curva de calibración del frasco o MATRAZ.
- Luego de 20 minutos, transfiera el suelo saturado del plato evaporador al frasco volumétrico, sin dejar residuos en el plato.
- Añada agua con temperatura estabilizada y complete $\frac{2}{3}$ a $\frac{3}{4}$ del frasco volumétrico, solamente.
- Conecte el frasco a un ducto de vacío durante 10 minuto. Durante, agite suavemente la mezcla moviendo el frasco. La reducción en la presión del aire hará bullir el agua. Destape el frasco antes de cerrar el grifo, evitando ingreso de agua por gradiente de presión.
- Terminado el desaireamiento, sin introducir aire al frasco, añada agua hasta que el menisco alcance la marca del frasco.

- Pese el frasco y su contenido con precisión de 0,01 gr (a la estima) y registre W_{FWS} . Asegúrese que la temperatura esté dentro de 1°C con respecto a la utilizada al medir W_{FW} .
- Sin perder nada de suelo, vacíe el frasco a un plato de secado, llévelo al horno, séquelo y pese el contenido W_S .
- Calcule $G_S = \frac{\alpha * W_S}{W_{FW} + W_S - W_{FWS}}$ (α : en tablas)

3.2 GRANULOMETRÍA

3.2.1 Análisis granulométrico.

Proceso para determinar la proporción en que participan los granos del suelo, en función de sus tamaños. Esa proporción se llama gradación del suelo.

La gradación por tamaños es diferente al término geológico en el cual se alude a los procesos de construcción (agradación) y la destrucción (degradación) del relieve, por fuerzas y procesos tales como tectonismo, vulcanismo, erosión, sedimentación, etc.

3.2.2 Métodos de análisis granulométrico.

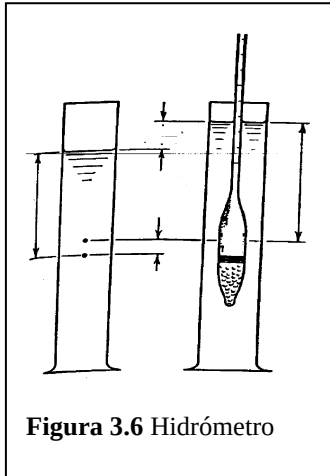
Comprende dos clases de ensayos: El de tamizado para las partículas grueso – granulares (gravas, arenas) y el de sedimentación para la fracción fina del suelo (limos, arcillas), pues no son discriminables por tamizado.

3.2.2.1 Método del tamizado.

Una vez se pasa el suelo por la estufa y se pulverice, se hace pasar por una serie organizada de tamices, de agujeros con tamaños decrecientes y conocidos, desde arriba hacia abajo. El primer tamiz, es el de mayor tamaño y es donde inicia el tamizado. Se tapa con el fin de evitar pérdidas de finos; el último tamiz está abajo y descansa sobre un recipiente de forma igual a uno de los tamices, y recibe el material más fino no retenido por ningún tamiz.

Con sacudidas horizontales y golpes verticales, mecánicos o manuales, se hace pasar el suelo por la serie de tamices, de arriba abajo, para luego pesar por separado el suelo retenido en cada malla.

Métodos de sedimentación: Son dos, el método del hidrómetro y el método de la pipeta. Ambos basados en las características de la sedimentación de las partículas del suelo en un medio acuoso. Se aplican, tales métodos, al “suelo fino”, es decir, al que ha quedado en el fondo de los tamices y que se denomina “pasa – 200”, material constituido por limos y arcillas.



3.2.2.2 Método del hidrómetro.

Se toma una probeta con agua, se mete suelo, se agita hasta que sea uniforme la suspensión; luego se deja en reposo para ir midiendo, con hidrómetro (para distintos tiempos transcurridos), la densidad de la suspensión, la que disminuye a medida que las partículas se asientan. La profundidad del densímetro, variable con la densidad de la suspensión (ARQUÍMEDES), es la base para calcular esa distribución de tamaños de granos finos que pasa la malla o tamiz # 200, con $\phi = 0,074$ mm. El sistema se calcula con “La Ley de Sotkes”, donde:

$$v = g * D^2 \frac{\rho_s - \rho_F}{18n} \quad \begin{matrix} \nearrow \text{ cm/sg} \\ (\text{N} \approx 100,51 D^2) \\ \nwarrow \text{ mm} \end{matrix} \quad (3.1)$$

v = velocidad en cm/seg = constante

n = viscosidad en Poises = gr/cm sg

g = gravedad en cm/seg²

ρ_s, ρ_F = densidades de los sólidos y la suspensión en gr/cm³

D = diámetro de una esferita (diámetro equivalente) en cm.

De la expresión

Con la expresión 3.1 se obtiene la del diámetro equivalente D :

$$D = \sqrt{\frac{18n * v}{g(\rho_s - \rho_F)}} = \sqrt{\frac{18n * v}{\gamma_s - \gamma_F}} = \sqrt{B * v} = \sqrt{B \frac{H}{t}} \quad (3.2)$$

Puesto que la viscosidad n y el peso unitario del fluido ($\gamma_F = \delta_F \cdot g$) cambian con la temperatura T , habría de calcularse B . $B = f(T, \gamma_S)$. En 3.2, la velocidad v es H sobre t ($v = H/t$).

El número N de partículas con $\phi > D$, usado en la curva granulométrica, se calcula con la profundidad H del centro del hidrómetro, la que dependerá de la densidad de la suspensión.

La fórmula 3.1 es válida si $0,2\mu \leq D \leq 0,2\text{mm}$ (sólo limos).

$$\text{Entonces: } N = \frac{G_S (\gamma_F - \gamma_W)}{W_S (G_S - 1)} V * 100 \quad (\% \text{ de partículas con } \phi < D = \sqrt{B * v})$$

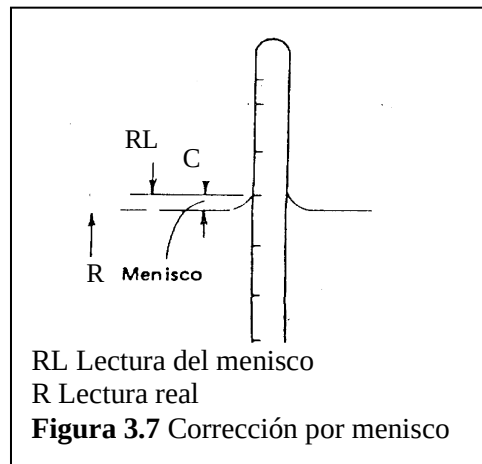
donde G_S gravedad específica de los sólidos, V volumen de la suspensión, W_S peso de los sólidos de la suspensión, γ_F peso unitario de la suspensión a la profundidad H , γ_W peso unitario del agua.

Toda esta situación alude a medidas hechas sucesivamente, después de transcurrido un tiempo t , en el que, a la profundidad H , no existen partículas con diámetro equivalente mayor que D , dado que ellas se han sedimentado (en minutos, horas y días).

3.2.2.3 Método de la pipeta.

A diferencia del anterior, aquí se deja constante el valor de H . También se parte de una suspensión agua – suelo, uniforme en el instante inicial, y que con el tiempo se modifica, dado que las partículas de mayor diámetro se precipitan a mayor velocidad, con fundamento en la Ley de Stokes. A distintos tiempos, desde el inicio, se toman muestras de la suspensión, a una misma profundidad predeterminada (H_0).

De cada muestra obtenida, se determina el peso de los sólidos, contenido por unidad de volumen de la suspensión, lo que constituye la base para el cálculo de la distribución (en proporción) de los tamaños de las partículas finas.



Menisco: El agua turbia no deja leer la base del menisco con el hidrómetro. (figuras 3.7)

Se lee R_L y la corrección será $c = R_L - R_{REAL}$, luego $R_{REAL} = R_L - c$ (corregido).

3.3 Curva granulométrica.

Los resultados de los ensayos de tamizado y sedimentación se llevan a un gráfico llamado curva granulométrica.

La fracción gruesa tendrá denominaciones, según el sistema:

	BRITÁNICO ₁	AASHTO ₂	ASTM ₃	SUCS ₄
	ϕ (mm)	ϕ (mm)	ϕ (mm)	ϕ (mm)
Grava	60 – 2	75 – 2	> 2	75 – 4,75
Arena	2 – 0,06	2 – 0,05	2 – 0,075	4,75 – 0,075
Limo	0,06 – 0,002	0,05 – 0,002	0,075 – 0,005	< 0,075
Arcilla	< 0,002	< 0,002	< 0,005	FINOS

- 4: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
 3: American Society for Testing and Materials
 2: American Association of State Highway and Transportation Officials
 1: B S – 5930: 1981

Para los suelos grueso – granulares, el diámetro equivalente está referido al agujero cuadrado de la malla. Para los finos, al diámetro de una esfera.

La curva se dibuja en papel semilogarítmico. Con la escala aritmética (ordenadas) los porcentajes en peso de partículas con $\phi <$ que cada uno de los lados de las abscisas. En escala logarítmica (abscisas) los tamaños de los granos en milímetros. Esta escala, debido a que los valores de ϕ varían de cm a μ .

Esta clasificación es necesaria en geotecnia, pero no suficiente. Se complementa siempre la granulometría con el ensayo de Límites de Atterberg, que caracterizan la plasticidad y consistencia de los finos en función del contenido de humedad.

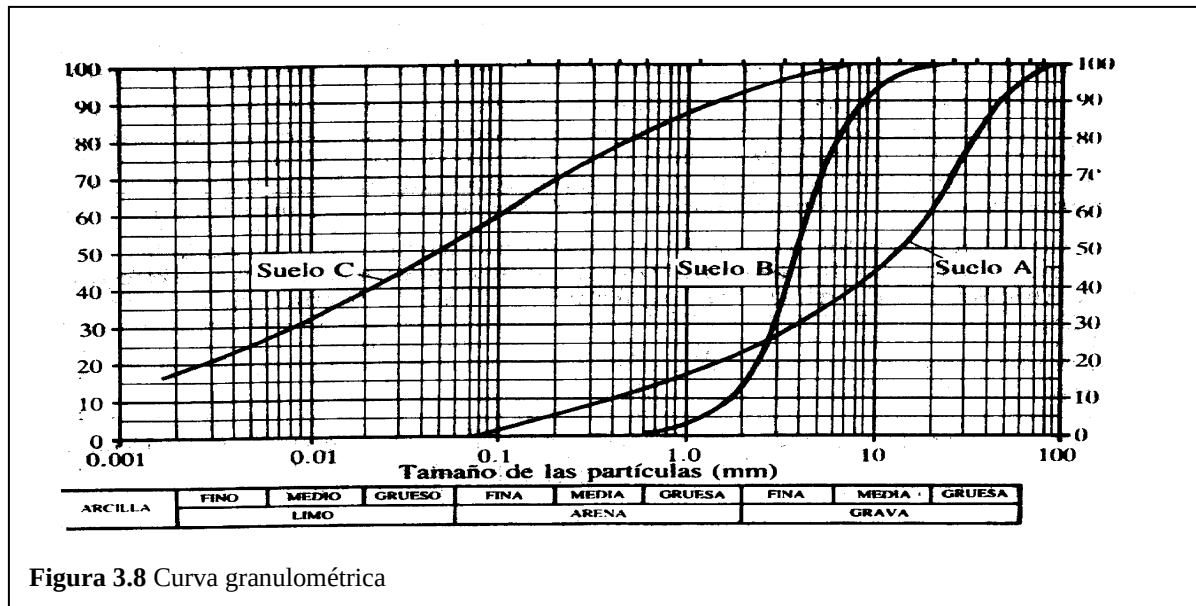


Figura 3.8 Curva granulométrica

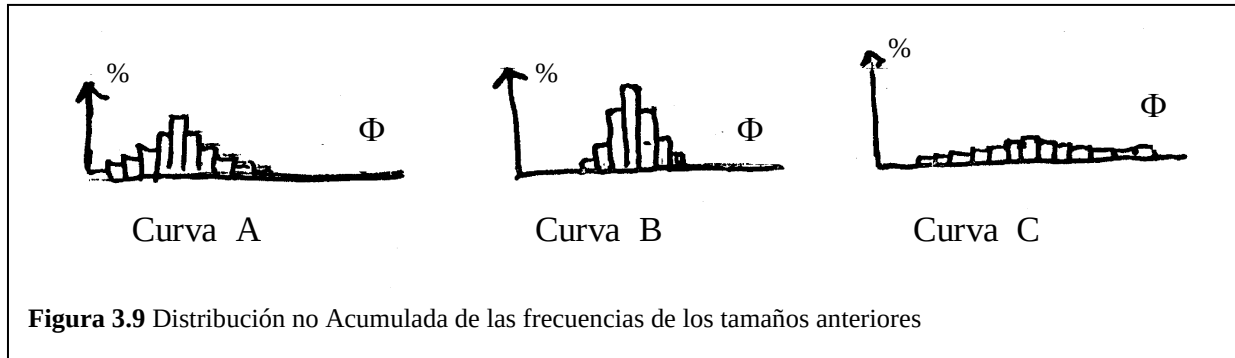
La curva A: Suelo bien gradado y de grano grueso.

B: mal gradado, poco uniforme (curva parada sin extensión)

C: Suelo arcilloso o limoso (fino)

T4 y T200 = Tamices o mallas.

3.4 Descripción de la gradación.



La forma de la curva de distribución de tamaños de partículas, indica si los tamaños varían en un rango amplio (curva C) o estrecho (curva B); si el rango tiende a los tamaños mayores del suelo grueso (A) o a los menores del suelo fino (C). Si todos los tamaños tienen proporciones en peso relativamente iguales, el rango es amplio y la curva suave, el suelo así será bien gradado (A y C). La mala gradación puede ser por falta de extensión (B) o por discontinuidad.

En suelos granulares la gradación, expresada numéricamente, la da el coeficiente de uniformidad C_u con el coeficiente de curvatura C_c .

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; \quad C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} \Rightarrow \text{bien gradado cuando} \begin{cases} C_u > 4 \text{ a } 6 \\ 1 < C_c < 3 \end{cases}$$

Cuanto más alto sea C_u , mayor será el rango de tamaños del suelo. Los D_i ; $i = 10, 30, 60$ son los tamaños ϕ de las partículas, para el cual el $i\%$ del material es más fino que ese tamaño.

Ejercicio 3.1

Calificar las curvas anteriores, calculando los coeficientes C_u y C_c .

CURV	D_{10}	D_{60}	D_{30}		C_u	C_c	Observación
A							
A	0,4	20	4,0	67%>T#4	50,0	2,0	Grava bien gradada
B	1,8	4,4	2,9	67%<T#4	2,40	1,1	Arena mal gradada
C	0,001	0,14	0,009	55%>T#200	NO PROCEDE		Suelo fino, ver límites
D	0,005	0,20	0,012	60%>T#200	NO PROCEDE		Suelo fino, ver límites

SUCS: Gravas: $C_u > 4$; Arenas: $C_u > 6$; $T_4 = 4,75\text{mm}$; $T_{200} = 0,075\text{mm}$

Tamices. Este es el rango de tamices, según el ASTM:

		ϕ abertura	Designación	ϕ abertura
Designación				
3 pulgadas	75 mm	N° 16	1180 μ	
2 pulgadas	50 mm	N° 20	850 μ	
1 ½ pulgadas	37,5 mm	N° 30	600 μ	
1 pulgada	25 mm	N° 40	425 μ	
¾ pulgada	19 mm	N° 50	300 μ	
⅜ pulgada	9,5 mm	N° 60	250 μ	
N° 4	4,75 mm	N° 100	150 μ	
N° 8	2,36 mm	N° 140	106 μ	
N° 10	2 mm	N° 200	75 μ	

Ejercicio 3.2

Dados los pesos retenidos, dibuje la curva de la arena dada.

TAMIZ	ϕ mm	W retenido	% retenido	% que pasa
4	4,75	9,7	1,9	98,1
10	2,00	39,5	7,9	90,2
20	0,840	71,6	14,3	75,9
40	0,425	129,1	25,8	50,1
60	0,250	107,4	21,5	28,6
150	0,150	105,0	21,0	7,6
200	0,075	8,5	1,8	5,9
Bandeja		1,3	X	
		472,1 gr	94,1%	

Muestra seca 500 gr; pérdida por lavado, 28 gr; total = 472 gr $\approx$ 472,1 $\equiv$ 94,4%.

Porcentaje retenido en el T4 = $(9,7/500) \cdot 100 = 1,9 \%$; porcentaje que pasa = $100 - 1,9 = 98,1 \%$

Explicación

$$\left. \begin{aligned}
 Cu &= \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,53}{0,15} = 3,5 \\
 Cc &= \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} = \frac{0,26^2}{0,15 * 0,53} = 0,85
 \end{aligned} \right\} \begin{aligned}
 &\text{Pobrementegrada y es arena. (\% que pasa T4 > 50\%)} \\
 &\text{Es fina (gran \% entre T10 - T40. Es limpia (\% pasa 200 < 5\%)).} \\
 &\text{Esto según SUCS}
 \end{aligned}$$

Ejercicio 3.3

Se tienen dos materiales α , β que no llenan los requerimientos del constructor. Se aprecia que, para llenarlos, el material α puede aportar los gruesos y β los finos requeridos, si se mezclan. Obtenga una solución que satisfaga las especificaciones dadas en el proyecto.

Solución.

La “fórmula básica” para mezclar dos materiales es $P = aA + bB$ I

Siendo: P = % de la mezcla que pasa por un tamiz dado.

A, B = % de α y β que pasan por un tamiz dado.

a, b = % en que α y β entran en la combinación.

Así: ----- $a + b = 1,0$

Luego, llevando II a I

$$P = (1-b)A + bB$$

$$P - A = b(B - A)$$

II

o sea:

de donde

$$b = \frac{P - A}{B - A}$$

Y similarmente

$$a = \frac{P - B}{A - B}$$

III

Malla	3/4"	1/2"	3/8"	T4	T8	T30	T50	T10	T20	
								0	0	
Especificación	100	80/100	70/90	50/70	35/50	18/29	13/23	8/16	4/10	Del constructor
α	100	90	59	16	3,2	1,1	0	0	0	} Disponible
β	100	100	100	96	82	51	36	21	9,2	

Obsérvese que el material α aporta gruesos y el β finos.

Escogemos cualquier tamiz (por ejemplo el 8) y un valor P en el rango de las especificaciones (el promedio, $P_8 = (35+50)/2 = 42,5\%$)

Siendo $A = 3,2\%$; $B = 82\%$, con III $a = 0,5$; $b = 0,5$. Entonces:

Malla	3/4"	1/2"	3/8"	T4	T8	T30	T50	T10	T20
								0	0

0,5 * α	50	45	29,5	8	1,6	0,6	0	0	0	} Para mezclar
0,5 * β	50	50	50	48	41	25	18	10,5	4,6	
Total	100	95	79,5	56	42,6	25,6	18	10,5	4,6	} Mezclado

Obsérvese que el nuevo material cumple con lo especificado.

[Ir a la página principal](#)

ENLACES U.N.:

A recuperar la cuenca del Risaralda. Agenda para el Territorio Conurbado Otún-Chinchiná. Agua como bien público. Amenaza para la Reserva de Río Blanco en Manizales. Boletines Ambientales del IDEA -U.N. Calentamiento global en Colombia. Centro Sur de Caldas: ¿Un Área Metropolitana? Cien años de civilidad en la construcción de territorio. Clima: las heladas. Colombia en el día de la Pachamama. Construyendo el territorio UMBRA. Degradación del hábitat y gestión ambiental. Desafío futuro- ciudades sostenibles e incluyentes. Dimensión urbano-regional de la movilidad. Dinámicas Territoriales y Paisaje Cultural Cafetero PCC Ecorregión Cafetera: evaluación ambiental del territorio. Eje Cafetero: Aeropuerto del Café y Ciudad Región [IEU- UN] Eje Cafetero: construcción social e histórica del territorio. El catastro multipropósito: sistema clave rezagado.	El Cuidado de la Casa Común: Agua y Clima. El futuro de la ciudad: caso Manizales. El territorio caldense: ¿un constructo cultural? El territorio como sujeto en el contexto del Magdalena Centro. El territorio de los Ansermas de la cultura Umbra. El territorio del Gran Caldas, “La Tierra del Café”. Legalidad y sostenibilidad de la guadua en la ecorregión cafetera. Manizales: El futuro de la ciudad. Manizales: perfil de su territorio y complejidades de su ordenamiento. Manizales- Un TIM verde para el POT.Manual de geología para ingenieros. Más espacio y oportunidades para el ciudadano. Medalla Alfonso Carvajal Escobar otorgada por la SCIA. Minería en Tolda Fría ¿y el agua qué? Misión de Sabios de Caldas: encuesta. Montañas y Teorías Orogénicas. Noroccidente de Caldas: un territorio forjado en Oro, Panela y Café. Nuestro corredor logístico para el PND.	Paisaje y región en la Tierra del Café. Planificación Estratégica para la movilidad en Manizales Plataformas Logísticas y Transporte Intermodal en Colombia. Preservación Ambiental e Hídrica dentro de la Declaratoria del PCCC. Procesos de Control y Vigilancia Forestal en la Región Pacífica y parte de la Región Andina de Colombia. Red de Veedurías de Caldas - Carta Abierta 2022. Río Blanco, cuna de vida... Sistematización de Experiencias y Estrategias de los PAI de la cuenca del río Guarinó y la Charca de Guarinocito. Subregiones del departamento de Caldas: Perfiles. Sustentabilidad y decrecimiento económico. Temas cívicos para agendas de desarrollo regional. UMBRA: la Ecorregión Cafetera en los Mundos de Samoga. Un tren de cercanías para la Ciudad Región del Eje Cafetero. Una mirada al contexto regional. Vicisitudes del Aeropuerto del Café – Aerocafé 2022. VIDEOTECA DEL MUSEO SAMOGA
--	---	---

CAPÍTULO 4. CONSISTENCIA Y PLASTICIDAD.

Etimológicamente, consistencia equivale a capacidad de mantener las partes del conjunto integradas, es decir, estabilidad y coherencia. En mecánica de suelos, sólo se utiliza para los suelos finos que, dependiendo del contenido de agua y su mineralogía, fluyen sin romperse.

La plasticidad de un suelo se atribuye a la deformación de la capa de agua adsorbida alrededor de los minerales; desplazándose como sustancia viscosa a lo largo de la superficie mineral, controlada por la atracción iónica. La plasticidad en las arcillas, por su forma aplanada (lentejas) y pequeño tamaño, es alta. La plasticidad del suelo depende del contenido de arcilla. Skempton (1953) expresó esta relación matemáticamente con la actividad A de la arcilla, así:

$$A = \frac{IP}{\% \text{ de arcilla}} \Rightarrow \% \text{ de arcilla} = \% \text{ en peso } W_S \text{ de partículas con } \phi < 2\mu \quad [4.3]$$

- La actividad de la caolinita es baja; Ejemplo, A = 0,38
- La actividad de la illita es media; Ejemplo, A = 0,90
- La actividad de la montmorillonita es alta. Ejemplo, A = 7,20

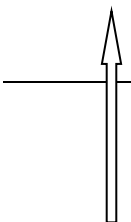
La plasticidad de la arcilla se atribuye a la deformación de las capas de agua adsorbida, que la liga a ella.

Stiction: es la cohesión c entre las pequeñas partículas de arcilla, responsable de su consistencia. Por sus formas aplanadas y pequeños tamaños, la alta relación entre área y volumen de granos, y su proximidad, se generan fuerzas interpartículas que los ligan. Estas fuerzas eléctricas que explican la cohesión tipo stiction son varias: las fuerzas de Van der Waal, sumada a la acción de algunos cationes y a cargas asociadas al efecto borde-cara entre granos. Si un bloque de arcilla seca se pulveriza, desaparece la stiction: se requiere humedecer el polvo para que esta fuerza cohesiva al igual que la plasticidad reaparezcan.

La consistencia de la arcilla seca es alta y húmeda es baja.

Atterberg (1911) establece arbitrariamente tres límites para los cuatro estados de la materia, así:

Estado líquido				
Crece la ω		$\Rightarrow$	Límite líquido	W_L LL
	Estado plástico	$\Rightarrow$	Límite plástico	W_P LP
	Estado semi – sólido	$\Rightarrow$	Límite de retracción	W_S LR



Estado sólido

- **Tabla 4.1** Límites para los cuatro estados de los suelos finos Atterberg 1911.

Un suelo está en estado líquido (arcilla o limo muy húmedos) cuando se comporta como un fluido viscoso, deformándose por su propio peso y con resistencia a la cizalladura casi nula. Al perder agua, ese suelo pierde su fluidez, pero continúa deformándose plásticamente; dado que pierde su forma, sin agrietarse. Si se continúa con el proceso de secado (de la arcilla o limo), el suelo alcanza el estado semi – sólido, si al intentar el remoldeo se desmorona. Si se saca más agua, a un punto en el cual su volumen ya no se reduce por la pérdida de agua, y el color toma un tono más claro, el estado del suelo se define como sólido.

El estado plástico se da en un rango estrecho de humedades, comprendidas entre los límites líquido y plástico. Este rango genera el Índice de Plasticidad IP, definido así:

$$IP = W_L - W_P \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{diferencia de contenido de} \\ \text{humedades en los LL Y LP} \end{array} \right. \quad [4.1]$$

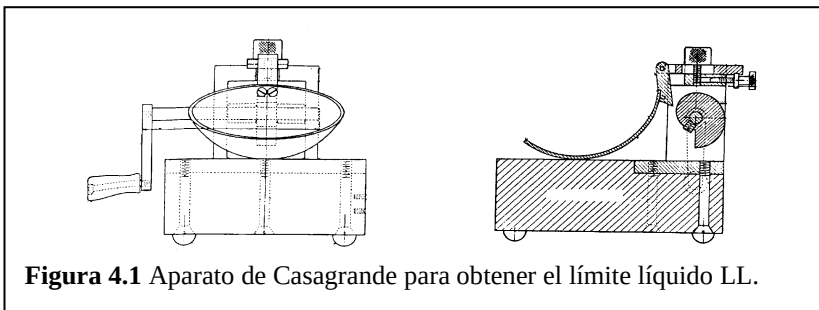


Figura 4.1 Aparato de Casagrande para obtener el límite líquido LL.

En consecuencia, los límites de Atterberg son contenidos de humedad del suelo, para suelos finos (limos, arcillas), solamente.

4.1 Índice de liquidez IL. El contenido de humedad natural ω , que presente una arcilla o un limo en el campo, puede compararse con sus límites W_p , W_L mediante el Índice de Liquidez, IL, así:

$$IL = \frac{\omega - \omega_p}{IP} * 100 \quad (\text{en } \%) \quad [4.2]$$

Si $IL \rightarrow 100\%$, el suelo en campo está cerca al LL; si $IL \rightarrow 0\%$, el suelo en campo está cerca al LP. Pueden presentarse arcillas con $IL < 0$, cuando $\omega < W_p$.

4.2 El límite líquido LL. Es el contenido de humedad ω_L requerido para que la muestra, en el aparato de Casagrande (Figura 4.1) cierre una ranura de $\frac{1}{2}$ '' de amplitud, a los 25 golpes generados a la cápsula de bronce, con un ritmo de dos golpes por minuto (Ejercicio 5.1). Los valores corrientes son: para arcillas 40 a 60%, para limos 25 a 50%; en arenas no se obtienen resultados.

4.3 El límite plástico LP. Es el menor contenido de humedad ω_p para el cual el suelo se deja moldear. Esto se dice cuando, tomando bolas de suelo húmedo, se pueden formar rollitos de $\frac{1}{8}$ '' sobre una superficie plana, lisa y no absorbente. Sin agrietarse el suelo, no hay LP, y con muchas tampoco se tiene el LP. Los valores típicos entre arenas y arcillas se encuentran entre 5 y 30%. En arenas la prueba no es posible.

4.4 El límite de retracción LR (o L. de Contracción). Se define el límite de retracción como el máximo contenido de agua w_l al cual una reducción en humedad no causa una disminución en el volumen de la masa de suelo. Para medirlo, se coloca en una cápsula el suelo húmedo ($\omega > \omega_L$) y se determina su peso W_i y volumen V_i , siendo V_i también el volumen de la cápsula. Se seca el suelo en la estufa y se obtiene su peso W_f y volumen V_f . El problema está en obtener V_f , y el cual se logra conociendo el peso del mercurio desplazado por el suelo seco, operación que es delicada; así se tiene:

$$LR = \frac{(W_i - W_f) - (V_i - V_f) \gamma_w}{W_f} * 100 \quad [4.4]$$

donde $(V_i - V_f)\gamma_w$ es el peso del agua perdida y $(W_i - W_f) - (V_i - V_f)\gamma_w$ es el peso del agua en la muestra, cuando está en el límite de retracción. El LR se denomina también límite de contracción del suelo. Los valores corrientes son: para arcillas 4 a 14%, para limos 15 a 0%; en las arenas no se da cambio del volumen por el secado.

4.5 Índice de consistencia, IC (o I. de liquidez)

Puede tener valores negativos y superiores a 100%

$$IC = \frac{\omega_L - \omega}{\omega_L - \omega_p} * 100$$

4.6 Índice de retracción, IR. Este, indica la amplitud del rango de humedades dentro del cual el suelo se encuentra en estado semisólido.

$$IR = LR - LP$$

Ejercicio 4.1.

Clasificar por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos las siguientes muestras

Profundidad	W	wp	wl	Ip	P200	SUCS
M	%	%	%	%	%	
0,60 – 0,80	30	29	51	22	81.4	MH – CH
4,00	17,2	19	30	11	51	CL
0,40 – 0,60	27	28	49	21	78	CL – ML

• Ejercicio 4.2

Clasificar por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos las siguientes muestras.

Sondeo	Muestra	Z	WL	Wp	Ip	P200	SUCS
3	1	7	62	49	13	74.2	MH
4	1	10	134	76	58	51.7	MH
5	2	9	72	46	26	92.9	MH
6	1	6	59	40	18	74.9	MH
7	1	4.00 - 4.30	118	72	46	77.9	MH
8	1	9	108	60	48	31.9	SM
9	1	8	63	50	13	81.8	MH
10	1	3.00 - 3.30	102	64	38	79.1	MH
11	1	10	84	44	40	97.6	MH
12	1	10	187	101	86	62.7	MH
15	1	7	132	70	62	75.5	MH

4.7 Propiedades de limos y arcillas

- Resistencia en estado seco** de un bloque o terrón de suelo: se toma un espécimen seco del suelo y se golpea con un martillo. En la arcilla la resistencia seca es alta y en el limo la resistencia seca es baja.
- Dilatancia:** llamada prueba de sacudimiento, porque se coloca una porción muy húmeda en la palma de la mano que, al golpearla con la otra mano por debajo, hace que el agua de suelo aflore y luego pueda desaparecer, ocurriendo rápido en limos o lentamente en arcillas.
- Tenacidad:** mide la plasticidad del suelo y se evalúa formando rollitos de 1/8" o (3mm). Si con suelos húmedos los rollitos así no se agrietan ni desintegran, tenemos arcillas; si lo hacen, limos.
- Sedimentación o dispersión:** se disgrega el suelo triturándolo para separar los granos; se hace una suspensión en agua y en recipiente de vidrio se mezcla y homogeneiza la mezcla, luego se deja reposar: Así, la arena se deposita en segundos, el limo en minutos y pocas horas, y la arcilla en varias horas e incluso días, quedando turbia el agua.
- Brillo:** se frota el suelo húmedo en su superficie con una navaja. La superficie brillante indica arcilla y la superficie color mate, limo.

Tabla 4.2 IDENTIFICACION MANUAL DE SUELOS FINOS

Suelo fino	Resistencia en estado seco	Dilatancia	Tenacidad	Tiempo de asentamiento
Limo arenoso	Muy baja	Rápida	Debilidad a fiable	30seg –60min
Limo	Muy baja	Rápida	Débil a fiable	15min–60min
Limo arcilloso	Baja a media	Rápida a lenta	Media	15min- varias horas
Arcilla arenosa	Baja a alta	Lenta a nada	Media	30seg- varias horas
Arcilla limosa	Media alta	Lenta a nada	Media	15min-varias horas
Arcilla	Alta a muy A	Ninguna	Alta	Varias horas a días
Limo orgánico	Baja a muy alta	lenta	Débil a fiable	15min-varias horas

Arcilla orgánica	Media a muy alta	Ninguna	alta	Varias horas a días
------------------	------------------	---------	------	---------------------

Nota: para las pruebas, retirar fragmentos con $\Phi > T\#40 = 420\mu = 0.42\text{mm}$

Definiciones

Textura: proporción relativa en que se encuentran en un suelo varios grupos de granos de tamaños diferentes. Proporción relativa de fracciones de arena, limo y arcilla en el suelo.

Clase textural franca: cuando el suelo es una mezcla relativamente igual de arena, limo y arcilla, se denomina suelo franco. Clase franco-arenosa: cuando la arena es dominante. Clase franco-limosa: cuando el limo es abundante. Clase franco-arcillosa: cuando la arcilla es abundante

Arcilla inalterada: es la que mantiene su estructura original sin disturbios causados por remoldeo mecánico o manual

Arcilla remoldeada: es la que ha sufrido destrucción notoria de la estructura original cuando su condición o estado natural se ha alterado de forma severa.

Arcilla rápida: es la que ha sufrido debilitamiento de sus enlaces químicos por hidrólisis o lixiviación, sin que se haya modificado su fábrica textural. Por esta razón tale arcilla resulta propensa al colapso y de sensibilidad muy elevada.

Tixotropía: Propiedad por la cual un suelo húmedo que se toma para ablandarlo, manipulándolo hasta alcanzar un estado fluido viscoso, después de un tiempo de reposo puede recuperar sus propiedades de resistencia y rigidez, siempre y cuando la humedad no se le modifique. La mayoría de las arcillas son tixotrópicas en mayor o menor grado.

Sensitividad: llamada también sensibilidad o susceptibilidad es la medida de la pérdida de resistencia de una arcilla causada por el remoldeo, es decir, por modificación de su estructura natural. Se mide la Sensitividad St con el valor de la resistencia a la compresión simple, según la expresión:

$$St = \text{Resistencia Inalterada} / \text{Resistencia Remoldeada}$$

La escala de Sensitividad (St) de Skempton y Northey es:

Insensitiva: $St < 2$, Mediana: $St 2$ a 4 , Sensitiva: $St 4$ a 8 , Muy sensitiva: $St 8$ a 16 , Rápida: $St > 16$

[Ir a la página principal](#)

ENLACES U.N.:

<u>Ciclo Geológico. Colombia: agro y nueva ruralidad. Ecorregión y bioturismo.</u>	<u>Geología Estructural. Geomorfología. Materia y Energía. Minerales.</u>	<u>¿Para quién la plusvalía urbana? Tiempo geológico. Un S.O.S. por la bambusa guadua.</u>
--	---	--

Capítulo 5. CLASIFICACIÓN DE SUELOS.

Resolver un problema de geotecnia supone conocer y determinar las propiedades del suelo; por ejemplo:

- 1) Para determinar la velocidad de circulación de un acuífero, se mide la permeabilidad del suelo, se utiliza la red de flujo y la ley de Darcy.
- 2) Para calcular los asentamientos de un edificio, se mide la compresibilidad del suelo, valor que se utiliza en las ecuaciones basadas en la teoría de la consolidación de Terzaghi.
- 3) Para calcular la estabilidad de un talud, se mide la resistencia al corte del suelo y este valor se lleva a expresiones de equilibrio estático.

En otros problemas, como pavimentos, no se dispone de expresiones racionales para llegar a soluciones cuantificadas. Por esta razón, se requiere una taxonomía de los suelos, en función de su comportamiento, y eso es lo que se denomina clasificación de suelos, desde la óptica geotécnica.

Agrupar suelos por la semejanza en los comportamientos, correlacionar propiedades con los grupos de un sistema de clasificación, aunque sea un proceso empírico, permite resolver multitud de problemas sencillos. Eso ofrece la caracterización del suelo por la granulometría y la plasticidad. Sin embargo, el ingeniero debe ser precavido al utilizar esta valiosa ayuda, ya que soluciones a problemas de flujos, asentamientos o estabilidad, soportados sólo en la clasificación, puede llevar a resultados desastrosos.

Las relaciones de fases constituyen una base esencial de la Mecánica de Suelos. El grado de compacidad relativa de una arena es seguro indicador del comportamiento de ese suelo. La curva granulométrica y los Límites de Atterberg, de gran utilidad, implican la alteración del suelo y los resultados no revelan el comportamiento del suelo in situ.

5.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.

Inicialmente se tienen suelos granulares o finos, según se distribuye el material que pasa el tamiz de $3'' = 75 \text{ mm}$; el suelo es **fino** cuando más del 50% pasa el T#200, si no, es **granular**.

a. Los suelos granulares se designan con estos símbolos

Prefijos

G	Grava	El 50% o más es retenido en el T4
S	Arena	Sí más del 50% pasa el T4

Sufijos

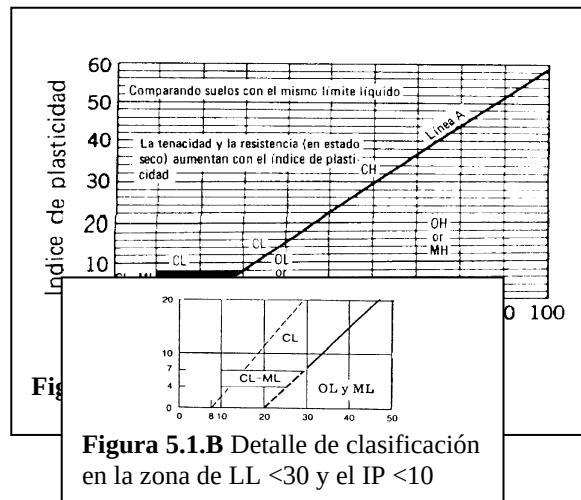
W	bien gradado		P	mal gradado	Depende del Cu y Cc
M	Limoso		C	Arcilloso	Depende de WL y el IP

Si menos del 5% pasa el T200, los sufijos son W o P, según los valores de C_u y C_c . Si más del 12% pasa el T# 200, los sufijos son M o C, dependiendo de W_L e IP . Si el porcentaje de finos está entre el 5% y el 12%, se utilizan sufijos dobles (clase intermedia).

b. Los suelos finos se designan con estos símbolos.

Prefijo		Sufijo	
s		s	
M	Limo	L	Baja plasticidad ($WL < 50\%$)
C	Arcilla	H	Alta plasticidad ($WL > 50\%$)
O	Orgánico	En la carta de plasticidad separados por la línea B.	

Esta clasificación está basada sólo en los límites de Atterberg para la fracción que pasa el T40, y se obtiene a partir de la llamada CARTA DE PLASTICIDAD así:



$$\text{Línea A : } IP = 0,73(LL - 20)$$

$$\text{Línea U : } IP = 0,9(LL - 8)$$

Sobre la línea A: arcillas inorgánicas.

Debajo de la línea A: limos y arcillas orgánicas.

La línea B: $LL = 50$ separa H de L

NOTA: G = gravel; W = well; C = clay; P = poor; F = fair $\equiv$ M = mud S = sand; M = mud; L = low; H = high; O = organics; Pt = pest

GRUP	NOMBRES TÍPICOS DEL MATERIAL
O	
GW :	Grava bien gradada, mezclas gravosas, poco o ningún fino.
GP :	Grava mal gradada, mezclas grava – arena, poco o ningún fino.
GM :	Grava limosa, mezclas grava, arena, limo.
GC :	Grava arcillosa, mezclas grava – arena, arcillosas.
SW :	Arena bien gradada.
SP :	Arena mal gradada, arenas gravosas, poco o ningún fino.
SM :	Arenas limosas, mezclas arena – limo.

SC :	Arenas arcillosas, mezclas arena – arcilla.
ML :	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, limo arcilloso, poco plástico, arenas finas limosas, arenas finas arcillosas.
CL :	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras (pulpa)
OL :	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.
MH :	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos (ambiente marino, naturaleza orgánica silíceo), suelos elásticos.
CH :	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas gruesas.
OH :	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos.
Pt :	Turba (carbón en formación) y otros suelos altamente orgánicos.

-
- **Tabla 5.1** Nombres típicos de los materiales.

Este sistema propuesto por Arturo Casagrande (1942) lo adopta el cuerpo de Ingenieros de EE.UU. en los aeropuertos y, actualmente, es ampliamente utilizado en el mundo, al lado del sistema de la AASHTO o el de la ASTM, todos basados en los LIMITES Y LA GRANULOMETRÍA.

• 5.1.1.1 Definición del Grupo SUCS, con la CARTA DE PLASTICIDAD

Se han definido, para gravas (G) y arenas (S), la situación W o P de acuerdo a dos coeficientes: C_u y C_c (Sección 3.4) ¿cuándo decimos que es GM, GC,, SM o SC? (ver carta de plasticidad figura 5.1A)

$$\left. \begin{array}{l} \text{GM} \Rightarrow \text{Debajo de la línea A o } IP < 4 \\ \text{GC} \Rightarrow \text{Sobre la línea A o } IP > 7 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Sobre la línea A con} \\ 4 < IP < 7 \Rightarrow \text{doble símbolo} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{SM} \Rightarrow \text{Debajo de la línea A o } IP < 4 \\ \text{SC} \Rightarrow \text{Sobre la línea A o } IP > 7 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{En la zona sombreada con} \\ 4 \leq IP \leq 7 \Rightarrow \text{doble símbolo} \end{array}$$

Adicionalmente, como se señaló atrás (Sección 5.1)

- GW, GP, SW, SP exigen que MENOS del 5% pase el T# 200
- GM, GC, SM, SC exigen que MAS del 12% pase el T# 200
- Si el porcentaje de finos está entre 5% y 12%, se requiere símbolo doble.

Grupo	VALORACIÓN ATRIBUTOS				APTITUDES SEGÚN USOS
GW	+++	++	+++	+++	Mantos de presas, terraplenes, erosión de canales.
GP	++	+++	++	+++	Mantos de presas y erosión de canales.
GM	++	-	++	+++	Cimentaciones con flujo de agua.
GC	++	--	+	++	Núcleos de presas, revestimientos de canales.
SW	+++	++	+++	+++	Terraplenes y cimentación con poco flujo.
SP	m	++	++	++	Diques y terraplenes de suave talud.
SM	m	-	++	+	Cimentación con flujo, presas homogéneas.

SC	++	--	+	+	Revestimiento de canales, capas de pavimento
ML	m	-	M	m	Inaceptable en pavimentos, licuable.
CL	+	--	M	m	Revestimiento de canales, pero es erodable.
OL	m	-	--	m	No recomendable, máximo si hay agua.
MH	--	-	-	---	Inaceptable en cimentaciones o bases (hinchable)
CH	--	--	--	---	Inaceptable en cimentación (hinchable)
OH	--	--	--	---	Inaceptable en cimentaciones o terraplenes.
CARACTERÍSTICAS FUNDAMENTALES	Facilidad de tratamiento en obra	Permeabilidad	Resistencia al corte	Compresibilidad	Sobresaliente Muy alto Alto Moderado Deficiente Bajo Muy bajo
					+++ ++ + m - -- ---

Tabla 5.2 Características y uso de los suelos (Grupo del SUCS)

• **Ejercicio 5.1**

Con base en las curvas de gradación de la Figura 3.8, en el ejercicio 3.1 y demás datos, clasificar esos mismos suelos.

Suelo A: Suelo granular sin finos (67% de la fracción granular se retiene en el T# 4 = 4,75mm); $C_u = 50$ y $C_c = 2 \Rightarrow$ GW

Suelo B: Suelo granular sin finos (33% de la fracción granular se retiene en el T# 4 = 4,75mm); $C_u = 2,4$ y $C_c = 1,1 \Rightarrow$ SP

Suelo C: Suelo fino – granular (45% de este suelo se retiene en el T# 200 = 0,075mm). Agreguemos como datos nuevos que: $\omega_L = 40\%$; $\omega_P = 18\%$; $IP = 22$; como $LL < 50$; $IP > 7$ (Sección 5.1) $\Rightarrow$ CL

Suelo D: Suelo fino – granular (más de la mitad, 61%, pasó el T# 200). Agreguemos que $LL = 65$ y que $IP = 20$, como $LL > 50$, la plasticidad es alta y como $IP = 20$, está bajo la línea A. De acuerdo a la CARTA, dos posibilidades MH u OH, para evaluar los datos de campo. Y esa evaluación $\Rightarrow$ MH

5.2 Clasificación de la AASHTO.

Este es el sistema del Departamento de Caminos de U.S.A., introducido en 1929 y adoptado por la “American Association of State Highway Officials” entre otras. Es de uso especial para la construcción de vías, en especial para manejo de subrasantes y terraplenes.

Los grupos de suelos son 7, subdivididos en otros más (para llegar a 12)

a) Grueso granulares: 35% o menos pasa el T-200 comprende

A-1, si menos del 20% pasa el T-200 y menos del 50% pasa el T-40, pero en el P40 el $IP < 6\%$.

A-2, si menos del 35% pasa el T-200, (limoso o arcilloso), y el material no cumple con A-1 ni A-3.

A-3, si menos del 10% pasa el T-200 y 51% o más pasa el T-40, pero si el P40 no es plástico.

b) Suelos fino granulares (grupo limo arcilla): más del 35% pasa el T-200

A-4 si $IP \leq 10$ (limo) y $LL \leq 40\%$

A-5 si $IP \leq 10$ (limo) y $LL \geq 41\%$

A-6 si $IP \geq 11$ (arcilla) y $LL \leq 40\%$

A-7 si $IP \geq 11$ (arcilla) y $LL \geq 41\%$

En consecuencia: A-1 = cascajo y arena; A-3 = arena fina; A-2 = cascajos y arenas limosas o arcillosas; A-4 y A-5 suelos limosos, y A-6 y A-7 suelos arcillosos

A-1 y A-3 son suelos excelentes y buenos, A-2 buenos y moderados, y A-6 y A-7 son suelos de moderados a pobres.

Grupo Suelos.	Permeabilidad	Elasticidad.	Cambio de volumen.	Capilaridad.	Bases de pavimentos.	Sub bases.	Terraplenes.	Valoración escala.
A-1	--	---	--	-	++	++	++	+++ Sobresaliente.
A-2	-	++	+	m	-	M	+	++ Muy alto.
A-3	+	-	--	-	+	+	+	+ Alto.
A-4	-	+	+-	++	-	-	+-	m Moderado.
A-5	-	m	++	++	---	-	--	- Deficiente.
A-6	---	-	++	++	--	--	-	-- Bajo.
A-7	--	m	++	++	--	--	--	--- Muy bajo.

Tabla 5.3 Características de suelos –según la AASHTO–

Pero estos suelos tienen subclases así:

A-1-a: si $IP_{del\ P40} < 6\%$ Además el $P_{200} \leq 15\%$, $P_{40} \leq 30\%$ y $P_{10} \leq 50\%$ $\leq$

A-1-b si es del grupo A1 y no cumple con A-1-a

A-2-4 ; A-2-5, A-2-6, y A-2-7: según la fracción fina se encuentre en las zonas 4, 5, 6 o 7 de la Carta de Plasticidad AASHTO de la Fig 5.2

A- 3 no tiene subclases.

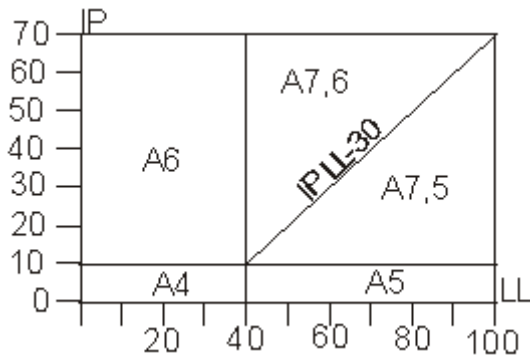


Figura 5.2 Carta de Plasticidad AASHTO

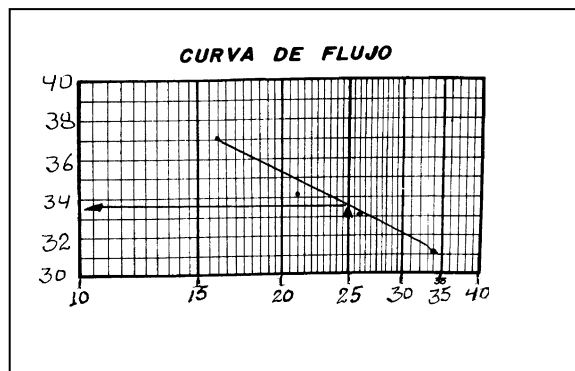
Ejercicio 5.2

Calcular el LL y Fi si se da el papel semilogarítmico de laboratorio, y el número de golpes para 4 contenidos de humedad, en el ensayo con la Cazuela de Casagrande (Figura 4.1)

$\omega_i = 31,1\% - 33,1\% - 34,2\% - 37,1\%$

$N_i = 34 - 27 - 22 - 17$ golpes

R/ Por interpolación, la humedad para $N = 25$ golpes, da $LL = 33,5\%$.



El Fi : Como el gráfico semilogarítmico de N contra ω , da una línea recta, llamada LÍNEA DE FLUIDEZ, su pendiente, denominada ÍNDICE

DE FLUJO Fi , está dada por $Fi = \frac{(\omega_j - \omega_i)}{\log\left(\frac{N_j}{N_i}\right)}$.

$$Fi = \frac{\Delta \omega}{\log\left(\frac{N_j}{N_i}\right)}$$

$$Fi = \frac{32 - 37,6}{\log \frac{31}{15}}$$

Calcule Fi .

R/ El índice de flujo, del suelo anterior, es $Fi = -17,8$.

- Ejercicio 5.3**

Clasifique los siguientes suelos, en el sistema SUCS.

T# 200 T# 4	Retenido 20% Pasa: 9,2%	Pasa: 30% Retenido: 10%	Pasa: 8% Retenido: 2%	Retenido: 20% Pasa: 92%	Pasa: 8% Pasa: 60%
Cu Cc	4 1,5	4 2	8 2	4 1,5	7 5
$\omega_L = \begin{cases} \text{en los} \\ \omega_P = \end{cases}$ finos	250% 100%	40% 25%	45% 31%	250% 150%	60% 40%
Observación adicional	Buen contenido de materia orgánica	Pasa el 4 y retiene el 200 60%	Pasa el 4 y retiene el 200 90%	Contenido despreciable de materia orgánica	IP = 20
R /	OH	SC	SW – SM	MH	SP – SM

Nota: Para este ejercicio, es fundamental utilizar la Carta de Plasticidad en suelos finos y Criterios de Gradación en suelos grueso granulares – máximo si hay suelos de FRONTERA

• Ejercicio 5.4

Clasifique los siguientes suelos, según AASHTO y SUCS.

Suelo	A	B	C	Suelo	A	B	C	
T4	----	----	69,3	T100	----	----	19,8	
T10	65,8	79,5	59,1	T200	21,9	54,3	5,1	
T20	----	----	48,3	ω_L	34,1%	53,5%	(NO PROCEDE)	} % más fino que
T40	36,1	69,0	38,5	ω_P	16,5%	31,6%	(NO PROCEDE)	
T60	----	----	28,4	IP	17,6	21,9	(NO PROCEDE)	

A: Arcilla arenosa y limosa, parda clara

B: Arcilla limosa, trazos de grava; parda oscura

C: Arena muy gravosa, gruesa parda media (no plástico)

Solución: I según la AASHTO (Sección 5.2)

- Suelo A: IP = 17,6 > 10. Además 21,9% pasa T200 $\Rightarrow$ A-2
- Suelo B: IP = 21,9 > 10. Además 54,3% pasa T200 $\Rightarrow$ A-7
- Suelo C: Es grueso granular y sólo 38,5% pasa T40 $\Rightarrow$ A-1

Solución II Según la SUCS (Figura 5.1, Sección 5.1.1.1)

- Suelo A: Menos del 50% pasa el T200 y más del 50% pasa el T4: Será SM o SC, porque más del 5% pasa el T200. De acuerdo a la CARTA DE PLASTICIDAD y la descripción es CL; en consecuencia, no pudiendo ser limo, es $\Rightarrow$ SC.

- Suelo B: Es fino granular, pues más del 50% pasa el T200. Como $LL > 50\%$ es MH, OH o CH (ver CARTA DE PLASTICIDAD). Por la dificultad de leer exactamente su localización, $f(IP, LL)$ el cálculo es $IP = 0,73(53,5 - 20) = 24,4 > 21,9$, quedando el suelo por debajo de la línea A. Por la descripción es $\Rightarrow$ MH.
- Suelo C: Asumamos $5,1\% \approx 5\%$. Haciendo la curva granulométrica $Cu = 23,3$; $Cc = 0,5$ (mal gradado). Entre T4 y T200, 62,4% (restar) del material se retiene y su denominación es arena; entonces $\Rightarrow$ SP

[Ir a la página principal](#)

ENLECES U.N.

A recuperar la cuenca del Risaralda.	Contaminación, deforestación y descontrol hídrico.	Magdaleneando hasta el Tolima Grande.
Acuerdo Climático: avance necesario pero insuficiente.	Crisis y opciones en el Río Grande de Colombia.	Patrimonio hídrico: carencias en la abundancia.
Agua y Clima en la Ecorregión Cafetera.	Cultura del agua en los ríos urbanos.	Minería en Tolda Fría ¿y el agua qué?
Agua y clima en el desafío ambiental.	De los champanes por el Magdalena.	Nuestras aguas subterráneas.
Aguas subterráneas.	Dimensión Socioambiental del Río Grande de La Magdalena	Nuestro frágil patrimonio hídrico.
Aguas subterráneas.	El agua en Colombia: glosas.	Océanos: ecosistemas vitales amenazados.
Apuestas por el agua en Caldas.	El agua en la biorregión caldense.	Paramos- ecosistemas vulnerables al cambio climático.
Árboles, poblaciones y ecosistemas.	El Cuidado de la Casa Común: Agua y Clima.	Por falta de bosques con el agua al cuello.
Áreas Protegidas del Centro-Sur de Caldas y PND 2023-2026.	El desastre del río Mira.	¿Regresión ambiental en la Reserva de Río Blanco?
Bosques: regulación hídrica y pluviométrica.	El eje Urabá – Tribugá: la salida a los océanos en Colombia.	Riesgos para el agua en la ecorregión cafetera de Colombia.
Caldas a retomar la cadena de la quadua.	El fantasma de la imprevisión.	Río Magdalena: Historia y Derechos Bioculturales del Territorio.
Caldas en la biorregión cafetera.	El futuro de la Ciudad.	Sancancio, como biocorredor ambiental y nodo ecoturístico.
Cambio climático en Colombia: La Amenaza.	El inestable clima y la crisis del agua.	Sobre la emergencia del agua potable que vive Manizales.
Ciencias Naturales & CTS.	El por qué de los aguaceros en Colombia.	Un canal bioceánico por el Chocó biogeográfico.
Colombia: agro y nueva ruralidad.	El territorio caldense, un constructo cultural.	¿Un mega-puerto en bahía Málaga?
Colombia bajo el agua...	El volcán y el desastre de Armero.	Urabá frente a los mares de Colombia.
Colombia Intermodal: Hidrovías y Trenes.	Hidro-Ituango: una lectura a la crisis.	Vapores por el Río Grande de la Magdalena.
Colombia geoestratégica.	Impactos del nuevo Canal de Panamá.	Visión del aguacate hass.
Colombia, país de humedales amenazados.	La economía azul en la esfera de la producción.	¿Y el agua en Colombia qué?
Colombia- problemáticas ambientales en zonas costeras.	Las cuentas del agua.	
Colombia Tropical ¿y el agua qué?	Manizales, ¿ciudad del agua?	
	Manizales: Foro del Agua 2019.	

CAPÍTULO 6. PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LOS SUELOS.

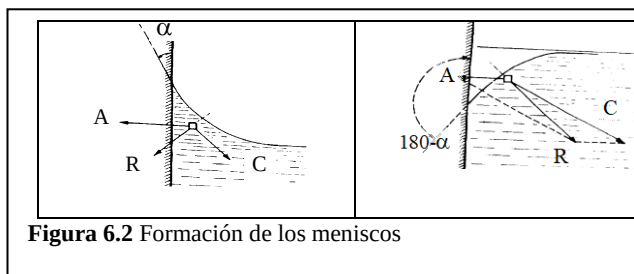
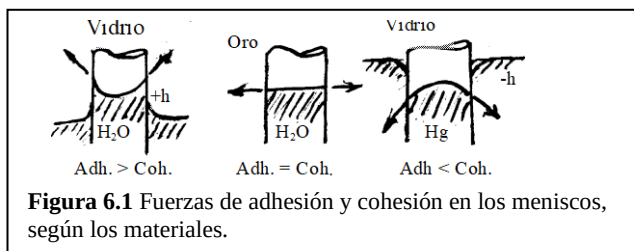
6.1 Capilaridad y tensión superficial

6.1.1 Tensión superficial.

Es la propiedad de un líquido en la interfase “líquido – gas”, por la cual las moléculas de la superficie soportan fuerzas de tensión. Por ella, una masa de agua, acomodándose al área mínima forma gotas esféricas. La tensión superficial explica “el rebote de una piedra” lanzada al agua. La tensión superficial se expresa con T y se define como la fuerza en Newtons por milímetro de longitud de superficie, que el agua es capaz de soportar.

El valor de la tensión es de $73 \text{ dinas/cm} \approx 0,074 \text{ gf/cm}$ siendo gf, gramos-fuerza. Este coeficiente se mide en unidades de trabajo (W) o energía entre unidades de área A y representa la fuerza por unidad de longitud en cualquier línea sobre la superficie. T es entonces, el trabajo W necesario para aumentar el área A de una superficie líquida.

$$T = \frac{dW}{dA} \quad (6.1)$$

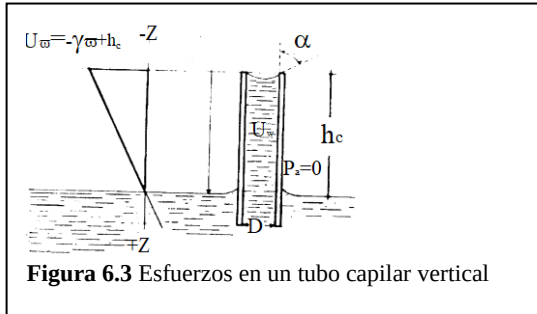


6.2 Capilaridad.

Fenómeno debido a la tensión superficial, en virtud del cual un líquido asciende por tubos de pequeño diámetro y por entre láminas muy próximas. Pero no siempre ocurre así debido a que la atracción entre moléculas iguales (cohesión) y moléculas diferentes (adhesión) son fuerzas que dependen de las sustancias (Figura 6.1). Así, el menisco será cóncavo, plano o convexo, dependiendo de la acción combinada de las fuerzas de adherencia A y de cohesión C , que definen el ángulo α de contacto en la vecindad, y de la gravedad.

NOTA: El tamaño de los poros del suelo es $\phi/5$, en suelos granulares.

Sean: h_c = altura capilar de ascenso del agua, en un tubo de estrecho radio R , parcialmente sumergido. α = el ángulo del menisco con el tubo capilar. T = tensión superficial dentro del tubo capilar. El agua asciende contra la presión U_w , a la que se suma la presión atmosférica sobre toda la superficie del fluido. P_a = presión atmosférica (el aire pesa), que se compensa.



Haciendo suma de fuerzas verticales $\Sigma F_v = 0$; para $P_a = 0$

$$2\pi R * T \cos \alpha + U_w * \pi R^2 = 0 = \Sigma F_v;$$

despejando la presión de poros, que es U_w ,

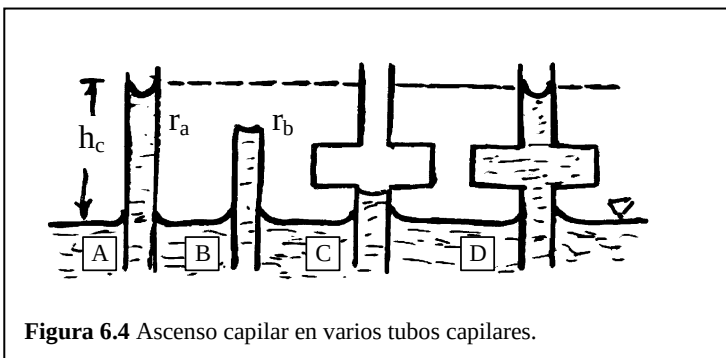
$$U_w = \frac{-2T \cos \alpha}{R} = \frac{-4T \cos \alpha}{D} \quad (6.2)$$

pero $U_w = -h_c \gamma_w$ por ser el peso de una columna de agua de altura h

$$h_c = \frac{4T \cos \alpha}{\gamma_w D}$$

$$h_c = \frac{0,03(m)}{D(mm)} \quad (6.3) \Rightarrow \begin{cases} \text{Como en agua} \\ \gamma_w = 1, \text{ grf/cm}^3 \\ \text{y en aire y agua} \\ T = 0,074 \text{ grf/cm} \\ \text{si la temperatura es } 20^\circ \end{cases}$$

Para $D = 0,1 \text{ mm}$, h_c vale $0,3\text{m}$. Si $\alpha = 0^\circ$, el radio del menisco es el mismo del tubo. Llamemos r al radio del menisco.



A = Tubo de referencia con r_a

B = Tubo corto. $r_b > r_a$; ($U_A > U_B$)

C = El agua no puede ascender por el ensanchamiento del tubo.

D = Tubo llenado por arriba.

El ascenso capilar en los suelos finos es alto. En arenas finas (T40 – T200), si es suelta $h_c = 0,3\text{m} - 2,0\text{m}$, si es densa $h_c = 0,4\text{m} - 3,5\text{m}$. En arcillas ($\phi < \text{T200}$), $h_c \geq 10\text{m}$ ($\therefore \gamma_w h_c = U_w \approx 1 \text{ at } \approx 1 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$)

6.1.2 Capilaridad y contracción en suelos arcillosos

Dos fuerzas: Adsorción entre las partículas activas del suelo y el agua y fuerzas osmótica, propia de la fase líquida y explicada por concentración de iones, explican la capilaridad de las arcillas. En la adsorción influyen la adherencia y la tensión superficial.

Potencial de humedad o succión pF: Es la máxima tensión (H en cm) que ejerce el esqueleto del suelo sobre el agua de los poros. Como la resistencia a la tensión del agua es 2000 MN/m^2 , el valor de $pF_{\max} = 7$ (equivale a $H = 100 \text{ Km} = 10^7 \text{ cm}$).

$$pF = \log H_{(\text{cm})} \Rightarrow \begin{cases} \text{si } H = 10000\text{cm} \\ pF = 4 \end{cases}$$

Cuando existe diferencia en el potencial de humedad pF se produce flujo de agua aunque no exista cabeza hidráulica. El agua así, pasará de regiones con bajo pF hacia las de alto pF. Cuando ambas igualen el pF, el flujo continuará hasta que se igualen las diferencias de altura.

6.1.3 Contracción y expansión en arcillas: Los suelos arcillosos pueden cambiar su cohesión así:

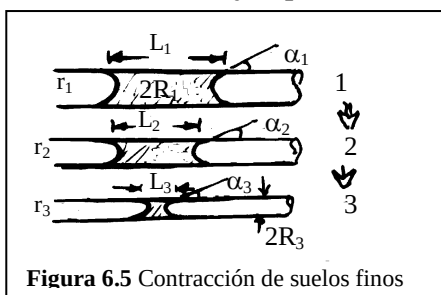


Figura 6.5 Contracción de suelos finos

Consideremos un tubo horizontal.

r_i = Radio del menisco (variable).

R_i = Radio del tubo elástico (variable).

L_i = Longitud del tubo con agua (variable).

α_i = Ángulo del menisco con el tubo (variable).

El tubo elástico pierde agua; $L_1 > L_2 > L_3$ en consecuencia, $R_1 > R_2 > R_3$; de esta manera $\alpha_1 > \alpha_2 > \alpha_3$, lo que significa que el menisco tiende a desarrollarse mejor ($\alpha \rightarrow 0^\circ$) en virtud de la pérdida de agua.

Esto significa que aumentan los esfuerzos efectivos del suelo al perderse agua (evaporación, etc.), pues α tiende a 0° . El suelo se contraerá, agrietándose.

Ejercicio 6.1:

Calcular la tensión capilar máxima, en gr/cm^2 en un tubo si el menisco tiene $\phi = 5\mu$. Calcular h_c , ascenso capilar máximo.

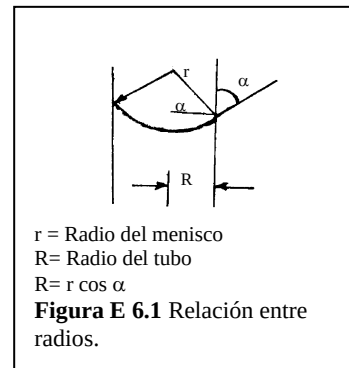
Solución: Aplicando las expresiones 6.2 y 6.3, se tiene:

El esfuerzo de tensión U_w en cualquier punto de la columna, que es la tensión U_w en el líquido inmediatamente abajo del menisco, es:

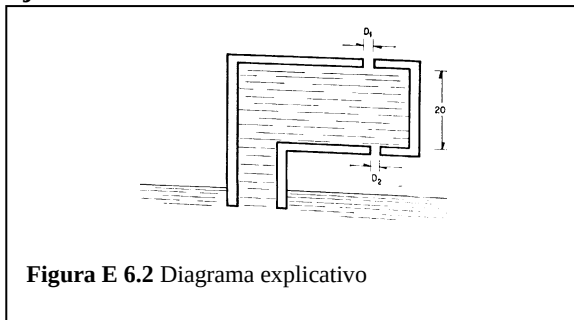
$$U_w = -h_c \gamma_w = \frac{-4T \cos \alpha}{D} = \frac{-2T \cos \alpha}{R} = \frac{-2T}{r}$$

$$U_w = \frac{2 * 0,074 \text{ gr/cm}}{0,00025 \text{ cm}} = 592 \text{ gr/cm}^2$$

$$h_c = \frac{U}{\gamma_w} = 592 \text{ cm} = 5,92 \text{ m}$$



Ejercicio 6.2.



Se muestra un recipiente de vidrio con agua y dos orificios así: El superior con diámetro $D_1 = 0,001$ mm y con menisco bien desarrollado, el inferior con diámetro D_2 .

Calcule el máximo valor de D_2 si el menisco superior está bien desarrollado.

Solución: Con las expresiones del ejercicio

anterior, podemos escribir

$$U_{w1} = \frac{-4T}{D_1} = \frac{-4 * 0,074 \text{ gr/cm}}{0,01 \text{ cm}} = \frac{-0,3 \text{ gr/cm}}{0,01 \text{ cm}} = -30 \text{ gr/cm}^2 \quad (*) \begin{cases} \alpha_1 = 0 \\ R_1 = r_1 \end{cases}$$

$$U_{w2} = \frac{-4T}{D_2} = \frac{-0,3 \text{ gr/cm}}{D_2} \quad \text{Pero el punto 2 está 20 cm abajo :}$$

Si planteamos el equilibrio del sistema. Como las tensiones son negativas, tensión 1 < tensión 2:

$$-U_{w1} + U_{w2} = h \gamma_w \quad \therefore$$

$$30 \text{ gr/cm}^2 - \frac{0,30 \text{ gr/cm}}{D_2} = 20 \text{ cm} * \gamma_w \quad y \quad \gamma_w = 1 \text{ gr/cm}^3$$

$$D_2 = 0,03 \text{ cm}$$

6.2 El agua en el suelo.

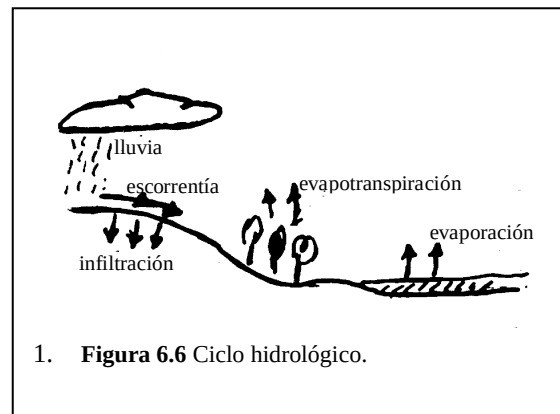
• 6.2.1 Ciclo hidrológico

La ecuación del ciclo hidrológico es:

$$PRE = INF + ESC + EVP + TRA$$

El sol provee la energía al sistema, y con la gravedad, determina su funcionamiento dinámico.

Cuando el agua se precipita (PRE), se reparte en tres grandes fracciones: Escorrentía (ESC), infiltración (INF) y evapotranspiración (evaporación (EVP) + transpiración (TRA)).



Es difícil evaluar la evapotranspiración y la infiltración, pero la escorrentía, que es la fracción arroyada o de desagüe, puede aforarse observando caudales por largos períodos, en una “cuenca vertiente”.

La masa de agua evacuada por escorrentía y la precipitación, permiten establecer dos parámetros C_{ap} y $[ESC - PRE]$, dados por:

$$\frac{ESC}{PRE} = \text{Coeficiente de circulación aparente; } [ESC - PRE] = INF + EVAPOTRAN$$

Interesa en geotecnia, particularmente, la infiltración, que depende de las condiciones de precipitación: Las lluvias finas y prolongadas se infiltran más que las torrenciales. De la naturaleza del terreno también: En una red kárstica, la infiltración será total y la circulación interna muy localizada. La cobertura vegetal que protege el suelo favorece la evapotranspiración y contribuye a la infiltración. La permeabilidad alta del suelo y pendientes bajas, la incrementan.

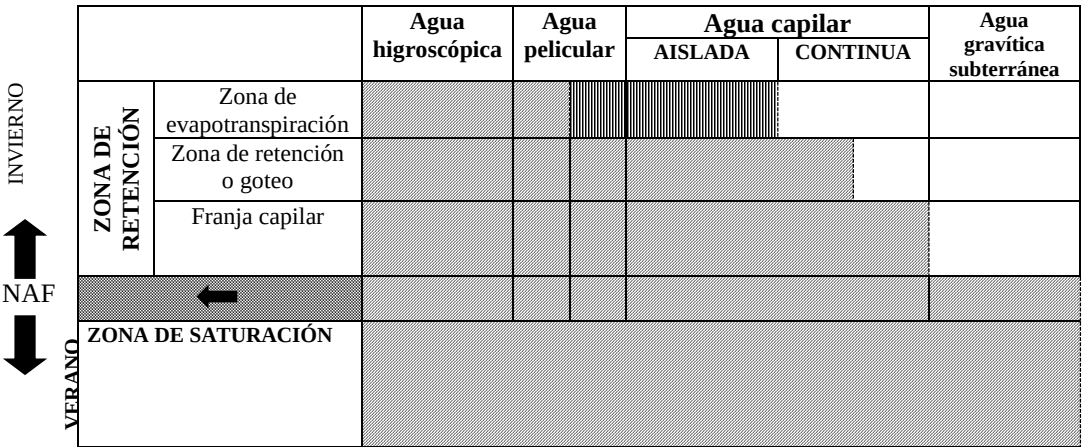


Figura 6.7 Tipos de aguas en el subsuelo (Castany).

I AGUAS ESTABLECIDAS

Aguas ocluidas en los minerales y en las rocas
Aguas de constitución y de cristalización
Aguas de hidratación

II AGUAS LIBRES

Aguas de penetración debido a escorrentías a la presión de lagos, mares, etc.
Aguas de condensación procedentes de capas superficiales o profundas o del aire mismo
Aguas de profundidad

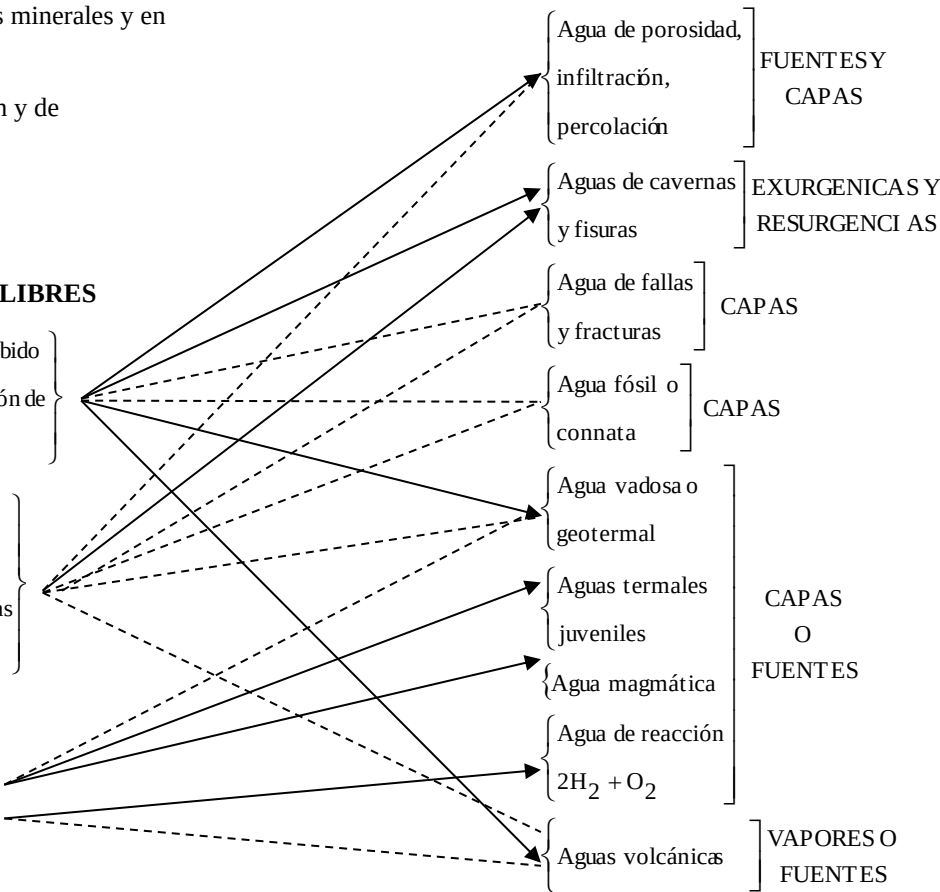


Tabla 6.1 Origen de las aguas subterráneas.

6.2.2 Macizos térreos con agua subterránea

Acuiclerres, acuífugos, hidrófugos: Son sinónimos y definen depósitos con casi nula permeabilidad (arcillas). No almacenan agua.

Acuicludos: Macizos muy poco permeables que pueden almacenar agua.

Acuitardos: Macizos poco permeables, que almacenan poco agua y la transmiten en forma lenta.

Acuíferos: Macizos con permeabilidad media a alta, que almacenan y transmiten agua.

Acuíferos confinados, cuando el agua del Nivel de Agua Freática (NAF) está a presión mayor que la atmosférica (nivel piezométrico), por estar el sistema confinado entre capas impermeables.

Acuíferos inconfiados, cuando el NAF está a presión atmosférica.

Acuíferos semiconfinados, si la superficie del agua, en la zona de saturación, no está a presión atmosférica, por estar limitada por un acuitardo (estrato de baja permeabilidad).

6.2.3 Clases de flujo

Flujo permanente: Flujo perenne o continuo, ocurre cuando las condiciones de borde se mantienen en el tiempo. La dirección y velocidad son constantes.

Flujo transiente: Cuando las condiciones de borde cambian en el tiempo y por lo tanto, la velocidad y dirección también, aunque no siempre el caudal lo haga.

6.2.4 Agua subterránea

A más de 16 Km de profundidad no existe agua subterránea, ya que las rocas fluyen plásticamente y los poros están cerrados, como también las fracturas o fallas geológicas. A sólo 6 Km el agua es poca, aunque las rocas ya son rígidas, porque los espacios están cerrados e impiden la interacción para establecer el flujo. Sólo a unos 600 m el agua puede ser susceptible de recuperarse con pozos.



El NAF = Lugar geométrico de los niveles que alcanza la zona saturada del suelo, y que no siempre coincide con el nivel piezométrico NAP (el que alcanza el agua en un pozo de observación). Sólo coinciden cuando el NAF está a presión atmosférica.

Figura 6.8 a



ABC = Zona de aireación (INFILTRACIÓN).

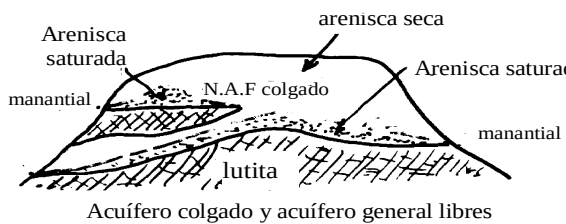
D = Zona de saturación (PERCOLACIÓN).

A = Faja de EVAPOTRANSPIRACIÓN.

B = Faja de agua colgada o de goteo.

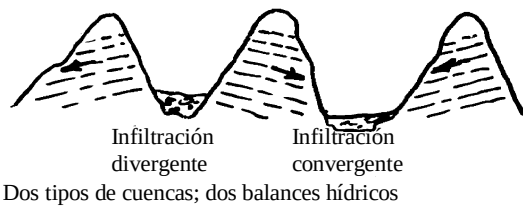
C = Zona capilar (sobre el NAF)

Figura 6.8 b



Un acuífero puede estar colgado o no; en este primer caso, se tendría un par de NAF: El colgado y el NAF general. Los acuíferos pueden ser libres o confinados.

Figura 6.8 c



La cuenca hidrológica y la cuenca hidrogeológica pueden ser diferentes.

Figura 6.8 d

Figura 6.8 Presencia de agua subterránea

6.2.5 Estado del agua subterránea.

Son cinco los estados del agua subterránea:

- Agua de constitución (química y físicamente enlazada)
- Agua sólida.
- Agua capilar (angular, suspendida y elevada).
- Agua gravitacional
- Vapor de agua.

1. Agua de constitución: Puede ser químicamente enlazada y se subdivide en:

- Agua de constitución molecular que se puede remover a altas temperaturas por estar ligada iónicamente a la estructura molecular.

- Agua cristalina si hace parte de la red mineralógica.
- Agua zeolítica, que es una variedad menos ligada a los minerales.

La otra forma, físicamente enlazada comprende dos clases: agua adsorbida, o higroscópica, y agua pelicular, ambas en equilibrio electroiónico, pero la primera adherida a la superficie de los minerales y la segunda en capas más externas, que ordenadamente se establecen o se desprenden.

2. Agua en estado sólido: Hielos producto del congelamiento perenne (como en la Antártida) o semipermanente (caso de Siberia).

3. Agua capilar: (figuras 6.7 y 6.8b) Puede ser angular, si se cuelga en los vacíos y no se mueve por gravedad, en virtud a la tensión superficial. También la capilar suspendida, que no se comunica con el NAF y que se mueve o varía por influencia de la evaporación y la lluvia. Finalmente, el agua capilar elevada, o de la zona capilar, de gran importancia en Mecánica de Suelos, y que está sobre el NAF.

4. Agua gravitacional: Es el agua subterránea propiamente dicha, que ocupa la zona de saturación y alimenta pozos y manantiales.

5. Vapor de agua: Existe en el aire y su movimiento responde a gradientes térmicos. Interesa en suelos parcialmente saturados cuando son hinchables. También se considera vapor de agua en cavernas y en la zona de disecación, y donde actúa la evaporación o la difusión. (Ver pág. 53 y 55).

6.2.6 Propiedades del agua

Densidad (ρ) se define como la masa sobre el volumen y depende de la temperatura. Peso unitario (γ_w) es el producto de la densidad por la gravedad ($\rho \cdot g$). Viscosidad dinámica (n): $n = \tau_{xy} = \text{Kg/m seg}$ y es función de la temperatura.

Temperatura °C	0	10	20
n	$1.79 \cdot 10^{-3}$	$1.31 \cdot 10^{-3}$	$1.01 \cdot 10^{-3}$

Viscosidad cinemática (u): $u = n/\rho \approx 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}$ y es función de la temperatura.

Compresibilidad del fluido (β): Es la variación de la densidad con la presión.

$$\beta = \frac{d\rho}{dP} \approx 0,5 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{N} \quad \text{Si es con relación al volumen } V: \quad \beta = \frac{\left(\frac{dV}{V}\right)}{dP}$$

•

• 6.2.7 Propiedades del suelo

Porosidad (η). Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de la muestra (V_v/V_T), que en suelos arenosos es $0,35 < \eta < 0,45$ y en turbas o arcillas $0,40 < \eta < 0,85$

Porosidad efectiva (η_e). Se define por los poros efectivos para permitir el flujo, pues descuenta los poros no interconectados o muy cerrados. En arcillas $\eta_e \ll \eta$ y en arenas $\eta_e \approx \eta$

Coeficiente de compresibilidad unidimensional (α). Se define como el cambio unitario en altura (dh/h) con respecto a la variación del esfuerzo efectivo vertical ($d\sigma'_v$). Se mide en m^2/N .

$$\alpha = \frac{dh/h}{d\sigma'_v}$$

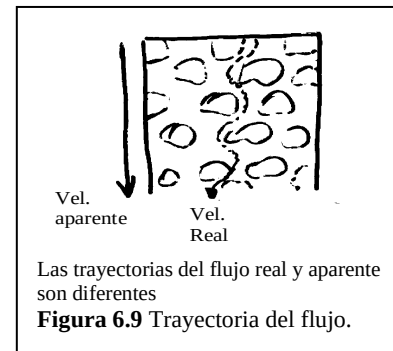
En arenas $\alpha = 10^{-7} - 10^{-8} m^2/N$ y en arcillas es $10^{-6} - 10^{-7} m^2/N$.

Grado de saturación S . Relaciona el volumen de agua con el de los vacíos del suelo (V_w/V_v), por lo que $0 \leq S \leq 1$, siendo $S = 0$ cuando $\gamma_T = \gamma_d$ y siendo $S = 1$ cuando $\gamma_T = \gamma_{sat}$. Además, si A es el grado de saturación de aire, relación que depende de esta; $S + A = 1$, pues $A = V_a/V_v$ y $V_v = V_a + V_w$.

NOTA: La trayectoria del flujo real y aparente (son diferentes).

6.3 Principios fundamentales del movimiento de un fluido no compresible.

Existen 3 principios en la física que son la conservación de la energía, la conservación del momento cinético y la conservación de la masa. En los fluidos existen los medios porosos, y un medio poroso consiste en espacios vacíos y continuos, que garantiza el flujo, es decir, que es permeable.



Las suposiciones básicas serán:

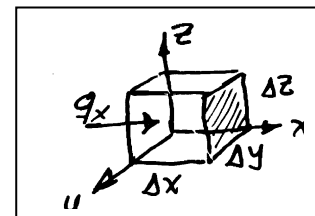
- El medio está saturado.
- La masa de suelo es incompresible.
- Hay sólidos y fluidos incompresibles.
- Sólo puede variar el volumen de los poros.

• 6.3.1 Ley conservación de la masa

si $V_X = \frac{q_X}{\Delta Y \Delta Z}$; V_X velocidad de descarga en la dirección X

si $v_X = \frac{V_X}{\eta}$; η porosidad, v_X velocidad de infiltración

$$\frac{\partial v_X}{\partial X} + \frac{\partial v_Y}{\partial Y} + \frac{\partial v_Z}{\partial Z} = -\frac{1}{V} * \frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial e}{1 + e_0}$$



que es la llamada **ecuación de continuidad** que puede escribirse con una pequeña variación en función de e_0 , la relación de vacíos.

Si $\frac{\partial V}{\partial t} = 0$, flujo permanente; si $\frac{\partial V}{\partial t} \neq 0$ flujo transiente

• 6.3.2 Ley conservación de la energía

Al aplicar las ecuaciones de EULER a los líquidos sometidos a la gravedad, y en movimiento permanente, se obtienen la ecuación de BERNOULLI

$$\Phi = Z + \frac{P}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} \Rightarrow \text{Cabeza total } \Phi, \text{ suma de cabezas de altura } Z, \text{ de presión } P/\gamma \text{ y de velocidad } V^2/2g.$$

En suelos con velocidad de infiltración alta, $h_v = V^2/2g < 5,1 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$, por lo que esta cabeza se desprecia y ayuda sólo la cabeza piezométrica H:

$$H = h_p + h_z = P/\gamma + Z \Rightarrow \text{cabeza piezométrica } H$$

6.3.3 Ley de conservación del momento

La Ley de Darcy (1856), es empírica y da la velocidad de infiltración v cuando existe flujo a través de un material de porosidad constante K y cuando existe un gradiente piezométrico $i=H/L$ (ver figura 6.10).

La permeabilidad K del material depende de la forma de las partículas o intersticios, de la tortuosidad y del tamaño de los conductos, de la relación de vacíos e , de la viscosidad del fluido y de la temperatura (que afecta la viscosidad), entre otros.

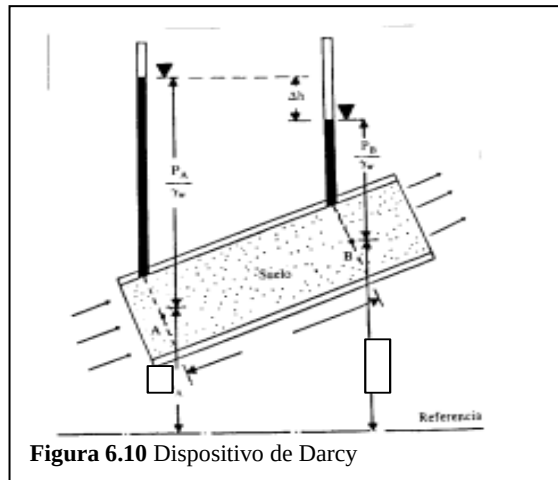
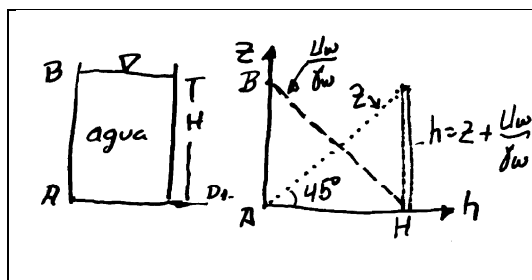


Figura 6.10 Dispositivo de Darcy

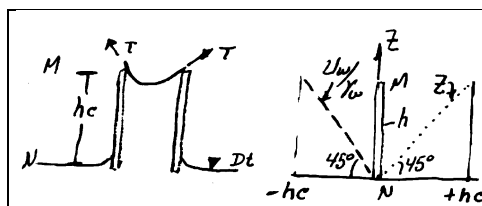


TANQUE DE AGUA (I)

Como en el tanque no existe flujo, la cabeza total es $h = \text{cte.}$, es decir

$$Z = -U_w/\gamma_w$$

Figura 6.11 a



TUBO CAPILAR (II)

La tensión soporta el peso del agua, es decir $2\pi R * T \cos \alpha = \gamma_w h_c * \pi R^2$

	$\alpha = \text{ángulo del menisco.}$
--	---------------------------------------

Figura 6.11 b

Si denominamos	}	I{	PTO	CE	CP	CT	} no hay flujo
..... CE = cabeza de elevación			A	0	H	H	
- - - - CP = cabeza de presión			B	H	0	H	
—— CT = cabeza total			M	h_c	$-h_c$	0	
		II{	N	0	0	0	} no hay flujo

• 6.4 Presión de poros “U” y potencial “P” en el suelo

Las leyes que gobiernan el flujo de agua son análogas a las del flujo eléctrico. Se requiere, en ambos casos, de un gradiente de potencial, que oriente las fuerzas del sistema.

La presión de poros $U = \gamma_w * h \Rightarrow$ es la presión intersticial, por debajo del NAF.

El potencial $P = h + Z = \frac{U}{\gamma_w} + Z$ mide la energía del sistema (sección 6.3.3.)

Si existe gradiente en el campo, se da flujo (DARCY).

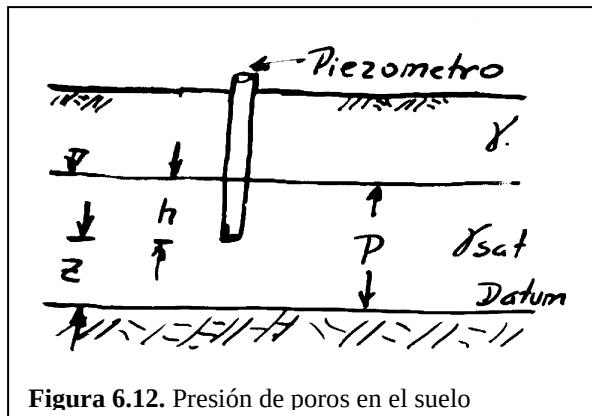
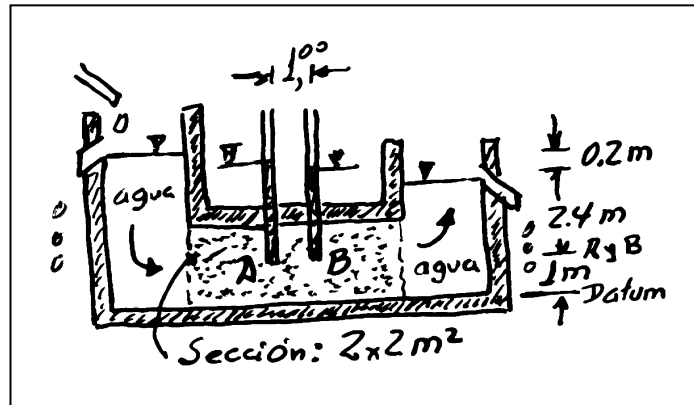


Figura 6.12. Presión de poros en el suelo

Ejercicio 6.1.

Calcular la presión de poros U en A y B, el potencial P_A y P_B , y el gradiente hidráulico i , entre A y B, para el permeámetro horizontal de la figura, basándose en los piezómetros A y B.



$$U = \gamma_w h ; P = \frac{U_w}{\gamma_w} + Z ; i = \frac{\Delta P}{\Delta S}$$

$$U_A = 9,81 * 2,6 = 25,5 \text{ KN/m}^2$$

$$U_B = 9,81 * 2,4 = 23,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_A = \left(\frac{25,5}{9,81} \right) + 1 = 3,6 \text{ m}$$

$$P_B = \left(\frac{23,5}{9,81} \right) + 1 = 3,4 \text{ m}$$

$$\Delta P = P_B - P_A = -0,2 \text{ m} \Rightarrow \text{El agua fluye de A hacia B}$$

$$\Delta S = 1 \text{ m} \Rightarrow \text{Separación de los piezómetros}$$

$$i = \frac{0,2 \text{ m}}{1,0 \text{ m}} = 0,2 \Rightarrow \text{Gradiente hidráulico}$$

Ejercicio 6.2

Si en el caso anterior la permeabilidad es $K = 5 * 10^{-3} \text{ m/seg}$, obtenga el gasto Q (DARCY)

$$Q = K * i * A = 5 * 10^{-3} * 0,2 * (2 * 2) = 4 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{sg} = 0,24 \text{ m}^3/\text{minuto}$$

[Ir a la página principal](#)

CAPÍTULO 7. FLUJO DE AGUA EN EL SUELO

7.1 Flujo descendente.

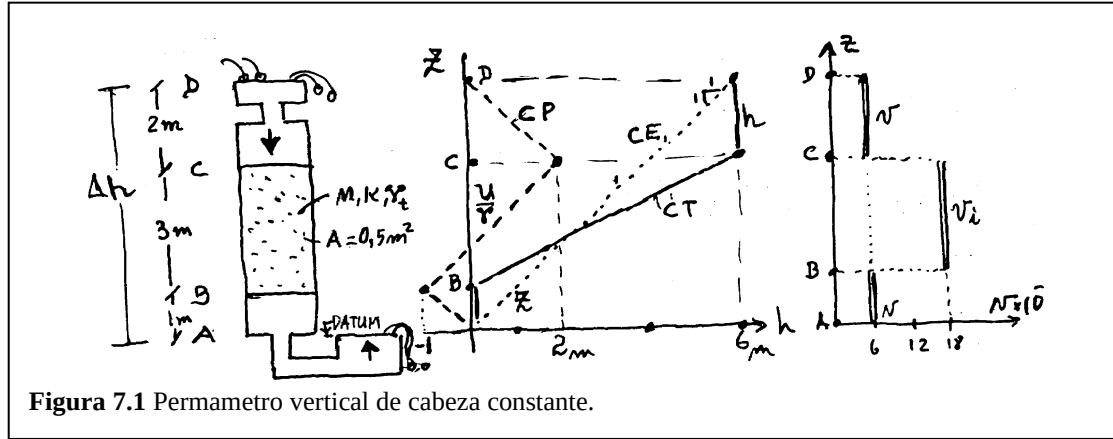


Figura 7.1 Permeámetro vertical de cabeza constante.

El permeámetro vertical de cabeza constante recibe agua por D, que fluye por el suelo entre C y B para salir por A. La diferencia de altura o cabeza disponible entre los extremos es de 6m y el flujo en el suelo es descendente.

Cálculo de i , Q , v , v_i , si el suelo tiene $K = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$; $\eta = 1/3$; $\gamma_T = 2 \text{ Ton/m}^3$

- $\Delta h = 6\text{m}$; $L = 3\text{m} \Rightarrow i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{6}{3} = 2 \text{ (DARCY)}$
- $Q = v \cdot A = K \cdot i \cdot A = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 0,5 = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sg} \text{ (DARCY)}$
- $v = K \cdot i = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 2 = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m/sg} \text{ (velocidad de descarga } v)$
- $v_i = \frac{v}{\eta} = \frac{6 \cdot 10^{-4}}{1/3} = 18 \cdot 10^{-4} \text{ m/sg} \text{ (velocidad de infiltración } v_i)$
(la velocidad real es $v < v_i$)

Cálculo de cabezas: (Las rejillas sostienen el suelo en B y C, pero no al agua).

Pto	CE	CP (con flujo descendente)	CT = CE + CP
D	6m	0m	6 + 0 = 6m
C	4m	$\frac{2 \cdot 1}{1} = 2\text{m}$	4 + 2 = 6m
B	1m	$\frac{2 \cdot 1}{1} - \frac{3 \cdot 1}{1} = -1\text{m}$	1 - 1 = 0m
A	0m	$\frac{2 \cdot 1}{1} - \frac{3 \cdot 1}{1} + \frac{1 \cdot 1}{1} = 0\text{m}$	0 + 0 = 0m

$\Delta h = 6\text{m}$

Obsérvese que el punto A, como el D, están a presión atmosférica y que nos interesa el peso del agua fluyendo hacia abajo, por lo que en CP (de A y B) existe signo negativo, para la columna de 3 metros.

7.2 FLUJO ASCENDENTE: La figura muestra un permeámetro vertical ($\Delta h = \text{cte}$)

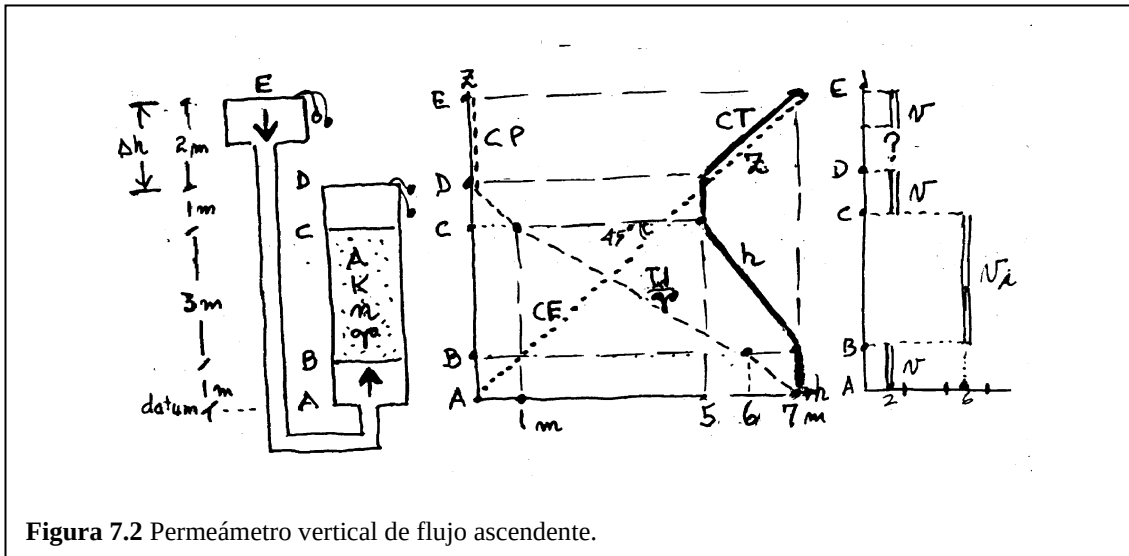


Figura 7.2 Permeámetro vertical de flujo ascendente.

El permeámetro recibe el agua por E; esta fluye ascendiendo por el suelo, entre B y C, para salir por D. La diferencia de altura o cabeza disponible entre los extremos es de 2m. (El área transversal $A = 0,5 \text{ m}^2$)

Cálculo de i , Q , v , v_i , si $K = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$; $\eta = 1/3$; $\gamma_T = 2 \text{ TT/m}^3$

a) $\Delta h = 2 \text{ m}$; $L = 3 \text{ m} \Rightarrow i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{2}{3} = 0,67$ (DARCY)

b) $Q = v \cdot A = K \cdot i \cdot A = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 1,5 \cdot 0,5 = 1,0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sg}$ (DARCY)

c) $v = K \cdot i = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 1,5 = 2,0 \cdot 10^{-4} \text{ m/sg}$ (velocidad de descarga; es la real)

d) $v_i = \frac{v}{\eta} = \frac{2,0 \cdot 10^{-4}}{1/3} = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m/seg}$ (velocidad de infiltración)

La $v_{\text{real}} > v_{\text{infiltración}}$, es correcto

Cálculo de cabezas: (en B y en C existen rejillas porosas para retener el suelo)

PTO	CE	CP	CT = CE + CP
E	7m	0m	7 + 0 = 7m
D	5m	0m	5 + 0 = 5m

$\Delta h = 2 \text{ m}$

C	4m	$\frac{1 \cdot 1}{1} = 1m$	$4 + 1 = 5m$
B	1m	$\frac{1 \cdot 1}{1} + \frac{3 \cdot 1}{1} + \frac{2 \cdot 1}{1} = 6m$	$6 + 1 = 7m$
A	0m	$\frac{7 \cdot 1}{1} = 7m = CP_B - \frac{2 \cdot 1}{1}$	$7 + 0 = 7m$

Compárese, en ambos permeámetros, la cabeza de presión, CP, del punto B. El signo +/- depende de la dirección del flujo (aquí es +).

Licuación: En un sismo, el agua es forzada a evacuar el suelo. Cuando el agua asciende a través de la arena, gracias a la cabeza h , se produce un gradiente hidráulico $i_s = \frac{h}{L}$ de salida, como ocurre en la pared de aguas abajo de las presas. El esfuerzo vertical σ_v en la base de la arena A, vale:

$$\sigma_v = \gamma_{SAT} L \quad (\text{agua más suelo}) \quad (7.1)$$

La presión intersticial U en el plano A vale

$$U = \gamma_w (L + h) \quad (\text{agua sola}) \quad (7.2)$$

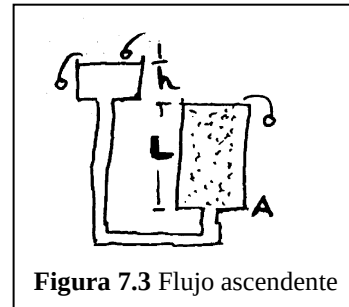


Figura 7.3 Flujo ascendente

El esqueleto mineral del suelo estará absorbiendo esfuerzos que no absorbe el agua y que se denominan esfuerzos efectivos σ' . El esfuerzo efectivo vertical σ'_v es:

$$\sigma'_v = \sigma_v - U \quad (\text{suelo solo}) \quad (7.3)$$

Reemplazo 7.1 y 7.2 en 7.3:

$$\sigma'_v = \gamma_s L - \gamma_w (L + h) = (\gamma_s - \gamma_w) L - \gamma_w h$$

$$\sigma'_v = \gamma' L - \gamma_w h$$

$$\sigma'_v = \gamma' L \left[1 - \frac{\gamma_w h}{\gamma' L} \right] \quad (7.4)$$

La licuación se da cuando se anula el esfuerzo efectivo: $\sigma'_v = 0$. Haciéndose 7.4 igual a cero, se obtiene el gradiente crítico i_c

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_S - 1}{1 + e} \quad (7.5)$$

Naturalmente $i_c = \frac{hc}{L}$, donde hc es la altura crítica que en el permeámetro puede causar licuación, cuando $\sigma' = 0$.

La ecuación 7.5 muestra que i_c es independiente del tamaño de los sólidos, y que la licuación puede darse en cualquier suelo. Pero en la práctica es más probable en limos, y entre las arenas, en las finas y medias.

Para las arcillas, la adherencia del tipo stiction evita la destrucción de los esfuerzos efectivos, y en los suelos gruesos, la permeabilidad es alta, por lo que la demanda de agua para la licuación también lo es.

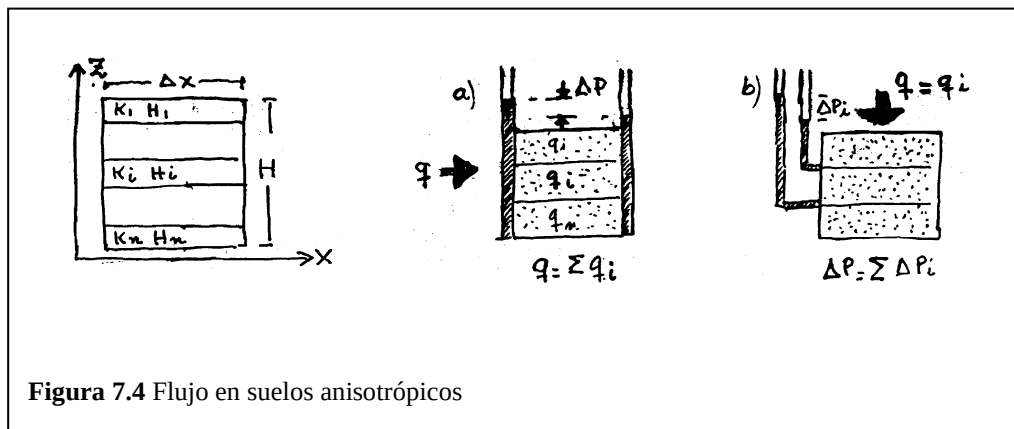


Figura 7.4 Flujo en suelos anisotrópicos

- **Suelo anisotrópico heterogéneo**

En una estratificación, el flujo puede ser paralelo a las capas (a) o normal (b). El problema consiste en obtener la permeabilidad K equivalente, en la dirección del flujo, K_x o K_z , con Darcy:

a) **Flujo paralelo:** El gradiente es el mismo en cualquier capa.

$$i = -\frac{\Delta P}{\Delta x} \quad \text{es constante}$$

$$q_i = K_i * H_i * i$$

es el gasto en la capa i

$$q = i \sum K_i H_i \quad (7.6)$$

es el gasto total

$$q = i K_x H = i K_x \sum H_i \quad (7.7)$$

también es el gasto

$$\text{de (7.6) = (7.7)} \quad K_x = \frac{\sum K_i * H_i}{\sum H_i} = \frac{\sum K_i * H_i}{H}$$

b) **Flujo perpendicular:** La velocidad no cambia en el suelo.

$$i_i = -\frac{\Delta P_i}{H_i}$$

(7.8) es diferente en cada capa

$$i = \sum i_i = -\frac{\sum \Delta P_i}{\sum H_i}$$

(7.9) gradiente total

$$q_i = K_i * \Delta X * i_i = -K_i * \Delta X \left(\frac{-\Delta P_i}{H_i} \right)$$

(7.10) con (7.8)

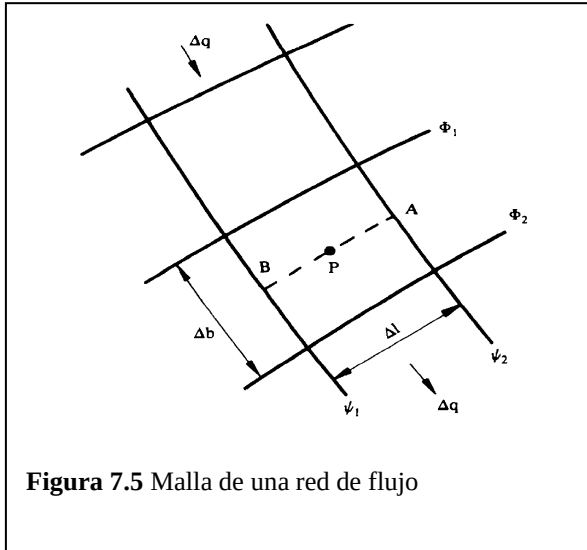


Figura 7.5 Malla de una red de flujo

$$q = Kz * \Delta X * i = -Kz * \Delta X \left(\frac{\sum \Delta P_i}{\sum H_i} \right)$$

(7.11) (con 7.9)

$$\sum \Delta P_i = -\left(\frac{q_i}{\Delta X} \right) \sum \left(\frac{H_i}{K_i} \right)$$

(7.12) (con 7.10)

$$\sum \Delta P_i = -\left(\frac{q}{Kz * \Delta X} \right) \sum H_i$$

(7.13) (con 7.11)

de (7.12) y (7.13), como $q = q_i$:

$$Kz = \frac{\sum H_i}{\sum \left(\frac{H_i}{K_i} \right)} = \frac{H}{\sum \left(\frac{H_i}{K_i} \right)} \quad (7.14)$$

Flujo bidimensional.

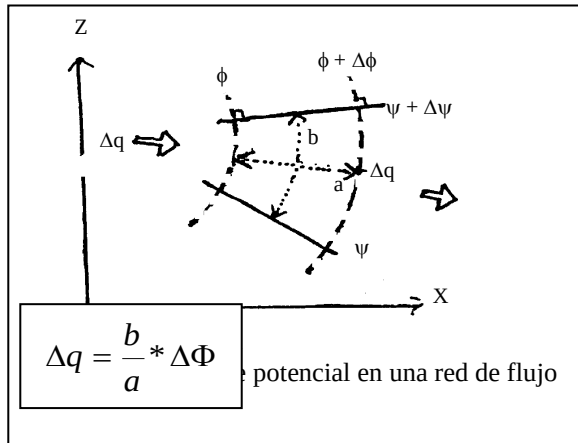
Se ha visto el flujo unidimensional, con permeámetros horizontales y verticales (ascendente y descendente) y para una y varias capas (flujo paralelo y normal). Veamos ahora el flujo bidimensional permanente, en suelo isotrópico, el que se gobierna por la ecuación de flujo de Laplace en dos variables, de segundo orden y homogénea, y que tiene dos soluciones: La función de potencial Φ y la función de corriente Ψ

La ecuación diferencial es	POTENCIAL $\Phi(x,z)$	CORRIENTE $\Psi(x,z)$
$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \Rightarrow$	$\frac{\partial \Phi}{\partial x} = v_x = -K \frac{\partial h}{\partial x}$	$\frac{\partial \Psi}{\partial x} = -v_z = K \frac{\partial h}{\partial x}$
(sale de la ecuación de la pág. 52)	$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = v_z = -K \frac{\partial h}{\partial z}$	$\frac{\partial \Psi}{\partial z} = v_x = -K \frac{\partial h}{\partial z}$

Resolviendo estas (integrado), se llega a estas soluciones

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi(x, z) = -Kh_{(x,z)} = -K\Delta P \\ \Delta q = \Psi_2 - \Psi_1 = \Delta \Psi \end{array} \right\} \quad (7.15)$$

Donde h es la cabeza hidráulica total, por lo que Φ es una medida de la cabeza hidráulica total. De otro lado $\Delta q = \Psi_2 - \Psi_1$, significa que el caudal entre dos líneas de corriente es constante y, en consecuencia, las líneas de corriente no se cruzan.



Como $\Delta q = \text{cte.}$, $a/b = \text{cte.}$, en la red de flujo
Según Darcy: $v = K \cdot i$, pero

$$v = \frac{\Delta q}{b} \text{ y también:}$$

$$i = \frac{\Delta P}{a} \text{ entonces:}$$

$$\Delta \frac{\Delta q}{b} = -K \left(\frac{\Delta P}{a} \right)$$

$$\text{Pero según I} \Rightarrow \Delta \Phi = -K \Delta P \therefore$$

(7.16)

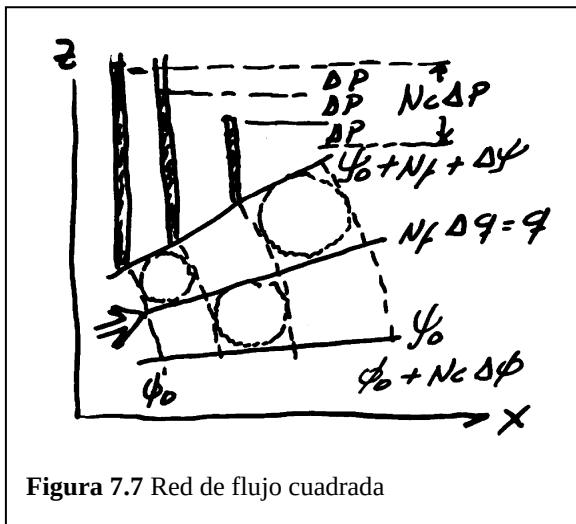


Figura 7.7 Red de flujo cuadrada

RED DE FLUJO CUADRADA:

Tomando el valor de q de las expresiones 7.15 y 7.16, si $a = b$, entonces:

$$\Delta q = \Delta \Psi = \Delta \Phi \quad (7.17)$$

Simplificado el problema, tenemos la posibilidad de sumar los elementos de la red de flujo, de acuerdo al número de canales N_f y de caídas de potencial N_c , así: de 7.17

$$q = N_f \Delta q = N_f \Delta \Psi = N_f \Delta \Phi \quad (7.18)$$

$$\text{o sea } q = \left(\frac{N_f}{N_c} \right) N_c \Delta \Phi \quad (7.19)$$

pero según 7.15, tenemos

$$N_c \Delta \Phi = -K N_c \Delta P = -K(P_2 - P_1) \quad (7.20)$$

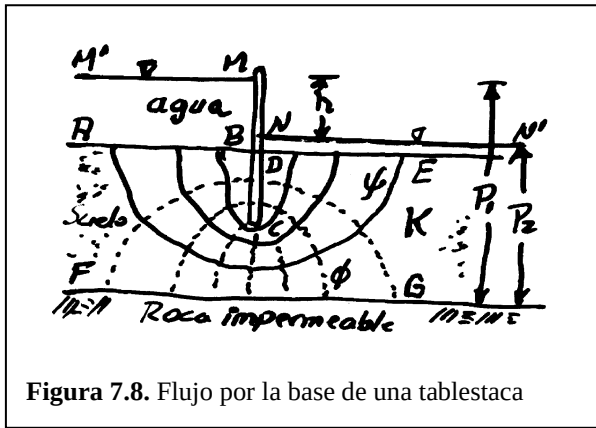


Figura 7.8. Flujo por la base de una tablestaca

Llevando 7.20 a 7.19, donde $(P_2 - P_1)$ es la cabeza total (h):

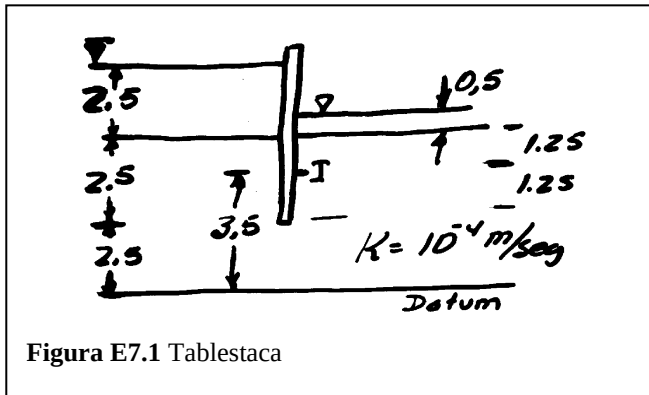
$$q = -K \frac{N_f}{N_c} (P_2 - P_1) \quad (7.21)$$

TABLESTACA

En la figura 7.8, una tablestaca impermeable (MC), controla un embalse con cabeza ($h = MN$), y produce un flujo (desde AB hasta DE), cuya red cuadrada se muestra con las líneas de flujo (continuas) ortogonales a las de potencial (puntos).

- Son equipotenciales Φ , además: MM' , NN' , CD , y GH ; también $N_c = 8$
- Son líneas de corriente Ψ , además: BC , CD y FG ; también $N_f = 4$
- La red se dibuja sólo en el suelo saturado, no en la roca ni en el agua.

Ejercicio 7.1: En la figura, con la red anterior, calcule q , ΔP , P_1 , U_1



Solución:

$$q = -K \frac{Nf}{Nc} (P_2 - P_1) \therefore (\text{Según fig. pág. 66})$$

$$q = -10^{-4} * \frac{4}{8} (5,5 - 7,5) = 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sg}$$

$$\Delta P = \frac{(P_1 - P_2)}{Nc} = \frac{-2}{8} = -0,25 \text{ m}$$

P_I : La línea de flujo, en el recorrido BCI, pasa por 6 ½ cuadritos, lo que supone, una caída de potencial de $-(6,5 * 0,25)$ m. Entonces, mirando el punto I, media de CD, en la red,

$$P_I = P_1 - (6,5 * 0,25) = 7,5 - (6,5 * 0,25) = 5,88 \text{ m}$$

U_I : Tenemos la cabeza total P_1 , ya calculada, y conocemos la expresión de la cabeza piezométrico (pág. 53).

$$P_I = \left(\frac{U_I}{\gamma_W} \right) + Z_I \therefore$$

$$U_I = \gamma_W (P_I - Z_I) = 9,81(5,88 - 3,5) = 23,3 \text{ KN/m}^2$$

- CONDICIÓN ANISOTRÓPICA**

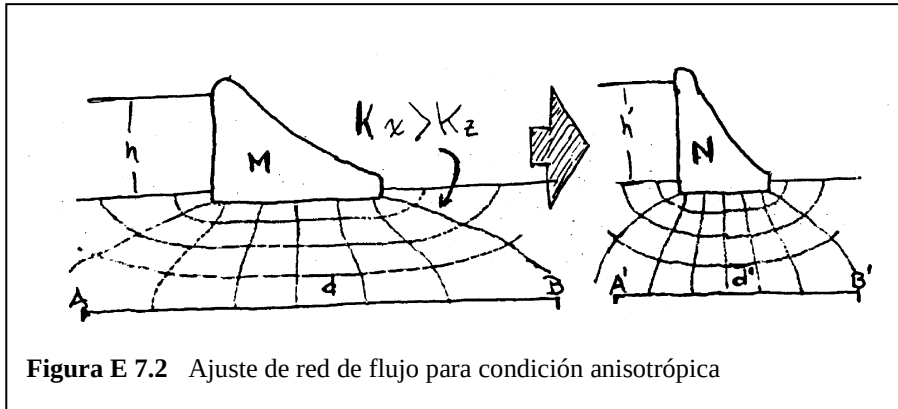


Figura E 7.2 Ajuste de red de flujo para condición anisotrópica

$$A'B' = AB * \sqrt{\frac{K_z}{K_x}}$$

$$h' = h$$

Esta situación conduce a una red de elementos rectangulares como “d” para que se cumpla en M la condición $\Delta q = \Delta \Psi = \Delta \Phi$ que utiliza la solución gráfica del problema. Se resuelve la anisotropía gráficamente, con un cambio de escala, como se ve en N, afectando la escala horizontal y no la vertical (o lo contrario) para obtener cuadrilongos como “d” equivalentes a los rectángulos como “d”. El factor de escala será 1 para E_v y $\sqrt{K_z/K_x}$ para E_H .

• EXPLICACIÓN DEL MÉTODO GRÁFICO

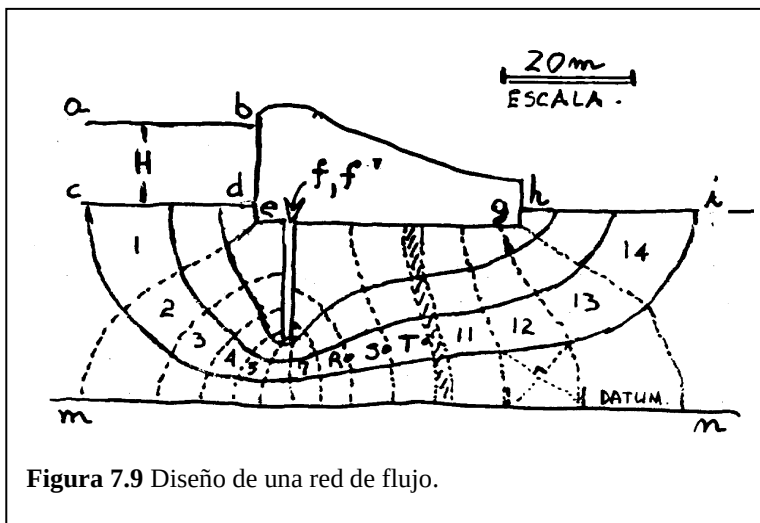


Figura 7.9 Diseño de una red de flujo.

El procedimiento para dibujar la red de flujo es:

Seleccionar las escalas E_H y E_V adecuadas ($f(K_x, K_z)$).

Definir las fronteras de Φ y Ψ .

Delinear las líneas de corriente extremas, es decir, el canal de flujo.

Bosquejar unas pocas (3 – 4) líneas de corriente entre las extremas.

Dibuja líneas equipotenciales ortogonales a las de corriente, formando cuadrilongos. Obsérvense los ángulos de 90° sobre mn, el piso de la presa y la tablestaca, también a la entrada (cd) y salida (hi) del flujo.

Mejorar la red, comprobando que en cada elemento cuadrilongo las diagonales se cortan a 90° (o que se pueden inscribir círculos, Figura 7.7).

Nota: puede ocurrir (casi siempre) que N_c no sea entero (ver dibujo).

Ejercicio 7.2: Calcule ΔP y el Q bajo la presa de la figura, si $ac = 12,9m$; $K = 10^{-4} m/s$; $eg = 45m$; $de = 3m$; $ff' = 20m$ y $cm = 34m$.

Solución: De la figura $N_f = 4$ y $N_c = 14,3$. Además $H = 12,9m$

$$\Delta P = \frac{H}{N_c} = \frac{12,9}{14,3} = 0,9m$$

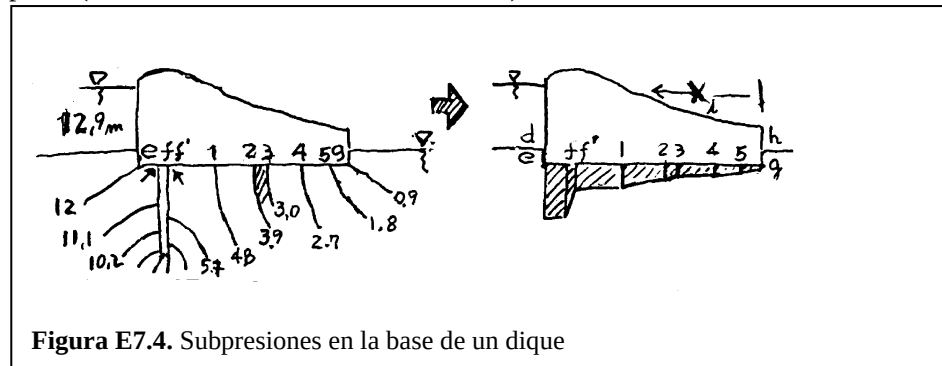
$$Q = K * H \left(\frac{N_f}{N_c} \right) = 10^{-4} * 12,9 \left(\frac{4}{14,3} \right) = 36,1 * 10^{-4} m^3/s$$

Ejercicio 7.3: Calcule la siguiente tabla de energía, para el caso anterior

• unto	CE	CP	Punto	CE	CP
D	34m	12,9 = H	R	8m	5,7 = H - 8 ΔP
E	31m	12,0 = H - ΔP	S	10m	4,8 = H - 9 ΔP
F	31m	11,6 = H - 1,4 ΔP	T	11m	3,9 = 0 + 4,3 ΔP
f'	11m	5,2 = H - 8,6 ΔP	G	31m	0,9 = 0 + ΔP

NOTA: Las subpresiones se disminuyen con tablestaca aguas arriba.

Ejercicio 7.4: Calcule la subpresión en la base de la presa anterior y su posición en la base de la presa (I_d , en la tablestaca, la ΔP horizontal)



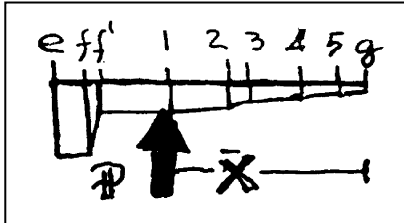
$$\left\{ \begin{array}{l} U_V = CP * \gamma_W \\ \text{calcular con} \\ g = 1 m/s^2 \\ \gamma_W = 1 TT/m^3 \end{array} \right.$$

PTO	e	f	f'	1	2	3	4	5	g	
U_w	12,0	11,6	5,2	4,8	3,9	3,0	2,7	1,8	0,9	
$\Delta S = X_i - X_j$	5m	1m	10m	9m	3m	7m	6m	4m		Distancia
área i j	59	8,4	50	39,2	10,4	20	13,5	5,4		Fuerza

- ΔS está leído a escala y es la base de un trapecio con altura U_w .

- Las áreas se calculan con $\Delta S(U_i + U_j)/2$ en Tonf por metro de presa.
- P. la subpresión $= \Sigma \text{ áreas} = 205,9$ Ton fuerza (por metro lineal de presa)

Para calcular $\bar{X}$, punto de aplicación de la resultante P de las subpresiones, supongamos el volcamiento de la presa ¿cómo actúa P?: el empuje de la subpresión hacia arriba (como el del agua por la derecha) genera volcamiento, por rotación derecha, en torno al punto g.



Trapezio	$\frac{(X_i + X_j)}{2}$	Área i j	MOMENTO i j
ef	42,5 m	59,0	2507,5
ff'	39,5 m	8,4	331,8
f' - 1	34 m	50,0	1700,0
1 - 2	24,5 m	39,2	960,4
2 - 3	18,5 m	10,4	192,4
3 - 4	13,5 m	20,0	270,0
4 - 5	7 m	13,5	94,5
5 - g	2 m	5,4	10,8
Σ		205,9	6067,4

$$\bar{X} = \frac{\Sigma \text{ Momentos } i j}{\Sigma \text{ Áreas } i j} = \frac{\Sigma \text{ Momento } i j}{P}$$

$$\bar{X} = \frac{6067,4 \text{ TT} \cdot \text{m por metro}}{205,9 \text{ TT por metro}}$$

$$\bar{X} = 29,5 \text{ m (a la izquierda desde g)}$$

(Calcule usted el empuje neto en la tablestaca)

EFFECTOS DEL AGUA EN LA PRESA. El flujo trae efectos complementarios, a las otras fuerzas que actúan en la presa (carga de agua, peso de la presa, etc.). El diseñador deberá garantizar la estabilidad de la presa con base en los siguientes “Factores de Seguridad” y conceptos:

- | | | |
|---------------------------------|---|--|
| FS al volcamiento $\geq 2,5$ | → | Σ momentos en g = 0 (todas las fuerzas) |
| FS por licuación ≥ 5 | → | Depende del gradiente de salida i_s |
| FS por deslizamiento $\geq 2,5$ | → | Depende de la resistencia al empuje. |

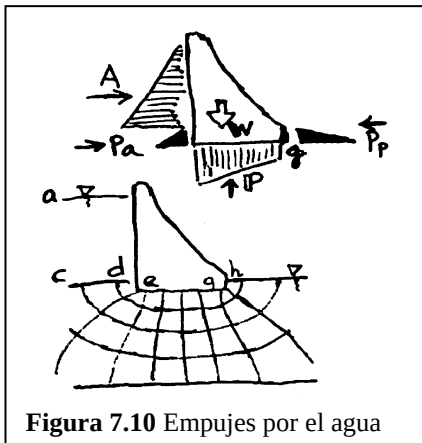


Figura 7.10 Empujes por el agua

$$FS = \frac{\text{Momento resistivo}}{\text{Momento activo}}$$

Volcamiento. Contribuyen al volcamiento, el empuje del agua A, que actúa a $1/3$ de h (desde el piso) y $A = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$. Pero si la presa está empotrada, la presión activa del suelo P_a será otro empuje, siendo $P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma' (de)$. También contribuye P, la subpresión en la base (ver ejercicio 7.4).

Se oponen al volcamiento el peso W de la presa y el empuje pasivo del suelo P_p , en la pared hg, siendo $P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma' (hg)$

NOTA: $K_a = 1/K_p$; en arenas, $K_a = 1/3$, $K_p = 3$. $\gamma' = \gamma_{SAT} - \gamma_w$ (sume)

Licuación. El gradiente de salida i_s se mide en la pared hg de la presa: $i_s = \frac{\Delta P_{hg}}{hg}$, se compara con el gradiente crítico i_c del subsuelo permeable: $i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$ (ecuación 7.5).

$$FS = \frac{i_{CRITICO}}{i_{SALIDA}}$$

En el ejercicio anterior, asumiendo $\gamma_{SAT} = 1,8 \frac{TT}{m^3}$, tenemos:

$$\left. \begin{aligned} i_s &= \frac{\Delta P}{gh} = \frac{0,9m}{3m} = 0,3 \\ i_c &= \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{0,8}{1} = 0,8 \end{aligned} \right\} FS = \frac{i_c}{i_s} = \frac{0,8}{0,3} = 2,7 \text{ insuficiente}$$

¿Cómo evitar la licuación?, Colocando la tablestaca aguas abajo.

Deslizamiento. Supongamos que se desprecia la excentricidad entre las fuerzas W y P . Así, la fuerza efectiva será $W - P$ normal al piso y con ello el cortante disponible C será $\tan \phi$ por la normal, que es $W - P$.

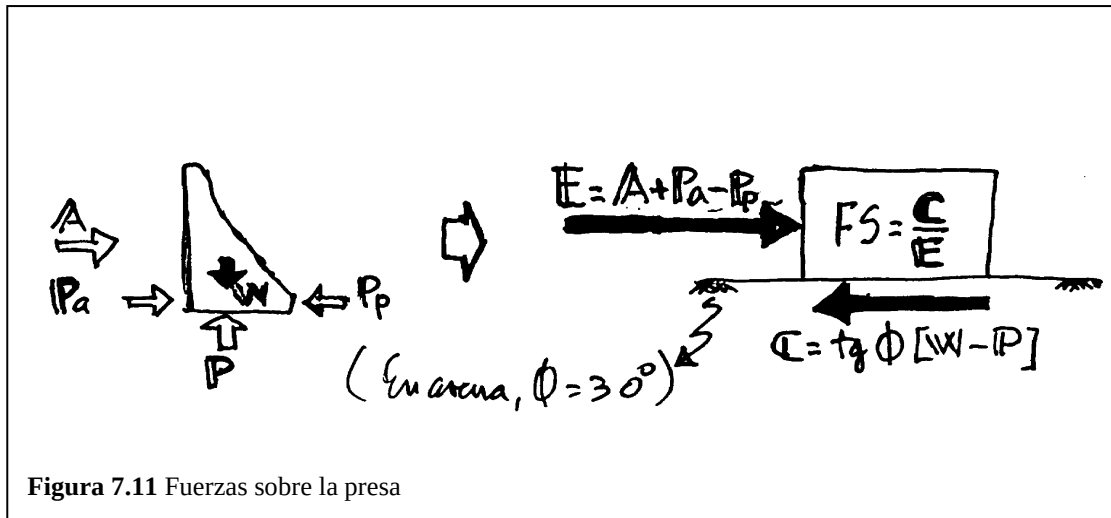
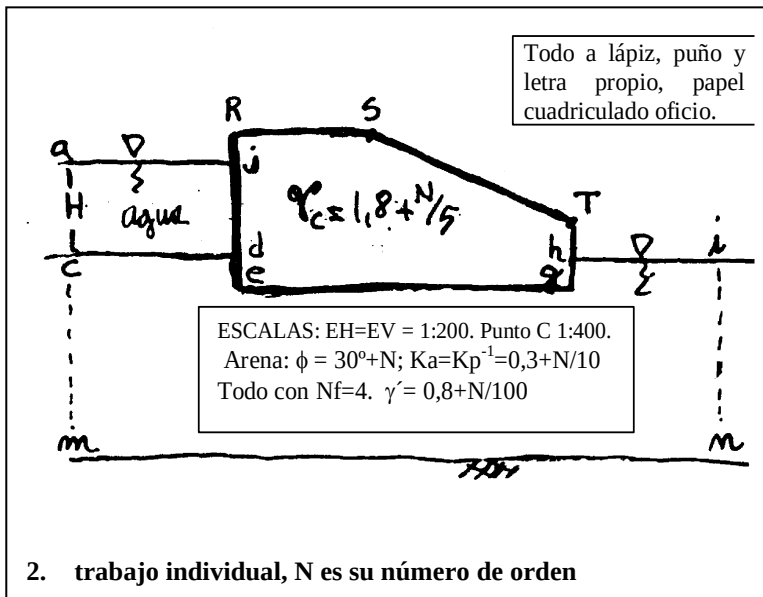


Figura 7.11 Fuerzas sobre la presa

NOTA:

- Para prevenir la tubificación se busca que $i_{\text{SALIDA}} \leq 0,5$ más geotextiles en gh, que es la pared de aguas debajo de la presa.
 - Para reducir el caudal infiltrado, las soluciones son dos: Una tablestaca en la mitad de la base de la presa, o un manto impermeable aguas arriba.
1. Calcular Q ; FS_{LIQ} ; FS_{VOLC} ; FS_{DESLIZ} en la presa adjunta. Posteriormente obtenga tres soluciones diferentes así:
 - Bajar el gradiente de salida con tablestaca aguas abajo; a la 3^{ra} parte del i_s anterior.
 - Reducir la subpresión a la mitad del primer caso, con tablestaca y manto impermeable aguas arriba.
 - Reducir el caudal del primer caso, a la mitad, colocando como medida correctiva un manto impermeable aguas arriba.



$$\text{Datos: } K = 3 + \frac{N}{10} * 10^{-4} \text{ m/s}$$

$$RS = 8 + \frac{N}{10} \text{ m}; JR = hT = 2 \text{ m}$$

$$eg = 20 + \frac{N}{10} \text{ m}; de = 1,5 + \frac{N}{10} \text{ m}$$

$$cm = 12 + \frac{N}{5} \text{ m}; in = 12 - \frac{N}{5} \text{ m}$$

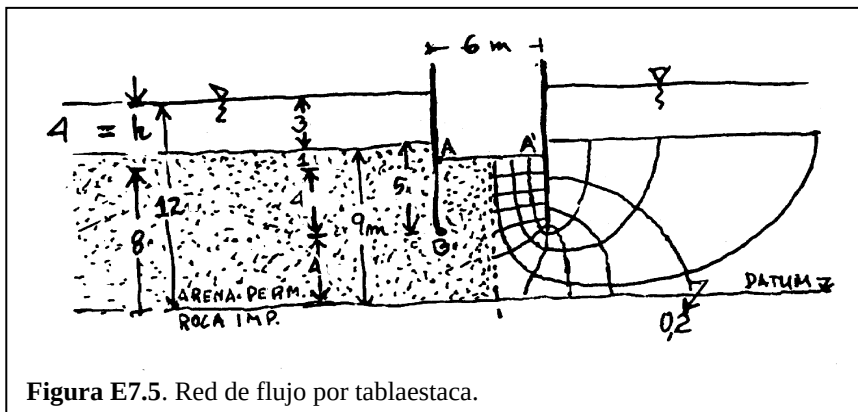
$$cd = hi = 12 \text{ m} : (\text{HORIZONTAL})$$

$$H = ac = 6 + \frac{N}{10} \text{ m} \text{ (altura)}$$

$$AJ \parallel cd \parallel eg \parallel RS \parallel hi$$

Datum: Punto m, que es más bajo que el punto n

Ejercicio 7.5: En la ataguía tablestacada de $6 \times 60 \text{ m}^2$, hincada 5m en un estrato de arena de 9m, con basamento rocoso impermeable, el agua en la parte externa de la pantalla de tablestacas tiene su nivel 3m sobre el piso. El interior de la ataguía está excavado 1m. Si la densidad de la arena es 2 Ton/m^3 , si $K_x = K_z = 7 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ calcular el flujo hacia la excavación, el gradiente de salida y el FS contra levantamiento de fondo.



El flujo es simétrico y sólo se pinta la mitad de toda la red.

$$N_f = 3,2 \text{ y } N_c = 10$$

- Cálculo de Q (primero por un lado, luego en toda la ataguía)

$$Q = K * h \left(\frac{N_f}{N_c} \right) = 7 * 10^{-5} * 4 \left(\frac{3,2}{10} \right) = 8,96 * 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \text{ por metro de ataguía.}$$

$$Q_{TOTAL} = 60 \text{ m de largo} * 2 \text{ ataguías} * Q = 1,08 * 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo del gradiente de salida i_s en el punto A (el punto tiene su imagen en A')

$$\Delta h = \frac{h}{N_c} = \frac{4}{10} = 0,4m$$

La cabeza total en los puntos A y B es: $h_A = 12 - 10 * (0,4) = 8m = h_{A'}$

$$H_B = 12 - 5 * (0,4) = 10 = h_{B'}$$

$$i_s = \frac{\Delta P}{AB} = \frac{2}{4} = 0,5 \quad (\text{valor aceptable para este suelo})$$

En arenas, el i_c para tubificación es $0,89 \leq i_c \leq 1,15$ (suelta y densa)

- FS licuación: Se levanta el fondo entre BB' y AA'

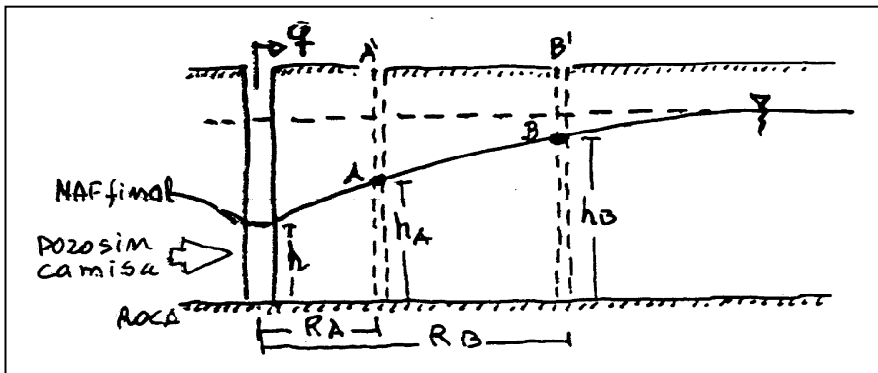
$$i_C = \frac{\gamma'}{\gamma_W} = \frac{(2-1)}{1} = 1 \quad (\gamma' = \gamma_{SAT} - \gamma_W = \gamma_{SUMERFIDO})$$

$$FS = \frac{i_C}{i_s} = \frac{1}{0,5} = 2 \quad (\text{Se requiere } FS \geq 5-7)$$

Nota: Con manto impermeable a cada lado exterior, el FS de licuefacción de suelo aumenta.

DETERMINACIÓN DE K EN EL TERRENO (acuífero inconfinado)

Uno de los métodos es el bombeo con flujo no confinado, para las condiciones siguientes del estrato permeable, a evaluar; h y q = constantes estables.



A' y B' pozos de observación, a distancias R_A , R_B
q = descarga en el pozo de extracción.

$$K = \frac{q * \ln(R_B - R_A)}{\pi(h_B - h_A)(h_B + h_A)}$$

1. El gradiente hidráulico es la pendiente del NAF final, $i = \frac{dh}{dR}$
2. El piso, el NAF inicial y la roca, son superficies horizontales.
3. El flujo es horizontal, es decir, el NAF y el NAP coinciden.

Veamos: $q = A * V = A * K * i$ (DARCY))

1

Pero $A = 2 \pi R h$ área sección atravesada por el flujo

$$q = 2\pi R h * K * \frac{dh}{dR} \quad (\text{hipótesis \# 1}) \quad 2$$

$$\text{Luego } \frac{dR}{R} = \frac{2\pi K}{q} * h dh$$

Al integrar entre $R = R_A$ y R_B , y entre $h = h_A$ y h_B , tenemos:

$$\begin{aligned} \ln\left(\frac{R_B}{R_A}\right) &= \left[\frac{2\pi K}{Q}\right] \left[\frac{h_B^2}{2} - \frac{h_A^2}{2}\right] \quad \therefore \\ K &= \frac{q * \ln\left(\frac{R_B}{R_A}\right)}{\pi(h_B - h_A)(h_B + h_A)} = \frac{q * \log\left(\frac{R_B}{R_A}\right)}{1,364(h_B^2 - h_A^2)} \end{aligned}$$

Nota: Se puede evaluar K en perforaciones encamisadas, de diámetro d, si se hace con cabeza constante I, se mide el q con el cual el NAF se mantiene constante, a la profundidad h. Si se hace con cabe variable II, tomo el tiempo t entre h_1 y h_2 .

$$\text{I} \Rightarrow K = \frac{q}{2,75 * d * h} \quad \text{II} \Rightarrow K = \frac{d}{0,92 * t} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

[Ir a la página principal](#)

ENLACES U.N:

Acecha El Niño fortalecido por el calentamiento global.	Colombia: ¿muere el país rural?	Desafío futuro: ciudades sostenibles e incluyentes.
Agua y Clima en Colombia.	Colombia- problemáticas en zonas costeras.	El volcán y el desastre de Armero.
Al Bahareque le Fue Muy Bien.	Colombia: riesgos geodinámicos y hábitat.	Gestión del riesgo.
Amenaza sísmica en el Eje Cafetero.	Colombia – Sismos de 1979.	Gestión del riesgo natural y el caso de Colombia.
Calentamiento global en Colombia.	Conviviendo con el volcán.	Riesgo sísmico: los terremotos.
Cambio climático en Colombia: La Amenaza.	Cumanday, ¿el león dormido?	Sismo, bahareque y laderas.
		Vulcanismo.

CAPÍTULO 8

EROSIÓN DE SUELOS

8.1. Erosión.

La erosión del suelo es la remoción del material superficial por acción del viento o del agua. El proceso se presenta gracias a la presencia del agua en las formas: pluvial (lluvias) o de escorrentía (escurrimiento), que en contacto con el suelo (las primeras con impacto y las segundas con fuerzas tractivas), vencen la resistencia de las partículas (Fricción o cohesión) del suelo generándose el proceso de erosión.

Muchos proyectos de ingeniería exigen la remoción de la vegetación y excavaciones de suelo generando problemas ambientales en laderas y cursos de agua por la producción e incorporación de sedimentos a las corrientes que alteran los ecosistemas naturales y generan gran cantidad de problemas por sedimentación.

La erosión edáfica es un proceso normal del desarrollo del paisaje, pero solamente en algunas partes del mundo domina otros procesos de denudamiento. Los otros procesos principales de remoción de sedimentos son los movimientos en masa y los procesos de transporte en masa, y cada uno de ellos es dominante en ambientes adecuados.

La mayor parte de nuestros actuales conocimientos sobre los mecanismos de erosión y sus tasas correspondientes se basan en el trabajo del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos. El enfoque del SCS siempre ha sido pragmático, y sus predicciones en cuanto a tasas de erosión se han concentrado en torno al desarrollo y extensión de la Ecuación Universal de Pérdida de Suelos (EUPS). Los puntos tanto fuertes como débiles de la EUPS se hallan en la estimación de la erosión como producto de una serie de términos como precipitación pluvial, grado y longitud de la pendiente, así como factores edáficos y agrológicos.

Los protagonistas principales de la erosión son: el impacto de las gotas de lluvia que genera el desprendimiento por salpicadura, compacta el suelo, reduciendo la infiltración y aumentando la escorrentía; la capacidad hidráulica del flujo superficial sobre una pendiente capaz de acarrear los sedimentos. Pero la comprensión del fenómeno se fundamenta en una separación entre la hidrología y la hidráulica, y en las propiedades del suelo que son importantes para cada una de ellas: las propiedades hidrológicas del suelo determinan la tasa de infiltración y de esta manera se fija la parte de la precipitación pluvial que contribuye al flujo superficial. Las propiedades hidráulicas del suelo determinan la resistencia del suelo al transporte por el flujo o por las gotas de lluvia.

La erosión de suelos, la pérdida de suelos y la acumulación de sedimentos son términos que tienen distintos significados en la tecnología de la erosión de suelos: la erosión de suelos es la cantidad bruta de suelo retirado por la acción dispersante de las gotas de lluvia y por la escorrentía. La pérdida de suelo es el suelo desprendido de una pendiente determinada. La producción de sedimentos es el volumen de suelo depositado en un punto que está bajo evaluación.

8.2 Erosión hídrica. Es la erosión por agua lluvia y abarca la erosión provocada por el impacto de las gotas sobre el suelo desnudo, como también la acción hidráulica que arranca y transporta las partículas de suelo por el escurrimiento en laderas y taludes.

a. Saltación pluvial. El impacto de las gotas de lluvia en el suelo desprovisto de vegetación y expuesto, ocasiona el desalojo y arrastre del suelo fino. El impacto compacta el suelo disminuyendo la permeabilidad e incrementando la escorrentía.

b. Escurrimiento superficial difuso. Comprende la erosión laminar sobre laderas desprovistas de vegetación y afectadas por la saltación pluvial, que estimulan el escurrimiento del agua arrastrando finos. El escurrimiento difuso ocurre cuando la velocidad del agua es menor de 30 cm x seg^{-1} .

c. Escurrimiento superficial concentrado. Produce dos formas, los surcos de erosión (canales bien definidos y pequeños), y las cárcavas, que son canales o zanjones de mayor magnitud. Cuando el flujo se hace turbulento, la energía del agua es suficiente para labrar canales paralelos o anastomados, llamados surcos. Más profundos y anchos que los surcos son las cárcavas, por las que circula agua durante y poco después de los aguaceros.

El proceso se da en cuatro etapas: 1. Entallamiento del canal. 2. Erosión remontante desde la base. 3. Cicatrización. 4. Estabilización.

d. Escurrimiento subsuperficial. Las aguas infiltradas ocasionan la tubificación y el sifonamiento del suelo, formando cavidades, en donde la fuerza de infiltración ha superado la resistencia del suelo.

Aspectos relacionados con la erosión hídrica que deben considerarse:

1. Las geoformas denudativas creadas por la erosión.
2. Los fenómenos dinámicos asociados al transporte de masas.
3. La sedimentación y la colmatación de las vaguadas de los cauces.

8.2.1 Valoración del efecto de la erosión hídrica: Usamos:

$$Q_R = K(E)^\alpha \quad (8.1)$$

donde Q_R es la erosión por lluvia, K un coeficiente de proporcionalidad, E la energía cinética de la lluvia y α una constante que depende del tipo de suelo (baja en arcillas y alta en arenas).

$$A = RK (LS) CP \quad (8.2)$$

donde $R = EI_{30} \quad (8.3)$

La ecuación (8.2) muestra los factores más importantes para el control de la erosión. A : Es el promedio de pérdidas de suelo en Ton por Ha. $R = EI_{30}$ es el factor de lluvia, expresado como el producto de la energía de una lluvia, con la intensidad I_{30} , de 30 minutos. K : Es el factor de erodabilidad del suelo (función del tipo de suelo). LS : Es la longitud de la pendiente y magnitud de la misma, lo que depende de la topografía del terreno. C : Factor de uso del suelo (suelo árido = 1; praderas = 0,1; bosque, selva = 0,01)

8.3 Erosión fluvial. Es la erosión que se presenta en los cursos de agua (quebradas y ríos). La fuerza tractiva del agua vence la resistencia de los materiales, produciéndose procesos de socavación lateral y de fondo. Los procesos movilizan además de arcillas y limos, otros materiales como arenas, gravas, cantos y bloques, en las formas de acarreo e disolución, suspensión y acarreo de fondo. Los volúmenes movilizados por erosión fluvial son altos, en cauces erosionados.

8.3.1 Los torrentes son corrientes de agua de régimen ocasional, el drenaje y las laderas son de pendientes fuertes, pueden acarrear gran volúmenes de material, en épocas de lluvias. Los procesos dominantes son la profundización de cauce, que detona deslizamientos de las laderas inestables.

Los torrentes son laboratorios naturales para estudiar la erosión y se dividen en tres partes:

- Cuenca de recepción, donde predomina la excavación.
- Canal de desagüe, donde se presenta erosión y acumulación de suelos.
- Cono de deyección, donde se forma un “abanico” por acumulación.

El torrente permite plantear la mayor proporción de problemas de erosión fluvial y escoger los mecanismos de trabajo de las corrientes de agua: Carga de materiales, su transporte y sedimentación.

Las aguas, discurriendo por las irregularidades del relieve, modifican los lechos de los cauces y los aproximan al perfil de equilibrio.

TIPO	ACCIÓN	EFFECTOS
EROSIÓN POR LLUVIA: La acción de las aguas lluvias, con la contribución de otros agentes climáticos, sobre la superficie del interfluvio. NOTA: Las crestas del interfluvio son laderas (naturales) y taludes (construidos)	Saltación pluvial: Desalojo y dispersión por gotas de lluvia.	• Impacto de la gota de agua. • Reducción de la capa de infiltración. • Destrucción de los poros y de las fisuras del suelo expuesto
	• ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL DIFUSO	
	Erosión laminar: Arrastre uniforme de capas de suelo a muy corta distancia.	• Escorrimento de suelos limosos y arenosos. • Es fuente importante de sedimentos.
	• ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL CONCENTRADO	
	Surcos de erosión: El escurrimento concentrado forma pequeños canales paralelos.	• Destrucción de taludes y laderas. • Alto aporte de sedimentos. • Los canales se borran con perfilado y labranza.
	Cárcavas: Son zanjones profundos y de gran tamaño, por lo tanto son difíciles de controlar.	• Acentuar el relieve promoviendo otras formas de inestabilidad. • Fuente importante de sedimentos. • Corrección de alto costo.
	• ESCURRIMIENTO SUBSUPERFICIAL	

EROSIÓN INTERNA: Por flujo subterráneo.	<i>Tubificación y cavernas:</i> Debilitamiento interno.	● Puede originar manantiales, cárcavas y hundimientos.
EROSIÓN FLUVIAL	⇒ <i>Socavación de fondo</i>	● Profundiza el fondo de los cauces naturales
	⇒ <i>Socavación lateral</i>	● Elimina el soporte de laderas.
	<i>Descarga torrencial</i>	● Efectos devastadores en las márgenes del cauce.

Tabla 8.1 Proceso de erosión hídrica y su contribución a la inestabilidad

• 8.4 Remoción en masa

El término abarca un conjunto de procesos debidos a la transportación directa de materiales, por la acción de la gravedad, sin que medie un agente de transporte (hielo, agua, viento).

a. Desplazamiento en masa. Es la movilización descendente del material, en estado plástico o elástico, del interfluvio hacia la vaguada y en forma rápida o lenta. Estos fenómenos son del dominio de la Mecánica de Suelos.

b. Transporte en masa. Son movimientos de rápidos a muy rápidos de mezclas viscosas de agua y materiales térreos, que avanzan a lo largo de los cauces o sobre las depresiones del terreno y valles de salida de las corrientes. El flujo viscoso se puede originar a partir de masas desplazadas y su estudio es del dominio de la Mecánica de los fluidos.

8.5 Montañas altas en Colombia e inestabilidad (A. Florez)

Nuestras altas montañas presentan diferencia geomorfológica que es función de condiciones bioclimáticas ligadas al escalonamiento de altitudes.

Existen tres sistemas morfogenéticos ligados al frío actual y pasado, cuyos pisos resultantes son: Glaciar (G), periglaciar (PG) y de modelado glaciar heredado anteholoceno (MGH), ver figura 8.1.

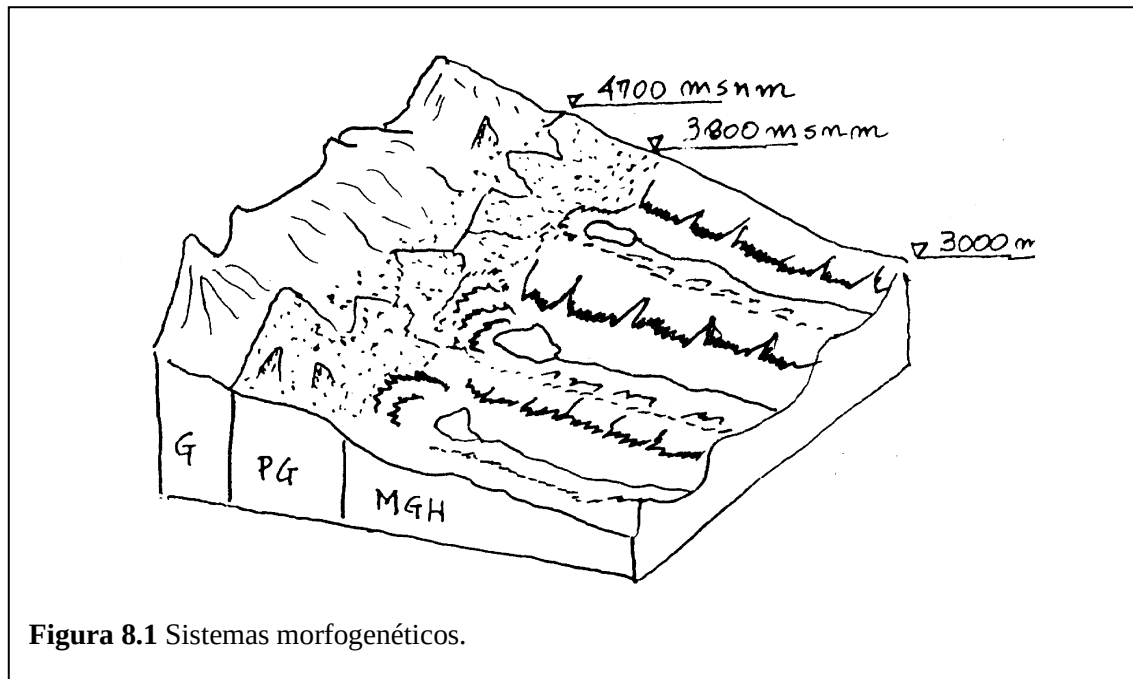


Figura 8.1 Sistemas morfogénéticos.

A. PISO GLACIAR (G): Sobre 4700 metros sobre el nivel del mar, tenemos “glaciares de montaña”, que son masas de hielo en movimiento. En Colombia, la neoglaciación terminó hace 11500 años; en período histórico se han deglaciado el Cumbal, Chiles, Pan de Azúcar, Puracé, Santa Rosa, Quindío y Cisne y los actuales relictos que suman menos de 100 Km², son Huila, Tolima, Santa Isabel, Ruiz y las Sierras Nevadas de Chita, Santa Marta y Güicán.

Hoy retroceden y pierden espesor los nevados, las grietas glaciares aumentan y esta dinámica implica aportes de agua rápida y arrastres de sedimentos a los pisos inferiores, como también modificación de la frontera entre pisos, que va en ascenso, por inestabilidad del sistema.

B. PISO PERIGLACIAR (PG): Entre 3800m y 4700 m sobre el nivel del mar está la faja amortiguadora de los glaciares, pero este piso no necesariamente exige la presencia de un glaciar, aunque sí las condiciones de altitud y latitud para los procesos de frío y alternancia diaria o estacional del ciclo hielo – fusión. La ausencia de cobertura vegetal y de suelo es casi total, excepto en los niveles inferiores.

Los procesos son: Esguerramiento difuso y concentrado (por hielo – deshielo); reptación por hielo de exhudación, transportes eólicos (deflación); gelifracción de rocas, descamación de rocas, coladas de barro por fusión de nieve y colmatación de lagunas con sedimentos.

El sistema morfogénético evidencia inestabilidad (migración).

C. PISO DEL MODELADO ANTEHOLOCENO (MGH). En la gran glaciación, los hielos modelaron hasta los 3000 metros sobre el nivel del mar en Colombia, creando circos, valles en U y cubetas de sobreexcavación, y dejando morrenas y depósitos fluvioglaciares. Hoy, estos modelados

cuentan con cobertura vegetal buena y suelos orgánicos espesos. El piso comprende al páramo y parte del bosque alto – andino.

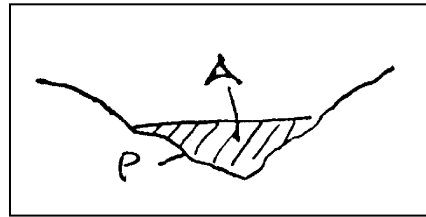
El modelado es abundante en cubetas de socavación glaciaria (hoy como lagunas o pantanos). Es el piso vital para las cuencas hidrográficas primarias. El sistema es muy estable hoy y sólo presenta procesos menores, como sufusión en formaciones superficiales porosas, solifluxión en suelos muy húmedos, disección por escurrimiento superficial y moderada reptación.

La dinámica descrita, es referida a condiciones exclusivamente naturales, pero la acción antrópica de las últimas décadas ha llevado a este escenario las quemadas, la deforestación y las actividades agropecuarias. El suelo, así, está expuesto a la erosión y pierde capacidad de infiltración (factores que repercuten en el ecosistema general).

8.6 Dinámica fluvial

La velocidad de una corriente fluvial, viene dada por:

$$v = C\sqrt{RI} \quad (8.1) \quad \text{siendo} \quad R = A/P \quad (8.2)$$



donde C = coeficiente de rugosidad del lecho, R el radio hidráulico (que es el cociente A/P) e I la pendiente (CHEZY – EYTELWEIN).

También puedo expresar el área de la sección en función del caudal Q y llevar el resultado de (2) a (1), para obtener

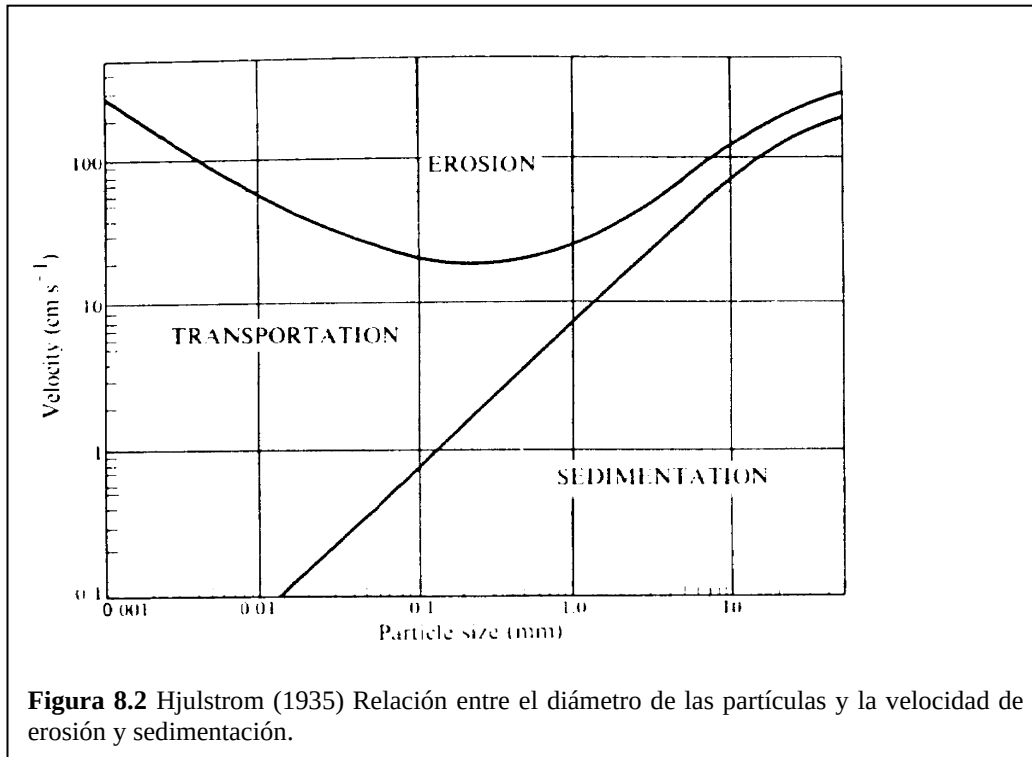
$$v = C\sqrt{\frac{Q}{v*P}}I \quad (8.3) \quad \left(\text{aquí se hizo } R = \frac{\left(\frac{Q}{v}\right)}{P}\right)$$

Transformando (3) para despejar v

$$v = \sqrt[3]{\frac{C^2 * Q * A}{P}} \quad (8.4) \quad \left(C = \frac{1}{n}; n = \text{coeficiente de Manning}\right)$$

Con (8.4) queda claro que la velocidad de la corriente no es constante en toda la sección inundada.

La velocidad media de la corriente es tan solo $\frac{6}{10}$ a $\frac{8}{10}$ de la velocidad máxima, la que no



necesariamente está en el centro del río sino que oscila pasando de una a otra orilla, y en la vertical se sumerge algo.

8.7 Hidrotecnia y cuenca

El fenómeno torrencial supone caudales sólidos, crecidas violentas y repentinas. La carga de la corriente viaja en suspensión y como acarreo. La carga de acarreo proviene de la erosión en el cauce; la carga de suspensión proviene de la erosión en las laderas (laminar).

Pero el cauce genera acarreo de acuerdo al caudal y el caudal depende del estado de la cuenca. Ambos fenómenos van paralelos: Presencia de acarreo y erosión de cauces, y erosión y degradación de la cuenca receptora.

Las obras de ingeniería hidráulica usadas en la corrección del fenómeno torrencial, no puede dejar de lado la restauración de la cuenca, y la clave está en que la escorrentía se debe a la incapacidad del suelo para infiltrar agua. El descontrol hídrico trae como consecuencia el secamiento de los ríos en verano y crecientes severas en invierno.

8.7.1 Restauración biológica de la cuenca.

Corrección torrencial y control hidrológico en las laderas son acciones complementarias; ambas apuntan a la estimulación de la vegetación y al control del agua. Mayor infiltración y tiempo de

concentración de aguas sugiere acciones de conservación, mejora e implantación de cubiertas arbóreas. La reforestación se hace prioritaria con distancias de siembra y especies que estimulen el sotobosque para lograr un sistema eficiente en la intercepción de agua.

Se requieren masas mezcladas e irregulares de estratos arbustivos y herbáceos nativos para el equilibrio ecológico natural, que se logra solo recuperando y restableciendo las cadenas bióticas.

Las cubiertas herbáceas permanentes productoras, sólo para pendientes abajo del 35%, si el suelo lo admite, por su extensión, régimen, clase y estado.

8.7.2 Hidrotecnia y cauce.

La corrección torrencial está orientada a controlar procesos en el lecho y las márgenes.

El dinamismo torrencial aparece ligado a la tensión tractiva τ , que arranca y transporta acarreos, dada por:

$$\tau = \gamma_w R I \quad (8.5)$$

donde γ_w es el peso específico de la corriente, R el radio hidráulico e I la pendiente o gradiente hidráulico (línea de energía).

A esa tensión τ se oponen los materiales con su peso, inercia, fricción, etc., generando una resistencia dada por la tensión crítica τ_c :

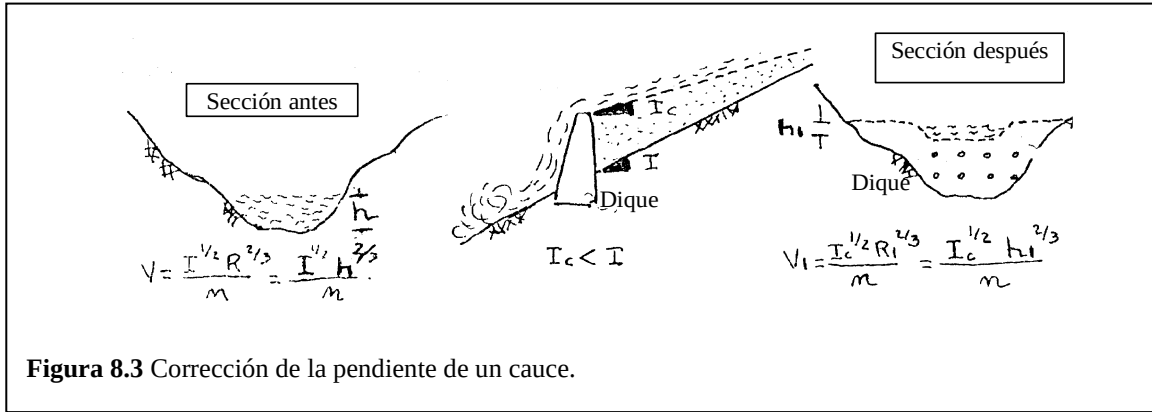
$$\tau_c = K(\gamma_s - \gamma_w)d_{50} \quad (8.6)$$

donde K es un coeficiente que se determina experimentalmente y γ_s el peso específico de los materiales acarreados ($\gamma_s - \gamma_w$) es γ' .

La calificación del estado torrencial se hará en secciones homogéneas, comparando τ con τ_c , es decir, tensión tractiva Vs tensión crítica del contorno. Además $\gamma_w > 1$ (con materiales en suspensión).

8.7.3 Control vertical y pendiente de compensación I_c

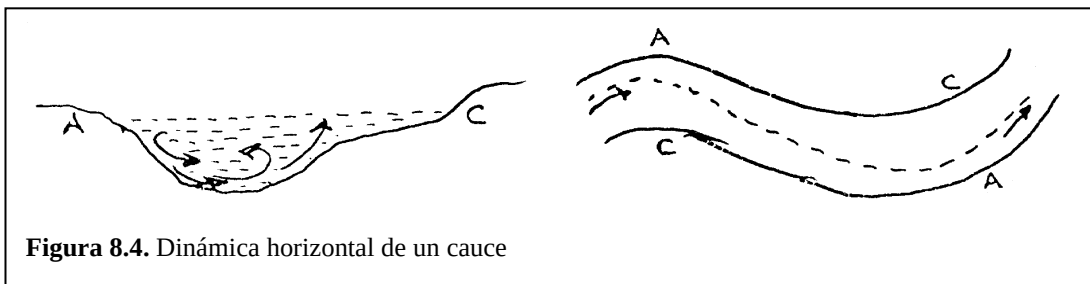
Cuando $\tau > \tau_c$, los lechos descienden y los macizos adyacentes se desestabilizan. Así, las obras transversales ofrecen soluciones simples y eficaces. Estas obras forman diques de consolidación, a modo de presas. Sea R el radio hidráulico y n el coeficiente de rugosidad ($1/C$)



8.7.4 Control horizontal

La rectificación del eje hidráulico procede cuando caudales circundantes con tensiones tractivas que superan las tensiones resistentes del contorno.

El fenómeno de erosión y sedimentación es normal en cuerpos de agua con un régimen fluvial o semifluvial, y se presenta en tramos donde la fuerza centrífuga que tiene el agua, en las curvas sobreexcava la superficie libre externa de las curvas del cauce.



El proceso no logra equilibrar las tensiones totalmente, en razón a que el fenómeno de erosión y sedimentación hace inestables los meandros y obliga a la ejecución de obras longitudinales para el control horizontal de la tensión tractiva sobre las márgenes. Sólo en casos limitados proceden las obras transversales para fijar el lecho.

La protección de márgenes puede conseguirse con barreras continuas resistentes a la erosión, como muros rígidos (hormigón, mampostería hidráulica), muros flexibles (mampostería gavionada), revestimiento con materiales de mayor diámetro que los del lecho o mediante plantaciones y recubrimientos vegetales.

Los espigones transversales, también, por que generan espacios de sedimentación donde antes la corriente erosionaba, aunque debe considerarse el incremento de la velocidad de la corriente global por reducción de la sección útil del cauce, e incremento del radio hidráulico R . El centro del cauce queda amenazado de erosión.

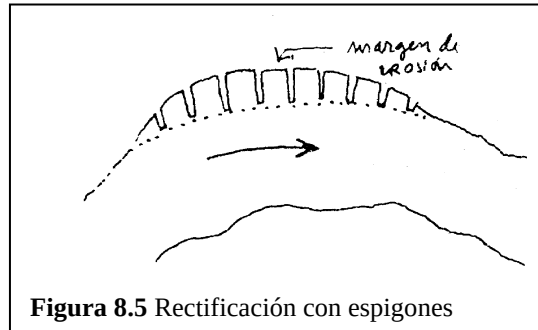
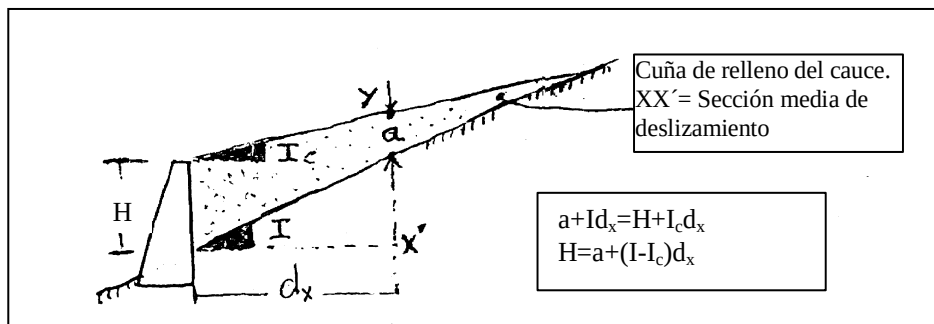


Figura 8.5 Rectificación con espigones

8.7.5 Emplazamiento de obras

Diques de retención. Se emplazan aguas arriba de la zona de daños, aprovechando gargantas estrechas de la vaguada, o en ensanchamientos, para construir trampas de sedimentos.

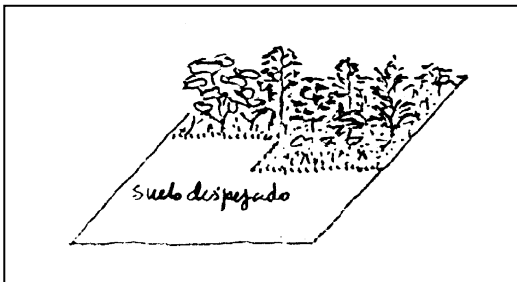
Diques de consolidación. Para consolidar las laderas marginales se construyen diques emplazados de tal manera que en la sección transversal media del deslizamiento, la altura de la cuña de relleno, a , sea suficiente para contener la ladera.



Dique de retención: Su altura compromete las terrazas cultivadas.

Dique de contención: Su altura colabora a estabilizar una ladera, gracias a la cuña sedimentada.

Espigones. Su longitud L_T es $h \leq L_T \leq B/4$. Si se le da empotramiento en la margen $= 0,25 L_T$. El ángulo con el eje del río $70^\circ - 90^\circ$. Su separación depende del L_T del primero, del ángulo con la orilla de aguas abajo. En curvas, $S_p \leq 8L_T$ y en rectas $S_p \leq 6 L_T$ (medida económica); pero también $5,1L_T \leq S_p \leq 6,3L_T$. Si el riesgo es alto $S_p = 4 L_T$. Deben tener pendiente hacia el río entre 5% - 25% y profundidad suficiente para prevenir su socavación.

Ejercicio 8.1: erosión por cambio de uso del suelo

Se tiene un claro despejado con tractor para un proyecto de construcción. a) Discuta sus problemas y expectativas de erosión. b) Valore los efectos del proyecto. c) Concluya.

$$A = RK (LS) CP = \text{EROSIÓN} \quad (1)$$

a) Discusión: Los factores R de lluvia y K de erodabilidad del suelo, no cambian por las adecuaciones específicas del lote que se desea construir. Entonces:

$$\text{EROSIÓN} = (LS) CP \quad (2)$$

En la parcela, las condiciones topográficas (LS), como el uso del suelo y las prácticas de conservación, sí se afectan. El movimiento de tierras con el tractor modifica la longitud e inclinación de las pendientes, y en general, el resultado es que el factor (LS) aumenta. Los cambios en la vegetación también son evaluables (en este caso C aumenta), y las condiciones de conservación P dependerán del diseño y concepción del proyecto.

b) Valoración del efecto erosivo: con base en (2) (para $P = 1 = \text{constante}$):

Condición	Modificación prevista
(LS) Pendientes antes del modelado 5°	$5^\circ / 9^\circ \Rightarrow LS = 0,56$
(LS) Pendientes luego del modelado 12°	$12^\circ / 9^\circ \Rightarrow LS = 1,34$
C Antes de la tala	$C = 0,2$
C Después de la tala	$C = 1,0$

Aplicando (1) bajo los anteriores presupuestos ($P = 1 = \text{constante}$):

EROSIÓN antes de la construcción: $RK (0,56)(0,2) = 11,3 RK$

EROSIÓN después de la construcción: $RK (1,34)(1,0) = 1,340 RK$

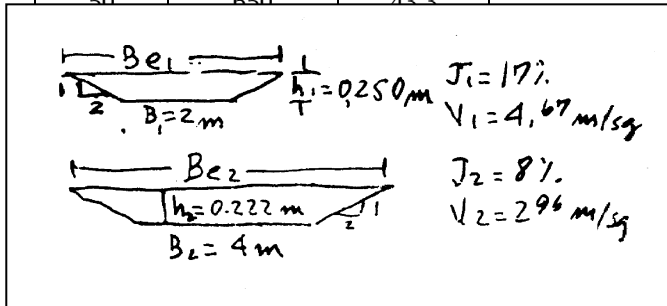
c) Conclusión: La erosión en el lugar se incrementará cerca de 12 veces. Se requiere, en consecuencia, incluir medidas para el control de la erosión, haciendo que $P = 0,3 - 0,4$, y logrando que el incremento de la erosión sea sólo de unas 4 veces.

Ejercicio 8.2. En un cauce erosionado se toman los siguientes datos: Peso unitario del fluido $\gamma_f = 1,11 \text{ TT/m}^3$, altura de la lámina de agua $h_f = 0,25\text{m}$, pendiente del lecho $J = 17\%$, gravedad específica $G_s = 2,65$. Además la granulometría adjunta del material del lecho ($W_T = 3000\text{gr}$) con su geometría (subíndices y figura 1) y velocidad V_1 de flujo. Si se hace la corrección con dique de consolidación y establecimiento de vegetación ($\gamma_f = 1,00 \text{ TT/m}^3$) ampliando la sección del cauce (subíndices 2) y rebajando la pendiente al 8%.

Granulometría

Tamiz	W ret (gr)	% pasa
75	500	83,3
63	550	65,0
50	650	43,3

Hallar las tensiones tractivas para d_{50} y críticas 1 y 2, y calculas las profundidades de socavación S_1 y S_2 . Analice los cambios hidrotécnicos.



Se tiene $Q = 2,92 \text{ m}^3/\text{s}$ y $V_2 = 2,96 \text{ m/s}$

Solución: a) De la granulometría $d_{10} = 4\text{mm}$, $d_{30} = 28\text{mm}$, $d_{50} = 41\text{mm}$, $d_{60} = 45\text{mm}$, $C_U = 11,25$, $C_C = 4,36$.

El rango de interés granulométrico sea del $T = 1 \frac{1}{2}''$ al $T = N^\circ 4$.

De consideraciones hidráulicas se han obtenido Q , V_1 , V_2 , K , μ y n .

b) Cálculo de tensión tractiva τ y tensión crítica τ_c ($K = 0,047$)

$$\tau_1 = \gamma_{f1} * h_1 * J_1 = 1,10 * 0,250 * 0,17 = 0,05 \text{ TT/m}^2$$

$$\tau_2 = \gamma_{f2} * h_2 * J_2 = 1,00 * 0,222 * 0,08 = 0,02 \text{ TT/m}^2$$

$$\tau_{C1} = K(\gamma_S - \gamma_{f1})d_{50} = 0,047(2,65 - 1,10)0,041 = 0,0030 \text{ TT/m}^2$$

$$\tau_{C2} = K(\gamma_S - \gamma_{f2})d_{50} = 0,047(2,65 - 1,00) * 0,041 = 0,0032 \text{ TT/m}^2$$

c) Cálculo del diámetro de equilibrio d_{150} y d_{250} . (La condición es $\tau_c = \tau$, Fórmulas 8.1 y 8.2)

$$\tau_{C1} = \tau_1 \Rightarrow d_{150} = \frac{\tau_{C1}}{K(\gamma_S - \gamma_{f1})} = \frac{0,05}{0,047(2,65 - 1,10)} = 0,68\text{m}$$

$$\tau_{C2} = \tau_2 \Rightarrow d_{250} = \frac{\tau_{C2}}{K(\gamma_S - \gamma_{f2})} = \frac{0,02}{0,047(2,65 - 1,00)} = 0,26\text{m}$$

En la situación nueva (2) cantos de $\phi > 26 \text{ cm}$ resultan estables. En la situación anterior (1) se movilizaban cantos mayores ($\phi < 69 \text{ cm}$)

d) Oferta de la granulometría del cauce. (Diámetro medio, d_m , en el rango sugerido de los cinco tamices)

$$\sum d_i = (14 + 20 + 28 + 37,5 + 50) = 149,5mm$$

$$\sum P_i = \frac{\sum W_i}{W_T} = \frac{(150 + 150 + 350 + 450 + 650)}{3000} = 58,3\%$$

$$dm = \frac{\sum d_i * \sum P_i}{100} = \frac{149,5 * 58,3}{100} = 87,2mm$$

e) Cálculo de socavación (S_i)

Partimos del tirante H , que es la altura de la columna de agua más la socavación: ($H = h + S$)

$$H = \left[\frac{\alpha * h^{1,667}}{0,68\beta * dm^{0,28}} \right]^{\frac{1}{1+X}}$$

Condiciones iniciales

$$h_1 = 0,250m, B_{e1} = 3m, A_1 = 0,625m^2$$

$$Pm_1 = \frac{A_1}{B_{e1}} = \frac{0,625}{3} = 0,208m$$

$$\alpha_1 = \frac{Q}{Pm_1^{1,667} * B_{e1} * \mu} = \frac{2,95}{0,208^{1,667} * 3 * 1} = 13,47$$

$$H_1 = \left[\frac{13,47 * 0,250^{1,667}}{0,68 * 1,00 * 87,2^{0,28}} \right]^{0,770} = 0,642m$$

$$S_1 = H_1 - h_1 = 0,642 - 0,250 = 0,392m$$

Condiciones finales

$$h_2 = 0,222m, B_{e2} = 4,89m, A_2 = 0,987m^2$$

$$Pm_2 = \frac{A_2}{B_{e2}} = \frac{0,987}{4,89} = 0,202m$$

$$\alpha_2 = \frac{2,95}{0,202^{1,667} * 4,89 * 1} = 8,679$$

$$H_2 = \left[\frac{8,679 * 0,222^{1,667}}{0,68 * 1,00 * 87,2^{0,28}} \right]^{0,770} = 0,393m$$

$$S_2 = H_2 - h_2 = 0,393 - 0,222 = 0,171m$$

Interpolación para X :

$X = f(Y)$

$$\frac{(60 - 40)}{(0,29 - 0,30)} = \frac{18,3}{Y} \Rightarrow Y = 0,009$$

$$\therefore X = 0,298 \Rightarrow \frac{1}{1 + X} = 0,770$$

El valor de X es de tablas

Asumimos: β, μ, n

$\beta = 1,00$ = factor que depende de la probabilidad de Q

$\mu = 1,00$ = Coeficiente de contracción – sin obstáculos

$n = 0,035$. Manning

$$Q = A * V = 2,95 m^3/s$$

$$\text{donde } V = \frac{1}{n} * h^{2/3} * J^{1/2}$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{2,95}{0,625} = 4,72 m/s$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{2,95}{0,987} = 2,99 m/s$$

Resumen y análisis

	b	T	H	J	τ	τ_c	dm	S	V	Pm
SECCIÓN 1	2	3	0,250	17%	0,05	0,0030	87,2	0,392	4,72	3,12
SECCIÓN 2	4	4,89	0,222	8%	0,02	0,0032	87,2	0,171	2,09	4,99
$\Delta = \frac{F-i}{i} * 100$	+100	+63	-11,2	-59,2	-60	+6,7		-54	-36,6	+56,9

- Disminuye la velocidad porque aumenta el perímetro mojado Pm.
- Disminuye la pendiente J, se amplía B, aumenta τ y disminuye h.
- Se controla la erosión porque disminuye τ y aumenta τ_c .
- La reducción de V y el aumento de Pm explican la menor socavación S.
- Las medidas de reforestación son para retirar los sólidos de la corriente.
- Con las variaciones en τ y τ_c el cauce toma una nueva configuración. El nuevo d_{50} de equilibrio es menor al dm que ofrece el cauce.
- La erosión del lecho compromete más rápidamente los finos, lo que trae como consecuencia el cambio del número de Manning.
- La profundidad para la cimentación del dique debe ser superior a $H_2 = 0,392$ m para prevenir su socavación.
- Aguas abajo del dique, se observará un cauce sin finos, con una granulometría gruesa, porque el agua, que ha perdido carga de finos, los tomará aguas abajo del dique.
- Aguas arriba del dique, se observará un excedente de finos, en virtud de un proceso de sedimentación que irá progresando hacia aguas arriba, por el cambio de nivel de base de la corriente.
- El acorazamiento del cauce es el fenómeno con el cual responde la corriente, ya desprovista de finos, aguas abajo. Se trata de un cauce con un lecho de alta rugosidad.

[Ir a la página principal](#)

ENLACES U.N:

<u>Albert Einstein en los cien años de la Teoría de la Relatividad.</u> <u>Astronomía en la Edad Media y el Renacimiento.</u> <u>Breve Historia de la Astronomía.</u> <u>Ciencias Naturales & CTS.</u> <u>Clima: las heladas en Colombia.</u> <u>Cultura y Astronomía (CyA)</u> <u>Día del Medio Ambiente: El Universo.</u> <u>El territorio caldense, ¿un constructo cultural? – UMBRA.</u>	<u>El camino a las estrellas.</u> <u>El misterioso lado oscuro del universo.</u> <u>Elementos de Astrofísica y Las Estrellas.</u> <u>F J de Caldas y J Garavito Armero.</u> <u>Guía astronómica.</u> <u>Isaac Newton: de Grecia al Renacimiento.</u> <u>La astronomía de los Muiscas a la Colonia.</u>	<u>La cosmología de Stephen Hawking.</u> <u>La Astronomía en América Precolombina.</u> <u>La astronomía en Colombia: perfil histórico.</u> <u>La Luna.</u> <u>Mecánica Planetaria.</u> <u>Sol, clima y calentamiento global.</u> <u>Sol Lunas y Planetas del Sistema Solar.</u> <u>Tiempo y Calendarios.</u>
---	--	---

CAPÍTULO 9: CONSOLIDACIÓN DE SUELOS

9.1 Principio de esfuerzo efectivo

Perpendicular a un plano cualquiera (oblicuo o no), que pase por el elemento A del terreno, existe un esfuerzo total σ y una presión intersticial o de poros, U , a una profundidad Z . Ahora, el esfuerzo efectivo σ' se define como el valor de la diferencia entre el esfuerzo total σ y la presión de poros (p.p.) U .

$$\sigma' = \sigma - U \quad (9.1)$$

En la masa de suelo existen esfuerzos dentro del esqueleto mineral σ' , que actúan interpartícula, y existen esfuerzos U dentro del fluido intersticial que ocupa los poros. La suma de ambos es igual al esfuerzo total σ .

En las caras del elemento A, de área a^2 , las partículas de suelo ejercen fuerzas en dirección normal y tangencial, N y T , como se muestra en la figura. Los esfuerzos serán, en ambas caras:

$$\sigma_v = \frac{N_v}{a^2}; \quad \sigma_h = \frac{N_h}{a^2}; \quad \tau_v = \frac{T_v}{a^2}; \quad \tau_h = \frac{T_h}{a^2} \quad (9.2)$$

Si se carga súbitamente el terreno, toda la masa de suelo se afecta. El agua recibirá las nuevas fuerzas, empezará a fluir, los esfuerzos pasarán, poco a poco, al esqueleto mineral, y cuando drene el suelo, habrá disminuido U y aumentado σ' .

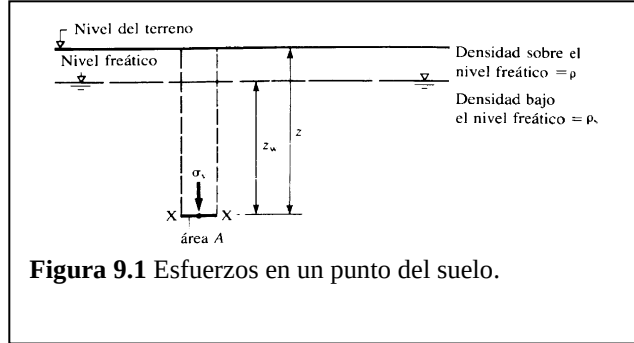


Figura 9.1 Esfuerzos en un punto del suelo.

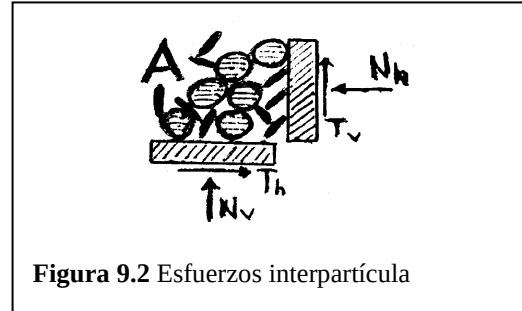


Figura 9.2 Esfuerzos interpartícula

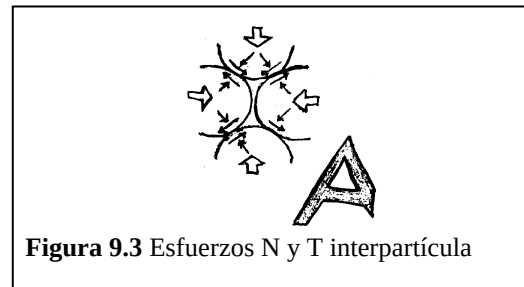


Figura 9.3 Esfuerzos N y T interpartícula

9.2 Analogía del pistón con orificio estrecho

El esqueleto mineral se puede asociar con un resorte o muelle que se comprime por las cargas impuestas al terreno. Conforme al agua sale por el estrecho orificio del pistón, el muelle se deforma; los esfuerzos, antes soportados por el agua, los soporta ahora el muelle:

Si $P = M + W$ también $\sigma = \sigma' + U$, donde:

σ = Presión total o esfuerzo total.

σ' = Presión intergranular o esfuerzo efectivo.

U = Presión de poros o esfuerzo neutro (p.p.)

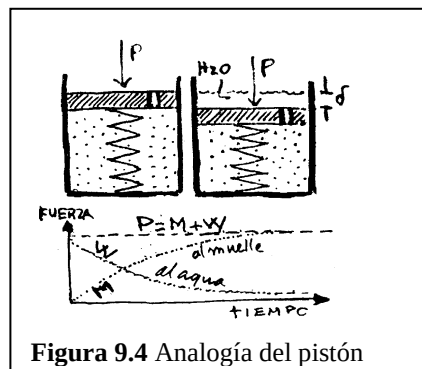
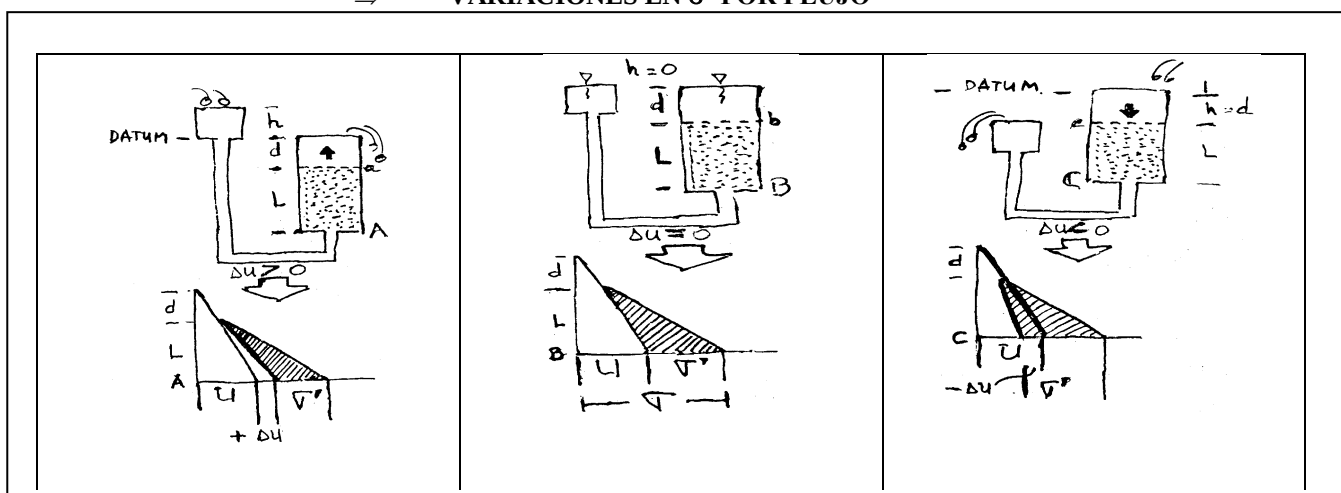


Figura 9.4 Analogía del pistón

VARIACIONES EN σ' POR FLUJO



Aumenta U en ΔU

Disminuye σ' en ΔU

$$\Delta U = +\gamma_w h$$

$$\sigma = \gamma_{SAT} * L + \gamma_w * d$$

$$U = \gamma_w (L + d)$$

$$\sigma' = \gamma' * L$$

$$\sigma' = (\gamma_{SAT} - \gamma_w) L$$

$$\sigma = \gamma_{SAT} * L + \gamma_w d$$

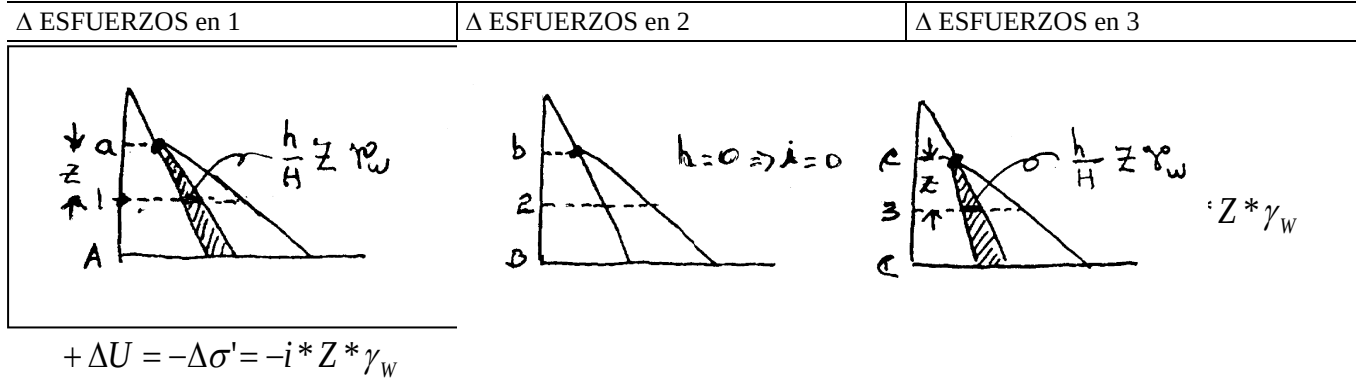
Disminuye U en ΔU

Aumenta σ' en ΔU

$$\Delta U = -\gamma_w h$$

$$\sigma = \gamma_{SAT} L + \gamma_w d$$

Con flujo ascendente (A)				Sin flujo (B)				Con flujo descendente (C)			
PTO	CE	CP	CT	PTO	CE	CP	CT	PTO	CE	CP	CT
A	-d	d	0	B	-d	d	0	c	-d	h	h - d
A	-d - L	L + d + h	h	B	-d - L	d + L	0	C	-d - L	L	-d
$P_A - P_a = +h$				$P_B - P_b = 0$				$P_C - P_c = -h$			
ESFUERZOS en A				ESFUERZOS en B				ESFUERZOS en C			
$U_A = (d + L + h)\gamma_w$				$U_B = (d + L)\gamma_w$				$U_C = (d + L - h)\gamma_w$			
$\sigma' = \gamma' L - \gamma_w h$				$\sigma' = \gamma' L$				$\sigma' = \gamma' L + \gamma_w h$			

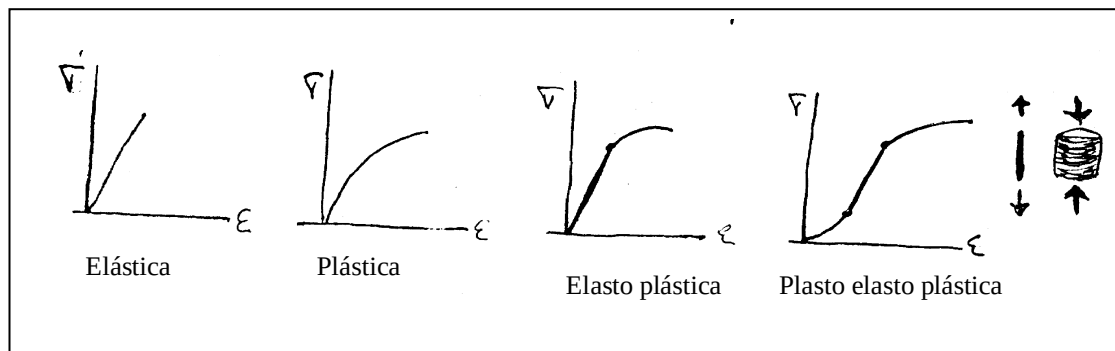


9.3 Presión de percolación. (Pc).

Es la presión generada por el flujo al interior del suelo. Su valor es, en flujo vertical, $P_c = i * Z * \gamma_w$. Vectorialmente, la fuerza de infiltración es $J = i \gamma_w$, donde i es el gradiente hidráulico, y su dirección, la de las líneas de corriente.

9.4 Deformaciones en el suelo (σ = esfuerzo; ε = deformación)

Un suelo puede presentar deformaciones permanentes o no, a causa de las cargas que soporta. Las deformaciones pueden ser:



9.4.1 Deformación elástica: El suelo puede recobrar forma y dimensiones originales, cuando cesa la fuerza de deformación.

9.4.2 Deformación plástica: Se da corrimiento de la masa del suelo pero la relación de vacíos permanece más o menos constante. Al retirar las cargas el suelo queda deformado, pero su volumen casi se mantiene.

9.4.3 Deformación compresiva: En este caso, existe Reducción de volumen en el suelo sometido a carga, y la deformación se conserva después de esa acción. Esta deformación puede ser por CONSOLIDACIÓN o por COMPACTACIÓN.

a) Consolidación: Es la reducción gradual de volumen del suelo por compresión debido a cargas estáticas. También puede darse por pérdida de aire o agua, o por un reajuste de la fábrica textural.

b) Compactación: Es la densificación del suelo, lograda por medios dinámicos, con el propósito de mejorar sus propiedades ingenieriles.

9.4.4 Clases de consolidación. Puede ser PRIMARIA o SECUNDARIA. Primaria, cuando cargado el suelo, la reducción de volumen se debe a la expulsión del agua, fenómeno en el que se transfiere la carga soportada por el agua al esqueleto mineral, esta es la consolidación propiamente dicha, típica del caso de los suelos de Ciudad de México y de la Torre de Pisa, y con la que nace la Mecánica de Suelos (Terzaghi, 1925). Secundaria, cuando la consolidación se da por reajuste del esqueleto mineral y luego de que la carga está casi toda soportada por este y no por el agua.

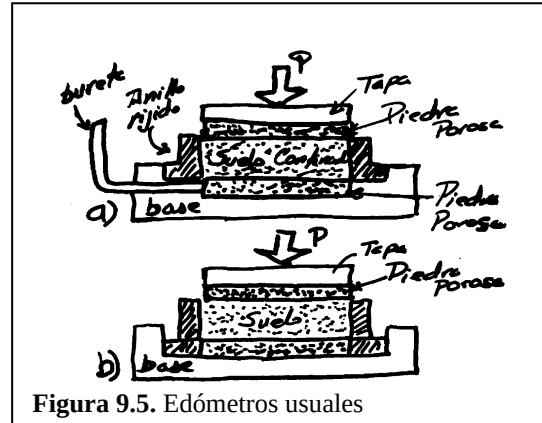


Figura 9.5. Edómetros usuales

9.5 EDÓMETRO o consolidómetro

Es un aparato de laboratorio útil para conocer la compresibilidad de un suelo que va a ser objeto de una consolidación. La muestra es un cilindro aplanado y el ensayo es en condiciones de compresión confinada.

Al aplicar la carga, el agua se evacúa por dos piedras porosas, superior e inferior. La carga es incremental, para registrar las deformaciones (en el extensómetro) contra el tiempo. También se registra la carga V_s relación de vacíos.

Las cargas se van doblando cada vez y los incrementos se hacen cada 24 horas. Finalmente, la descarga se hace gradual.

Las curvas que relacionan P , e y dt son:

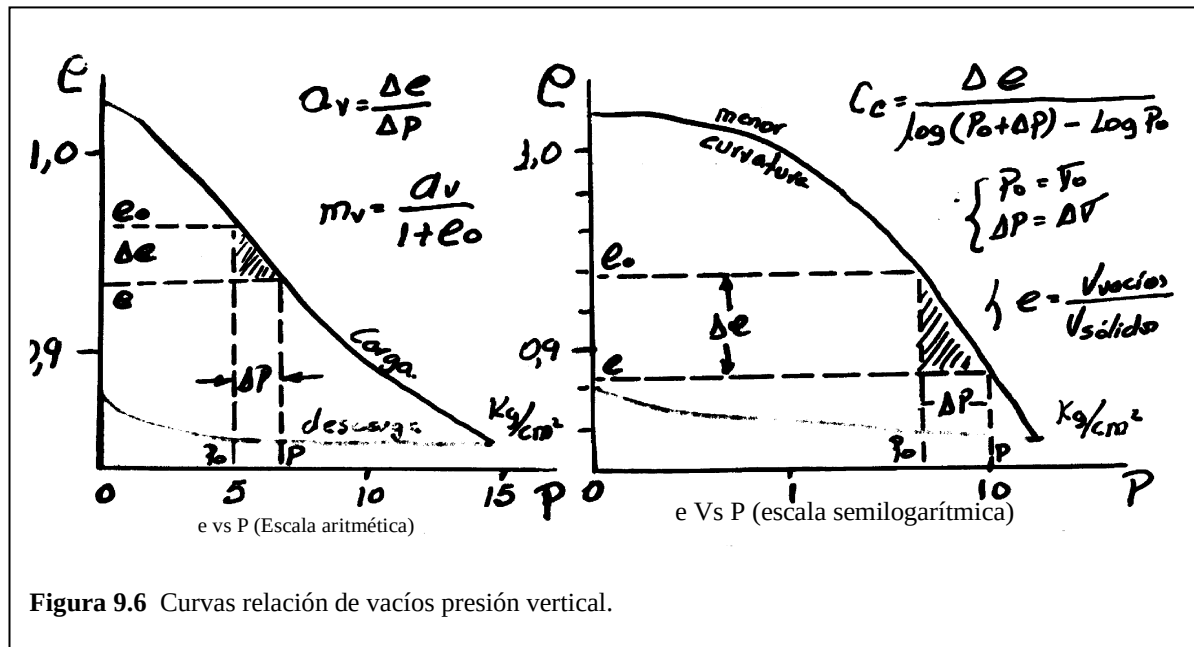


Figura 9.6 Curvas relación de vacíos presión vertical.

De estas gráficas se obtienen COEFICIENTES (magnitud adimensional) y MÓDULOS (magnitud con dimensión) que califican la compresibilidad del suelo así:

a_v , coeficiente de compresibilidad (unidades L^2/F): $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta P}$ (9.2)

m_v , coeficiente de compresibilidad volumétrica (L^2/F), en el que

e_0 es la relación de vacíos del suelo antes de un incremento de carga específico y de interés para el

geotecnista: $m_v = \frac{a_v}{1 + e_0}$ (9.3)

C_c , índice de compresión (adimensional), de la curva semilogarítmica.

C_v , coeficiente de consolidación (L^2/F). Para su cálculo es necesario tener la curva de asentamiento

Vs tiempo (escala semilogarítmica), cuyo ajuste consiste en sobreponer la escala U_v a la escala d .

Si se extiende el tiempo se logra representar la fase de consolidación secundaria.

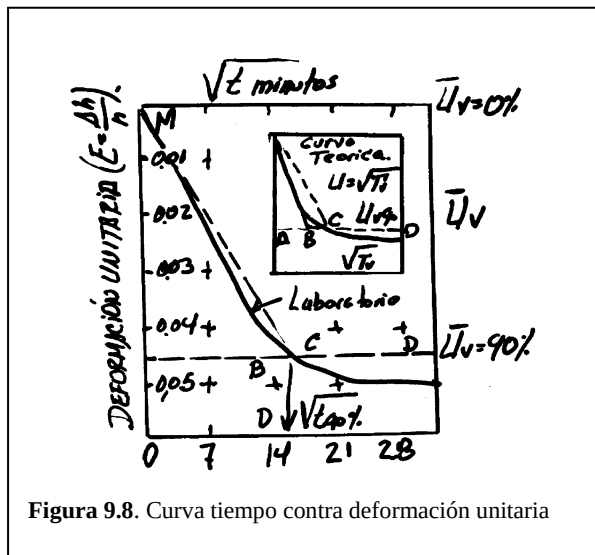
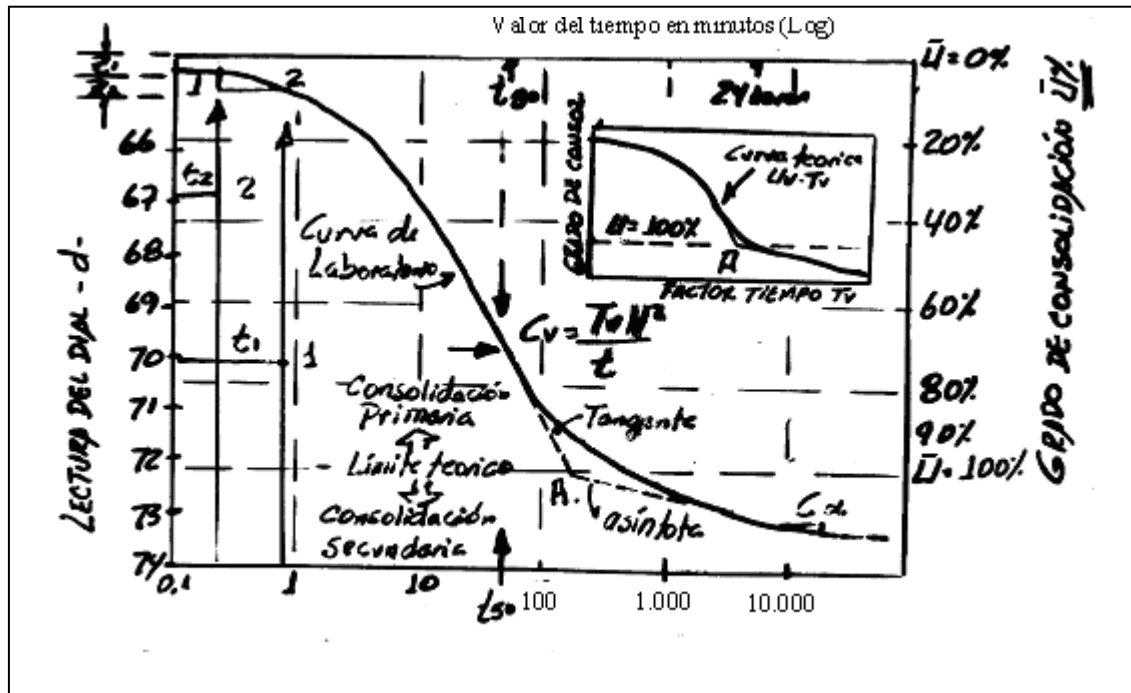


Figura 9.8. Curva tiempo contra deformación unitaria

AJUSTE. Las tangentes, abajo del punto de inflexión y de la rama final, dan el límite de las dos fases de consolidación(A). En la primera fase, la curva es parabólica, por lo que puedo bajar dos puntos 1 y 2 tal que $t_2 = t_1/4$. El origen con grado 0% de consolidación promedio está arriba del punto 1, una cantidad $Z_1 = \overline{U}_v - \overline{U}_v$. Encontrados el 0% y el 100% de $\overline{U}_v$, termina el ajuste.

Las anteriores curvas ϵ Vs P , no son rectas, como lo son las curvas $\sigma - \epsilon$ (que siguen la ley de HOOKE) donde la pendiente da una medida del grado de rigidez o de deformabilidad del material (módulo de YOUNG “E”).

Aquí la compresibilidad cambia con la magnitud del esfuerzo, y el valor α_v debe ser la pendiente

que corresponda con las presiones del terreno.

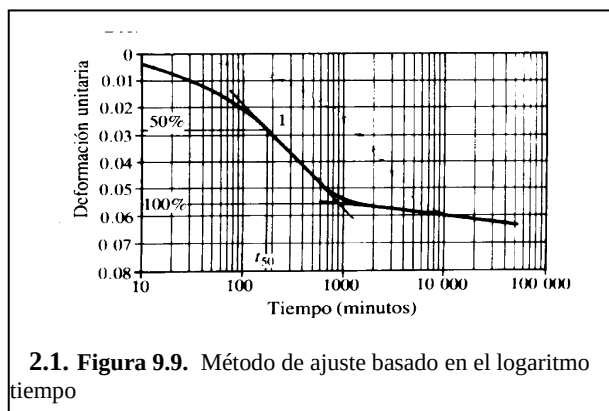
NOTA: $C_V = f(t_i, T_V, H_i)$: tiempo, factor tiempo y espesor de la muestra en t_i .

CURVA $\varepsilon - \sqrt{t}$: Otra forma de obtener C_v es dibujando esta curva en escala aritmética y que requiere un ajuste para obtener t_{90} , así: La curva se inicia recta desde el origen M. Se prolonga esa parte inicial, que es lineal y sobre la cual quedará el punto B, que habrá de quedar sobre AD = ordenada para $\varepsilon_{90\%}$. Debe buscarse al tanteo la altura de AD que satisfaga la condición de que $AC = 1,15 AB$, siendo c un punto de la curva con coordenadas $(\varepsilon_{90\%}; \sqrt{t_{90\%}})$. Finalmente se leen las coordenadas de C que es el punto correspondiente al 90% de la consolidación promedio $\bar{U}_v$ para calcular C_v . En esta curva, con $\bar{U}_v = 0\%$ y $\bar{U}_v = 90\%$, sobrepongo U_v .

9.6 Coeficiente de consolidación secundaria C_{α}

Con la tangente desde I y la asíntota desde B, se obtiene el punto A, cuya ordenada da el 100% de consolidación PRIMARIA. Debajo de A, entre A y B, tenemos la curva de consolidación secundaria. Para Terzaghi la consolidación terminaba en A, al disiparse por completo la presión de poros; pero en realidad, el asentamiento continúa a una velocidad que es función del logaritmo del tiempo (el flujo del suelo es viscoso).

Si MN es un ciclo logarítmico, y M está debajo de A, C_{α} es:



2.1. Figura 9.9. Método de ajuste basado en el logaritmo tiempo

C_{α} = cambio de relación de vacíos para el ciclo $\log_{10}$ después de A.

9.7 Asentamiento "S" en el ensayo de consolidación

(Deformación vertical, confinamiento lateral, material compresible)

Para expresar el asentamiento total (de laboratorio), en función de las características de compresibilidad de la muestra, podemos hacer analogía entre S y Δe .

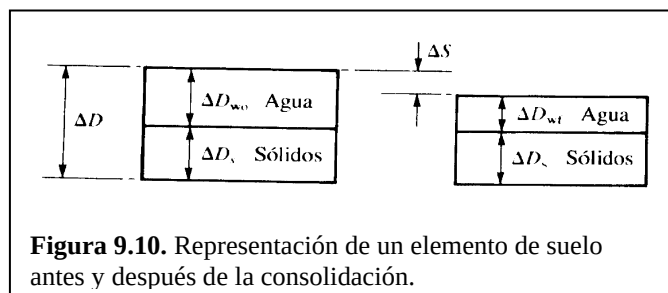


Figura 9.10. Representación de un elemento de suelo antes y después de la consolidación.

h = altura inicial de la muestra.

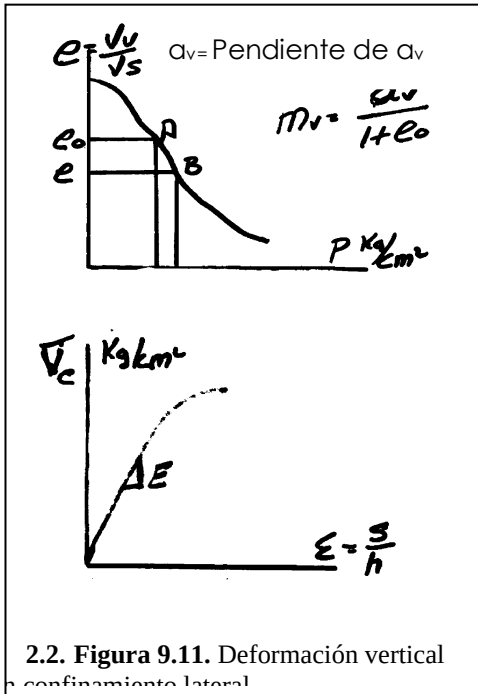
S = asentamiento total de la muestra.

$$hV_0 = \text{altura inicial de vacíos} = \frac{\text{Volumen inicial de vacíos}}{\text{área de la muestra}}$$

$$hV = \text{altura final de vacíos} = \frac{\text{Volumen final de vacíos}}{\text{área de la muestra}}$$

$$h_s = \text{altura de sólidos} = \frac{\text{Volumen de sólidos}}{\text{área de la muestra}}$$

La muestra pierde volumen a expensas de los vacíos. V_v cambia pero no V_s , entonces:



2.2. Figura 9.11. Deformación vertical y confinamiento lateral

$$S = hV_0 - hV = \frac{hV_0 - hV}{hV_0 + h_s} \quad h = \frac{\frac{hV_0}{h_s} - \frac{hV}{h_s}}{\frac{hV_0}{h_s} + \frac{h_s}{h_s}} h \therefore$$

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} h = \frac{\Delta e}{1 + e_0} h = \Delta \eta h \quad (9.4)$$

Pero de (9.2); $\Delta e = a_v * \Delta P$

$$S = \frac{a_v}{1 + e_0} \Delta P \times h$$

$\therefore$ trayendo (9.2)

$$S = m_v \Delta P h$$

asentamiento (9.5)

9.8 Analogía de la expresión 9.5 con la ley de Hooke. El m_v , coeficiente de compresibilidad (también llamado módulo edométrico) para el asentamiento, y el módulo de elasticidad E de la curva esfuerzo deformación ($\sigma - \varepsilon$) aparecen en estas dos relaciones:

$$1) S = m_v \Delta P h$$

$$2) \varepsilon = \frac{P}{A} * \frac{L}{E} = \sigma * \frac{L}{E}$$

P/A es esfuerzo y L longitud del material con deformación ε ; entonces h y L son análogos (longitud); ΔP y σ son análogos (esfuerzo), y S con δ son análogos (L). Así m_v con $1/E$ tienen analogía (L^2/F). m_v y el inverso de E expresan COMPRESIBILIDAD y RIGIDEZ

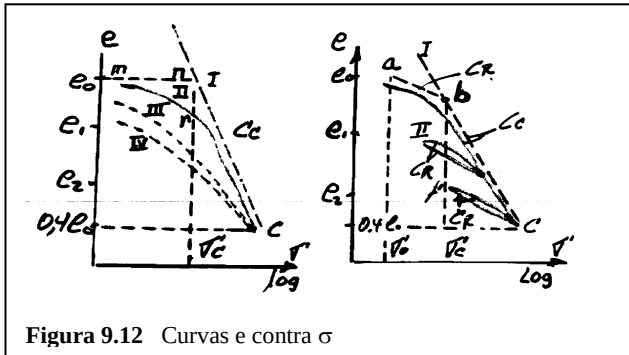


Figura 9.12 Curvas e contra σ

respectivamente. Rigidez es, en efecto, lo opuesto a la deformabilidad.

9.9 Índices de compresión C_c y recompresión C_R .

Sometiendo a compresión confinada un espécimen, las curvas de e Vs $(P = \sigma') \log$, son:

I Curva teórica = $nc = bc$.

II Curva de laboratorio para muestras inalteradas.

III Curva de laboratorio para muestras

disturbadas.

IV Muestra remoldeada.

Las curvas muestran el tramo virgen bc o rc , cuya pendiente es C_c . También muestran el tramo de recompresión, con menor pendiente C_R . (C_R = índice de recompresión) en los cuales el suelo se somete a procesos de carga – descarga ($ab || cf$). Para calcular C_c o C_R aplico la expresión (9.6)

$$C = \frac{(e_1 - e_2)}{\log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)} = \frac{\Delta e}{\Delta \log P} \quad (9.6)$$

Dependiendo del tramo seleccionado, estaremos obteniendo C_c o C_R .

Las curvas I, II, II y IV convergen en c , punto para el cual $e = 0,4e_0$. También, después de cada ciclo de carga – descarga, la trayectoria continúa por el “tramo virgen” con pendiente C_c . Las condiciones reales me dirán si el suelo estará con $\sigma'_{REAL} \leq \sigma'_c$

NOTA: Existe correlación entre el límite líquido y C_c :

$C_c = 0,009(LL - 10)$: para arcillas normalmente consolidadas (*)

$C_c = 0,007(LL - 10)$: para arcillas remoldeadas.

(*) Este concepto se discutirá más adelante.

9.10 Cálculo de asentamiento: $S = f(C_c)$

De (9.6) se puede obtener $\Delta e = C_c * \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right)$ (9.7)

Llevando (9.7) a (9.4), para calcular $S = f(C_c)$

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} H * \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right) \quad \underline{\text{Asentamiento}} \quad (9.8)$$

• 9.11 Consolidación y permeabilidad k del suelo compresible

Dos relaciones básicas: $K = C_v m_v \gamma_w$ (9.9)

Donde se expresa la permeabilidad en función del coeficiente de consolidación y del coeficiente de compresibilidad volumétrica, evidencias de que la deformación se puede evaluar por el volumen de agua drenada en el tiempo, y

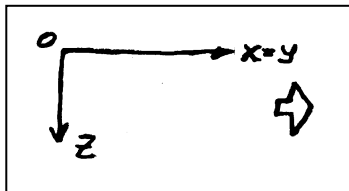
$$K = \frac{m_v * H^2}{t} \gamma_w \quad (9.10)$$

donde la permeabilidad se expresa en función del coeficiente de deformación volumétrica m_v , del tiempo de consolidación t y del espesor H de la capa drenante (ver $H = H_0$ o $H = H_0/2$, figura 9.16).

El tiempo necesario para la consolidación completa del suelo es directamente proporcional a $H^2 m_v$, e inversamente proporcional a la permeabilidad K . Entre dos suelos, las mayores diferencias de consolidación se explican por diferencias en el espesor del suelo y la permeabilidad.

• 9.12 Módulo de Young y Relación de Poisson

El módulo de elasticidad de Young, E , y el coeficiente o relación de Poisson μ , NO son constantes de un suelo sino magnitudes que describen su comportamiento. En función de variaciones de esfuerzo σ y deformación ε son:



$$E = \frac{(\Delta \sigma_z + 2\Delta \sigma_x)(\Delta \sigma_z - \Delta \sigma_x)}{\Delta \sigma_x (\Delta \varepsilon_z - 2\Delta \varepsilon_x) + \Delta \sigma_z \Delta \varepsilon_z} ; \quad \mu = \frac{\Delta \sigma_x \Delta \varepsilon_z - \Delta \sigma_z \Delta \varepsilon_x}{\Delta \sigma_x (\Delta \varepsilon_z - 2\Delta \varepsilon_x) + \Delta \sigma_z \Delta \varepsilon_z} \quad (9.11)$$

• **9.13 Relaciones entre ‘parámetros de $\sigma - \varepsilon$ en compresión confinada**

$$\begin{aligned}
 D &= \frac{\Delta\sigma_v(1+e_0)}{\Delta e_v} & D &= \frac{1}{m_v} & D &= \frac{1+e_0}{a_v} & D &= \frac{(1+e_0)\sigma_{va}}{0,435C_c} \\
 m_v &= \frac{1}{D} & m_v &= \frac{\Delta e_v}{\Delta\sigma_v(1+e_0)} & m_v &= \frac{a_v}{1+e_0} & m_v &= \frac{0,45C_c}{(1+e_0)\sigma_{va}} \\
 a_v &= \frac{1+e_0}{D} & a_v &= (1+e_0)m_v & a_v &= \frac{-\Delta e}{\Delta\sigma_v} & a_v &= \frac{0,435C_c}{\sigma_{va}} \\
 C_c &= \frac{(1+e_0)\sigma_{va}}{0,435D} & C_c &= \frac{(1+e_0)\sigma_{va}}{0,435} m_v & C_c &= \frac{a_v\sigma_{va}}{0,435} & C_c &= \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma_v}
 \end{aligned}$$

Se han discutido el coeficiente de deformación volumétrica m_v , el coeficiente de compresibilidad a_v y el índice de compresión C_c .

D es módulo de confinamiento o módulo de compresión confinada que es teoría elástica para $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ es:

$$D = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} = \frac{1}{m_v} \quad (9.12)$$

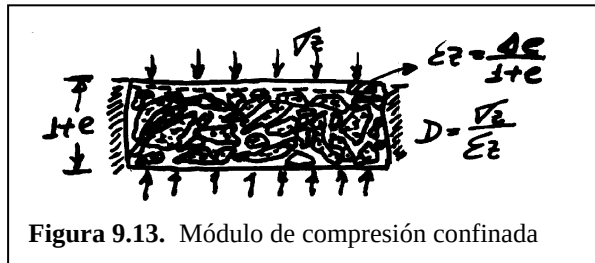


Figura 9.13. Módulo de compresión confinada

Ejercicio 9.1: Calcular el módulo de

elasticidad de Young E , el coeficiente o relación de Poisson μ y el módulo de confinamiento de un suelo si en pruebas de esfuerzo – deformación, con un equipo triaxial, se obtienen los siguientes valores (todos al final del segundo ciclo de carga):

$\Delta\sigma_z = 2,35$; $\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = 0,69$; las deformaciones para esas variaciones en la carga son $\Delta\varepsilon_z = 0,0067$ y $\Delta\varepsilon_x = 0,00029$ ($\Delta\sigma$ en Kg/cm^2 y ε en %)

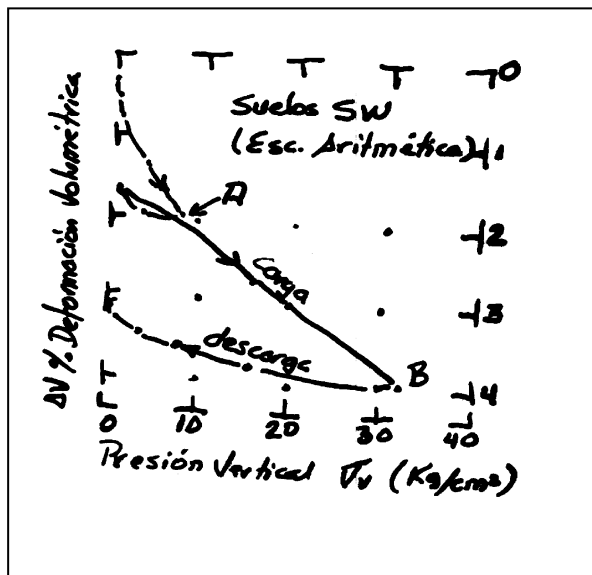
Solución: Aplicando fórmulas de la página 92, para E y μ , y pág. 93 para D :

$$\begin{aligned}
 E &= \frac{(2,35 + 2 * 0,69)(2,35 - 0,69)}{0,69(0,0067 - 2 * 0,00029) + 2,35 * 0,0067} = 311 \text{ Kg/cm}^2 \\
 \mu &= \frac{0,69 * 0,0067 - 2,35 * 0,00029}{0,69(0,0067 - 2 * 0,00029) + 2,35 * 0,0067} = 0,20 \text{ (adimensional)} \\
 D &= \frac{311(1-0,20)}{(1+0,20)(1-2 * 0,20)} = 346 \text{ Kg/cm}^2 \left(\text{comparable a } D = \frac{235}{0,0067} = 351 \text{ Kg/cm}^2 \right)
 \end{aligned}$$

Ejercicio 9.2: Obtener la curva de deformación volumétrica contra presión vertical (en escala aritmética todo) con los siguientes resultados de una arena calcárea, SW, sometida a un ensayo edométrico. Comente la curva.

$\sigma_v = \text{Kg/cm}^2$	$\Delta \text{Volumen } \%$	σ_v	$\Delta V \%$
0,13	0,36	(nuevo ciclo)	
0,26	0,54	16,00	2,77
0,52	0,68	32,00	4,01
2,00	1,39	16,00	3,80
4,00	1,86	8,00	3,57
8,00	1,90	4,00	3,42
4,00	1,65	1,00	3,23
0,50	1,64	0,00	3,10

Comentario: En la curva aparecen los dos ciclos de carga, el ensayo con edómetro en la primera descarga, la deformación recuperada es del 0,32 (1,96 menos 1,64) y en el segundo ciclo, 0,89 (4,01 menos 3,10). Esto significa que la deformación recuperada en cada ciclo es del 16% (0,32 sobre 1,96) y del 22% (0,89 sobre 4,01). La deformación residual se debe a fracturas no reversibles.



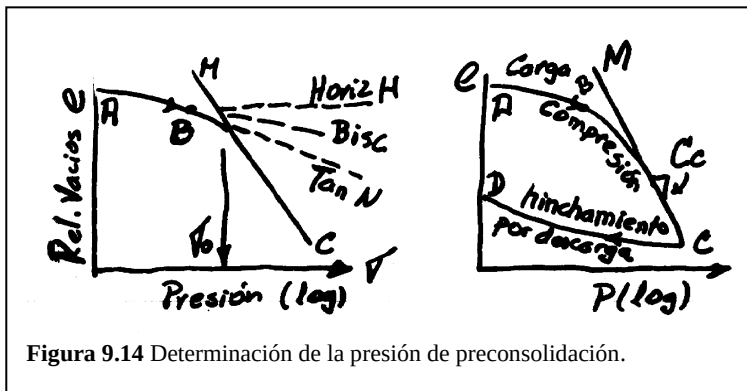
También, en el segundo ciclo, la arena inicia con menor rigidez que en el primer ciclo (observando las presiones menores que A la segunda curva es más tendida o menos inclinada). Esto porque ya se han producido deslizamientos entre partículas a esos niveles de carga, y fracturas como se comentó.

Para cargas mayores, entre A y B, la curva $\sigma - \Delta V$ es esencialmente la misma, como si no hubiera habido una descarga previa.

• 9.14 Carga de preconsolidación

Todo suelo tiene una historia geológica de esfuerzos que puede investigarse en las curvas del ensayo de consolidación. En la figura 9.12.A se tiene un set que muestra comportamientos diferentes entre suelos remoldeados (IV) e inalterados (II); la figura 9.12.B permite diferenciar, en un ciclo CARGA – DESCARGA, el tramo de recompresión y el tramo virgen de la curva $e - \sigma(\log)$, que se corresponden con dos situaciones así: Presiones ya soportadas por el suelo y nunca antes sobrellevadas por él, de conformidad con lo discutido en el ejercicio 9.2 (comentarios a la curva).

Arturo Casagrande desarrolló el método para conocer la PRESIÓN DE PRECONSOLIDACIÓN



AB = Tramo de recompresión.
 BC = Tramo virgen.
 CD = Tramo de descarga.
 B = Punto de mayor curvatura.
 C_c = Índice de compresión.

Se escoge el punto de mayor curvatura B, en escala semilogarítmica; se traza la horizontal DH y la tangente BN a ese punto. Luego se obtiene la bisectriz del ángulo NBH. Se traza la asíntota MC al tramo virgen, y la intersección de MC con la bisectriz genera un punto, cuya abscisa corresponde a la presión de preconsolidación σ_0 .

a) ARCILLA PRECONSOLIDADA: Es aquella que recibe hoy cargas menores de las que en su historia geológica ha tenido. Esta arcilla es más dura.

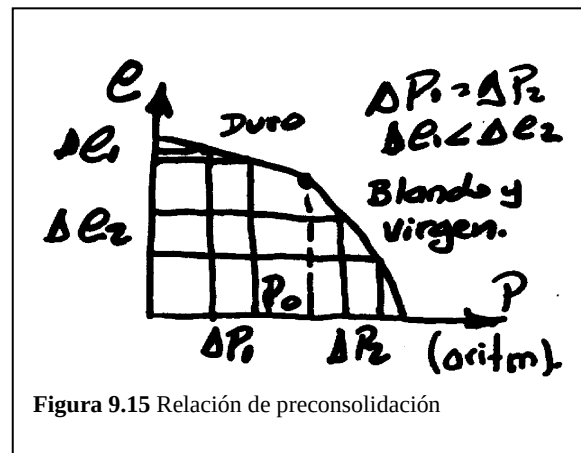
b) ARCILLA NORMALMENTE CONSOLIDADA: Es aquella que nunca en su historia geológica ha soportado las cargas actuales. Esta es más compresible.

Relación de sobreconsolidación RS

$$RS = \frac{\text{Esfuerzo de Preconsolidación } (P_0)}{\text{Presión de sobrecarga efectiva actual}} \quad (9.13)$$

Si $RS < 1$, estaremos con cargas inferiores a la presión de preconsolidación, el suelo responde como suelo duro (situación 1).

Si $RS > 1$, estaremos con cargas superiores a la presión de preconsolidación P_0 y el suelo se comporta como blando (situación 2).



Obsérvese que para un incremento de esfuerzo $\Delta P = \Delta P_1 = \Delta P_2$, la deformación del suelo Δe_1 es menor que la deformación Δe_2 .

9.15 Teoría de la consolidación. (Terzaghi 1925)

Útil para conocer aproximadamente la rata de asentamiento de un suelo por cargas, con base en el resultado del ensayo de consolidación (laboratorio).

Hipótesis

- Estrato de suelo homogéneo, isótropo y de espesor constante.
- Estrato saturado 100% entre 1 ó 2 superficies más permeables.
- Compresibilidad del agua y los granos, despreciable.
- Acciones similares de masas infinitesimales o masas grandes.
- Compresión unidimensional, en dirección normal a la capa de suelo.
- Validez de la ley de Darcy.
- Valores constantes de las profundidades del suelo (algunas cambian).
- Relación lineal (idealizada) entre relación de vacíos y presión.
- Deformaciones lentas que permitan despreciar las fuerzas de inercia.

NOTA: Asumamos que se consolida en medio de dos capas de arena. La capa superior es un estrato de arena horizontal con carga uniforme. (ver figuras 9.16 a y b; esta situación es la del experimento de la figura 9.6).

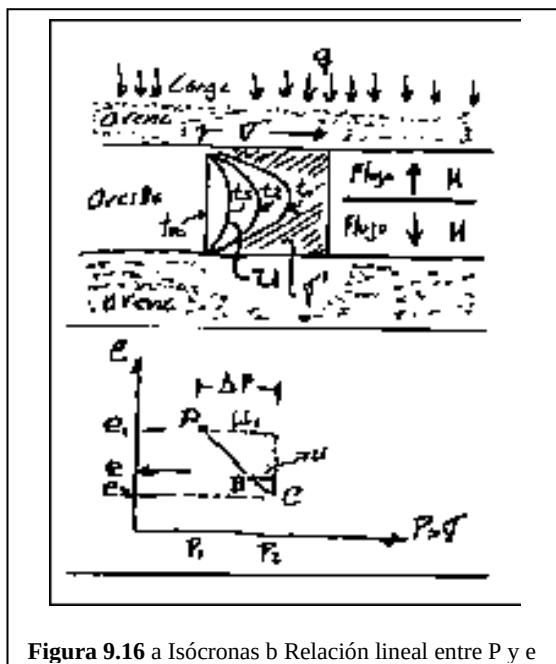


Fig. 9.16a: Isócronas mostrando cómo se disipa la presión de poros U en el tiempo t_i . Como $\sigma = \text{cte.}$, σ' aumentará a medida que el agua sale del estrato compresible de arcilla hacia las capas de arena, superior e inferior.

Fig. 9.16 b: Hipótesis de relación lineal entre P y e . ($ABC = \text{recta}$)

Fig. 9.17 a: Estratificación horizontal con flujo vertical y carga q uniforme. Un estrato de arcilla que se consolida entre dos suelos más permeables.

Fig. 9.17 b: En un elemento de altura dz , comprimido, fluye agua verticalmente. En el tiempo dt , entra un volumen de agua dv_2 y sale un volumen dv_1 .

El movimiento de agua es producido por la diferencia de presiones de poros U_1 y U_2 entre los puntos 1 y 2.

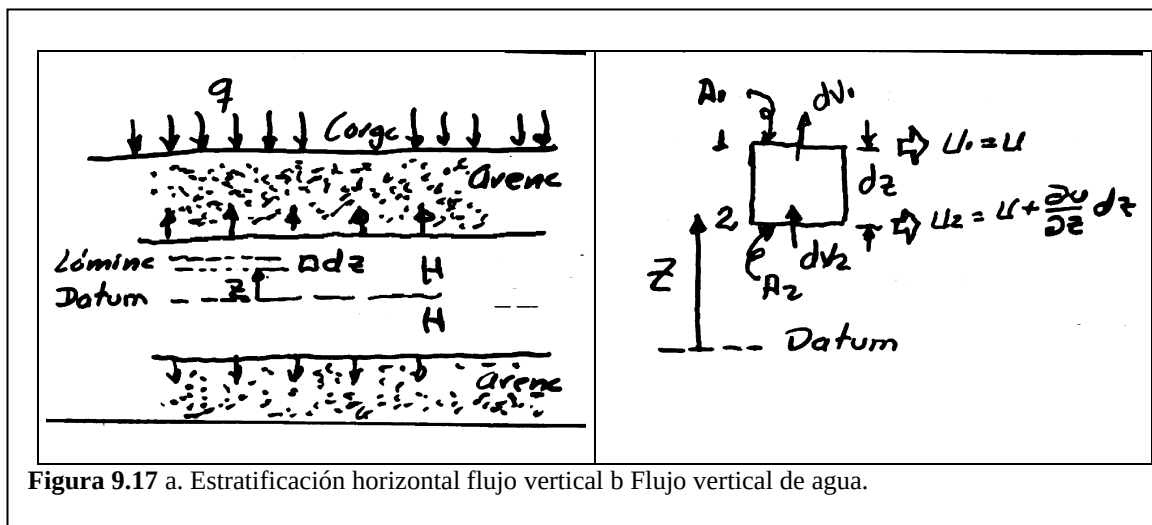


Figura 9.17 a. Estratificación horizontal flujo vertical b Flujo vertical de agua.

La ordenada del elemento infinitesimal es Z (fig. 9.17a).

El elemento infinitesimal perderá volumen a causa de la

salida de agua. La pérdida de agua se estima de dos modos:

- Diferencia entre dv_1 y dv_2
- Cambio de volumen en función de m_v

Para el elemento de suelo escogido, fig. 9.17a y 9.17b, el agua sube, y el flujo se debe a la diferencia de presión entre 1 y 2 que es $U_1 - U_2$:

$$U_1 = U \quad \text{subpresión hidrostática en 1} \quad (9.14)$$

$$U_2 = U + \frac{\partial U}{\partial Z} dz \quad \text{subpresión hidrostática en 2} \quad (9.15)$$

Los gradientes hidráulicos i_1 e i_2 en 1 y 2 son:

$$i_1 = \frac{1}{\gamma_w} * \frac{\partial U}{\partial Z} \quad (9.16)$$

$$i_2 = \frac{1}{\gamma_w} * \frac{\partial}{\partial Z} \left(U + \frac{\partial U}{\partial Z} dz \right) \quad (9.17)$$

Las pérdidas de volumen del suelo (por consolidación), evaluada por el agua que pierde o expulsa y que depende de la permeabilidad (1ª forma), se valora expresando su volumen en función de m_v (2ª forma). El valor de dV será:

1ª forma (DARCY)

El volumen dV_1 de agua que sale durante el tiempo dt , es:

$$dV_1 = K \frac{1}{\gamma_w} * \frac{\partial U}{\partial Z} dt \quad (\text{asumimos Area} = 1)$$

El volumen dV_2 de agua que entra durante el tiempo dt , es:

$$dV_2 = \frac{K}{\gamma_w} * \frac{\partial}{\partial Z} \left(U + \frac{\partial U}{\partial Z} dz \right) dt$$

Restando, $dV_2 - dV_1$, obtenemos ΔdV , el volumen perdido:

$$\Delta dV = \frac{K}{\gamma_w} * \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} dz \, dt \quad (9.18)$$

2ª forma

Coefficiente de compresibilidad volumétrico m_v ; (Sección 9.7).

$$\text{Recordando, } S = \frac{\Delta e}{1 + e_0} h \quad \text{o sea: } \Delta dV = \frac{de}{1 + e_0} dz; \quad (\text{área} = 1)$$

Pero $\Delta e = a_v \Delta P$, o sea, $de = a_v d\sigma'$ (Figura 9.6)

Siendo $d\sigma'$ la diferencia en el esfuerzo efectivo (o presión efectiva)

$$\Delta dV = dV_1 - dV_2 = \frac{a_v * d\sigma'}{1 + e_0} \bullet dz = m_v d\sigma' dz \quad (\text{Sección 9.7})$$

Pero, la carga del terreno es constante; entonces, aunque varían U y σ' , no variará σ y siempre $\sigma = U + \sigma'$. Esto sugiere, además, que $0 = dU + d\sigma'$, que es lo mismo que $dU = -d\sigma'$.

Luego: $\frac{\partial U}{\partial t} = -\frac{d\sigma'}{dt} \Rightarrow d\sigma' = -\frac{\partial U}{\partial t} dt$

Entonces, reemplazando $d\sigma'$ en la anterior expresión de ΔdV :

$$\Delta dV = -m_v \frac{\partial U}{\partial t} dt \, dz \quad (9.19)$$

Igualando (9.18) y (9.19), en valor absoluto, obtenemos:

$$\begin{aligned} m_v &= \frac{\partial U}{\partial t} dt \, dz = \frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} dz \, dt \\ \frac{\partial U}{\partial t} &= \frac{K}{m_v \gamma_w} * \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} \\ \frac{\partial U}{\partial t} &= C_v \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} \quad (9.20) \quad \text{“ECUACIÓN DIFERENCIAL DE CONSOLIDACIÓN”} \end{aligned}$$

En (9.20), $C_v = \frac{K}{m_v \gamma_w} = \frac{T_v H^2}{t} = \text{coeficiente de consolidación}$ (Figura 9.7) (Ecuación 9.10)

Nota: La solución de una ecuación diferencial es una integral. La integral se resuelve con base en sumatorias (por intermedio de series). Estos resultados se llaman ábacos.

9.16 Solución a la ecuación de comportamiento (Ecuación diferencial de consolidación)

Si la extensión de la carga sobre el terreno es ilimitada y la presión aplicada q es constante con la profundidad, inicialmente los esfuerzos los asume el agua intersticial en la forma de un exceso de presión de poros, U_{0e} .

- En consecuencia, la llamada CONDICIÓN DE FRONTERA INICIAL es: Para tiempo $t = 0$, $U_e = U_{0e} = q$, para $0 \leq Z \leq H$
- Contrariamente, disipación de la p.p., la CONDICIÓN FINAL DE FRONTERA es: Para tiempo $t = \infty$, $U_e = 0$, para $0 \leq Z \leq H$
- La CONDICIÓN DE FRONTERA para cualquier tiempo t será:

$$\text{Para } 0 < t < \infty: \frac{\partial U_c}{\partial Z} = 0 \text{ en } Z = 0; \quad U_e = 0 \text{ en } Z = H$$

La solución de la ecuación (9.20) está dada por:

$$\frac{U_e}{U_{0e}} = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \left[M \left(1 - \frac{Z}{H} \right) \right] \exp(-M^2 T_v) \quad (9.21)$$

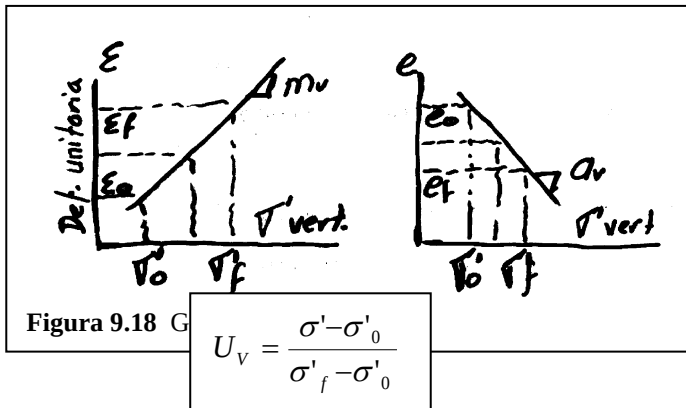
$$\text{donde } M = \frac{\pi}{2} (2m+1) \text{ con } m = 1, 2, 3, \dots, \infty$$

H = longitud máxima de la trayectoria de drenaje

$$T_v = \text{Factor (adimensional) de tiempo vertical; } T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (9.22)$$

(no confundir T_v con t)

Ahora, el GRADO DE CONSOLIDACIÓN de un elemento de suelo U_v se define como:



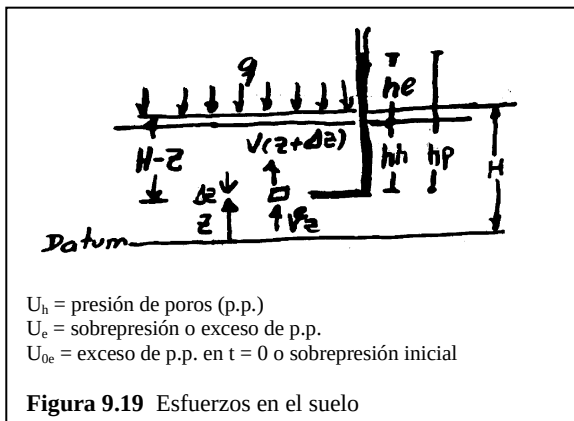
$$U_v = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_f} \quad (9.23)$$

$$\text{si } \frac{e_0 - e}{e_0 - e_f} = \frac{\sigma'_f - \sigma'_0}{\sigma'_f - \sigma'_0} \quad (9.24) \quad (4)$$

$$(9.25)$$

(no confundir U_v con U)

Al aplicar el principio de esfuerzos efectivos $\sigma = \sigma' + U$ para $t = 0$ y antes de aplicar la carga q en la superficie, se tiene:



$$\gamma_s (H - Z) = \sigma'_0 + u_h$$

y luego de aplicar la carga q

$$\text{para } t = 0 \quad q + \gamma_s (H - Z) = \sigma'_0 + u_h + U_{0e}$$

$$\text{para } t = t \quad q + \gamma_s (H - Z) = \sigma' + u_h + U_e$$

$$\text{para } t = \infty \quad q + \gamma_s (H - Z) = \sigma'_f + u_h$$

$$\therefore U_v = 1 - \frac{U_e}{U_{0e}} \quad (9.26)$$

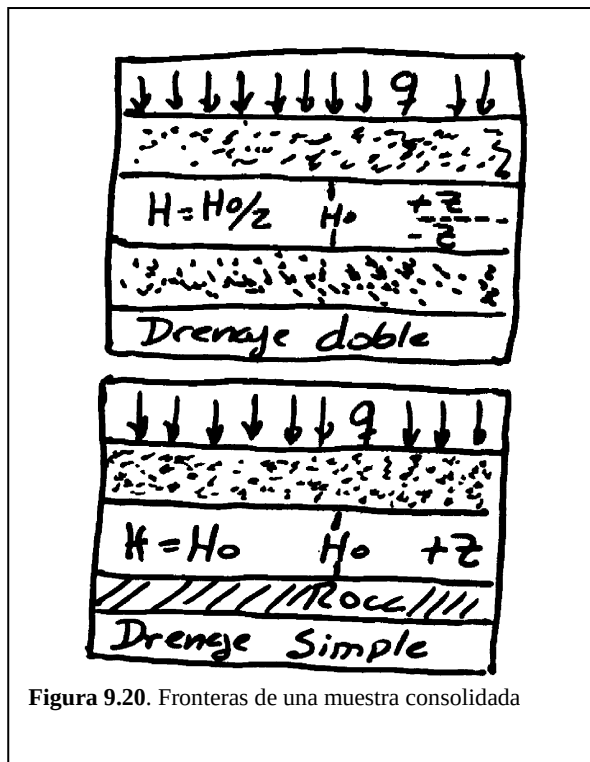
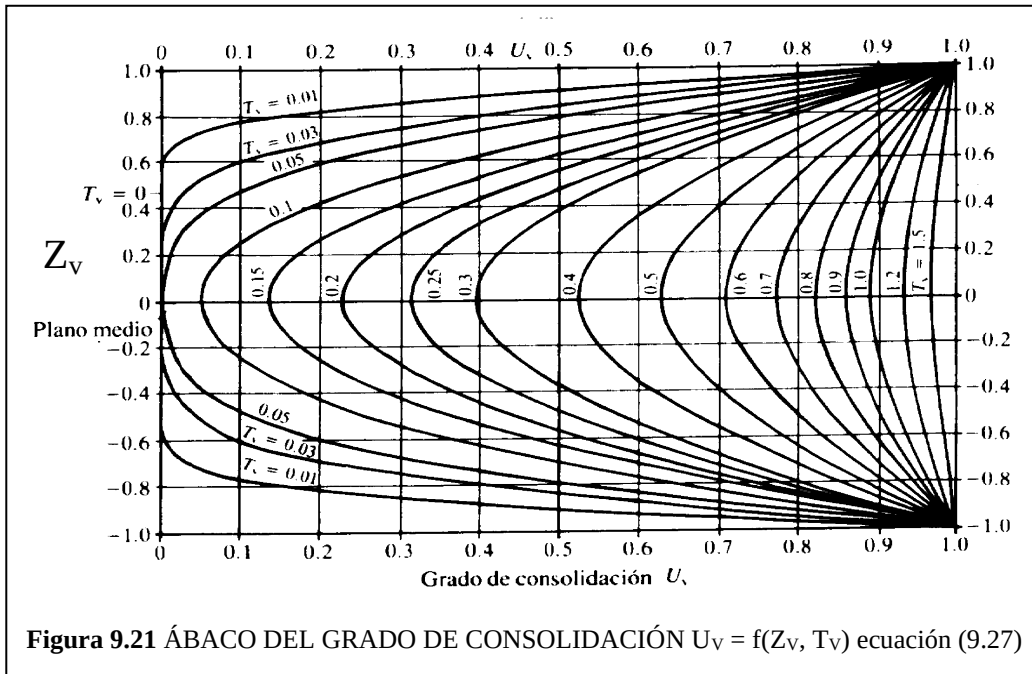


Figura 9.20. Fronteras de una muestra consolidada

El grado de consolidación es igual al grado de disipación del exceso de presión de poros; si se sustituye U_e / U_{0e} en (1) se tiene:

$$U_V = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \left[M \left(1 - \frac{Z}{H} \right) \right] \exp \left(-M^2 T_V \right) \quad (9.27)$$

La ecuación 9.27 puede resolverse para varios valores de U_V en función de Z/H y de T_V . Podemos hacer $Z_V = \frac{Z}{H}$. Si la lámina de agua reposa en una frontera impermeable y sólo drena hacia arriba, lo que se denomina drenaje simple, se trabaja con la mitad superior del ábaco U_V , T_V , Z_V , y en drenaje doble, con todo el ábaco. La figura aludida refleja el proceso de consolidación, ya que muestra la rapidez de aquel en las fronteras drenantes y la lentitud en la frontera impermeable. Además, muestra cómo la consolidación avanza en el tiempo, a medida que aumentan los valores de σ' .



$$Z_v = \frac{Z}{H}$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

$H = H_0$
Drenaje simple

$H = H_0 / 2$
Drenaje doble

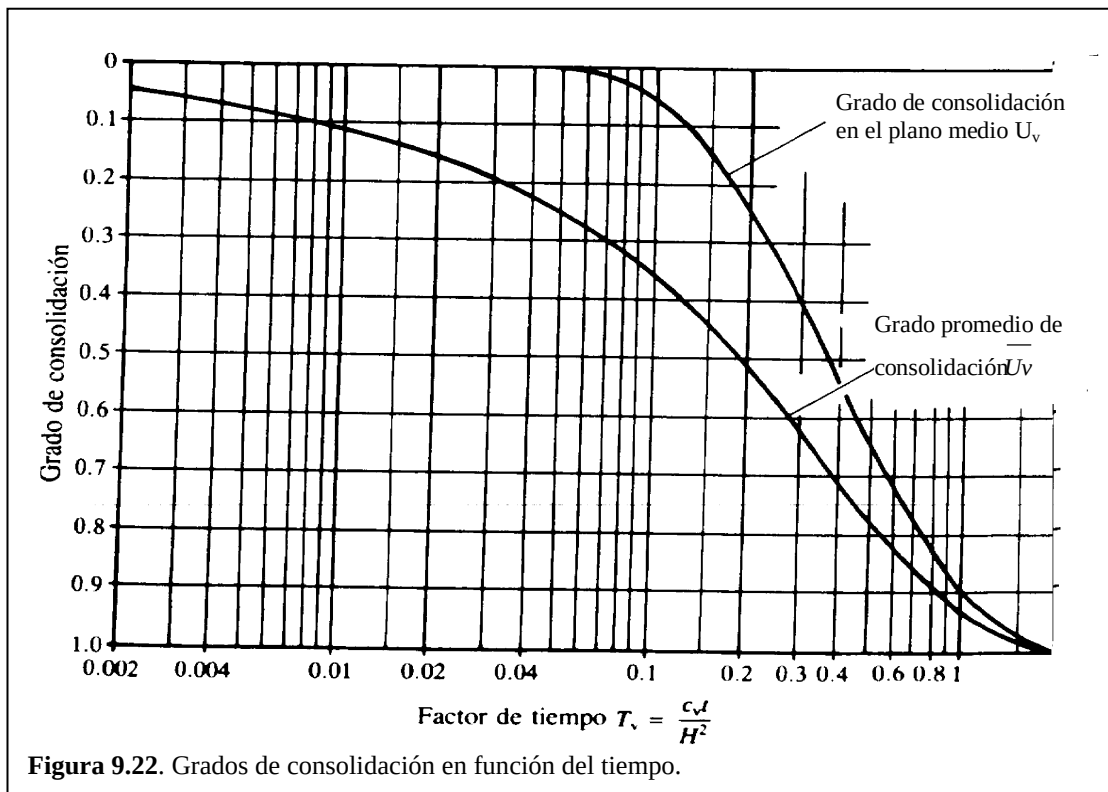
Pero además de los valores U_v , también se requiere el grado promedio de consolidación $\bar{U}_v$, que refleja el asentamiento en toda la superficie horizontal. Por analogía en la ecuación (9.26) y teniendo en cuenta la ecuación (9.21)

$$\bar{U}_V = 1 - \frac{\bar{U}_e}{U_{0e}} = 1 - \frac{1}{H} \int_0^H \frac{U_e}{U_{0e}} dz \quad \left(\text{reemplazo } \frac{U_e}{U_{0e}} \right)$$

$$\bar{U}_V = 1 - \frac{1}{H} \int_0^H \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \left[M \left(1 - \frac{Z}{M} \right) \right] \exp(-M^2 T_V) dz$$

$$\bar{U}_V = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \exp(-M^2 T_V) \quad (9.28)$$

Para valores dados de T_V puede calcularse el $\bar{U}_V$ correspondiente. En la gráfica de la figura 9.22 U_V = Consolidación en el plano medio



$\bar{U}_V$ = Consolidación promedio.

• 9.17 Velocidad de consolidación

La velocidad de compresión secundaria (sección 9.6) depende de las propiedades físico – químicas del suelo y es independiente de su espesor.

- La línea de compresión secundaria representa un FLUJO VISCOSO.
- La línea de compresión primaria corta la línea de FLUJO VISCOSO en un tiempo t que depende de H^2 (en la fórmula de la figura 9.17, $T_v = C_v t / H^2$)

Si comparo dos muestras con espesores diferentes H_a y H_b , los tiempos t_a y t_b para alcanzar el mismo grado de consolidación están relacionados así:

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v}; \text{ para a y b } \Rightarrow \frac{t_a}{t_b} = \frac{C_{vb} T_{va}}{C_{va} T_{vb}} * \frac{H_a^2}{H_b^2} \quad (9.29)$$

Para el mismo suelo y en virtud de que $U_a = U_b$, cancelo C_v y T_v

$$\therefore \frac{t_a}{t_b} = \left[\frac{H_a}{H_b} \right]^2 \quad (9.30)$$

Debe recordarse que, si existe doble drenaje, el problema considera $H = H_0 / 2$, y si existe drenaje simple, $H = H_0$, por lo que con doble drenaje el tiempo se reduce a la cuarta parte.

9.18 Grado de consolidación promedio, (usar ábaco de la figura 9.22)

El grado promedio de consolidación es de utilidad para el ingeniero porque refleja el asentamiento en superficie donde se encuentran las obras de ingeniería (pavimentos, casa, etc.). Se utiliza entrando con un T_v dado para obtener un $\bar{U}_v$ en el ábaco de la figura 9.22. Este ábaco da, además, el grado de consolidación de una lámina (*) que pasa por la mitad horizontal de la capa que se consolida, o por la frontera impermeable si el suelo experimenta drenaje simple (**) lámina de espesor dz y de material compresible de la figura 9.17.

Ejercicio 9.3: En el perfil anexo, se tiene una capa de arcilla compresible, doblemente drenada y sometida a un efecto de consolidación; se estima que en un período de 5,7 años el NAF baja 15,5m. Elabore un diagrama de esfuerzos para el estrato de arcilla, mostrando la situación inicial y final anunciadas en los dos contactos con la arena y en A.

Solución: $\sigma' = \sigma - U$ (Consideremos el punto A con $Z = 29,50\text{m}$). Con NAF alto,

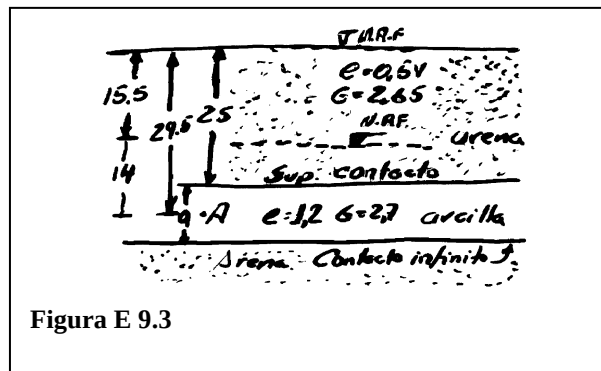


Figura E 9.3

$$\sigma'_{0A} = \frac{2,65 + 0,54}{1 + 0,54} (9,81)(25) + \frac{2,70 + 1,2}{1 + 1,2} (9,81)(4,5) - 9,81(29,5) \quad \text{Si}$$

$$= 296,87 \text{ KPa} \Rightarrow \text{con NAF - 1}$$

desciende el NAF a 15,5 m, y asumiendo que la arena puede retener 9% de su peso en agua, tenemos:

$$\sigma'_{fA} = \frac{2,65(1 + 0,09)}{1 + 0,54} (9,81)(15,5) + \frac{2,65 + 0,54}{1 + 0,54} (9,81)(9,5) + \frac{2,70 + 1,2}{1 + 1,2} (9,81)(4,5) - 9,81(14) = 377,14 \text{ KPa} \Rightarrow \text{con NAF - 2}$$

$$\gamma_{SAT} = \frac{G + e}{1 + e} \gamma_w$$

$$\gamma' = \frac{G - 1}{1 + e} \gamma_w$$

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

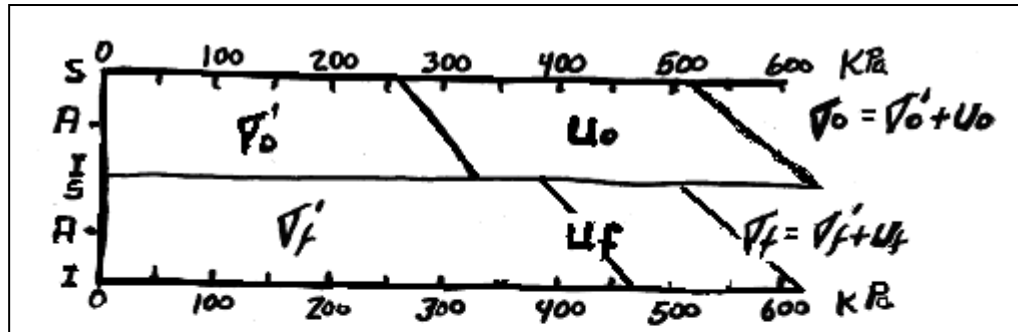
$$\gamma = \frac{G + S * e}{1 + e} \gamma$$

Cuadro y diagrama de esfuerzos (KPa): En los contactos, el cálculo es similar. Además, $\Delta\sigma' = \sigma'_f - \sigma'_0$

Punto	Zm	σ_0	U_0	σ'_0	σ_f	U_f	σ'_f	$\Delta\sigma'$
Contacto superior	25	508,02	245,25	262,77	478,25	93,20	385,05	+122,28
Punto medio A	29,5	586,27	289,40	296,87	556,50	137,34	419,16	+122,29
Contacto inferior	34	664,53	333,54	330,99	634,76	181,49	453,27	+122,28

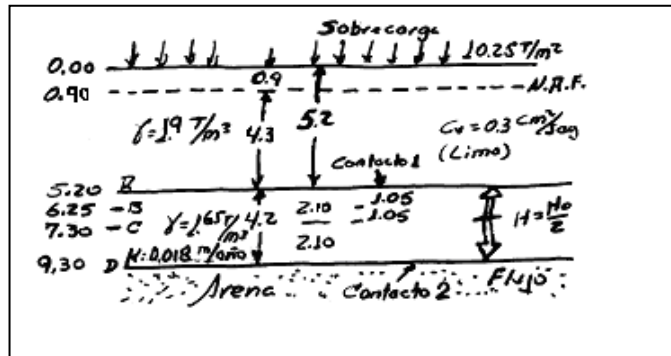
Situación
con NAF –
1

Situación
con NAF –
2



Ejercicio 9.4. (de LAMBE) Se muestra el perfil de un suelo, en el que se construyó un relleno. Determinar los efectos de esa sobrecarga en los puntos A, B, C y D de una arcilla, 4 meses después, si se da drenaje doble hacia el limo y la arena del perfil.

Se adjuntan los resultados de la prueba edométrica y los pesos unitarios del limo y la arcilla, y la permeabilidad de la arcilla. La arcilla es normalmente consolidada.



1) Esfuerzos iniciales (TT/m²)

PUNTO	Z (m)	descripción	Esfuerzo parcial	TT/m ²	σ_v	U	$\sigma = \sigma' - U$	$\sigma' + q$
DATUM	0,00	Superficie	5,20 * 1,90 = 9,86		0,00	0,00	0,00	10,25
A	5,20	Contacto #1	1,05 * 1,65 = 1,73		9,86	4,30	5,56	15,81
B	6,25	Arcilla (int)	1,05 * 1,65 = 1,73		11,57	5,35	6,24	16,49
C	7,30	Arcilla (pto medio)	2,10 * 1,65 = 3,47		13,32	6,40	6,92	17,17
D	9,40	Contacto #2			16,79	8,50	8,29	18,54

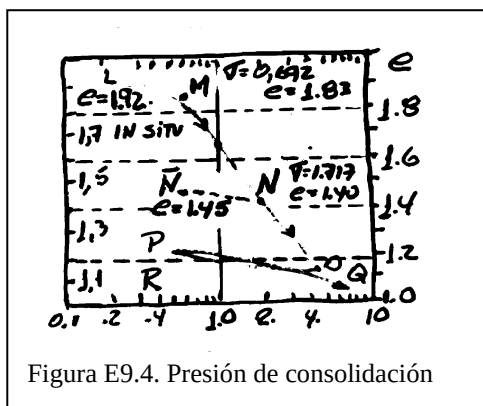


Figura E9.4. Presión de consolidación

- La última columna, $\sigma' + q$, muestra el incremento que tendrán los esfuerzos efectivos, después del proceso de consolidación. El estado inicial de esfuerzos sólo se muestra en las columnas anteriores.
- El punto C ¿en qué tramo de la curva queda? Antes era M y ahora N
- El punto C muestra que la arcilla soportará presiones que no conoce.

- m_v y C_v (Sección 9.14): Como la arcilla es normalmente consolidada se utiliza la curva virgen MN. Esto porque $\sigma'_c = 1,717 \text{ k/c2} = 17,17 \text{ tt/m2}$ supera el valor de σ' in situ, que es el de M.
- De la curva de presión de consolidación obtengo m_v (Figura 9.6 y Sección 9.13)

$$M \Rightarrow e_0 = 1,83; \sigma_0 = 0,692 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$N \Rightarrow e = 1,40; \sigma = 1,720 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

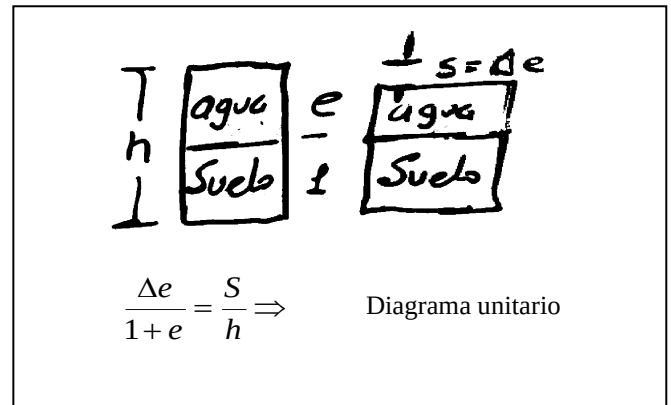
$$MN \Rightarrow \Delta e_v = -0,43; \Delta \sigma_v = 1,028 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow m_v = \frac{-\Delta e}{1+e_0} * \frac{1}{\Delta \sigma_v}$$

(coeficiente de deformación volumétrica)

$$m_v = \frac{0,43}{(1+1,83)} * \frac{1}{1,028} = 0,15 \frac{\text{cm}^2}{\text{Kg}} = 0,15 * 10^{-3} \frac{\text{cm}^2}{\text{gr}}$$

Cálculo del coeficiente de consolidación C_v (Figura 9.7 y Fórmula 9.10)



$$C_v = \frac{K}{\gamma_w * m_v} \Rightarrow K = 0,018 \frac{\text{m}}{\text{año}} = 5,7 * 10^{-8} \frac{\text{cm}}{\text{sg}}$$

$$C_v = \frac{5,7 * 10^{-8}}{1 * 0,15 * 10^{-3}} = 4 * 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{seg}} = 1,26 \frac{\text{m}^2}{\text{año}}$$

Asentamientos: Con la pérdida de agua el suelo se consolida. Comparando los valores de C_v , de los suelos $0,3 \gg 4 * 10^{-4}$ puedo ver que el asentamiento significativo estará en el estrato de arcilla.

Asentamiento en el punto medio de la arcilla, S_c

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_0} * \sum H_0 = \frac{0,43}{1+1,83} * 4,20 = 0,64 \text{ m (según diagrama)}$$

$$S_c = \sum H_0 m_v \Delta \bar{\sigma} = (4,20 * 100) (0,15) (1,028) = 65 \text{ cm} = 0,65 \text{ m}$$

Si eventualmente se retira el relleno, el suelo se levanta debido a la expansión de la arcilla (C pasa de N a $\bar{N}$)

La reducción de esfuerzos es $q = \Delta\sigma_v = 1,025 \text{ Kg/cm}^2 = 10,25 \text{ TT/m}^2$. En el laboratorio, la curva $e - \log \sigma_v$ da la posibilidad de trazar $N \bar{N}$, paralela a la fase de expansión PQ, que se corresponde con el comportamiento del suelo sometido a niveles de esfuerzos conocidos históricamente. Así (con las coordenadas de N y $\bar{N}$):

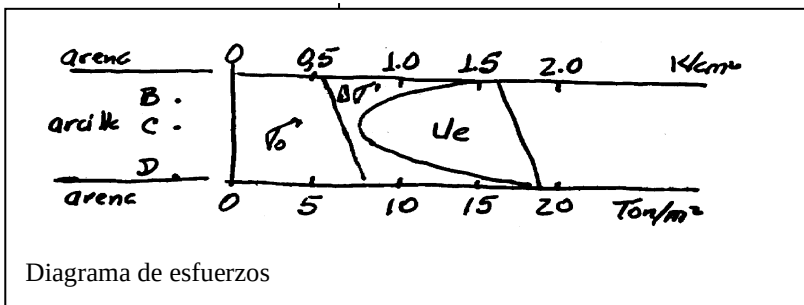
$$S_{\text{exp}} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \sum H_0 = \frac{(1,40 - 1,45)}{(1 + 1,40)} (4,20 - 0,64) = 0,07 \text{ m (hinchamiento)}$$

Cálculo de la presión de exceso o sobrepresión intersticial U_e , en los puntos B, C, y D de la arcilla (Fig 9.21, ábaco $U_v - Z_v$)

PTO	H	z	$Z = z/H$	t	C_v	$T_v = \frac{C_v t}{H^2}$	U_v	$1 - U_v$
B	2,10	1,05	$\frac{1}{2}$	4/12	$12,6 * 10^3$	0,095	0,24	0,76
C	2,10	2,10	1	4/12	$12,6 * 10^3$	0,095	0,05	0,95
D	2,10	4,20	2	4/12	$12,6 * 10^3$	0,095	1,00	0,00

Explicación de T_v :

DIAGRAMA DE ESFUERZOS: $\sigma_F = \sigma'_0 + \Delta\sigma' + U_e$



ESFUERZOS Y PRESIONES DE POROS, 4 meses después: (TT/m²)

PTO	U_e	U_{ss}	$U_{ss} + U_e$	σ'_0	$\Delta\sigma'$	$\sigma'_0 + \Delta\sigma'$	σ'_{FINAL}	σ'_{INICIAL}
B	7,79	5,35	13,14	6,24	2,46	8,70	16,49	6,24
C	9,74	6,40	16,14	6,92	0,51	7,43	17,17	6,92
D	0,00	8,50	8,50	8,29	10,25	18,54	18,74	8,29
	$q(U_v - 1)$				$q(U_v)$		Esf efect fin	Esf efect ini

Donde U_e es la p.p. en exceso. U_{ss} la p.p. del cuadro anterior; además, se muestran los esfuerzos anteriores y los actuales (4 meses después).

Ejercicio 9.5 (de BERRY). Se muestra una curva experimental de una caolinita remoldeada (Fig

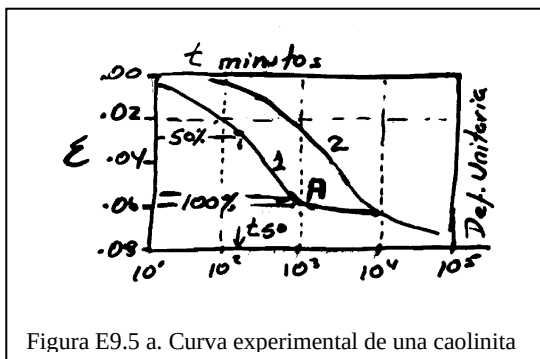


Figura E9.5 a. Curva experimental de una caolinita

E9.5a). Muestra #1: espesor 79,6mm; diámetro = 250mm = ϕ . En la figura III, $e - \sigma'$ log, se dan más datos de 1. Drenaje simple; incremento de presión = 55 – 110 KN / m². Abajo, la curva teórica del método de ajuste basado en el logaritmo del tiempo $U_v - T_v$ (Figura E9.5.b).

- Relacione la curva teórica (de la figura E9.5b) y la experimental (Fig E.9.5a)
- Calcule el coeficiente C_v de consolidación vertical.
- Calcule el coeficiente m_v de compresibilidad volumétrica.
- Calcule el coeficiente K_v de permeabilidad vertical.
- Calcule el coeficiente C_α y el índice C_c . Curva de la figura E.9.5.c

NOTA: El espesor H promedio de la muestra es 77,4 mm.

- Curva teórica (E.9.b): Se observa que el 100% de $\bar{U}_v$ (grado de consolidación promedio) se da en el corte de la asíntota con la tangente. curva I aplicando el principio anterior obtengo A y leo que la deformación unitaria para el incremento $\Delta\sigma_1 = 55$ KN/m² es 0,056 (adimensional) = ϵ_A .

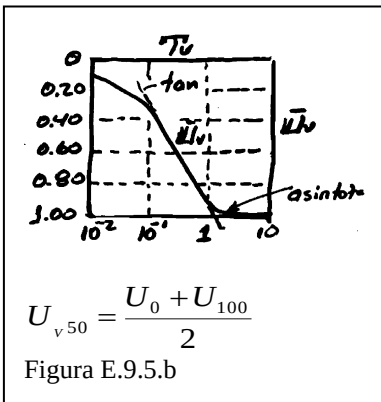


Figura E.9.5.b

Para leer el t_{50} debo obtener $\bar{U}_0$ y $\bar{U}_{100}$, luego

- El valor C_v se basa en el ajuste del punto del 50% y se calcula con la expresión:

$$T_{v50} = \frac{C_v t_{50}}{H^2} \text{ o con } T_{v90} = \frac{C_v t_{90}}{H^2}$$

De la fig E9.5.a: $t_{50} = 170$ minutos; $t_{90} = 689$ minutos.

Factor tiempo T_v : En el ábaco $U_v - T_v$ de la figura 9.22; cortando la curva $\bar{U}_v$ tenemos: Para el 50% $T_v = 0,197$; para el 90%, T_v

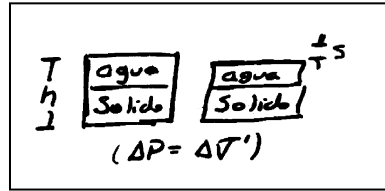
$$= 0,848$$

$$C_v = \frac{T_v H^2}{t} \Rightarrow C_{v50} = \frac{0,197(77,4)^2}{170} ; C_{v90} = \frac{0,848(77,4)^2}{689}$$

$$\text{Entonces; } C_v \text{ promedio} = \frac{C_{v50} + C_{v90}}{2} = \frac{6,9 + 7,4}{2} = 7,15 \text{ mm}^2/\text{minuto}$$

C_v promedio = 7,15 mm² / min, equivale a 3,8 m² / año

- c) Cálculo de m_v (se utiliza la ordenada de A en la curva e9.5A: ϵ_A)



Para calcular m_v , coeficiente de compresibilidad volumétrica, tenemos

$$m_v = \frac{a_v}{1+e}; \quad a_v = \frac{\Delta e}{\Delta P}$$

pero $\frac{\Delta e}{1+e} = \frac{S}{h} \Rightarrow$, ecuación (9.4)

$$m_v = \frac{\Delta e}{1+e_0} * \frac{1}{\Delta \sigma'} = \frac{S}{h} * \frac{1}{\Delta \sigma'} \Rightarrow \begin{cases} \text{La deformación final primaria} \\ \text{unitaria en el ensayo 1 es } 0,056 \\ \text{y } \Delta \sigma' = 110 - 55 = 55 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$m_v = \frac{0,056}{1,000} * \frac{1}{55} = 0,00102 \text{ m}^2/\text{KN}$$

- d) Cálculo de K_v : (Esta estimación aproximada nunca suple el ensayo de permeabilidad directo, sea de campo, sea de laboratorio. ecuación 9.10)

$$K_v = C_v m_v \gamma_w = C_v m_v (\rho_w * g) = 3,8 * 0,00102(9,81 * 1)$$

$$K_v = 0,038 \text{ m / año}$$

- e) Cálculo de C_∞ (Cambio de relación de vacíos por ciclo $\log_{10}$ de tiempo)

Se sabe que el valor típico de C_∞ en las arcillas normalmente consolidadas es $0,005 < C_\infty < 0,05$; en las preconsolidadas, menos de 0,002.

Ahora: El ciclo 1 tiene en su registro $\omega = 56,2\%$, $S = 100\%$, $G_s = 2,65$. Aplicando la clave #2: $G_s \omega = S e$, tenemos:

$$e_0 = \frac{\omega * G_s}{S} = \frac{0,562 * 2,65}{1,00} = 1,489 \Rightarrow \begin{cases} e_1 = \text{para } t = 1400 \text{ minutos} \\ e_2 = \text{para } t = 14000 \text{ minutos} \end{cases}$$

De la ecuación (9.4), (mencionada en el cálculo de m_v)

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= 1,489 - (1 + 1,489) \frac{0,056}{1,000} = 1,350 \\ e_2 &= 1,489 - (1 + 1,489) \frac{0,061}{1,000} = 1,337 \end{aligned} \right\} C_\alpha = 1,350 - 1,337 = 0,013$$

Cálculo del índice C_c : Es la pendiente de la rama virgen de la curva de consolidación (en semilog.), que se adjunta, y que proviene del laboratorio.

$$\left\{ \begin{aligned} a \Rightarrow e_0 &= 1,489 & \log \sigma_0 &= \log 55 \\ \Rightarrow e &= 1,030 & \log \sigma_1 &= \log 550 \end{aligned} \right\} \text{un ciclo log}$$

$$\Delta e = -0,457 \quad \Delta \log \sigma = 1$$

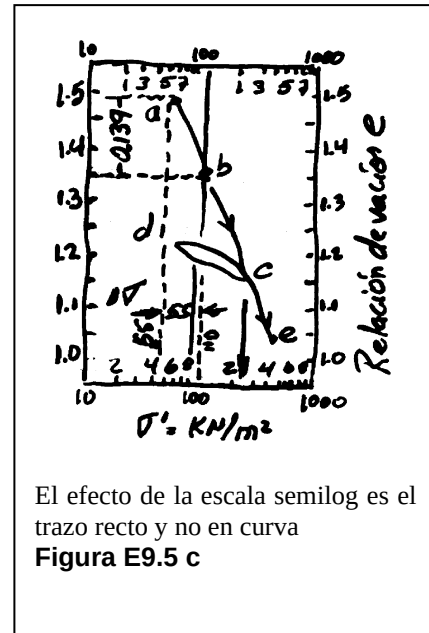
$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma_v} = \frac{-0,459}{1} = -0,46$$

De manera aproximada, con a y b que valen

$$\text{coordenadas} \left\{ \begin{aligned} a \Rightarrow e_a &= 1,489 & \log 55 &= 1,74 \\ b \Rightarrow e_b &= 1,350 & \log 110 &= 2,04 \end{aligned} \right.$$

$$\Delta e = -0,139 \quad \Delta \log \sigma = 0,30$$

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma_v} = \frac{-0,139}{0,30} = 0,46$$

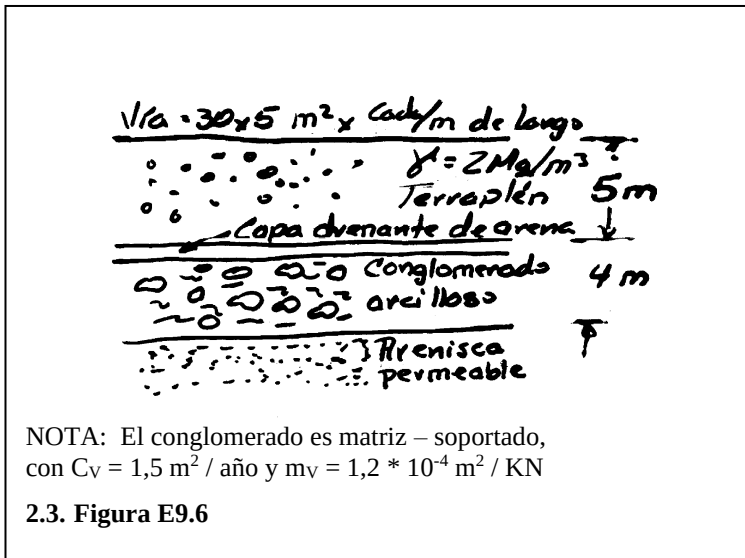


VALORES TÍPICOS

- Los valores de C_c para arcillas tienden a estar en el rango de 0,2 a 0,8, y para turbas, entre 5 y 10.
- Los valores de C_v en muestras inalteradas, con ϕ 75mm y altura 20mm, en caolinitas, tienden a estar entre 1 y 10 $\text{m}^2 / \text{año}$.
- Los valores de m_v típicos en arcillas suelen estar en el rango $0,001 < m_v < 0,0001 \text{ m}^2 / \text{KN}$.
- La permeabilidad K , en cm/seg , varía así: Para depósitos aluviales, de 0,4 a 0,01. Para depósitos glaciares, de 2 a $1 \cdot 10^{-4}$. Para depósitos eólicos, de 0,3 a $3 \cdot 10^{-3}$. Para depósitos lacustres y arenas uniformes y muy finas, de $1 \cdot 10^{-4}$ a $6 \cdot 10^{-3}$. Para arcillas, menor de $1 \cdot 10^{-5}$.

- Son más permeables las caolinitas ($\bar{K} = 2 \cdot 10^{-6} \text{ cm/seg}$) que las montmorillonitas ($\bar{K} = 5 \cdot 10^{-8} \text{ cm/seg}$). Los limos tienen $\bar{K} = 1,5 \cdot 10^{-5} \text{ cm/seg}$

Ejercicio 9.6. Un terraplén de 30m de ancho y 5m de altura, para una vía, que se construirá en 8 meses, se cimienta sobre un conglomerado arcilloso de 4m de potencia y cuyo basamento es una arenisca mal cementada.



- Calcule el asentamiento último del terraplén ($S = m_v \Delta P h$)

- Calcule el asentamiento total S' al fin de la construcción si el proceso es gradual y continuo (Figura E9.6).

Solución. $30 \gg 4$: El ancho del terraplén, comparado con la potencia del conglomerado, garantiza drenaje vertical. La condición del conglomerado, no clasto – soportado y el valor de C_v que es bajo (para la matriz),

garantiza la deformación del conglomerado, por la vía de su matriz arcillosa. La capa de arena drenante, base del terraplén, garantiza drenaje doble: $H = H_0 / 2$

Cálculo de la sobrecarga q (terraplén) y los asentamientos S y S'

$$q = \gamma Z = \rho g Z = 2 \cdot 9,81 \cdot 5 = 98,1 \text{ KN/m}^2$$

Como el conglomerado arcilloso es un suelo PRECONSOLIDADO, m_v permanece sensiblemente constante en toda la profundidad de la capa, y el valor dado es válido (como promedio) para el rango de esfuerzos aplicado.

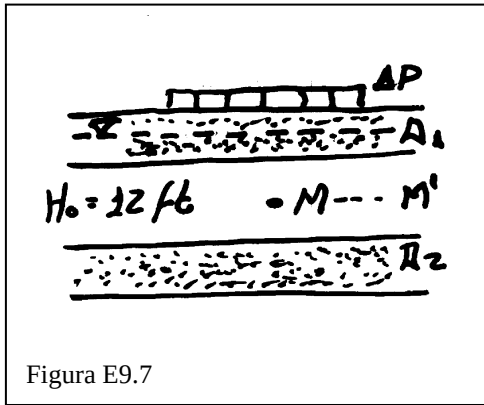
$$S = m_v \cdot \Delta P \cdot h = 1,2 \cdot 10^{-4} \cdot 9,81 \cdot 4 = 0,047 \text{ m} \quad S = 47 \text{ mm}$$

Como el terraplén se construye gradualmente, en vez de 8 meses, tomo 4 meses:

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} = \frac{1,5 \cdot 4/12}{2^2} = 0,125 \rightarrow \bar{U}_v = 0,40 \text{ (ábaco } T_v - U_v \text{) (Figura 9.22)}$$

Respuesta: Asentamiento al final de la consolidación = $S = 47 \text{ mm}$
 Asentamiento a los 8 meses: $S' = \bar{U}_v \cdot S = 0,4 \cdot 47 = 19 \text{ mm}$
 Asentamiento después de la construcción $S'' = S - S' = 28 \text{ mm}$

Ejercicio 9.7 Una capa de 12 ft (H) de espesor se somete a una sobrecarga ΔP de 2000 lb / ft². La capa drena hacia dos estratos permeables e incompresibles. La carga inicial de MM' es 2016 lb/ft². Del ensayo de consolidación, $e_0 = 0,78$, $C_c = 0,23$; $P_0 = 2016$ lb; $C_v = 0,02$ ft/día.



Calcule la magnitud de la consolidación que puede darse y el tiempo requerido para el 90% de la consolidación del terreno.

$$\Delta H = \frac{H_0 C_c}{1 + e} \log \left[\frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right] = \frac{12 * 0,23}{(1 + 0,78)} \log \left[\frac{2016 + 2000}{2016} \right] = 0,47 \text{ ft (TOTAL)}$$

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} = \frac{T_v \left(\frac{H_0}{2} \right)^2}{C_v} = \frac{0,88 (6)^2}{0,02} = 1584 \text{ días (para el 90\%)}$$

Donde $T_v = 0,88$, para el 90% de consolidación $\overline{U}_v$
(Figura 9.22)

Ejercicio 9.8 En el ejercicio 9.3: Haga $\Delta Z' = \Delta Z(1 + \frac{N}{10})$ y también $e' = e + \frac{N}{50}$ y $G = G - \frac{N}{50}$. Se dan los siguientes datos del ensayo de consolidación, sobre un espécimen inalterado y doblemente drenado de $\phi = 2,5$ in (63,5 mm), cuya altura es $(25,4 + \frac{N}{100})$ mm y la masa seca $(98,72 + \frac{N}{100})$ gr. Obtenga los asentamientos para cada 10% de U_v y los tiempos, t , requeridos para alcanzarlos, previo cálculo de los diagramas de esfuerzos del ejercicio 9.12 para este caso.

σ' KPa	= 12	24	48	96	192	384	768	1536	$* \left(1 + \frac{N}{10}\right)$	
H mm	= 25,34	25,32	25,30	25,27	25,08	24,50	23,32	22,11	$* \left(1 + \frac{N}{100}\right)$	$\sigma' - \epsilon$
$\epsilon * 10^{-2}$	= 0,25	0,30	0,40	0,50	1,25	3,55	8,20	12,95	$* \left(1 + \frac{N}{100}\right)$	

d - t (min)	118 - 2,0	177 - 32	205 - 400	$\left\{ \begin{array}{l} d_i = dial * \left(1 + \frac{N}{100}\right) \\ t_i = tiempo * \left(1 + \frac{N}{10}\right) \\ \text{todo en KPa;} \\ g = 9,81 * N \end{array} \right.$	d - t
102 - 0,25	126 - 4,0	192 - 64	206 - 800		
106 - 0,50	139 - 8,0	199 - 100	208 - 1600		
11 - 1,00	158 - 16,0	202 - 200	D - t (min)		

NOTA: Todos los esfuerzos en KPa, deformaciones en mm y tiempo en días.

EXPANSIVIDAD DE SUELOS:

Existen suelos que se hinchan cuando aumenta su cantidad de agua y se retraen cuando la disminuye. Debe distinguirse el término POTENCIAL de EXPANSIÓN, de la EXPANSIÓN proviene dicha pérdida de agua.

Las arcillas expansivas producen empujes verticales y horizontales afectando las cimentaciones, empujando muros y destruyendo pisos y tuberías enterradas, con esfuerzos que superan los 20 Kg/cm², ocasionalmente. En las vías se presentan ascensos y descensos que afectan su funcionamiento. También, estos suelos expansivos se retraen y los taludes fallan.

MECANISMO DEL HINCHAMIENTO (arcillas 2:1) O ENTUMECIMIENTO (sinónimo)

- a) Absorción de agua por una arcilla activa (montmorillonita, por ejemplo)
- b) Rebote elástico de las partículas del suelo.
- c) Repulsión eléctrica de los granos de arcilla y de sus cationes adsorbidos.
- d) Expansión del aire atrapado en los poros.

En las arcillas preconsolidadas, por cargas o por desecación, estos fenómenos son factores altamente contribuyentes. En arcillas normalmente consolidadas (o cargadas), los factores dominantes son dos:

- a) Adsorción de agua y
- b) Repulsión eléctrica entre las partículas rodeadas de agua.

Los factores significativos en el estudio de la expansión son los de:

IP = Índice de plasticidad (IP = LL – LP)

LR = Límite de retracción (ω_s para el cual el volumen no varía).

% de partículas con $\phi < 0,001\text{mm}$ (porcentaje en peso).

GE = Grado de expansión en el consolidómetro con carga de 1 lb/in², para una muestra de suelo secada al aire y anegada en la prueba.

$EL = \frac{(V_f - V_0)}{V_i} * 100$: Expansión en volumen de una muestra de 10 cm³ (pasa T# 40) que se seca

al aire y se vierte en una probeta, con agua, de 100 cm³. Cuando toca fondo se mide el nuevo volumen.

PE_x = Potencial de expansión (definido por Seed como el porcentaje de expansión vertical en el edómetro de una muestra compactada, con $\omega_{\text{óptimo}}$ y densidad seca máxima. Se coloca en el edómetro y se anega con una carga de 1 lb / in² = 0,07 Kg / cm²)

El PE es bajo: 0 – 1,5%; medio 1,5 – 5%; alto 5 – 25%; muy alto > 25% (esta es la escala de Seed)

CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS (Según Holta – Gibbs)

Potencial de expansión	G.E. consolidado	LR	IP	% < 0,001	EL
Muy alto.	> 30%	< 10%	> 32%	> 37%	> 100%
Alto.	20% - 30%	6% - 12%	23% 45%	18% - 37%	> 100%
Medio.	10% 20%	8% - 18%	12% 34%	12% - 27%	50% - 100%
Bajo.	< 10%	> 13%	< 20%	< 17%	< 20%

EXPANSIBILIDAD Y COMPRESIBILIDAD (SUCS)

GW	---	SW	---	ML	-	MH	++
GP	---	SP	---	CL	m	CH	+++
GM	--	SM	--	OL	+	OH	+
GC	--	SC	-			Pt	+++

Escala: +++ = muy alta; m = moderada; --- = prácticamente nula

- COMPRESIBILIDAD**

Ligera a baja.	$C_c = 0,00 - 0,19$	$LL = \omega_L = 0\% - 30\%$
Moderada a media.	$C_c = 0,20 - 0,39$	$LL = \omega_L = 31\% - 50\%$
Alta.	$C_c \geq 40$	$LL = \omega_L \geq 51\%$

VALORES CORRIENTES DEL MÓDULO EDOMÉTRICO $m_v = 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{Kg}$

Turba	= 100 – 200	Arcilla semi plástica	= 12,5 - 6,7
Arcilla plástica.	= 200 – 25	Arcilla suelta.	= 10 – 5
Arcilla consistente.	= 25 – 12,5	Arcilla densa	= 2 – 1,3

[Ir a la página principal](#)

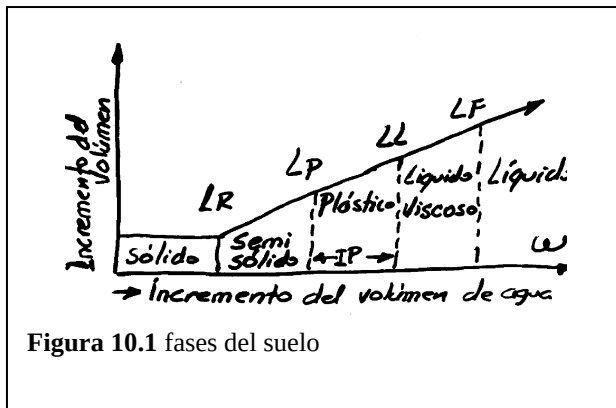
ENLACES U._N._:

Acecha El Niño fortalecido por el calentamiento global.	Colombia – En el día Internacional de la Biodiversidad.	La adaptación de la ciudad al trópico andino.
Agua como bien público.	De la aldea cafetera a la ciudad fragmentada.	La amenaza volcánica de Cerro Bravo.
Agua, Ordenamiento Territorial y Desastres.	El árbol nacional, especie vulnerable en amenaza.	La amenaza volcánica del Cerro Machín.
Calentamiento global en Colombia.	El cóndor de los Andes, en grave amenaza.	La historia del Cerro Sancancio.
Ciencia, Tecnología y Sociedad CT&S.		Laderas del Trópico Andino: caso Manizales.

CAPÍTULO 10: ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO

10.1 Introducción

Se han visto aspectos relacionados con las deformaciones de un suelo sometido a la acción de fuerzas externas (caso del edómetro), y hemos integrado el efecto del agua a su comportamiento; igualmente se han definido los límites y estudiado las relaciones de fase del suelo, visto como una estructura trifásica, compuesta por sólidos, agua y aire.



LF : Límite de fluidez.
 LL y LP Límites líquido y plástico.
 IP = LL – LP Rango de estado plástico
 LR : Límite de retracción

En el estudio de capilaridad (Sección 6.1.3), se vio el efecto de contracción de un suelo arcilloso, por pérdida de agua. También en la sección 4.1 se discutió la actividad de las arcillas, ligada al estado plástico del suelo, por depender de la cantidad de agua adsorbida sobre las partículas del suelo.

La utilidad de los límites es importante para clasificar suelos, pero también cuando tenemos

$$A = \frac{IP}{\% \text{ en peso} < 2\mu} \quad (10.1)$$

problemas geotécnicos relacionados con los cambios de volumen por variación de humedad en el suelo. En un talud arcilloso que se seca, se contrae y al agrietarse se degrada. Un suelo activo, expuesto a variaciones de humedad, puede desencadenar problemas de ingeniería por su inestabilidad volumétrica.

Pero el comportamiento de un suelo sometido a esfuerzos no es el mismo cuando la velocidad e intensidad de los esfuerzos varía. La consolidación enseña que, un suelo que responde rígidamente a una carga súbita e instantánea responderá plásticamente, ante una carga de largo plazo, en virtud de un proceso de drenaje controlado por la permeabilidad del suelo.

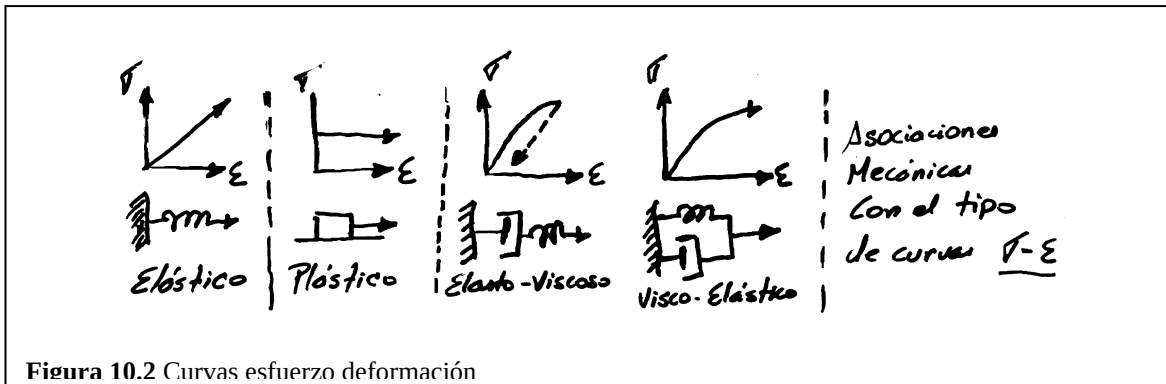


Figura 10.2 Curvas esfuerzo deformación

10.2 Estructura del suelo y esfuerzos

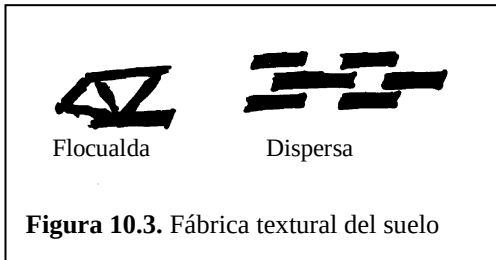


Figura 10.3. Fábrica textural del suelo

La fábrica textural del suelo tiene dos posibilidades extremas: es floculada como los suelos marinos que presentan contacto borde – cara, gracias a fuerzas de atracción eléctrica, o dispersa cuando las partículas se disponen paralelas, porque se repelen eléctricamente. Al cargar un suelo, los desplazamientos por deformación de carga tienden a desplazar las partículas y los enlaces electroquímicos pueden deshacerse, para que la fábrica estructural quede dispuesta en forma paralela.

El comportamiento mecánico dependerá de la estructura del suelo. El suelo floculado ofrece mayor permeabilidad, alta resistencia y baja compresibilidad, gracias a las fuerzas electroquímicas entre las partículas.

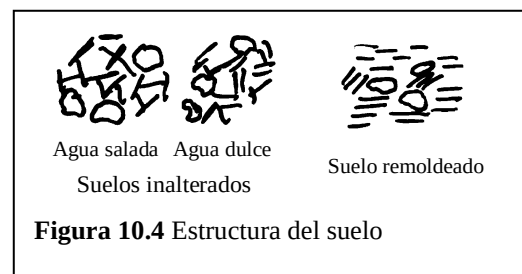
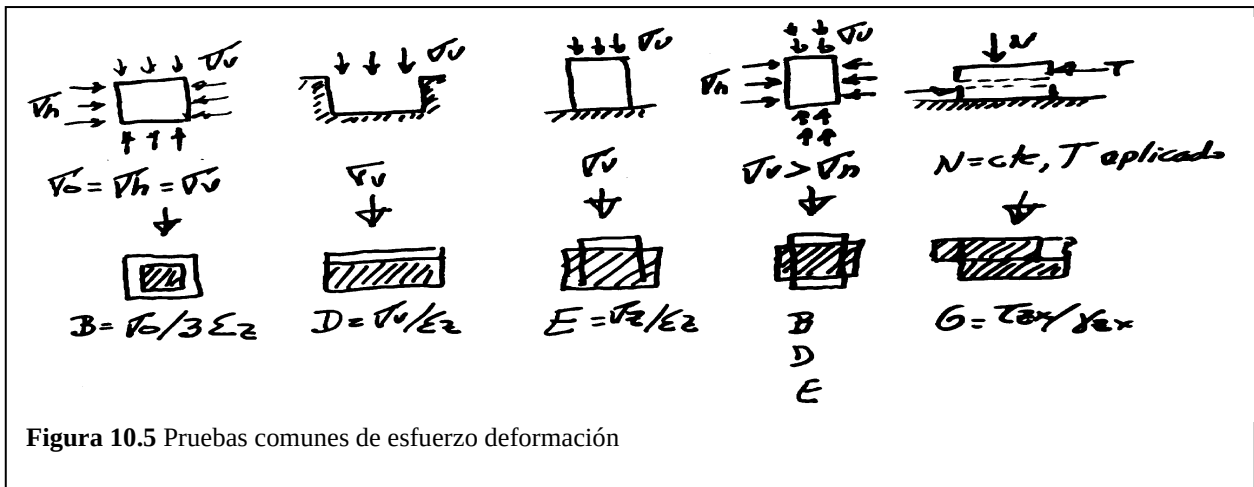


Figura 10.4 Estructura del suelo

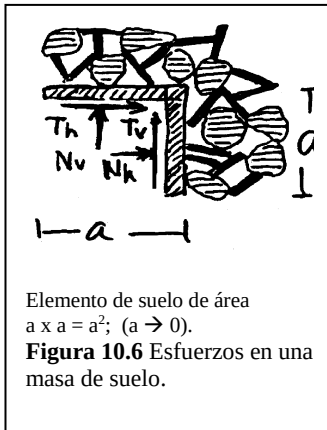
Tabla 10.1 Factores de comportamiento del suelo.

Suelo	Factores de formación del suelo	Factores de comportamiento
Consolidado	Naturaleza de los sedimentos →	Esfuerzos
	Método de transporte y sedimentación →	Tiempo



Compacto	Naturaleza del medio de sedimentación	→	Agua
	Naturaleza del suelo	→	Entorno físico
	Energía y tipo de compactación	→	Perturbación.
	Humedad de la muestra en obra	→	Medio y factores intrínsecos.

- a. **Presión:** Con el aumento de presión, aumenta la resistencia al esfuerzo cortante, disminuye la compresibilidad y se reduce la permeabilidad. Lo contrario cuando disminuye la presión de confinamiento de un suelo, después de retirar cargas (de suelo u otras). Si el suelo está en equilibrio, bajo la misma presión que ha experimentado en su historia geológica, se denomina suelo normalmente consolidado (NC). En el canal de Panamá, las lutitas de los taludes fallaron porque, después del movimiento de tierras, perdieron resistencia al cortante.
- b. **Tiempo:** Esta variable también influye en el comportamiento, como las presiones, la humedad y las condiciones del medio. El agua puede salir por efecto de cargas, y los esfuerzos son asumidos por el suelo. Las reacciones químicas y otros procesos de degradación requieren tiempo, y también la velocidad de aplicación de las cargas, que condicionan el tipo de respuesta del suelo.
- c. **Agua:** Los dos efectos principales sobre el suelo, causados por el agua, son: la reducción de la cohesión entre las partículas arcillosas y la modificación de los esfuerzos del suelo (aumenta U y disminuye σ'). La arcilla, en estado seco es resistente y sumergida no.
- d. **El entorno:** También puede condicionar y modificar el comportamiento: la naturaleza del fluido intersticial y la temperatura de una arcilla sedimentaria o compactada, pueden variar en el tiempo. Si la arcilla era marina, por lixiviación, el flujo primitivo se hace menos salino y con ello, se reduce la fuerza de atracción electrostática entre partículas del suelo, variando su resistencia al corte, las arcillas sensitivas, que son de elevada susceptibilidad a los fenómenos de lixiviación, son de naturaleza marina, depositadas en alto grado por floculación; pero si el deslavado reduce los enlaces cara borde, la arcilla tiende a la dispersión y el suelo, a presentar fallas por cortante.



10.3 ESFUERZO VERTICAL Y HORIZONTAL (suelo seco)

En un elemento de suelo, a una profundidad Z , se puede considerar las fuerzas normales N y tangenciales T que, sobre sus caras, carga las partículas de suelo: Sea “h” la dirección horizontal y “v” la dirección vertical. Entonces:

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \frac{N_v}{a^2}; & \sigma_h &= \frac{N_h}{a^2} \\ \tau_v &= \frac{T_v}{a^2}; & \tau_h &= \frac{T_h}{a^2} \end{aligned} \quad (10.2)$$

10.4 ESFUERZOS GEOSTÁTICOS VERTICALES (σ_v) $\equiv$ sobrecarga

$$\sigma_v = \gamma \times Z \quad (10.3)$$

Los esfuerzos al interior del suelo se aplican por dos razones: El peso propio del suelo y el efecto de las cargas exteriores aplicadas al suelo. Los esfuerzos geostáticos (verticales) son los debidos al peso propio del suelo; y pueden variar con la profundidad, cuando varía el peso

unitario del suelo.

Si $\gamma_d = 1,6 \text{ Ton/m}^3$, para calcular σ_v se tiene la siguiente tabla

UNIDADES DE σ_v	UNIDADES DE Z	EXPRESIÓN DE σ_v
Libras / pie ²	Pies	$\sigma_v = 100 Z$
Libras / pulgada ²	Pies	$\sigma_v = 0,694 Z$
Kg / cm ²	Metros	$\sigma_v = 0,160 Z$
Atmósferas	Pies	$\sigma_v = 0,0473 Z$

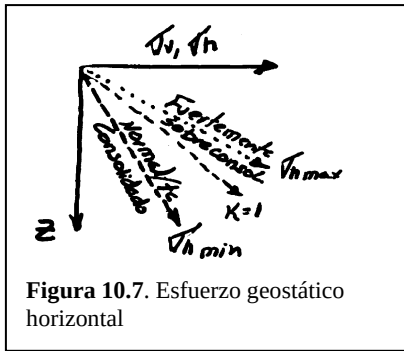
Sin γ_d varía con la profundidad: $\sigma_v = \sum \gamma_i (\Delta Z_i)$ por tratarse de variación discontinua; o

$$\sigma_v = \int_0^Z \gamma dz, \text{ para continua} \quad (10.1)$$

10.5 ESFUERZO GEOSTÁTICO HORIZONTAL, K y K_0

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (10.4)$$

La relación entre los esfuerzos horizontal σ_h y vertical σ_v , se expresa por el COEFICIENTE de ESFUERZO LATERAL K o coeficiente de presión de tierras. La relación no es exclusiva de los esfuerzos geostáticos y su valor TEÓRICO está en un rango que es amplio:



$$0 \leq K \leq 1; \quad K = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (10.5)$$

y $\mu_{\max} = 0,5$. En lo real, $K > 1$ y empíricamente vale $K = 1 - \sin \phi'$ en arcillas NC. En arcillas NC y en arenas $K < 1$. En arcillas PC y arcillas compactas o arenas compactas $K_0 > 1$.

Cuando un depósito sedimentario se forma por acumulación en capas horizontales, se va incrementando σ_v y no necesariamente σ_h , por lo que $K < 1$. En depósitos de arena sedimentaria, $K = 0,4 - 0,5$.

- Si no existe deformación horizontal por presión de sepultura, el valor de K es K_0 coeficiente de tierras en reposo. Así que en procesos sedimentarios, es típico el valor $\sigma_h = K_0 \sigma_v$, y el valor

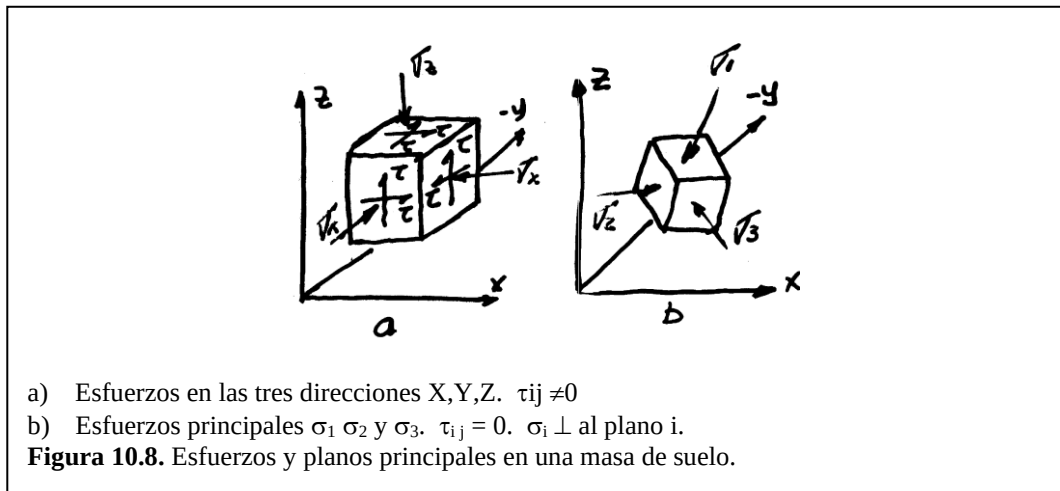
$$\operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{\sigma_v + \sigma_h} = \frac{\sigma_v(1 - K_0)}{\sigma_v(1 + K_0)} = \frac{1 - K_0}{1 + K_0} \quad (10.6)$$

- se representará en la Figura 11.6.

En rocas $\mu = 0,25$, normalmente, por lo que $K = \frac{0,25}{1 - 0,25}$, o sea, $K_{(\text{rocas})} = \frac{1}{3}$, lo que significa $\sigma_h = \frac{1}{3} \sigma_v$, normalmente.

10.6 ESFUERZOS PRINCIPALES σ_1 σ_2 σ_3 Y PLANOS PRINCIPALES

- a) Esfuerzos en las 3 direcciones x, y, z , $\tau_{ij} \neq 0$



muestra las 3 componentes de los esfuerzos principales σ_1 σ_2 y σ_3 ; las caras de ese cubo son paralelas a los 3 planos del sistema cartesiano.

El cubo b muestra una rotación, tal que σ_1 σ_2 y σ_3 no tengan componentes τ sobre sus caras. σ_1 σ_2 y σ_3 son perpendiculares a las caras del cubo, llamadas PLANOS PRINCIPALES, mientras σ_1 σ_2 σ_3 se denominan esfuerzos principales.

⇒ 10.7 ESFUERZOS PRODUCIDOS POR CARGAS APLICADAS

La teoría de la elasticidad frecuentemente se emplea para el cálculo, en una masa del suelo, de este tipo de esfuerzos. La teoría supone que ESFUERZO y DEFORMACIÓN son proporcionales; la mayoría de las soluciones útiles, que el suelo es homogéneo e isótropo; incluso suponen que el suelo es “CHILE” (continuo, homogéneo, isótropo y linealmente elástico).

Problema 10.1: Dado un suelo y dada una estructura, la pregunta es: ¿cuál es la magnitud del asentamiento en un tiempo dado?

Solución: Se suponen 4 etapas de cálculo, que en su orden son:

1. Esfuerzos iniciales.
2. Incremento de esfuerzos totales.
3. Incremento de los esfuerzos efectivos para el tiempo t.
4. Cálculo de las deformaciones para ese tiempo.

De lo anterior, es importante destacar algunos conceptos:

- a) El numeral 1 alude a los esfuerzos geostáticos (Ecuación 10.4) donde $K = \sigma_h / \sigma_v$ (coeficiente de esfuerzo lateral) puede escribirse en función del incremento de los esfuerzos y de la relación μ :

$$K = \frac{\Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_z} = \frac{\mu}{1-\mu} \therefore \Delta\sigma_h = \frac{\mu}{1-\mu} \Delta\sigma_v; (\mu \text{ máximo} = 0,5)$$

b) En esfuerzos geostáticos, las deformaciones sólo se dan en la profundidad: $\varepsilon_z \neq 0 = \varepsilon_x = \varepsilon_y$

c) La relación de sobreconsolidación $RS = \sigma'_p / \sigma'_0$, que relaciona el máximo esfuerzo efectivo histórico con el efectivo, es $RS > 1$ en suelos sobreconsolidados. Estos suelos tienen memoria y al descargarlos pasan de C a A, en la curva $\Delta\sigma'_x - \Delta\sigma'_z$, dando un K aparente (AB), diferente al K real (OC).

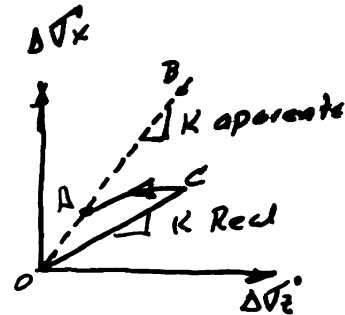


Figura 10.9 Historia de esfuerzos en el suelo

10.8 CASOS DE ESFUERZOS VERTICALES.

Como la solución analítica para unas determinadas cargas y condiciones de frontera, es bastante tediosa, los libros de Mecánica de Suelos básicos no las reportan, pero sí las emplean. Algunas son:

a) Carga puntual vertical Q (con θ y R)

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_v &= \frac{3Q * Z^2}{2\pi(r^2 + Z^2)^{5/2}} \\ \Delta\sigma_R &= \frac{Q}{2\pi} \left[\frac{3R^2 Z}{(R^2 + Z^2)^{5/2}} - \frac{1-2\mu}{R^2 + Z^2 + Z\sqrt{R^2 + Z^2}} \right] \\ \Delta\tau_{RZ} &= \frac{3Q * R^2 Z^2}{2\pi(R^2 + Z^2)^{5/2}} \end{aligned} \quad (10.6)$$

$$(x, y) = (r, \theta)$$

$$\sigma_v \perp \sigma_R \perp \sigma_\theta$$

$$\sigma_v \perp \sigma_x \perp \sigma_y$$

$$R^2 = X^2 + Y^2$$

$$\theta = \arctan \frac{y}{x}$$

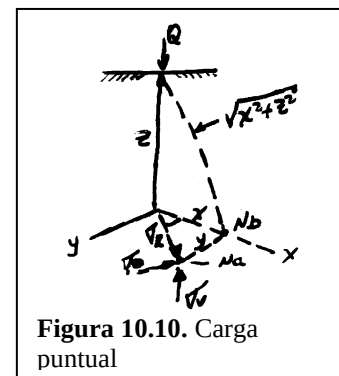


Figura 10.10. Carga puntual

Expresiones de BOUSSINESQ para el incremento del esfuerzo en un punto N a una profundidad Z y distancia horizontal R, del punto de aplicación de la fuerza Q.

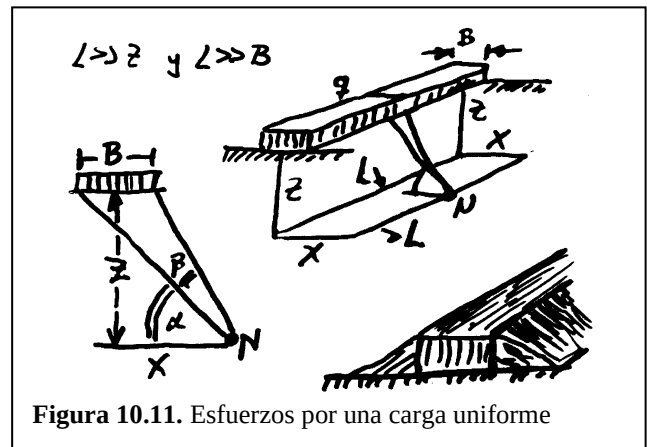
- b) Carga lineal vertical de longitud infinita: (figura 10.11, con X y con Y)

$$\Delta\sigma_v = \frac{2Q * Z^3}{\pi(X^2 + Y^2)^2} \quad \Delta\sigma_x = \frac{2Q * \pi * X^2 * Y^2}{\pi(X^2 + Y^2)^2} \quad \Delta\tau_{xz} = \frac{2Q * X * Z^2}{\pi(X^2 + Y^2)} \quad (10.7)$$

- c) Carga uniformemente distribuida sobre una franja infinita

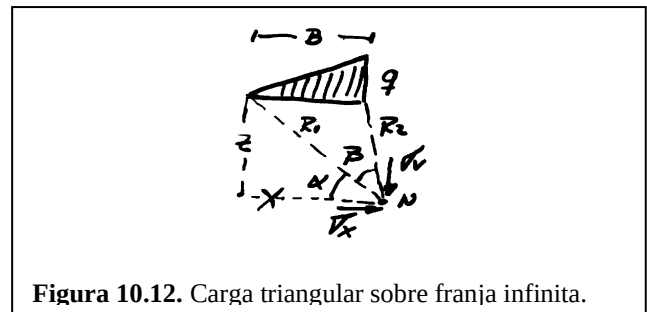
$$\begin{aligned} \Delta\sigma_v &= \frac{q}{\pi} [\alpha + \sin\alpha * \cos(\alpha + 2\beta)] \\ \Delta\sigma_x &= \frac{q}{\pi} [\alpha - \sin\alpha * \cos(\alpha + 2\beta)] \\ \Delta\tau_{xy} &= \frac{q}{\pi} \sin\alpha * \sin(\alpha + 2\beta) \end{aligned} \quad (10.8)$$

Se puede suponer los casos c) y d) en casos como terraplenes o cortes

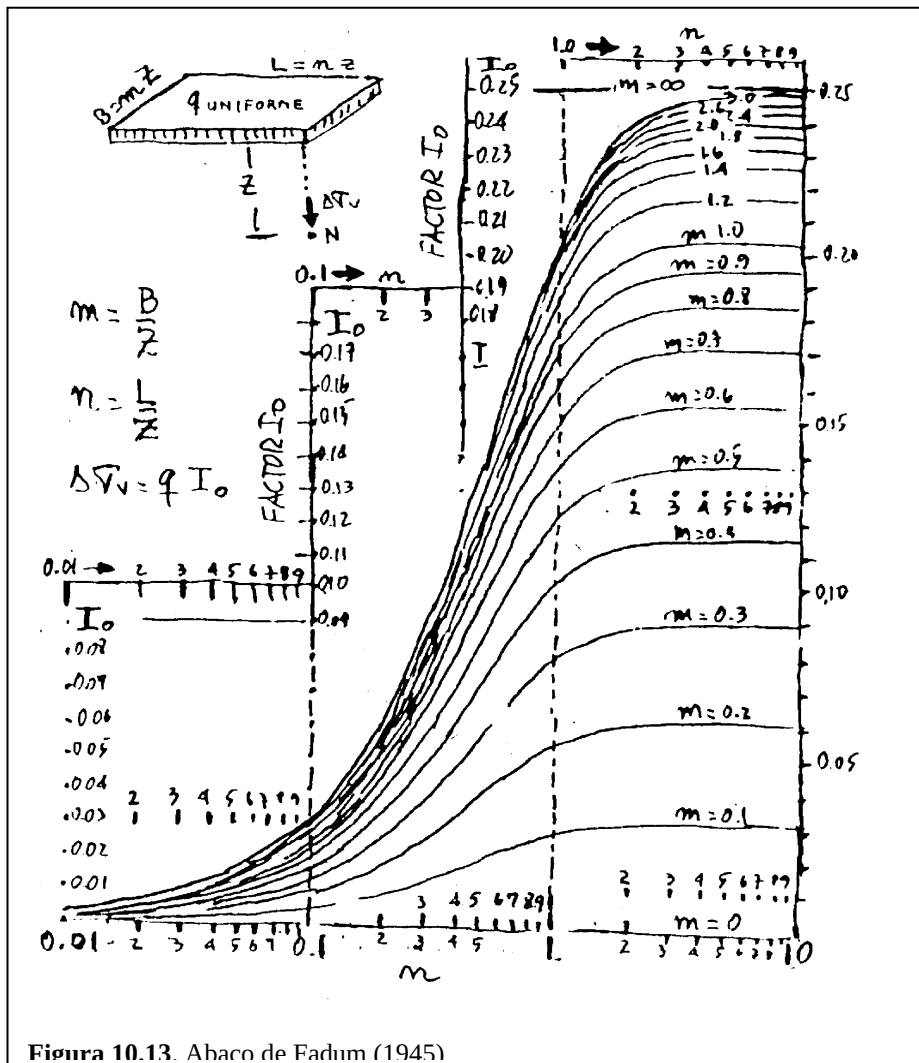


- d) Carga con distribución triangular sobre franja infinita. (Figura 10.12)

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_v &= \frac{q}{\pi} \left[\frac{X}{B} \alpha - \frac{1}{2} \sin(2\beta) \right] \\ \Delta\sigma_x &= \frac{q}{\pi} \left[\frac{X}{B} \alpha - \frac{Z}{B} \ln \frac{R_1^2}{R_2^2} + \frac{1}{2} \sin(2\beta) \right] \\ \Delta\tau_{xz} &= \frac{q}{2\pi} \left[1 + \cos(2\beta) - \frac{2Z}{B} \alpha \right] \end{aligned} \quad (10.9)$$



- e) Carga uniformemente distribuida sobre un área rectangular. (Edificio, por ejemplo)



de influencia en rectángulos que pasen por el punto dado y paralelos al área cargada. Aplico los principios de superposición que se muestran a continuación, dibujos en planta, para 3 casos:

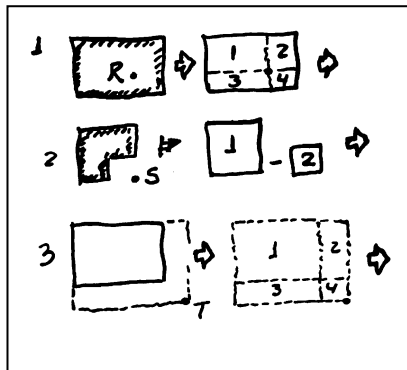
Para calcular el incremento del esfuerzo vertical $\Delta\sigma_v$ total, bajo la esquina de un área rectangular, de lados B y L, que está

uniformemente cargada. El punto N está a una profundidad Z a partir de la esquina. I_0 es el FACTOR DE INFLUENCIA. m y n son “intercambiables”

$$\Delta\sigma_v = q \times I_0 \quad (10.10)$$

Rutina: $n \rightarrow m \rightarrow I_0 \rightarrow \Delta\sigma_v$.

Nota: Para puntos que no están bajo la esquina, casos R, S y T, puedo aplicar el ábaco de FADUM, de la siguiente manera: Subdivido el área



$$\Rightarrow \Delta\sigma_R = \Delta\sigma_{\text{área 1}} + \Delta\sigma_{\text{área 2}} + \Delta\sigma_{\text{área 3}} + \Delta\sigma_{\text{área 4}}$$

(Obsérvese que la partición se hace por R)

$$\Rightarrow \Delta\sigma_S = \Delta\sigma_{\text{área 1}} - \Delta\sigma_{\text{área 2}}$$

(Obsérvese que el área cargada no es cuadrada)

$$\Rightarrow \sigma_T = \sigma_{1234} - \sigma_{34} - \sigma_{24} + \sigma_4$$

(Nótese que el área 4 se restó dos veces y se sumó una)

- f) Carga uniforme sobre un área circular de radio r (Tanque, por ejemplo)

$$\Delta\sigma_v = q \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{3/2} \right\} \Rightarrow \text{Para } R = 0 \quad (10.11)$$

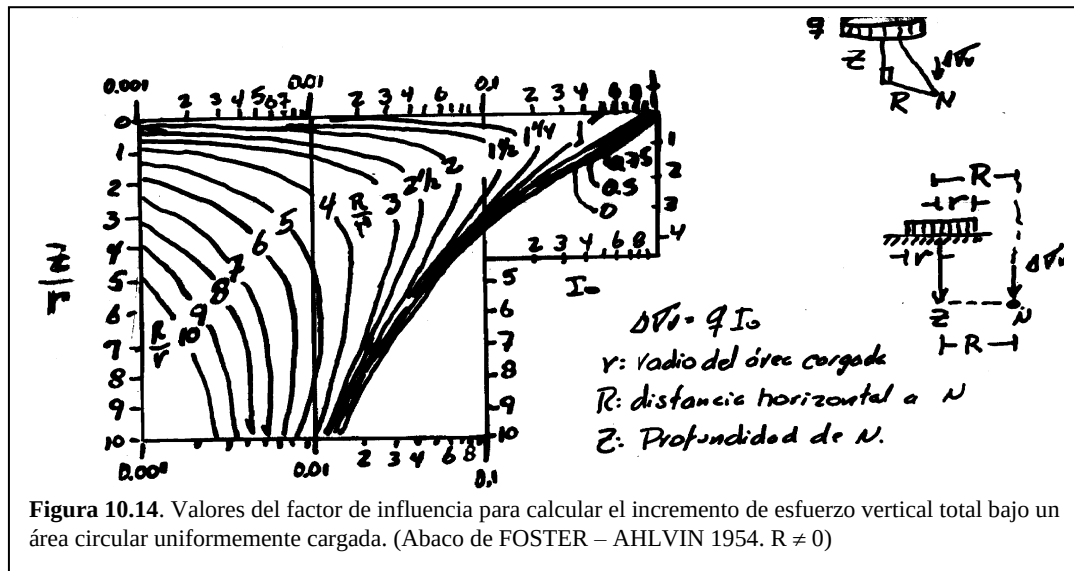
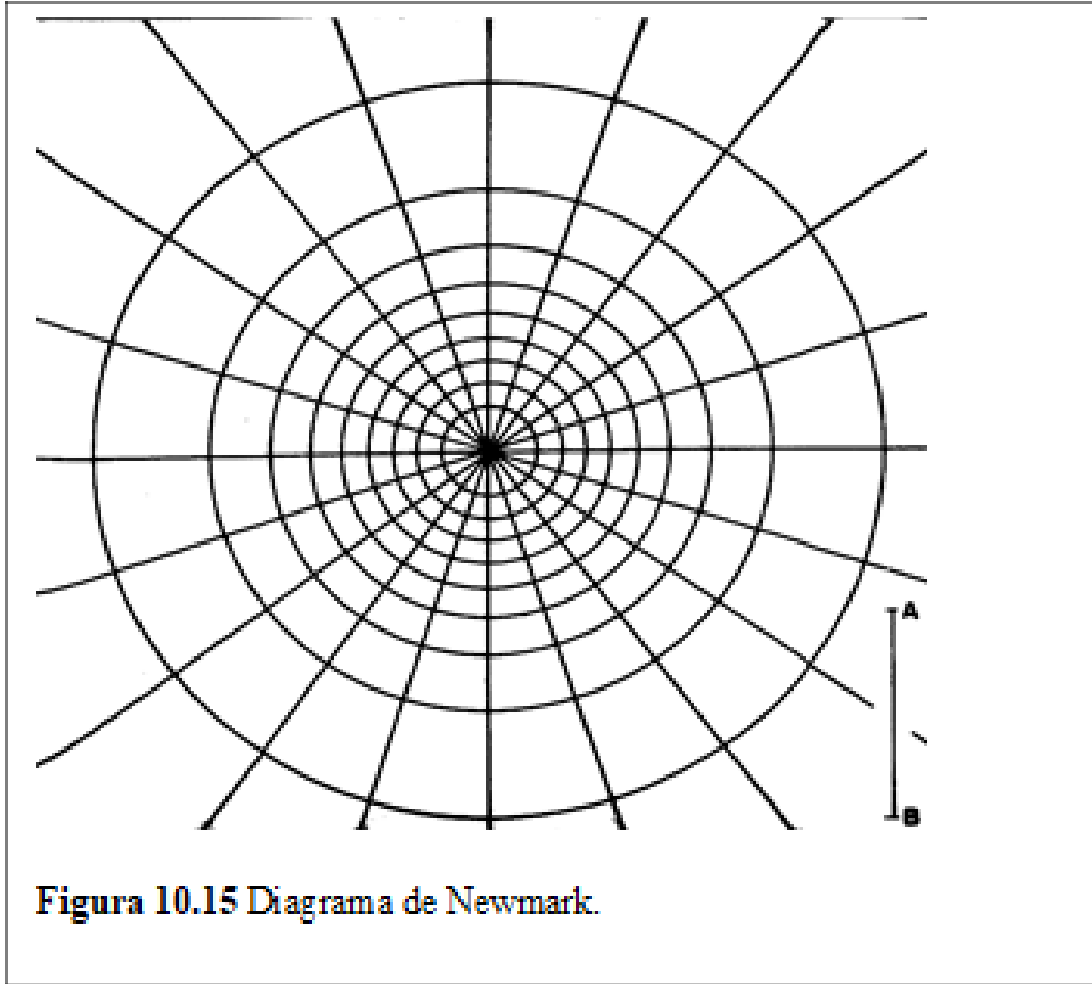


Figura 10.14. Valores del factor de influencia para calcular el incremento de esfuerzo vertical total bajo un área circular uniformemente cargada. (Abaco de FOSTER – AHLVIN 1954. $R \neq 0$)

- g) Diagrama de influencia de Newmark (1942), útil para áreas rectangulares en la forma, pero uniformemente cargadas. El método de cálculo es gráfico. El ábaco es una malla o una red de puntos radial y anular, con un centro para N . Se requiere conocer el efecto sobre el punto N de una carga q colocada en el terreno sobre un área A de forma cualquiera. Debo hacer iguales la escala AB del ábaco y la profundidad Z del punto ($AB = Z$). Ahora, los radios parten del origen y forman, con los anillos, áreas de influencia, cuadrilongos, cargados equivalentemente con el

mismo incremento de carga. Si el área total del ábaco equivale a q , y son 200 cuadrilongos, el área de un solo cuadrilongo representará un cambio de esfuerzo de $0,005q = \frac{q}{200}$.



Dibujada la planta a escala, tal que $Z = AB$, y puesto N en el origen, contamos el número n de áreas de influencia, cada una con un valor de influencia I_0 , ocupadas por la planta a escala, sobre el ábaco.

$$\Delta\sigma_v = q * I_0 * n \quad (10.12)$$

Siendo I_0 igual a 0,005. Para otra profundidad, el área del contorno cambia, pero para otro punto N , a igual profundidad, desplazamos el mismo contorno.

10.9 BULBOS DE ESFUERZO. Con las soluciones de los literales a) hasta g) puede obtenerse el conjunto de líneas de igual incremento de esfuerzo, por carga, utilizando la ecuación de BOUSSINESQ (carga puntual y superposición de cargas). El BULBO DE ESFUERZOS O DE PRESIONES, bajo el área cargada, muestra que el área más afectada, está bajo el centro. $\Delta\sigma_v = f(q)$.

Obsérvese que a $Z = 6B$ en fig 10.16 y $z = 2B$ en fig. 10.16, $\Delta\sigma = 0,1q$.

La zona de influencia de la carga, que es el bulbo, se estima arbitrariamente hasta $0,1q$.

En áreas circulares, uniformemente cargadas, el bulbo tiene una influencia a profundidades similares a las de la fig. 10.17.

NOTA: El perfil Z Vs q se obtiene del bulbo, leyendo $\Delta\sigma_v$ por debajo del punto central de la zona cargada.

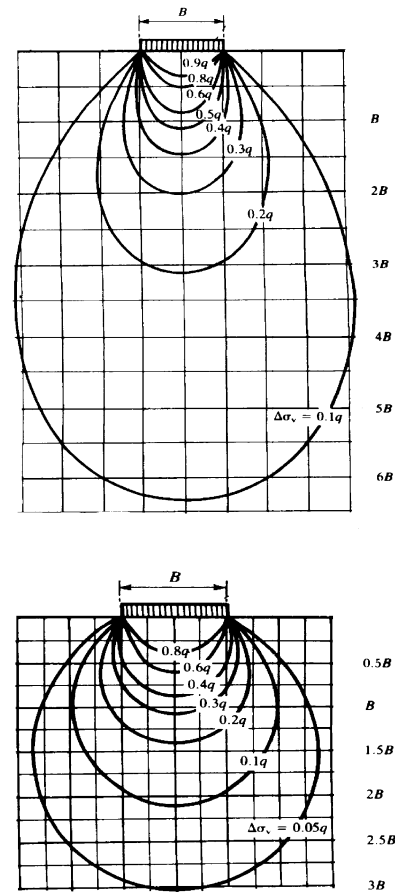
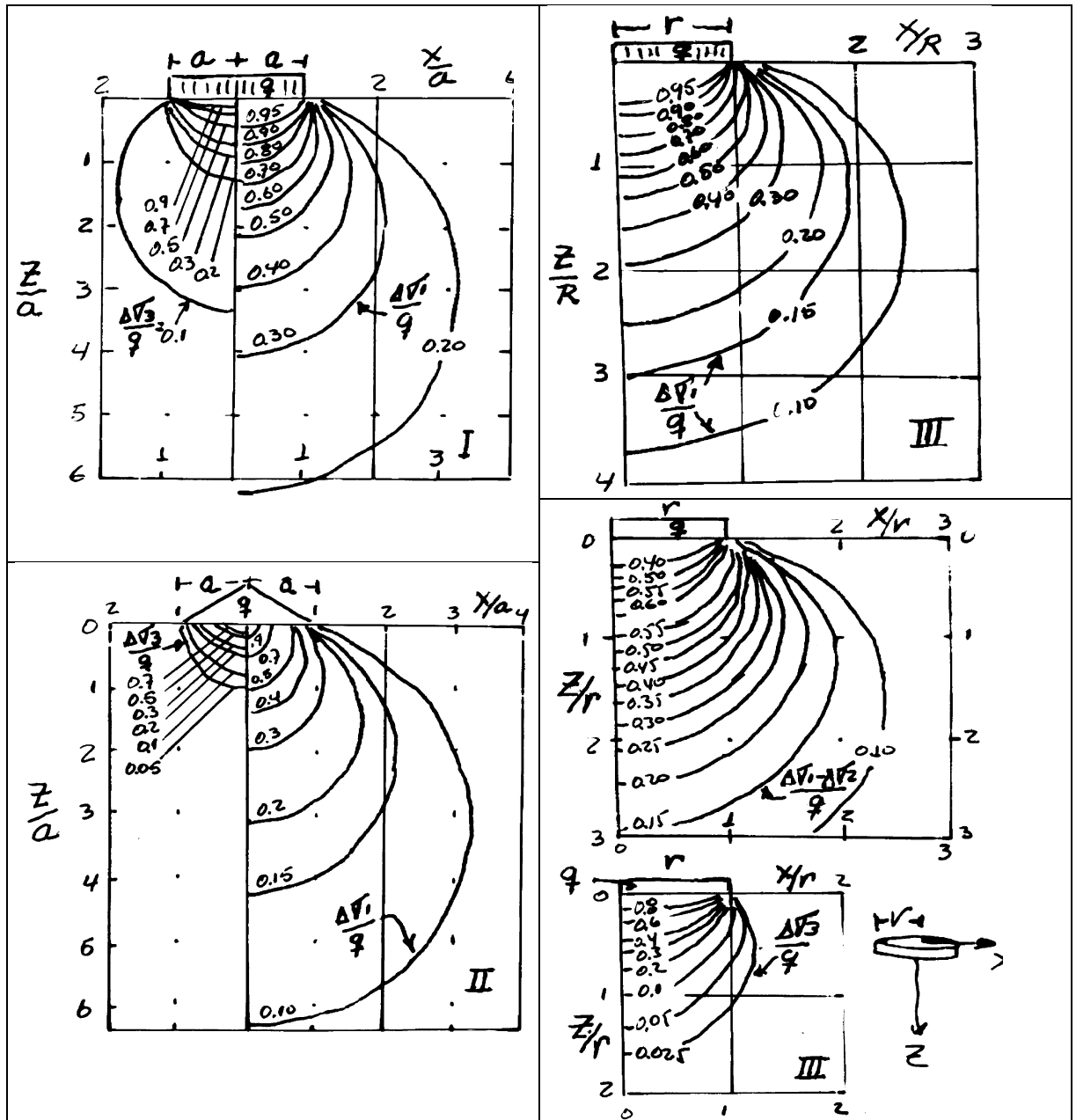


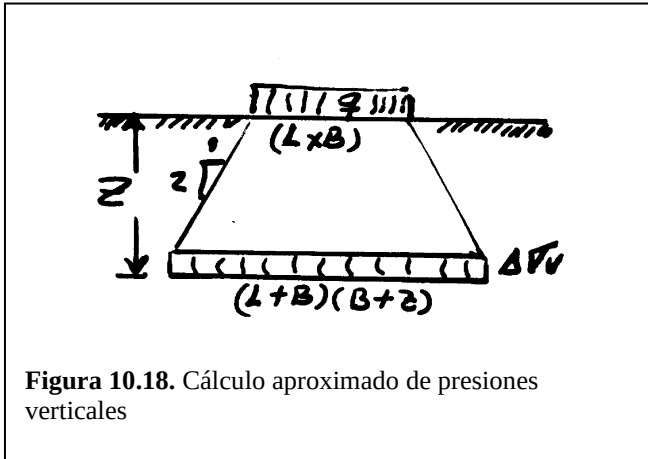
Figura 10.16. Distribución de esfuerzos verticales bajo una carga de longitud infinita.



I CARGA RECTANGULAR EN FAJA ($L \gg a$) II CARGA TRIANGULAR EN FAJA ($L \gg a$)
 III CARGA EN SUPERFICIE CIRCULAR

1.5.1. Figura 10.17 Esfuerzos principales bajo cargas uniformes (Lambe)

10.10 MÉTODO APROXIMADO DE CÁLCULO PARA $\Delta\sigma_v$



$$\Delta\sigma_v = q \frac{LB}{(L+Z)(B+Z)} \quad (10.13)$$

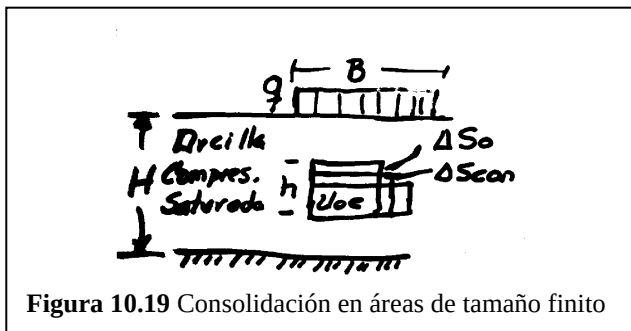
$$\Delta\sigma_v = q \frac{L^2}{(L+Z)^2} \quad (10.14)$$

$$\Delta\sigma_v = q \frac{R^2}{(R+Z)^2} \quad (10.15)$$

Se muestran expresiones para áreas, rectangular (10.13), cuadrada (10.14) y circular (10.15). En todas se afecta q por una relación de áreas. En la tercera se ha cancelado π . Hágase el ejercicio si la pendiente del cono de proyección de esfuerzos es diferente a 1h:2v.

Si $Z \geq 3L$, las discrepancias con otros métodos son muy pequeñas.

⇒ 10.11 CONSOLIDACIÓN Y ASENTAMIENTO EN ÁREAS DE TAMAÑO FINITO



Cuando B es pequeño comparado con H (zapatas, por ejemplo) la consolidación es tridimensional. Por sobrecarga (q), el elemento de suelo sufrirá un $\Delta\sigma_v$ y un $\Delta\sigma_h$. ΔU_{0e} será el exceso de p.p. y $\Delta\sigma_h < U_{0e} < \Delta\sigma_v$. Además, $\Delta\sigma'_v = \Delta\sigma_v - U_{0e}$ y $\Delta\sigma'_h = \Delta\sigma_h - U_{0e}$.

Pero el σ'_v aumenta y σ'_h disminuye, y el elemento de suelo sufre un

ASENTAMIENTO INMEDIATO ΔS_p . Posteriormente viene la consolidación, la p.p. U_e se disipa y σ'_h aumenta hasta alcanzar nuevamente el nivel $\Delta\sigma_{hi}$ inicial existente antes de aplicar la carga y que será superado por σ_h en la etapa final de consolidación, cuando aumentan los esfuerzos efectivos.

Las deformaciones laterales serán el 15% de las verticales (SKEMPTON – BJECRUM) por lo que en la práctica se considera la deformación vertical, que continúa con la consolidación, denominada ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN $\Delta S_{con} = \mu_0 h \Delta\sigma_v$.

Como U_{0e} es menor que el incremento $\Delta\sigma_v$, el valor ΔS_{CON} será menor que el que predice el ensayo de consolidación, en una cuantía μ_0 , factor que depende de la forma del área cargada y del parámetro A de SKEMPTON.

Por lo tanto, para el elemento de altura h , el asentamiento ΔS es $\Delta S_0 + \Delta S_{CON}$.
El asentamiento total, a lo largo de $H = \Sigma h$, estará dado por $\Sigma \Delta S$.

En consecuencia $\Delta S = \Delta S_0 + \Delta S_{CON} \rightarrow$ deformación del elemento.

ΔS_0 = Asentamiento inicial.

$\Delta S_{CON} = \mu_0 m_v h \Delta\sigma_v$ = Asentamiento por consolidación.

$H = \Sigma h$ = Espesor total del estrato permeable.

$S = \Sigma \Delta S$ = Deformación total.

De lo anterior:

$$S = \Sigma \Delta S = \Sigma \Delta S_0 + \Sigma \Delta S_{CON}$$

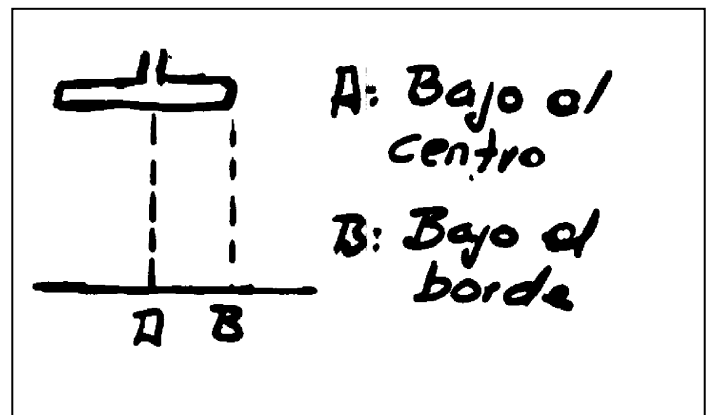
$$S = S_0 + \mu_0 \Sigma M_v H \Delta\sigma_v \quad (10.16)$$

Para calcular S , es suficiente tomar 6 a 8 subcapas de espesor h , y como la influencia llega a unas 8 veces el lado de una zapata de lado B .

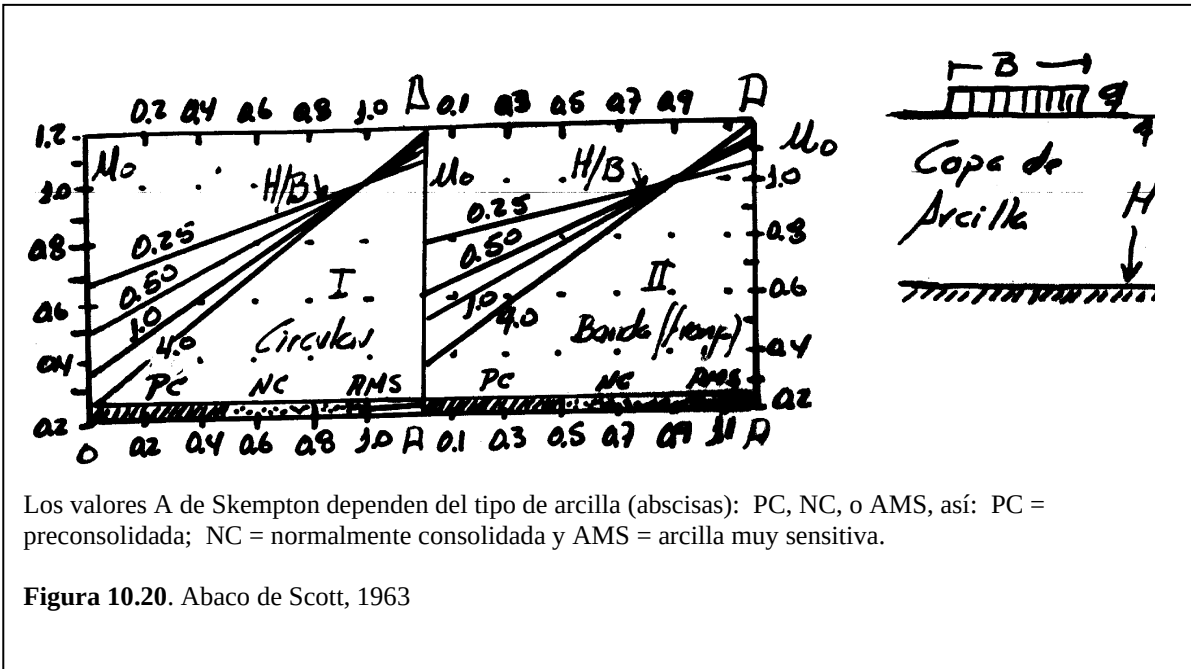
$h = \frac{1}{2} B$ en zapatas cuadradas o circulares.
 $h = B$ para cimentaciones corridas.

Pero en cimentaciones flexibles, $\sigma_{vA} > \sigma_{vB}$ por lo que se produce asentamiento diferencial.

En cimentaciones rígidas, el σ_{vA} es el 80% del valor en la flexible.



Se asume que existe asentamiento uniforme en cimentación rígida y asentamiento diferencial en cimentación flexible. El asentamiento en la rígida es el 80% de asentamiento en la flexible, y asentamiento diferencial en la flexible es la diferencia entre los asentamientos de A y B.



10.12 ASENTAMIENTO INICIAL.

El cálculo de los asentamientos que se dan en la superficie, cuando se carga la cimentación, puede basarse en la teoría de la elasticidad utilizando E y μ (Sección 9.10). Sin embargo, un suelo no tiene valores únicos de E y de μ , y eso limita la aplicación del método.

En arenas el método E varía con Z, con el ancho del área cuadrada, y la relación μ varía con la deformación. En consecuencia, se recurre a los métodos empíricos, para las arenas.

En arcillas saturadas el asentamiento inicial S_0 se produce sin drenaje. Por ello $\mu = 0,5$ y con base en ello estimaremos el asentamiento inmediato S_0 , para áreas cargadas uniformemente, ya de forma rectangular (Figura 10.17 I y II) y de forma circular (Figura 10.17 III).

• **10.13 CARGA EN ÁREA RECTANGULAR: H FINITO**

$$I_s = F_1 + \left[\frac{1-2\mu}{1-\mu} \right] F_2 \quad (10.17)$$

$$S_0 = \frac{q \cdot B(1-\mu^2)}{E} I_s \quad (10.18)$$

S_0 es el asentamiento inicial en la superficie y en la esquina del rectángulo de lados B y L; ÁBACO DE STEINBRENNER:

Los valores de F_1 y F_2 dependen de L/B y H/B , siendo L el largo y B el ancho, q es la carga uniforme. I_s el factor de influencia y H la profundidad.

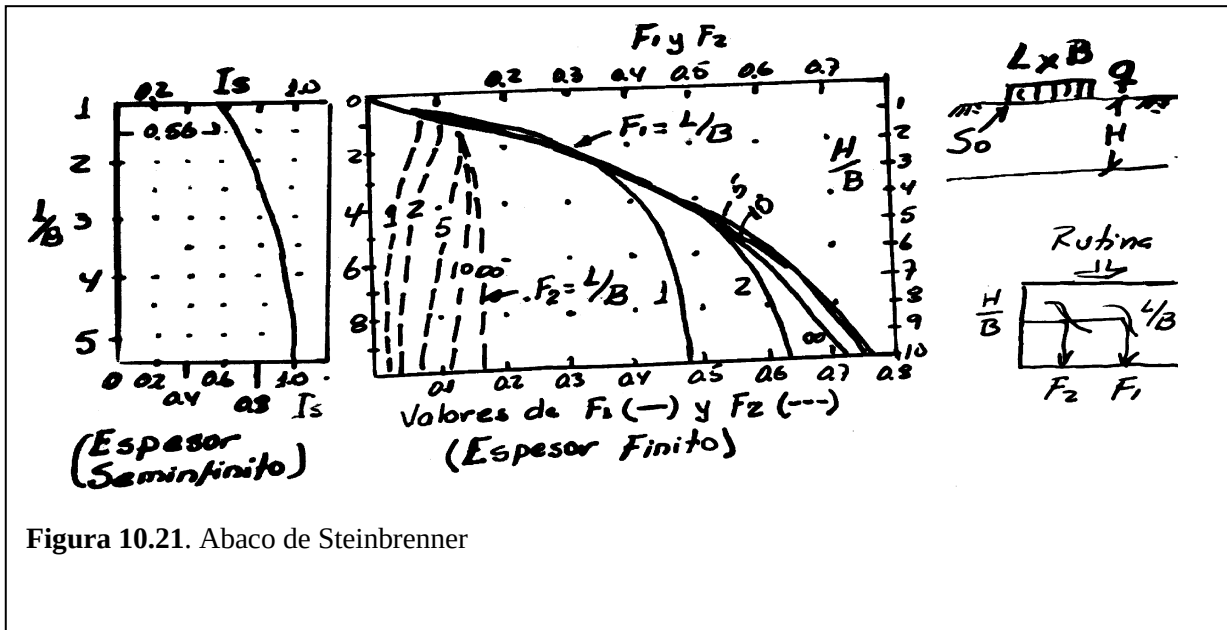


Figura 10.21. Abaco de Steinbrenner

10.14 CARGA EN ÁREA DE FORMA CIRCULAR

El asentamiento inicial está dado por S_0

$$S_0 = \frac{q \cdot R \cdot I_0}{E} \quad (10.19)$$

I_0 es el factor de influencia; S_0 varía con X .

E y μ son el Módulo Elástico y la Razón de Poisson.

-
- LOS ÁBACOS son de KARL TERZAGUI – 1943

Obsérvese que son 3 ábacos para casos específicos: a) Espacio semiinfinito; b) y c) Espacios finitos dados.

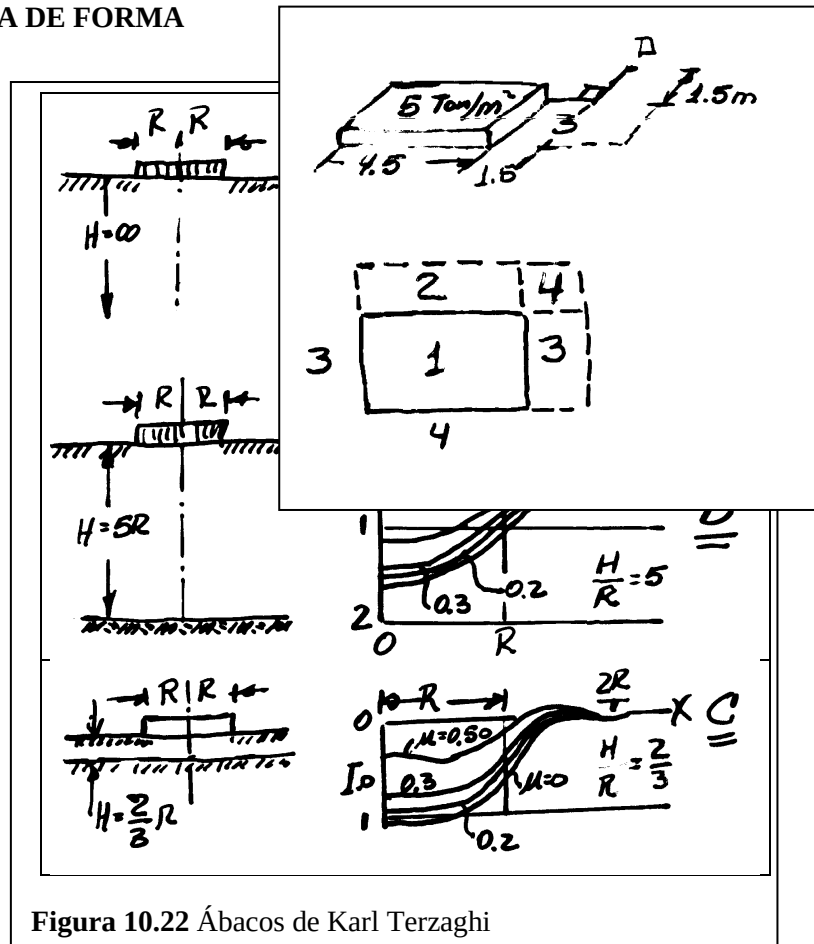


Figura 10.22 Ábacos de Karl Terzaghi

Ejercicio 10.1.

Para el esquema de carga uniforme, calcular el esfuerzo $\Delta\sigma_v$ a una profundidad $Z = 3\text{m}$ debajo de A. (Figura 10.13)

Solución: Aplico el principio de superposición:

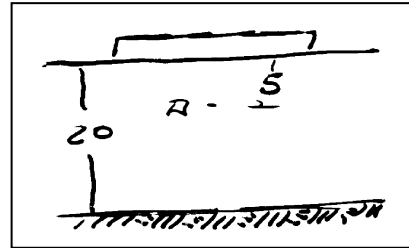
Área	B - L	m=B/ Z	n=L/ Z	I_0	$\Delta\sigma_v$ ton/m²
(1,2,3,4)	6,0- 4,5	1,5	2,0	0,233	+ 1,115
(2,4)	6,0- 1,5	2,0	0,5	0,135	-0,675
(3,4)	4,5- 1,5	1,5	0,5	0,131	-0,665

(4)	1,5- 1,5	0,5	0,5	0,850	+0,425
					+0,210

Nota: Obsérvese que las áreas todas pasan por A. Sólo que A es exterior.

Ejercicio 10.2 (Berry – Reid): Cimentación FLEXIBLE

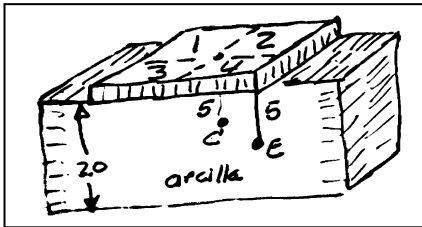
Un área rectangular flexible de $8 * 4 \text{ m}^2$ se carga con 40 KN/m^2 . El piso es un estrato arcilloso de $Z = 20 \text{ m}$. La arcilla es saturada y tiene un módulo E no drenado de 3500 KN/m^2 y $\mu = 0,5$. Calcule $\Delta\sigma_v$ bajo el centro y bajo la esquina del área cargada, a $Z = 5 \text{ m}$.



También el asentamiento diferencial inmediato entre el centro y la esquina.

Solución:

a) Las cuatro subáreas son iguales; C = centro; E = esquina.



Pto	B * L	Z	m	n	I_0	$\Delta\sigma_v = q I_0$
E:	4 * 8	5	0,8	1,6	0,175	7 KN/m^2
C:	2 * 4	5	0,4	0,8	$0,093 * 4$	$14,9 \text{ KN/m}^2$

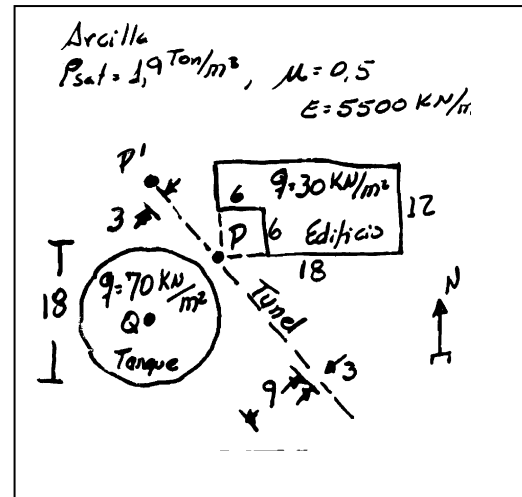
(FADUM)

b) Asentamiento inmediato de la superficie, para área rectangular, (Ecuación 10.16) con cimentación flexible y con estrato finito: STEINBRENNER.

Como la arcilla es saturada, $\mu = 0,5$; entonces $I_s = F_1$; (fórmula 10.17)

Pto	B * L	H	L / B	H / B	$I_s = F_1$
E	4 * 8	20	2	5	0,525
C	2 * 4	20	2	10	$0,640 * 4$

Formula (10.18): Aplico aquí los valores de I_s anteriores



$$S_{0E} = \frac{q * B(1 - \mu^2)}{E} I_s = \frac{40 * 4 * (1 - 0.5^2)}{3500} 0.525 = 0.018m$$

$$S_{0C} = \frac{q * B(1 - \mu^2)}{E} I_s = \frac{40 * 4 * (1 - 0.5^2)}{3500} 0.640 * 4 = 0.044m$$

R // El asentamiento diferencias es $\Delta S = S_{0C} - S_{0E} = 26mm$

Ejercicio 10.3 (Berry – Reid,)

Sobre un suelo arcilloso se tiene una planta industrial (FIG). Cerca al edificio, orientado E – W, y al túnel PP', orientado N 45° W, se construirá un tanque, tal que QP = 12m tenga rumbo N 45° E. La cimentación está hecha sobre arcilla homogénea de gran potencia (H) la que cruza el túnel a 12 metros de profundidad. La cimentación del tanque será flexible y superficial. Calcule $\Delta\sigma_v$ en P para Z = 12m y calcule S_0 en P y Q, en caso de construir el tanque.

Solución: Para P con Z = 12m, calculamos σ_v (total) = σ_{vP}

1) σ_v = sobrecarga + incremento por edificio + incremento por tanque $\therefore$

$$\sigma_{vP} = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_{vE} + \Delta\sigma_{vT} = 223.67 + 3.45 + 12.60 = 239.72 \text{ kN/m}^2$$

$$a \quad \sigma_{v0} = \gamma_{SAT} Z = \rho_{SAT} * g * Z$$

$$b \quad \Delta\sigma_{vE} = \Delta\sigma_{v \text{ rect}} - \Delta\sigma_{v \text{ cuadrado}}$$

$$c \quad \Delta\sigma_{vT} = \Delta\sigma_v \text{ NEWMARK (O FOSTER - A)}$$

(a) $\sigma_{V0} = \gamma_{SAT} Z = 1,9 * 9,81 * 12 = 223,67 \text{ KN/m}^2$

(b)

FIG	L	B	Z	$m = \frac{B}{Z}$	$n = \frac{L}{Z}$	I_0	q	$I_0 * q$	$\Delta\sigma_{VP}$
RECT	24	12	12	1	2	+ 0,198	30	+ 5,94	$\rangle 3,45 \text{ KN/m}^2$
CUAD	6	6	12	0,5	0,5	- 0,083	30	- 2,49	

(c) Tanque: La escala AB = Z = 12m

(d) Newmark: La escala AB = A = 12m. Luego

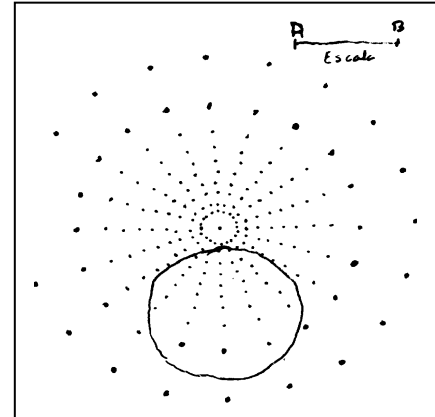
$$\phi \text{ tanque} = \frac{18}{12} AB = 1,5AB.$$

↑
(Chequeo)
↓

Dibujo PQ a escala. PQ = 12m = AB (P en el origen) a la distancia PQ dibujo el tanque ($\phi = 1,5 AB$).

Contamos cuadrilongos (o punticos de la malla): n = 36

$$\Delta\sigma_{VT} = q I_n = 70 * 0,005 * 36 = 12,60 \text{ KN/m}^2$$



FOSTER – A.: $R = 12m$; $r = 9m$; $Z = 9m \therefore \frac{Z}{r} = 1\frac{1}{3}; \frac{R}{r} = 1\frac{1}{3}; I_0 = 0,18$

$$\Delta\sigma_{Vf} = q I_0 = 70 * 0,18 = 12,60 \text{ KN/m}^2$$

- 2) Asentamiento: (utilizo ábaco de Scott, fig 10.20). Los asentamientos por las estructuras anteriores ya se dieron. El inmediato por el tanque solamente en la superficie (figura 10.22), se puede calcular con el ábaco de Terzagui para espacio semiinfinito, que es el a). (Suponemos H indefinido).

$$q = 70 \text{ KN/m}^2; \quad R = 9m; \quad E = 5500 \text{ KN/m}^2; \quad \mu = 0,5; \quad \frac{H}{R} = \infty \text{ Entonces}$$

$$S_0 = \frac{q * R}{E} (I_0) = \frac{70 * 9}{5500} (1,5) = 0,172m \quad (\text{para } X = 0; \text{ punto Q})$$

$$S_0 = \frac{q * R}{E} (I_0) = \frac{70 * 9}{5500} (1,0) = 0,115m \quad (\text{para } X = R; \text{ borde})$$

$$S_0 = \frac{q \cdot R}{E} (I_0) = \frac{70 \cdot 9}{5500} (0,75) = 0,086 \text{ m}$$

(para $X = 12\text{m}$; punto P)

Ejercicio 10.4. (Berry – Reid, ejm 4.3.) Un tanque de petróleo de base flexible (fig) se cimenta en arcilla blanda NC que descansa sobre roca. El NAF está 1m abajo del terreno. Calcule los asentamientos máximo y diferencial para el tanque, si la arcilla tiene:

$\rho_{\text{SAT}} = 1,90 \frac{\text{Mg}}{\text{m}^3}$ $C_c = 0,2$. La muestra de arcilla

se obtuvo a $Z = 3,5\text{m}$ (*); $E = 2500 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$;

$A = 0,7$ (SKEMPTON). Los ensayos de $e - \sigma'_v$, en laboratorio, dieron:

$\sigma'_v \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$	= 25	50	100	200	400	$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{datos para obtener} \\ m_v, \text{ para un determinado} \\ \text{nivel de } \sigma_v \end{array} \right.$
e	= 1,06	1,03	0,97	0,91	0,85	

Solución: Se consideran aquí CONSOLIDACIÓN y ASENTAMIENTOS (Figura 10.19)

Asentamiento inmediato, por carga circular (Sección 10.14)

$q = 60 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$; $R = 7,5\text{m}$; $E = 2500 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$; $H = 20\text{m}$; $H/R = h = 2,67\text{m}$

$\mu = 0,5$ (arcilla saturada); $I_0 = f(H/R; \mu; X)$, interpolo situaciones de los ábacos b) y c), que tienen $H/R = 5$ y $H/R = 2/3$ (es aproximado)

INTERPOLACIÓN DE I_0 Con $\mu = 0,5$ en b) y c)	$\frac{H}{R} = 5$ I_0	$\frac{H}{R} = \frac{2}{3}$ I_0	$\frac{H}{R} = \frac{20}{7,5} = 2,67$ $5 > 2,67 > \frac{2}{3}$ El valor I_0 está en este rango
Centro del tanque $\rightarrow X = 0$	1,07	0,28	$0,28 + \frac{(1,07-0,28)(2,67-\frac{2}{3})}{(5-\frac{2}{3})} = I_0$
Borde del tanque $\rightarrow X = R$	0,64	0,06	$0,06 + \frac{(0,64-0,06)(2,67-\frac{2}{3})}{(5-\frac{2}{3})} = I_0$

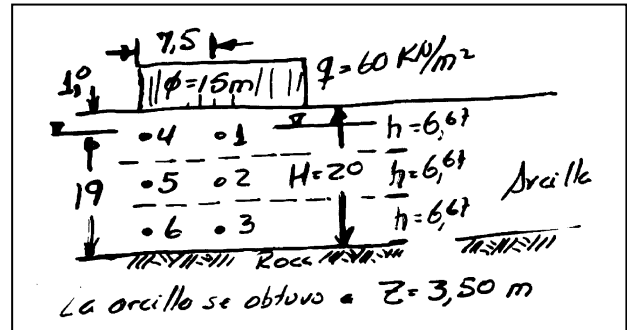
Centro del tanque $\Rightarrow I_0 = 0,615$ (valor intermedio entre 1,07 y 0,28)

Borde del tanque $\Rightarrow I_0 = 0,353$ (valor intermedio entre 0,64 y 0,06)

Con estos factores de influencia, podemos calcular S_0 , así:

Centro del tanque $S_0 = \frac{q \cdot R \cdot I_0}{E} = \frac{60 \cdot 7,5 \cdot 0,615}{2500} = 0,111 \text{ m}$

Borde del tanque $S_0 = \frac{q \cdot R \cdot I_0}{E} = \frac{60 \cdot 7,5 \cdot 0,353}{2500} = 0,064 \text{ m}$



Asentamiento por consolidación (ábaco de Scott, figura 10.20)

Para cimentación circular, el espesor necesario es $h_0 = \frac{B}{2} = \frac{15}{2} = 7,5m$.

Como $H = 20m$, se requiere considerar un máximo de 3 capas, por lo que $h = 2,67m$ (ver figura del ejercicio 10.4, con los 3 espesores)

El incremento de $\Delta\sigma_v$ en el plano medio de cada subcapa (puntos 1 a 6), se determina con el diagrama de Newmark (Figura 10.15, con $AB = Z$ variable).

Para una arcilla NC, m_v promedio (para nuestro caso son 3 valores) se obtiene en el plano medio (Z_1, Z_2, Z_3). A esa profundidad se tienen 2 valores de σ'_v (antes y después del tanque): σ'_{vi} y σ'_{vf} . Luego:

$$m_v = \frac{\Delta e}{1 + e_0} * \frac{1}{\Delta \sigma'_v} = \frac{C_c \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}} \right)}{(1 + e_0) \Delta \sigma'_v} \quad (\text{ver Sección 9.13})$$

$$\Delta S_{CONS} = \mu_0 m_v h \Delta \sigma_v \quad (\text{tomando } \Delta \sigma \text{ por } \Delta \sigma')$$

$$\Delta S_{CONS} = \frac{\mu_0 * C_c * h}{(1 + e_0)} \log \left[\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (1)$$

$$S_{CONS} = \sum_1^3 \Delta S_{CONS}$$

Se obtienen los siguientes valores para los 6 puntos, así:

Pto	Z (m)	n #	E ₀	ANTES $\frac{KN}{m^2}$			DESPUES $\frac{KN}{m^2}$			ΔS_{CONS} (m)	
				σ_{vi}	U	σ'_{vi}	$\Delta \sigma_v$	σ_{vf}	σ'_{vf}		
1	3,34	188	1,05	62,25	22,96	39,29	56,40	118,65	95,69	0,211	(1)
2	10,00	100	0,97	186,39	88,29	98,10	30,00	216,39	128,10	0,063	(2)
3	16,67	48	0,93	310,91	153,72	156,99	14,40	325,11	171,39	0,021	(3)
4	3,34	84	1,05	62,25	22,96	39,29	25,20	87,45	64,49	0,112	(4)
5	10,00	55	0,97	186,39	88,29	98,10	16,50	202,89	114,60	0,037	(5)
6	16,67	35	0,93	310,71	153,72	156,99	10,50	321,21	167,49	0,016	(6)

NOTAS:

Z = La profundidad de cada punto.

n = El número de cuadrilongos en el diagrama de Newmark.

e_0 = Relación de vacíos.

σ_{vi} = Esfuerzo total inicial ($\sigma_v = \gamma_{SAT} z$).

$U = p.p.$ que es $(Z - 1)\gamma_w$ y que juega dos veces en $\sigma - U$.

$\sigma'_{vi} =$ Esfuerzo efectivo inicial ($\sigma_{vi} - U$).

$\Delta\sigma_v = q$ en, el incremento del esfuerzo efectivo vertical.

$\sigma_{vf} = \sigma_{vi} + \Delta\sigma_v$, el esfuerzo total final.

$\sigma'_{vf} = \sigma_{vf} - U$ es el esfuerzo efectivo final.

Los esfuerzos en $\frac{KN}{m^2}$

- Por lo tanto

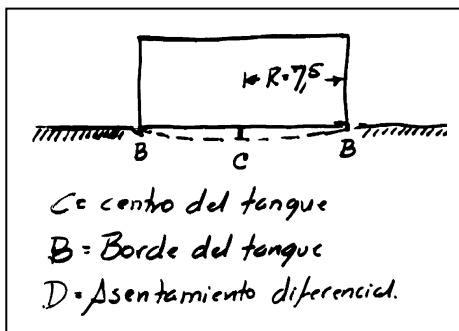
Asentamiento por consolidación bajo el centro del tanque (1) + (2) + (3):

$$S_{CONS} = \sum_1^3 \Delta S_{CONS} = 0,201 + 0,063 + 0,021 = 0,285m$$

Asentamiento por consolidación bajo el borde del tanque (4) + (5) + (6)

$$S_{CONS} = \sum_1^3 \Delta S_{CONS} = 0,112 + 0,037 + 0,016 = 0,165$$

ASENTAMIENTOS TOTALES



$$S = S_0 + S_{CONS}$$

(Fórmula (10.16))

$$S_C = 0,111 + 0,285 = 0,396m$$

$$S_B = 0,064 + 0,165 = 0,229m$$

$$S_D = S_C - S_B = 0,167m$$

$C =$ Centro del tanque

$B =$ Borde del tanque

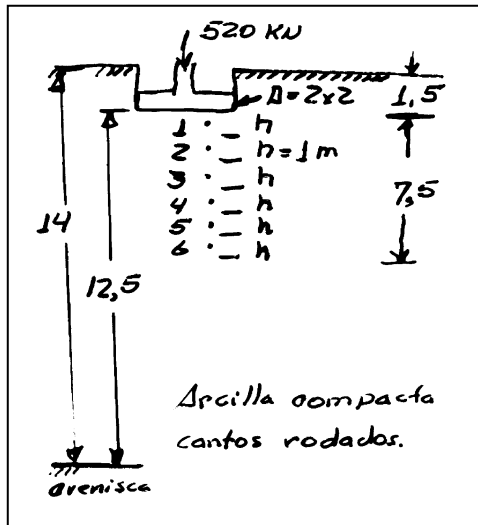
$D =$ Asentamiento diferencial

Ejercicio**10.5:**(Berry –
Reid, ejm

4.4.

Cimentación
rígida

La zapata de la figura es de concreto y recibe una columna vertical. La zapata es cuadrada y se



cimenta en una arcilla saturada completamente, cuyo basamento es una arenisca. La arcilla tiene en el registro $E = 10500 \text{ KN/m}^2$, $A = 0,4$ (Skempton), $m_v = 0,00012 \text{ KN/m}^2$. Desprecie la diferencia de densidades entre concreto y arcilla, y calcule el asentamiento total $S = S_0 + S_{\text{CONS}}$.

Solución: En cimentación rígida, no hay asentamiento diferencial y basta calcular S en el centro, como si fuera cimentación flexible para tomar el 80% del valor (Sección 10.11)

Asentamiento inmediato (Steinbrenner) partiendo la zapata

$$S'_0 = \frac{q * B(1 - \mu^2)}{E} I_s \quad \text{donde} \quad I_s = F_1 + \left[\frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} \right] F_2$$

pero $q = \frac{520}{2 * 2} = 130 \text{ KN/m}^2$; $\mu = 0,5$ (arcilla saturada); $H = 12,5\text{m}$

$E = 10500 \text{ KN/m}^2$; $I_s = F_1$ (porque $\mu = 0,5$); $L/B = 2/2 = 1\text{m}$; $F_1 = 0,49$

$S'_0 = \frac{130 * 2(1 - 0,25)}{10500} (0,49) = 0,0046\text{m}$ (una esquina)

NOTA: En el ábaco de Steinbrenner, con $H/B = 12,5$ y $L/B = 1$ obtengo $F_1 = 0,49$, que es el valor de I_s para una esquina (Figura 10.21).

Se tomó $B = 1\text{m}$ porque el ábaco no permite calcular el centro sino la esquina. Luego, parto en 4 la zapata (superposición).

El asentamiento inmediato en la superficie y en el centro de la zapata es:

$S_0 = 0,0046 * 4 = 0,018\text{m} \leftarrow (4 \text{ veces } S'_0)$

Asentamiento por consolidación (Aplico fórmula pág. 10.16)

$$\Delta S_{\text{CONS}} = \mu_0 m_v h \Delta \sigma_v$$

μ_0 se obtiene en el ábaco de la figura 10.20 con A y con H/B .

Para $H/B = 12,5/2 = 6,25$ y $A = 0,4$, $\mu_0 = 0,60$ (banda) y $0,53$ (círculo). La zapata es más círculo que faja o banda: $\mu_0 = 0,53$. Asumiendo m_v más o menos constante en todo el depósito y tomando $h = \frac{1}{2} B$ (cimentación cuadrada), con 6 subcapas (ver pág. 117), calculando $\Delta \sigma_v$ en el plano medio de cada subcapa, utilizando el ábaco de FADUM (Figura 10.12).

Pto	Z m	B	L	B/Z	B/Z	I_0	$\Delta \sigma_v \text{ KN/m}^2$	$\Delta S_{\text{CONS}} \text{ (m)}$
1	0,5	1	1	2,0	2,0	0,229	119,08	0,0076
2	1,5	1	1	0,67	0,67	0,123	63,96	0,0041
3	2,5	1	1	0,40	0,40	0,060	31,20	0,0020
4	3,5	1	1	0,29	0,29	0,037	19,24	0,0012
5	4,5	1	1	0,22	0,22	0,024	12,48	0,0008
6	5,5	1	1	0,18	0,18	0,016	8,32	0,0005

$$\Sigma = 0,0162 \text{ m}$$

Entonces, el asentamiento total de una zapata flexible sería $S = 0,018 + 0,016 = 0,034\text{m}$. Debemos tomar el 80%. El real asentamiento de la zapata rígida, que es el caso, es este:

$$S = (S_0 + S_{\text{CONS}}) * 0,80 = (0,034) * 0,80 = 0,027\text{m} \text{ (valor satisfactorio)}$$

• **Nota**

Estos ejercicios sólo ilustran la relación asentamiento – consolidación. Para que una zapata esté adecuadamente proyectada, son dos los requisitos:

1. Que Δq_s no supere la capacidad de carga del terreno.}
2. Que el asentamiento sea inferior a un cierto valor admisible.

No puede fallar, ni el suelo ni la estructura, en la realidad.

[Ir a la página principal](#)

ENLACES U.N.:

<u>Colombia: riesgos geodinámicos y hábitat.</u> <u>Crisis y Opciones en el Río Grande de Colombia.</u> <u>De las vías 4G y 5G a los caminos rurales.</u>	<u>Las cuentas del agua.</u> <u>Las hormigas: cruciales en el ecosistema.</u> <u>Legalidad y sostenibilidad de la guadua en la ecorregión cafetera.</u>	<u>Neira: entre la Ruralidad y la Ciudad Región.</u> <u>Nuestros bosques de niebla en riesgo.</u> <u>Patrimonio hídrico: carencias en la abundancia.</u>
---	---	--

CAPÍTULO 11: CIRCULO DE MOHR

11.1 ESFUERZOS EN EL SUELO ESFUERZOS NORMALES Y TANGENCIALES

Notación:

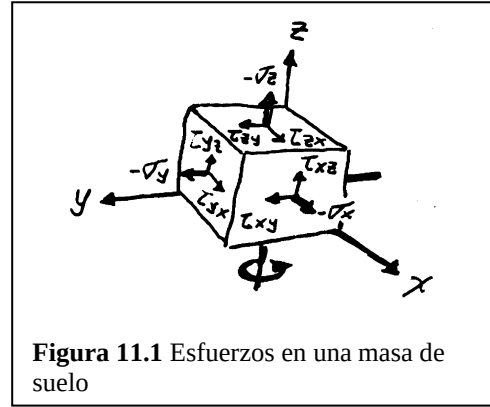
σ = Sigma = Esfuerzo normal o directo a la superficie.

τ = Tau = Esfuerzo de cizalladura o cortante a la superficie.

$\sigma > 0$ = Compresión; $\sigma < 0$ = Tracción.

τ_{zx} = Cortante en la dirección X, sobre el plano Z (el plano Z es el plano X – Y).

σ_z = Esfuerzo normal y en la dirección Z.



Sobre las caras del cubo existen 9 elementos (fig. 11.1), las que se pueden escribir así:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} = \sigma = \text{Tensor general de esfuerzos en } R^3 \quad (11.1)$$

Tomando momentos (esfuerzo, por área, por distancia) para hacer rotar el cubo en torno a un eje central paralelo al eje Z e igualando a 0 (cero), tenemos que τ_{xy} y τ_{yx} son los dos esfuerzos que pueden hacerlo.

$$\left[\tau_{xy} * a^2 * \frac{a}{2} \right] - \left[\tau_{yx} * a^2 * \frac{a}{2} \right] = 0$$

entonces:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \quad (11.2)$$

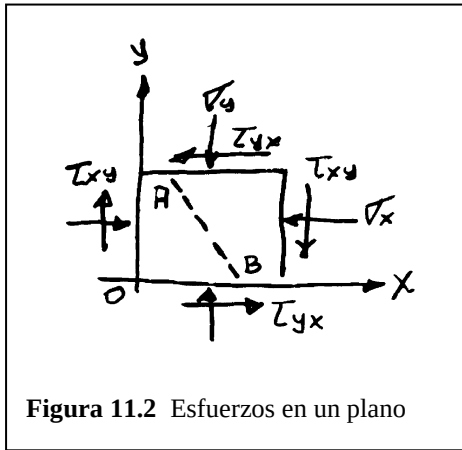


Figura 11.2 Esfuerzos en un plano

Reduciendo el problema a dos dimensiones únicamente, (11.1) puede escribirse con sólo 3 componentes y no 4, según (11.2).

$$\begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{yx} & \sigma_y \end{bmatrix} = \sigma = \text{Tensor de esfuerzos en } R^2 \quad (11.3)$$

En el plano Z (o X,Y), se dibuja las 4 componentes del esfuerzo. En este caso σ_x, σ_y compresivos. τ_{yx} se ha hecho τ_{xy} . Entonces, de las 4 componentes del esfuerzo, tres son independientes: Las de la ecuación (11.3).

La ecuación (11.3) y la ecuación (11.1) se pueden expresar, para los esfuerzos principales, en R^2 y R^3 , así:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 \\ 0 & \sigma_2 \end{bmatrix} \quad y \quad \sigma = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (11.4)$$

Los tensores expresados en (11.4) suponen una rotación del sistema, hasta que los cortantes se hagan nulos

($\tau_{ij} = 0$), según lo visto en la Sección 10.6.

11.2 ESFUERZOS EN UN PLANO.

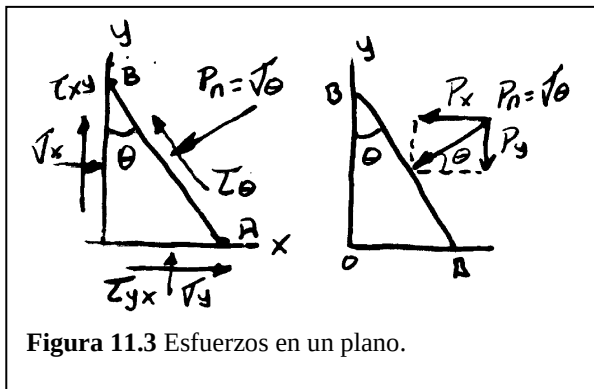


Figura 11.3 Esfuerzos en un plano.

El problema es que, conocido el tensor en R^2 , calcular σ_θ y τ_θ , siendo θ el ángulo del plano con el eje Y (o del esfuerzo normal al plano, con el eje X).

NOTA: La matriz de cosenos directores en R^2 es la del coseno del ángulo de $(\sigma_\theta, \tau_\theta)$ con (X, Y) :

$$T_\theta = \begin{bmatrix} \cos x'x & \cos x'y \\ \cos y'x & \cos y'y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \cos(90^\circ - \theta) \\ \cos(90^\circ + \theta) & \cos \theta \end{bmatrix}$$

$$T_{\theta} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \quad (11.5)$$

• Para (11.9)

Considerando el equilibrio estático, la $\Sigma F = 0 \therefore$

$$AB P_X = OB \sigma_X + OA \tau_{XY} \quad ; \quad AB P_Y = OA \sigma_X + OB \tau_{XY} \quad (11.6)$$

$$\text{Pero} \quad OA = AB \sin \theta \quad OB = AB \cos \theta \quad (11.7)$$

Llevo (11.7) a (11.6) y cancelo AB

$$P_X = T_X \cos \theta + \tau_{XY} \sin \theta \quad P_Y = \sigma_Y \cos \theta + \tau_{XY} \sin \theta \quad (11.8)$$

$$\text{Pero a) } \sigma_n = P_X \cos \theta + P_Y \sin \theta \quad \text{b) } \tau_n = P_Y \cos \theta - P_X \sin \theta \quad (11.9)$$

(11.8) en (11.9) $\therefore$ tendiendo en cuenta (11.2) y aplicando la identidad de las fórmulas 11.17:

$$\sigma_{\theta} = \sigma_X \cos^2 \theta + 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta + \sigma_Y \sin^2 \theta \quad \text{que se transforma}$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} + \frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \quad (11.10)$$

$$\tau_{\theta} = \tau_{xy} (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) - (\sigma_x - \sigma_y) \sin \theta \cos \theta$$

$$\tau_{\theta} = \tau_{xy} \cos 2\theta - \frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2} \sin 2\theta \quad (11.11)$$

$$\text{además, } \tan 2\theta = \frac{-2\tau_{xy}}{(\sigma_x - \sigma_y)} \quad (11.12)$$

Por convención, los esfuerzos principales son $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. En R^2 $\sigma_1 \geq \sigma_2$.

$$\sigma_1 = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2]^{\frac{1}{2}} \quad (11.13)$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2]^{\frac{1}{2}} \quad (11.14)$$

A veces es conveniente el análisis de los ejes X e Y en la dirección de σ_1, σ_2 , entonces de (10) y (11), cuando $\tau_{xy} = 0$:

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)\cos 2\theta \quad (11.15)$$

$$\tau_{\theta} = -\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)\sin 2\theta \quad (11.16)$$

(11.10) – (11.11) – (11.13) – (11.14) – (11.15) y (11.16) se denominan “ECUACIONES PARAMÉTRICAS”

IDENTIDAD	$\cos 2\theta = \cos^2 \theta - \sin^2 \theta$	$\sin 2\theta = 2\sin \theta \cos \theta$	(11.17)
	$\cos^2 \theta = \frac{1}{2}(1 + \cos 2\theta)$	$\sin^2 \theta = \frac{1}{2}(1 - \cos 2\theta)$	

11.2.1 El plano de máximo esfuerzo de cizalladura: Se encuentra con la ecuación (11.16); en ella τ_{θ} es máximo cuando $\sin 2\theta = 1 \Rightarrow \theta = 45^\circ$

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad y \quad \theta = 45^\circ \quad (11.18)$$

11.2.2 Esfuerzo hidrostático: Cuando $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (en R^3) y no existe cortante en el material ($\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$). En este caso sólo existe cambio de volumen, elástico o permanente.

11.2.3. Esfuerzo octaédrico: $\sigma_{oct} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \quad (11.19)$

11.2.4 Esfuerzo desviador σ' : Sobre un esfuerzo es del tipo hidrostático, puede darse un esfuerzo adicional normal y en una dirección, llamado esfuerzo desviatorio σ' , que para la dirección 1 es:

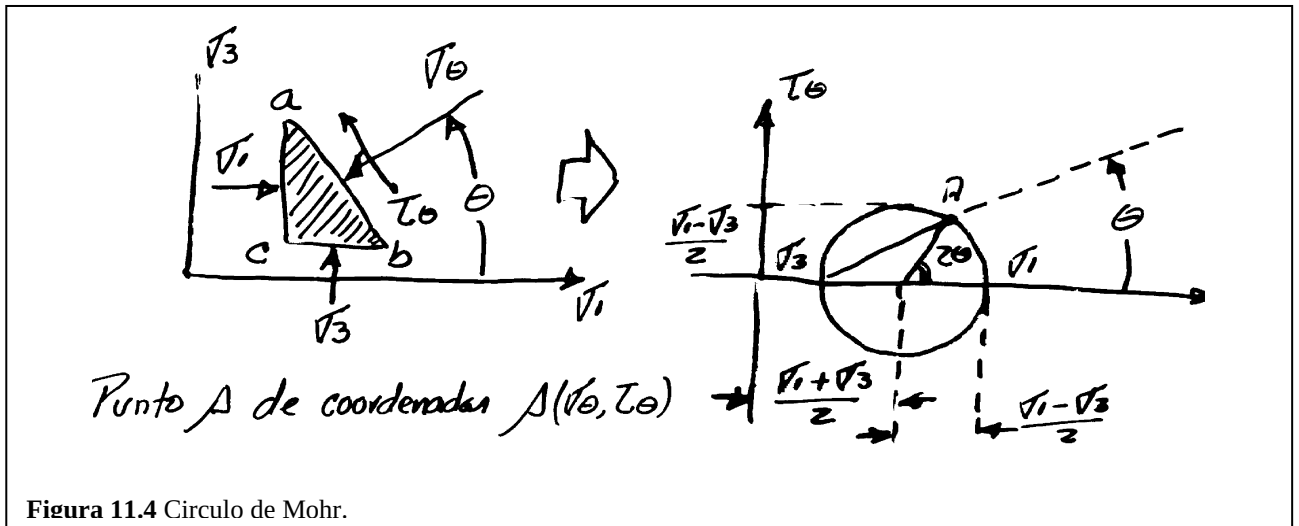
$$\sigma'_1 = \sigma_1 - \bar{\sigma} = \sigma_1 - \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3}$$

igualmente:

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_1 &= \frac{(2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3)}{3} \\ \sigma'_2 &= \frac{(2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3)}{3} \\ \sigma'_3 &= \frac{(2\sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_2)}{3} \end{aligned} \right\} \quad (11.20)$$

NOTA: El octaédrico es un invariante

11.3 CÍRCULO DE MOHR (Estado bidimensional, R^2)



Consideremos el estado de esfuerzos en el PLANO PRINCIPAL de σ_3 , plano en el que actúan los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 , ver Sección 10.6. Asumamos $\sigma > 0$ en compresión y $\tau > 0$ en dirección retrógrada. El esfuerzo desviador es la magnitud $\sigma_1 - \sigma_3$, diámetro del CÍRCULO DE MOHR, cuyo centro es $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$, con ordenada $\tau = 0$ en el plano considerado y que definimos como plano $\sigma_\theta, \tau_\theta$.

Dada la magnitud y dirección de σ_1 y σ_3 se pueden calcular los esfuerzos: normal σ_θ y tangencial τ_θ , en cualquier PLANO ab con dirección θ medida en sentido retrógrado a partir de σ_θ , así:

$$\sigma_\theta = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad (11.21)$$

$$\tau_\theta = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta = -\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \quad (11.22)$$

Comparando (11.21) y (11.22) con las ecuaciones (11.10), (11.11), (11.15) y (11.16), vemos que se ha tomado σ_3 por σ_2 , para asociarlas al círculo de Mohr.

Entonces, EL CÍRCULO DE MOHR tiene por circunferencia el lugar geométrico de puntos, como A, que representan los esfuerzos sobre un plano, cuya normal forma un ángulo θ con la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1 . El punto A representa al plano ab.

POLO. La noción de polo es de gran utilidad para las construcciones gráficas del CÍRCULO DE MOHR.

El polo es un punto del círculo de Mohr designado por P, con la siguiente propiedad única: una línea trazada a partir del polo paralela a un plano dado en el suelo, cortará el círculo de Mohr en un punto cuyas coordenadas corresponden a las componentes σ y τ del esfuerzo en ese plano.

En consecuencia, existe una relación entre:

1. El estado de esfuerzos en cualquier plano.
2. La dirección de dicho plano del suelo.
3. La posición del polo en el círculo de Mohr.

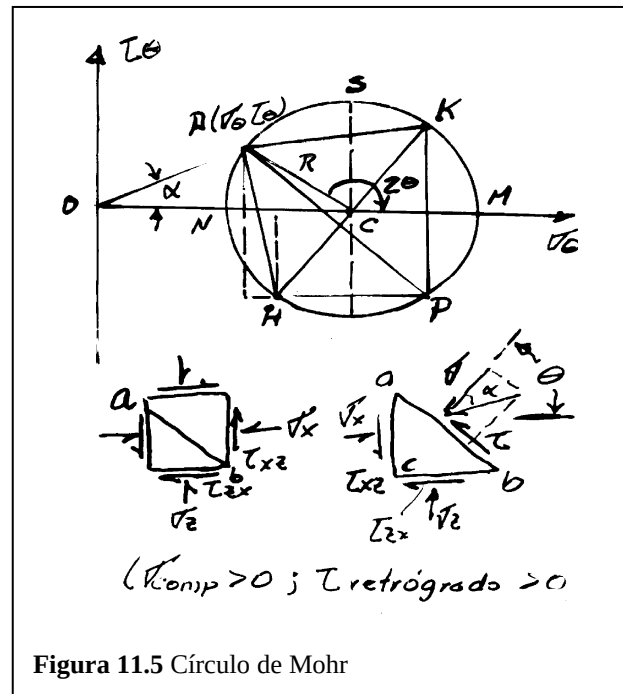


Figura 11.5 Círculo de Mohr

Ejemplo 11.1:

El punto H tiene coordenadas $(\sigma_z, -\tau_{zx})$ que definen el estado de esfuerzos en cb, por lo que, al trazar por H la línea HP, paralela a cb, obtengo el polo P.

El punto K tiene coordenadas (σ_z, τ_{zx}) que definen el estado de esfuerzos en ac, por lo que al trazar por K la línea KP, paralela a ac, obtengo el polo P.

Ambos puntos P son el mismo; sólo existe un polo P único en el círculo de Mohr.

En consecuencia, al trazar por P una línea PA, paralela a ab, obtengo el punto A, cuyas coordenadas son σ_θ ; τ_θ (ambos positivos).

El ángulo α que hace σ_θ con la resultante de σ_θ y τ_θ , es el ángulo AON.

Los esfuerzos σ_1 y σ_3 son OM y ON. $\tau_{\text{máximo}}$ es $CS = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$.

El ángulo θ , es diferente al ángulo α y vale la mitad del arco ASM

El esfuerzo resultante ab está dado por $\sqrt{\sigma_\theta^2 + \tau_\theta^2}$

El $\tau_{\text{máximo}}$ es el radio del círculo de Mohr y este esfuerzo tangencial se produce en planos que forman 45° con el esfuerzo normal mayor σ_1 .

Si el estado de ESFUERZOS es GEOSTÁTICO, los $\tau_{\text{máx}}$ estarán sobre planos que hacen 45° con el horizonte y la magnitud de $\tau_{\text{máx}}$, dependerá de K, el COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS

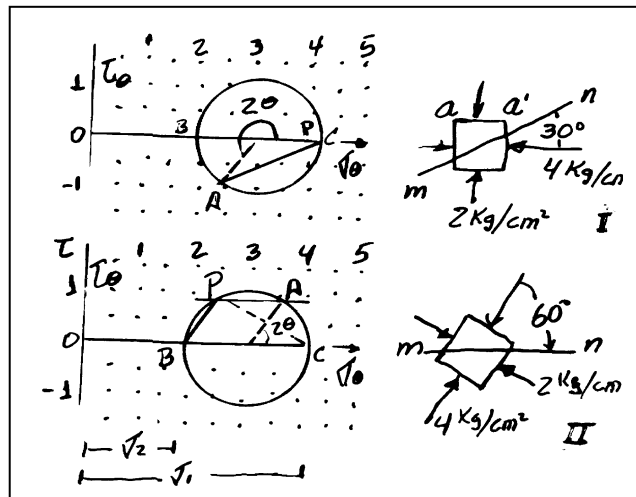
Si $K = 1 \Rightarrow \tau_{\text{máx}} = 0$ donde $K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$

Si $K \neq 1 \Rightarrow \tau_{\text{máx}} = \frac{\sigma_v}{2}(K - 1)$

Ejercicios 11.2 Para las figuras I y II dadas, obtenga los esfuerzos en el plano mn.

Solución gráfica (Para I y II)

- 1) $\sigma_1 = 4 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$; $\sigma_3 = 2 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
- 2) dibujo el círculo de Mohr.
- 3) $\tau_{\text{máx}} = R = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 1 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
- 4) Por 2,0 trazo BP paralela al plano sobre el cual actúa el esfuerzo 2,0 $\Rightarrow \sigma = 2$; $\tau = 0$
- 5) Obtengo el polo P donde la paralela BP corta el círculo.



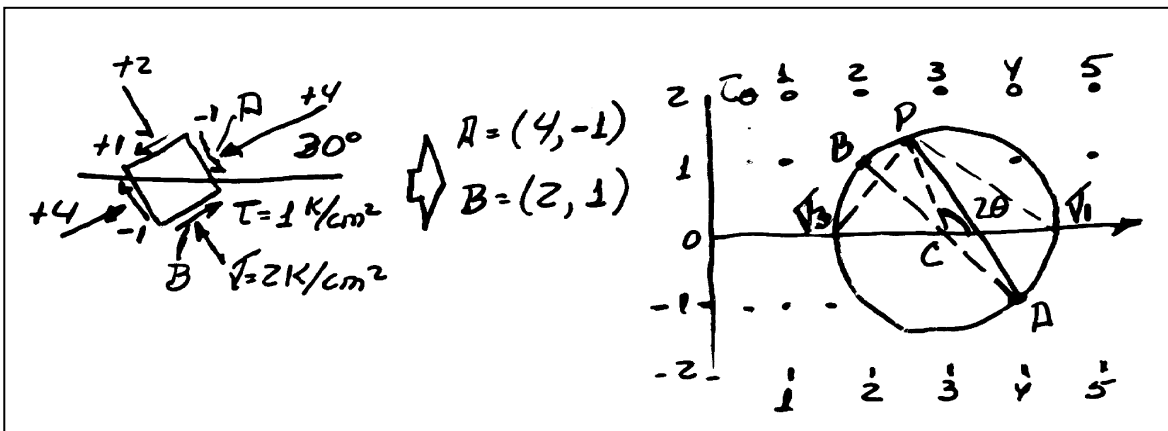
- 6) Por P trazo el plano PA paralelo a "mn" para obtener el punto A.
- 7) Leemos las coordenadas de A, punto que representa al plano mn, esto es:

Caso I : $\sigma_\theta = 2,5 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$; $\tau_\theta = -0,87 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ $\theta = 120^\circ$

Caso II : $\sigma_\theta = 3,5 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$; $\tau_\theta = 0,87 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ $\theta = 30^\circ$

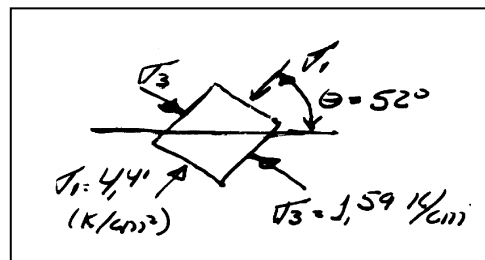
Otra solución: Los pasos 1, 2 y 3 iguales, lo mismo los pasos 6 y 7. El paso 4 puede ser: Por 4,0 trazo CP paralela al plano sobre el cual actúa el esfuerzo 4,0. El paso 5, obtener con CP el polo P y listo.

Ejercicio 11.3. Obtener gráfica y analíticamente σ_1 , σ_2 y θ de la figura:



Solución gráfica.

- 1) Sitúo en el plano los puntos A(4, -1) y B(2, 1), que son las caras A y B. Los signos, $\sigma > 0$ en compresión y $\tau > 0$ en sentido retrógrado.
- 2) El diámetro y el radio, gráficamente son definibles, a partir de A y B.
- 3) Por A, trazo AP paralela a la cara A, para obtener el polo P. (Este paso también puede ser: Por B trazo BP paralela a la cara B).
- 4) Uno $P\sigma_1$ y $P\sigma_3$. Estas son dos rectas paralelas a los planos principales sobre los que actúan σ_1 y σ_3 , de magnitudes ya conocidas.
- 5) En el círculo ya se lee $PC\sigma_0 = 2\theta$ y $P\sigma_2\sigma_1 = \theta$
- 6) Dibujo el elemento de suelo, con θ , σ_1 , σ_2 de acuerdo al círculo de Mohr obtenido.



- Solución analítica

Con las ecuaciones 11.12, 11.13, 11.14, tenemos:

$$\theta' = \frac{1}{2} \arctg \left[\frac{-2\tau_{xy}}{(\sigma_x - \sigma_y)} \right] = \frac{1}{2} \arctg \left[\frac{-2(-1)}{(4-2)} \right] = +22^\circ 30' \quad (*)$$

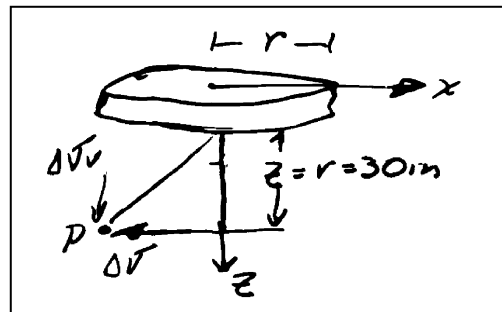
$$\sigma_1 = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2]^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{2}(4+2) + \frac{1}{2}[(4-2)^2 + 4(1)^2]^{\frac{1}{2}} = 4,41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2]^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{2}(4+2) - \frac{1}{2}[(4-2)^2 + 4(1)^2]^{\frac{1}{2}} = 4,41 \text{ Kg/cm}^2 = 1,59 \text{ Kg/m}^2$$

(*) Como el ángulo θ real es el que hace σ_1 con el horizonte, entonces

$$\theta = 30^\circ + \theta' = 30^\circ + (+22^\circ \frac{1}{2}) = 52^\circ \frac{1}{2}$$

Ejercicio 11.4. Se tiene una carga de 25 Ton/m² uniformemente repartida sobre una superficie circular de 30m de radio. Para una profundidad $Z = 30\text{m}$ bajo el borde de la superficie cargada calcular el $\Delta\sigma_h$ y las direcciones de $\Delta\sigma_1$ y $\Delta\sigma_2$. Para σ_v , σ_1 y σ_3 (ábacos Figuras 10.14 y 10.17)



Solución: Se dibuja el círculo de Mohr con los $\Delta\sigma$, y con una horizontal por $\Delta\sigma_x$ localizo el polo P.

a) Ábacos: $z/r = 1$ y $x/r = 1$: (ábacos III de LAMBE Figura 10.17)

$$\frac{\Delta\sigma_1}{q} = 0,44; \quad \frac{\Delta\sigma_3}{q} = 0,04; \quad \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{q} = 0,40 \quad (\text{borde del tanque y } Z = r)$$

(borde del tanque y $Z = r$)

$$\Delta\sigma_1 = 0,44q = 0,44(25) = 11 \text{ TT/m}^2 \quad \text{incremento en } \sigma_1$$

$$\Delta\sigma_2 = 0,04q = 0,04(25) = 1 \text{ TT/m}^2 \quad \text{incremento en } \sigma_2$$

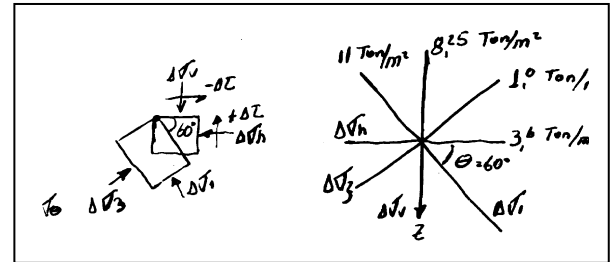
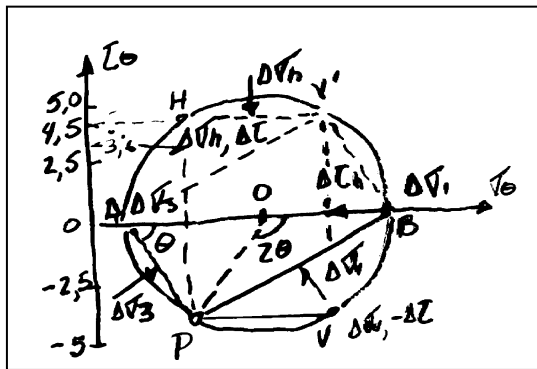
b) Ábaco Foster – Ahlvin (donde R es X)

$$\frac{Z}{r} = 1; \quad \frac{X}{r} = 1 \Rightarrow I_0 = 0,33 \quad (\text{para borde del tanque, y } Z = r)$$

$$\Delta\sigma_v = q I_0 = 25(0,33) = 8,25 \text{ TT/m}^2 \quad \text{incremento en } \sigma_v$$

Como $\Delta\sigma_2 < \Delta\sigma < \Delta\sigma_1$ existe cortante τ sobre el plano horizontal.

c) Construcción del círculo de Mohr:



$$R = \frac{11-1}{2} = 5; \quad O = \frac{11+1}{2} = 6$$

Con $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_v = 8,25$ obtengo VV'

Por la simetría del círculo, existen dos puntos con diferente τ . Escojo V con $\tau < 0$.

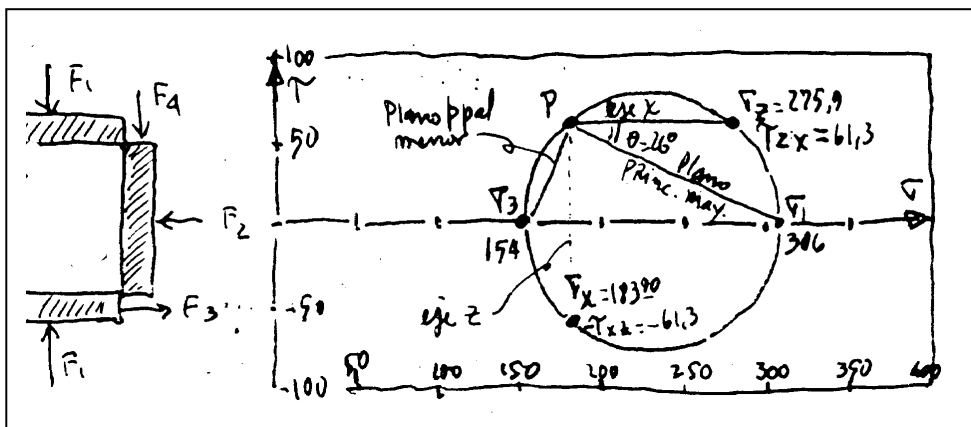
Con $VP \parallel$ horizonte, obtengo P (polo).

Con $PH \perp$ al horizonte obtengo H . Se lee $\Delta\sigma_h = 3,6$; $\Delta\tau = 4,5$

Uniendo P con A y B obtengo los planos principales. El ángulo θ , de V_i con X :

σ_i actúa sobre el plano BP . Luego $\theta = \text{ángulo } BAP = \text{arctg}\left[\frac{4,5}{(3,6-1,0)}\right] = -60^\circ$

Ejercicio 11.5. Con la figura, las cargas normales aplicadas en las caras de un cubo de suelo son $F_1 = 45 \text{ Kg}$ y $F_2 = 30 \text{ Kg}$; las cargas cortantes son $F_3 = F_4 = 10 \text{ Kg}$. La arista de suelo es de 40 mm . Construya el círculo de Mohr de los esfuerzos totales y obtenga los planos y esfuerzos.



• **Solución**
Se definen los ejes X y Z de la figura y se tienen como base la dirección de F_1, F_2, F_3, F_4 .

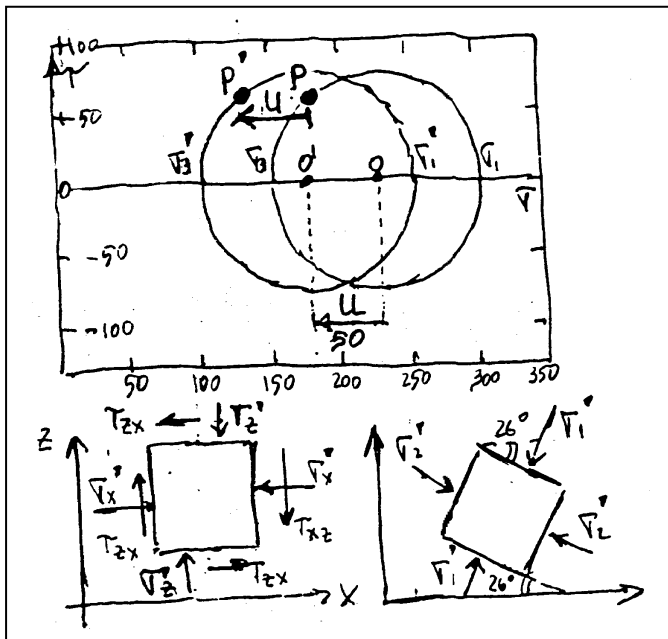
Luego se calculan

$\sigma_x = F_2 g / A = 183,9 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_z = F_1 g / A = 275,9 \text{ KN/m}^2$ y el cortante $\tau_{xz} = \tau_{zx} = F_3 g / A = 611,3 \text{ KN/m}^2$. $\tau_{xz} < 0$ por el sentido negativo y $\tau_{zx} > 0$ por el sentido retrógrado.

El polo P se localiza desde $(\sigma_z; \tau_{zx})$ y el plano principal mayor genera $\theta = 26^\circ$ con X.

Ejercicio 11.6. Partiendo de los esfuerzos totales del cubo del ejercicio anterior, y conociendo que la presión de poros es $U = 50 \text{ KN/m}^2$, construya el círculo de Mohr de los esfuerzos efectivos. Dibuje el polo en el nuevo círculo, de esfuerzos efectivos, y dibuje los cubos sobre cuales caen los esfuerzos efectivos normales y cortantes.

Solución: El agua no tiene resistencia al corte. $\tau_{xz} = \tau_{zx} = 61,3 \text{ KN/m}^2$.



Además, $OO' = U = 50 \text{ KN/m}^2$.

P' se desplaza hacia atrás 50 KN/m^2 .

$$\sigma'_x = \sigma_x - U = 183,9 - 50 = 133,9 \text{ KN/m}^2$$

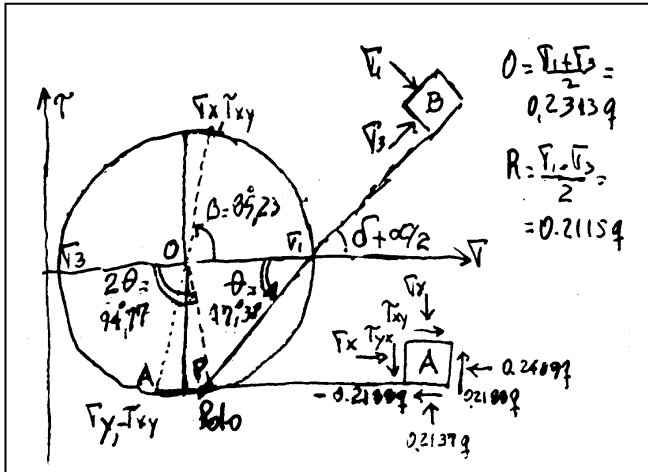
$$\sigma'_z = \sigma_z - U = 275,9 - 50 = 225,9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - U = 306 - 50 = 256 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - U = 154 - 50 = 104 \text{ KN/m}^2$$

Nota: Se obvia el cálculo con fórmula

Ejercicio 11.7. Para la figura, la ecuación de esfuerzos principales está dada por $\sigma_1 = \frac{q}{\pi}(\alpha + \sin \alpha)$ $\sigma_3 = \frac{q}{\pi}(\alpha - \sin \alpha)$ y la dirección de σ_1 bisecta el ángulo α . Calcule σ_x



(horizontal), el σ_y (vertical) y τ_{xy} en el punto A ($x = 0,75B$; $y = B/2$)

(ver expresiones 10.11, para fajas con carga uniforme q)

$$\alpha + \delta = \arctg \frac{X + \frac{B}{2}}{Y} = \arctg 2,5 = 68^\circ,20$$

$$\delta = \arctg \frac{X - \frac{B}{2}}{Y} = \arctg 0,5 = 26^\circ,57$$

$$\alpha = 68^\circ,20 - 26^\circ,57 = 41^\circ,63$$

$$\delta + \frac{\alpha}{2} = 26^\circ,57 + \frac{41^\circ,63}{2} = 47^\circ,38 = \theta$$

$$\sigma_1 = \frac{q}{\pi}(0,7267 + \sin 41^\circ,63) = 0,4428q$$

$$\sigma_3 = \frac{q}{\pi}(0,7267 - \sin 41^\circ,63) = 0,0198q$$

Con σ_1 y σ_3 se dibuja el círculo, con centro en $O = 0,2313q$ y radio $R = 0,2115q$.

Como la dirección de σ_1 bisecta el ángulo α , entonces $A = \delta + \frac{\alpha}{2} = 47^\circ,38$.

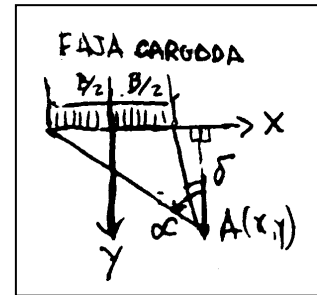
Con θ , gráficamente obtengo el polo P. Por P trazo PA horizontal y obtengo el plano sobre el cual actúa el esfuerzo vertical pedido; este es $A(\sigma_y; -\tau_{xy})$.

Para calcular A, calculo $\beta \Rightarrow \beta = 180^\circ - 2\theta = 180^\circ - 94^\circ,77 = 85^\circ,23$

$$\sigma_y = \frac{\sigma_1 + \sigma_y}{2} - R \cos \beta = 0,2313q - 0,0176q = 0,2137q$$

$$\sigma_x = \frac{\sigma_1 + \sigma_y}{2} + R \cos \beta = 0,2313q + 0,0176q = 0,2489q$$

$$\tau_{xy} = R^2 \sin \beta = 0,2115q * \sin 85^\circ 23 = 0,2108q$$



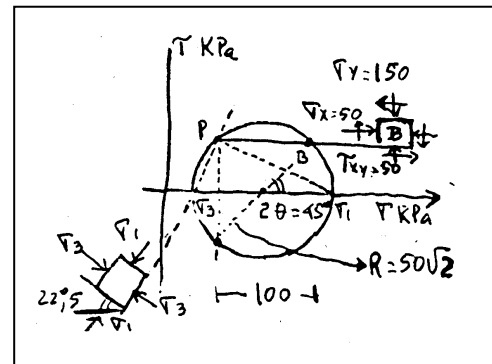
Ejercicio 11.8. Dado el plano B con los esfuerzos σ_x , σ_y , τ_{xy} en KPa (150, 50 y 50); calcular θ , el polo, σ_1 , σ_2 y su orientación.

$$\theta = \frac{1}{2} \arctg \left(\frac{-2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \right) = \frac{1}{2} \arctg \left(\frac{-2 * 50}{50 - 150} \right) = 22^\circ,5$$

Fórmula 11.12

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + R = 100 + 70,7 = 170,7 \text{ KPa}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - R = 100 - 70,7 = 29,3 \text{ KPa}$$



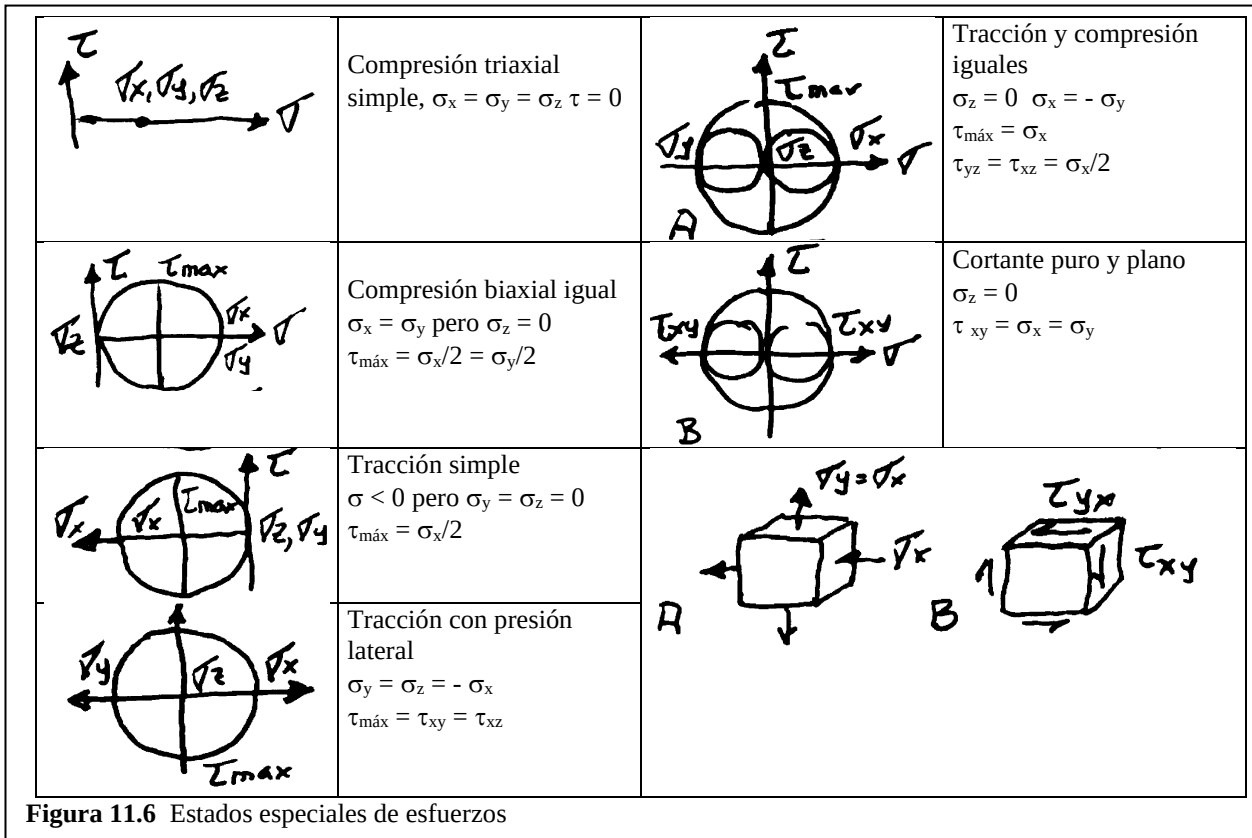


Figura 11.6 Estados especiales de esfuerzos

ESTADOS ESPECIALES DE ESFUERZOS

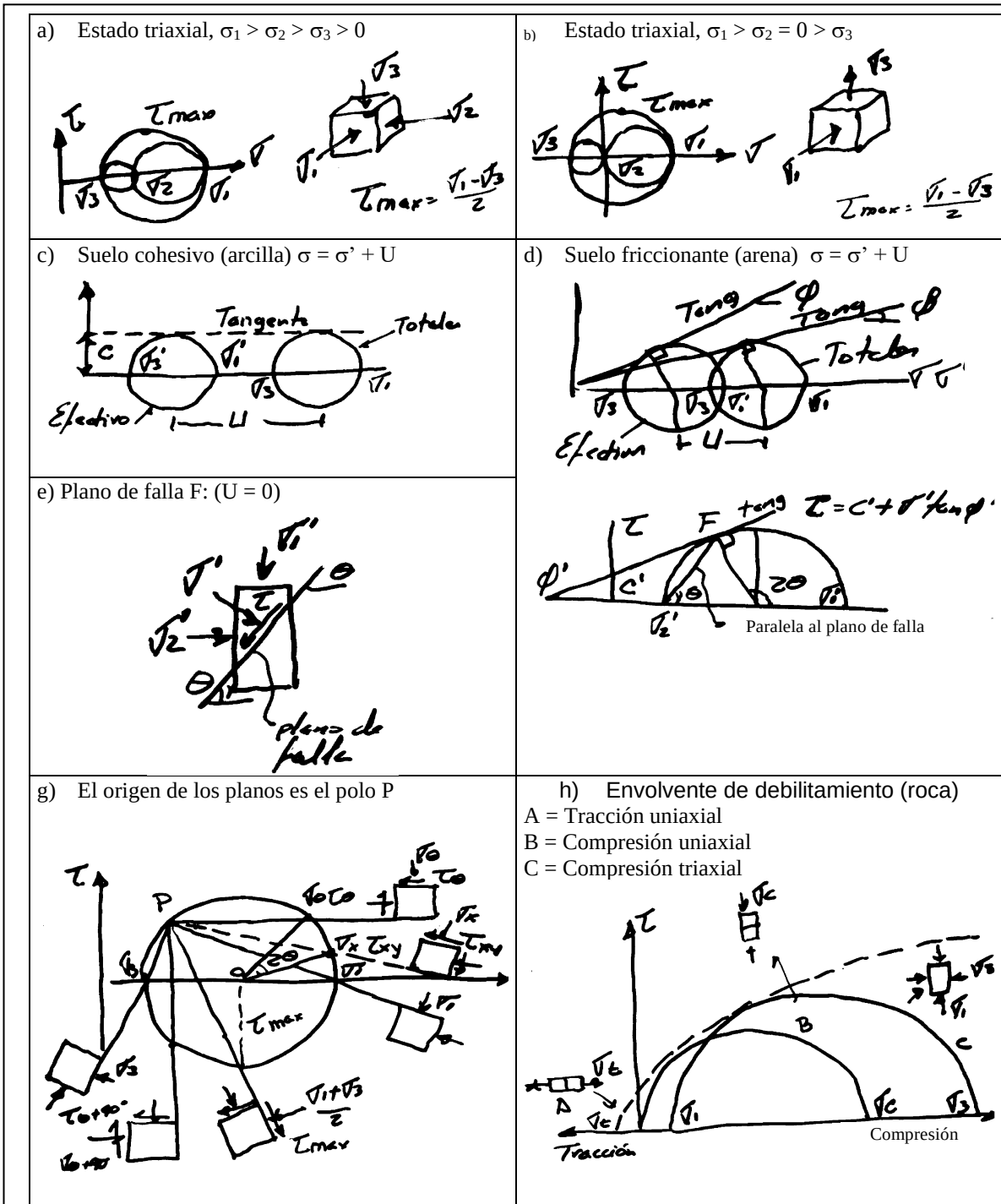


Figura 11.7 Otros estados y situaciones de interés.

11.4 DIAGRAMA p – q:

Para dibujar una trayectoria de esfuerzos, de un ensayo, no es fácil el dibujar una sucesión de círculos de Mohr, por lo que la literatura moderna utiliza los diagramas p – q, donde cada círculo tiene un punto de coordenadas (p, q), cuya sucesión da la TRAYECTORIA DE ESFUERZOS.

Si $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ y $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \tau_{\text{máx}}$ puedo dibujar las siguientes trayectorias:

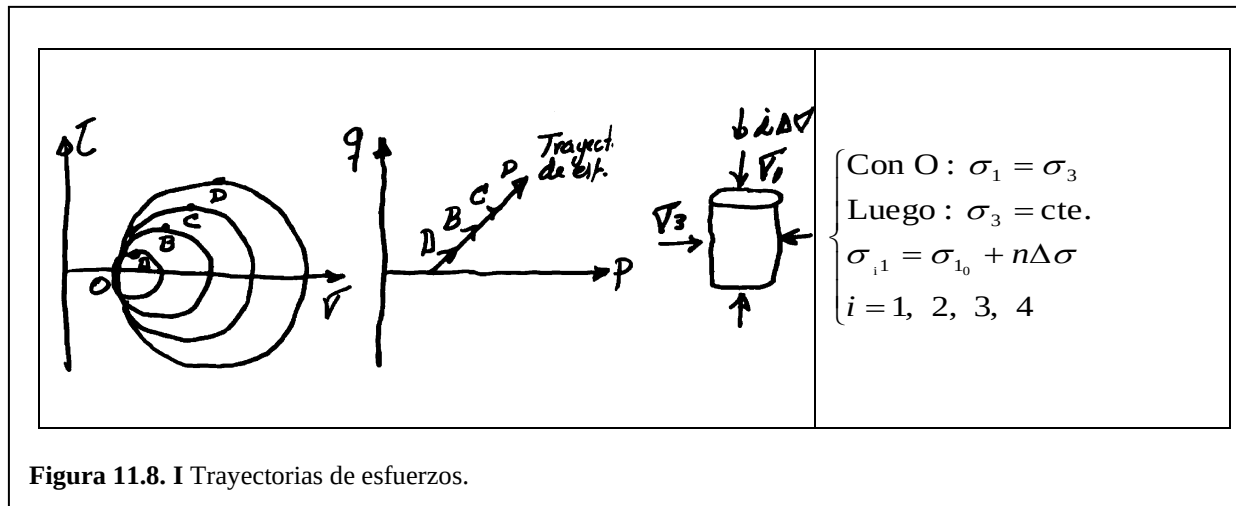


Figura 11.8. I Trayectorias de esfuerzos.

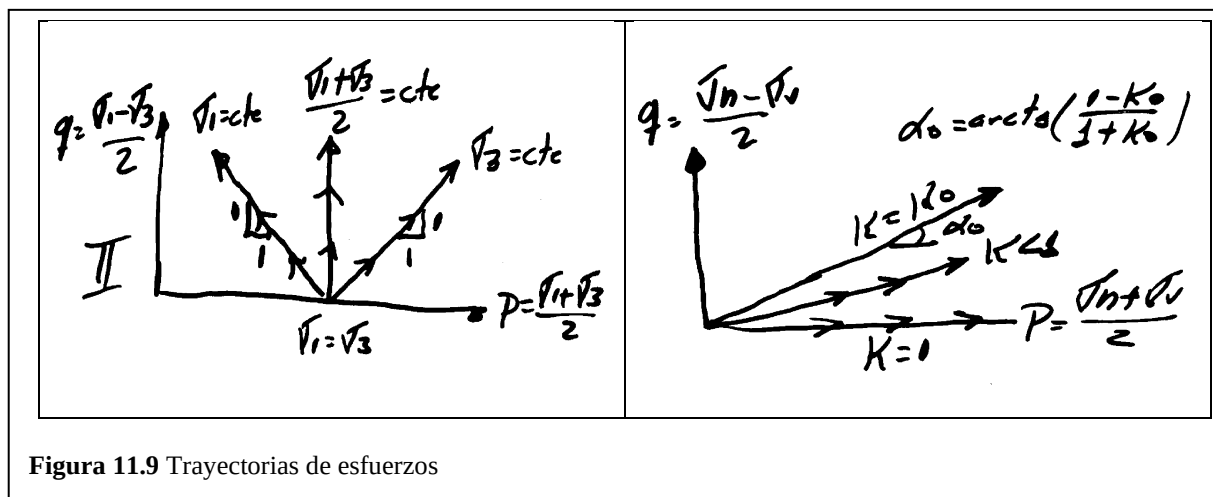


Figura 11.9 Trayectorias de esfuerzos

[Ir a la página principal](#)

CAPÍTULO 12

ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS

12.1 RESISTENCIA AL CORTE DE UN SUELO

Esta resistencia del suelo determina factores como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible para una cimentación y el empuje de un suelo contra un muro de contención.

12.1.1 Ecuación de falla de Coulomb (1776)

Coulomb observó que si el empuje de un suelo contra un muro produce un desplazamiento en el muro, en el suelo retenido se forma un plano recto de deslizamiento. Él postuló que LA MÁXIMA RESISTENCIA AL CORTE, τ_f , en el plano de falla, está dada por:

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (12.1)$$

donde: σ = Es el esfuerzo normal total en el plano de falla.

ϕ = Es el ángulo de fricción del suelo (por ejemplo, arena)

c = Es la cohesión del suelo (por ejemplo, arcilla).

Esta es una relación empírica y se basa en la LEY DE FRICCIÓN DE AMONTON para el deslizamiento de dos superficies planas, con la inclusión de un término de cohesión c para incluir la Stiction propia del suelo arcilloso. En los materiales granulares, $c = 0$ y por lo tanto:

$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \phi \quad \text{Suelo granular} \quad (12.2)$$

Contrariamente, en suelos puramente cohesivos, $\phi = 0$, luego:

$$\tau_f = c \quad \text{Suelo cohesivo puro} \quad (12.3)$$

Pero la ecuación (12.1) no condujo siempre a resultados satisfactorios, hasta que TERZAGUI publica su expresión $\sigma = \sigma' + U$ con el principio de los esfuerzos efectivos (el agua no tiene cortante). Entonces:

$$\tau_f = c + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (12.4)$$

En las figuras 11.7 se ilustran las ecuaciones anteriores, con el diagrama del círculo de Mohr. (ver literales c, d, y e en OTROS ESTADOS Y SITUACIONES DE INTERÉS).

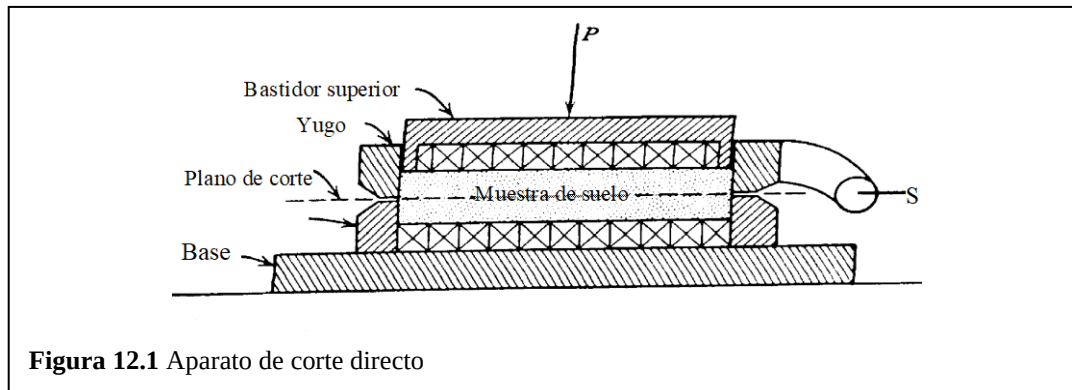


Figura 12.1 Aparato de corte directo

Puesto que la resistencia al cortante depende de los esfuerzos efectivos, en el suelo los análisis deben hacerse en esos términos, involucrando c' y ϕ' , cuyos valores se obtienen del ENSAYO DE CORTE DIRECTO:

Aplicando al suelo una fuerza normal, se puede proceder a cizallarlo con una fuerza cortante. El movimiento vertical de la muestra se lee colocando un deformímetro en el bastidor superior. El molde no permite control de drenaje, que en el terreno pueden fallar en condiciones de humedad diversas (condición saturada no drenada, parcialmente drenadas o totalmente drenadas), para reproducir las condiciones de campo se programa la velocidad de aplicación de las cargas. En arenas, como el drenaje es libre, el ensayo se considera drenado. Para arcillas, la incertidumbre queda, por lo que se recurre al TRIAXIAL.

12.3 CURVAS TÍPICAS EN ARENAS DENSA Y SUELTA (drenadas)

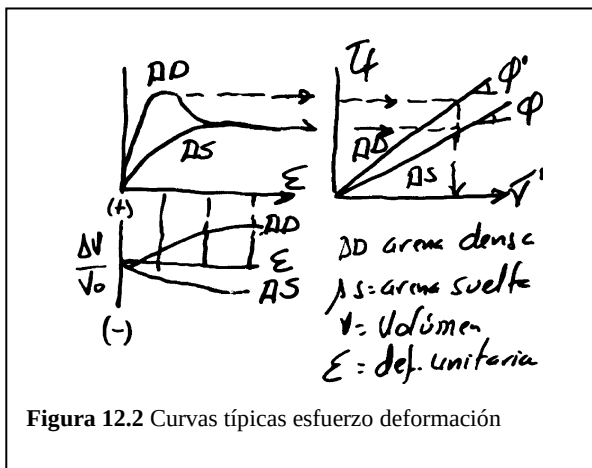


Figura 12.2 Curvas típicas esfuerzo deformación

En las arenas sueltas, el volumen disminuye durante el corte porque las partículas se DENSIFICAN en el plano de corte. En las densas, se presenta DILATANCIA porque la trabazón de los granos hace que se separen para facilitar los desplazamientos relativos y el corte entre granos.

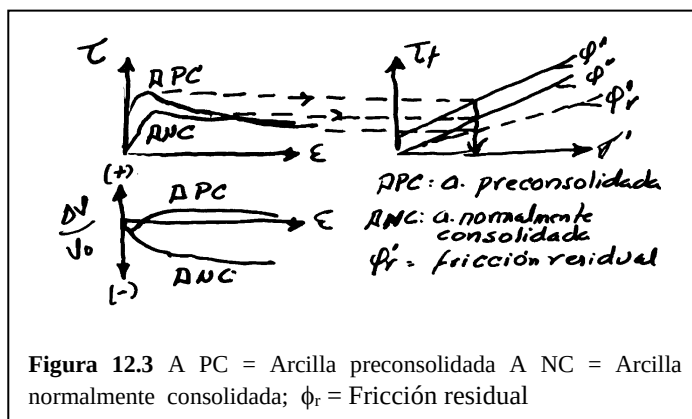
En ambas, se observa $\tau = \text{cte}$ y $V = \text{cte}$, para grandes valores de la deformación. En estas condiciones se considera la muestra en el ESTADO DE RELACIÓN DE VACÍOS CRÍTICA. En las densas, si aumenta ϵ , la rata de dilatancia disminuye hasta el valor

crítico y el cortante, hasta un valor residual, que es igual al de la arena suelta para ese nivel de esfuerzos.

A la derecha se grafica la ENVOLVENTE DE FALLA, que se obtiene variando N : cuando N aumenta, el valor S necesario para la falla, también crece.

El esqueleto mineral es más resistente al corte, en las arenas densas por lo que la fricción efectiva ϕ' resulta mayor. La pendiente de la envolvente da el valor de ϕ' , que en suelos granulares llega a ser:

Suelo	ϕ' suelto	ϕ' denso	Suelo	ϕ' suelto	ϕ' denso
Limo	27° - 30°	30° - 36°	Arena bien gradada	33°	45°
Arena limosa	27° - 33°	30° - 35°	Grava arenosa	35°	50°
Arena uniforme	28°	34°	Suelo anguloso uniforme	35°	43°
Suelo redondeado uniforme	30°	37°	Suelo anguloso bien gradado	39°	45°
Suelo redondeado bien gradado	34°	40°	Rangos de la tabla	27° - 39°	30° - 45°



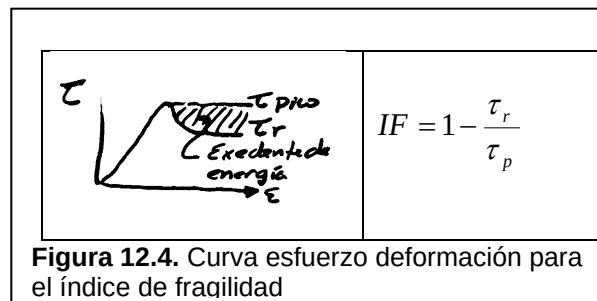
12.4 CURVAS TÍPICAS EN ARCILLAS PC Y NC (condición drenada)

Para arcillas NC la caída del esfuerzo τ desde el pico hasta el residual (curva $\tau - \epsilon$) se asocia con la orientación gradual del esqueleto mineral, colocándose paralelo al plano de falla.

En las arcillas PC, la caída de τ es mayor, por efecto de la dilatación que se pone en evidencia en la figura ($\frac{\Delta\sigma}{v_0} - \epsilon$). Para alcanzar el estado RESIDUAL se demandan valores de ϵ muy elevados. La diferencia entre τ_{pico} y τ_{residual} , permite establecer el ÍNDICE DE FRAGILIDAD (IF).

Cuando el material falla, la energía excedente se libera en forma térmica, ondulatoria, etc.

La ENVOLVENTE de falla muestra que le corresponde al ensayo de corte directo, con muestra drenada, para cada tipo de arcilla. Las arcillas PC muestran el valor C' en el intercepto del eje τ_f , con valores entre 5 y 30 $\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$. Para arcillas fisuradas, el valor de C' medido en laboratorio, en el campo tiende a cero con el tiempo, y la envolvente pasa por el origen.



El valor de ϕ' no es afectado por la preconsolidación, y por lo general está en el rango $\phi' = 20^\circ - 30^\circ$. El ϕ residual es tan bajo como $\phi_r = 9^\circ$ en arcillas con índice de plasticidad (IP) alto, lo que explica el que taludes fallados puedan mantenerse en pie.

Para arcillas con orientación aleatoria de sus fisuras, como ocurre en suelos residuales, el valor promedio de ϕ' está entre el valor pico de la arcilla intacta y el valor residual que tiene en el plano de las fisuras.

12.5 LA ENVOLVENTE DE MOHR – COULOMB

Para dibujar la envolvente de falla, se requieren ensayos en los que se alcance el nivel de esfuerzos que demanda la falla. La situación se logra con σ_{1f} ; σ_{3f} .

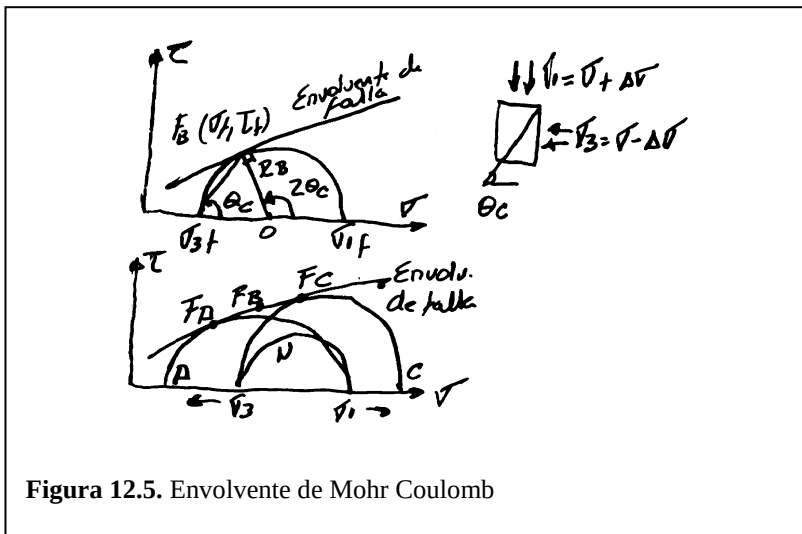


Figura 12.5. Envolvente de Mohr Coulomb

El círculo N muestra una situación estable, pero el incremento de σ_1 lo lleva a la situación C y la reducción de σ_3 , a la situación A . En B , se cambian ambas.

12.6 RELACIÓN ENTRE ϕ Y LOS ESFUERZOS PRINCIPALES DE FALLA σ_{1f} σ_{3f}

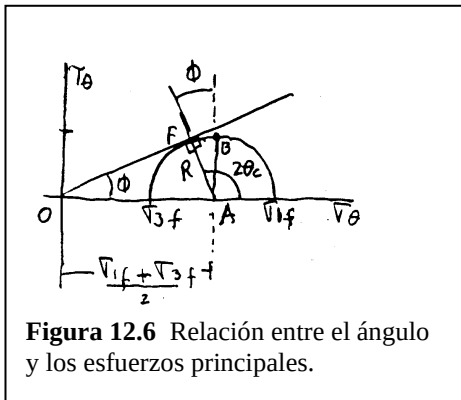
Si $\tau_f = C_f + \sigma_f \tan \phi$, para $C = 0$ tenemos:

$$\tau_f = \sigma_f \tan \phi \quad (12.5)$$

pero $2\theta = 90^\circ + \phi$, entonces

$$\theta_C = 45^\circ + \phi/2 \quad (12.6)$$

además $R = \frac{(\sigma_{1f} - \sigma_{3f})}{2}$ (12.7)



De la figura: $\text{sen } \phi = \frac{AB}{OA}$, entonces, llamando $\sigma_{if} = \sigma_i$ tenemos:

$$\text{sen } \phi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{(\sigma_1 + \sigma_3)/2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{q}{p} \quad (12.8) \text{ que}$$

puede ser

$$\text{sen } \phi = \frac{\frac{\sigma_1}{\sigma_3} - 1}{\frac{\sigma_1}{\sigma_3} + 1} = \frac{1 - \frac{\sigma_3}{\sigma_1}}{1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_1}} \quad (12.9) \text{ por}$$

simetría

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \Rightarrow N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = K_p \quad (12.10)$$

De 12.8 se concluye q/p; de 12.9 se concluye 12.10 (simetría).

La ecuación 12.10 aparece en los libros de Mecánica de Suelos, donde N_ϕ se llama “flow factor” (factor de influencia), y es igual al K_p

12.7 DIAGRAMA pq: LÍNEA K_f

La relación entre la envolvente de Mohr – Coulomb y la trayectoria de esfuerzos, la da la línea K_f

$$qf = a + pf + tg\alpha \quad (12.11)$$

Pero $\alpha = \arctg(\text{sen}\phi) \therefore$

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{sen} \phi \quad (12.12)$$

además: $C/a = \operatorname{tg} \phi / \operatorname{tg} \alpha \quad \therefore$

$$a = C \cos \phi \quad (12.13)$$

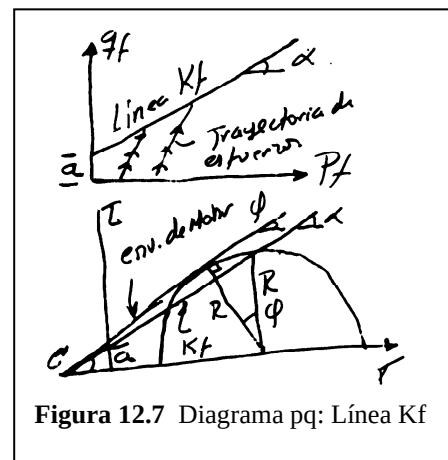


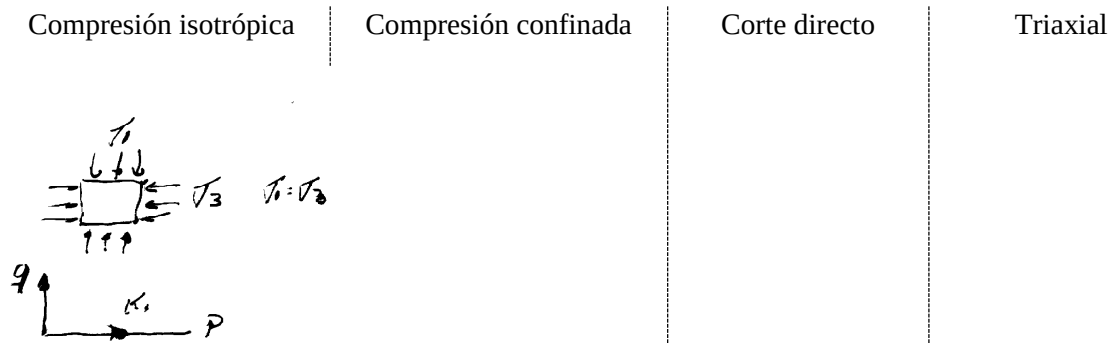
Figura 12.7 Diagrama pq: Línea Kf

De lo anterior obtengo K_f y N_ϕ :

$$qf = C \cos \phi + pf \sin \phi \quad (12.14)$$

$$N_{\phi} = \frac{1 + \tan \alpha}{1 - \tan \alpha} = K_p \quad (12.15)$$

12.8 TRAYECTORIA DE ESFUERZOS Y CONDICIONES DE CARGA



En la prueba edométrica, la relación entre σ_h y σ_v es K_0 y el suelo desarrolla esfuerzos y deformaciones tangenciales, al igual que compresiones y cambios de volumen, pero como está IMPEDIDO A FALLAR POR CORTE, la deformación principal se debe a compresión. La fricción lateral perturba el estado unidimensional de deformación. (K_0 = Coeficiente de presión de tierras en reposo)

En el corte directo la fuerza T se aplica a una u otra velocidad, controlada. El estado de carga K_0 es al aplicar N . Luego se aplica T y por lo tanto aumentan p y q , pero su medición no se hace viable. En arcillas, el ensayo drenado(D), supone una aplicación demasiado lenta de T , para permitir evaluar C' y ϕ' . Si es rápido (no drenado), se evalúan C_u y ϕ_u ; ($\bar{D}$).

En cargas repetidas, ϕ' puede variar. Una arena suelta se compacta y una densa se dilata, obteniendo un ϕ , mayor o menor, al de carga estática.

En triaxial, se puede romper la muestra por tracción ($\sigma_2 = \sigma_1$) o por compresión ($\sigma_2 = \sigma_3$), llegándose al mismo valor de ϕ' o a uno mayor en 4° , en deformación plana ($\sigma_2 = \sigma_3$), prueba de mayor interés realista.

La humedad en la prueba de corte, para arena seca o saturada, afecta poco el valor de ϕ y la cohesión por capilaridad en esa prueba carece de importancia.

La compresión isotrópica pura es rara en la realidad, mientras la confinada es muy corriente en la naturaleza. Para una variación de σ_1 , la variación del octaédrico es mayor en la compresión isotrópica, por lo que la deformación volumétrica también resulta mayor, que en la compresión confinada. Sección 11.2.3

12.9 FRICCIÓN

Sea A una partícula de arena a punto de rodar, y β el ángulo máximo de reposo del depósito de arena seca. Las componentes del peso W de la partícula A, son la normal n y la fuerza tangencial t . Además, r es la fuerza de rozamiento que se opone a t ; es decir:

$$r = t \quad (\text{equilibrio}) \quad (12.16)$$

si $n = W \cos \phi'$ y $t = W \sin \phi'$ (12.17) puedo decir que $r = n f$ (12.18)

siendo f la fricción unitaria. Reemplazando (12.18) y (12.17) en (12.16) tenemos:

$$r = t \Rightarrow \text{pero } r = (W \cos \phi') f \text{ y } t = W \sin \phi'.$$

$$\text{luego: } (W \cos \phi') f = W \sin \phi' \Rightarrow f = \frac{W \sin \phi'}{W \cos \phi'}$$

$$\text{así: } f = \tan \phi' \quad (12.19)$$

Pero $\beta = \phi'$ (lados perpendiculares entre sí); entonces, la fuerza actuante será proporcional a un coeficiente

$$f_a = \tan \beta \quad (12.20)$$

Y el factor de seguridad, cociente entre las fuerzas resistente y actuante, será:

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (12.21)$$

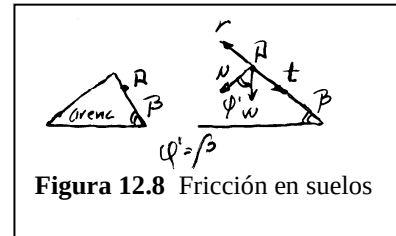


Figura 12.8 Fricción en suelos

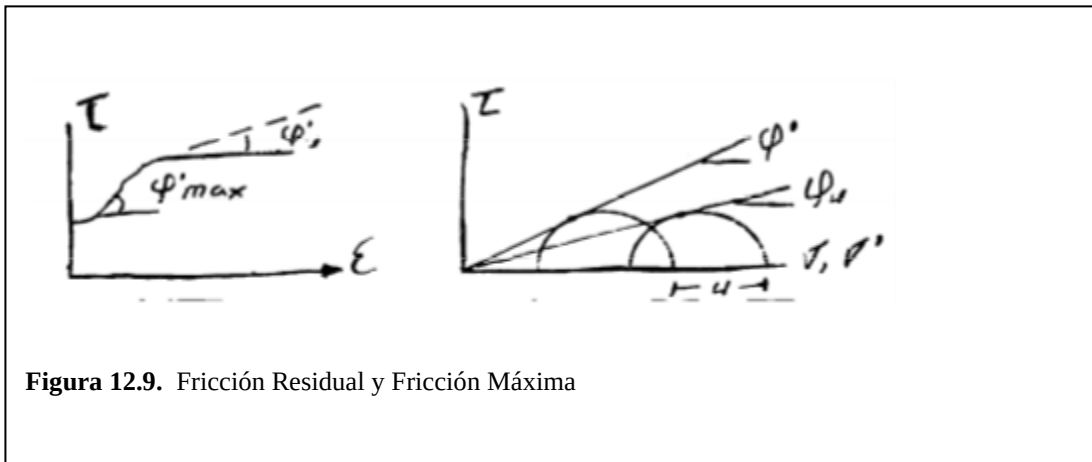


Figura 12.9. Fricción Residual y Fricción Máxima

12.10 FRICCIÓN RESIDUAL Y FRICCIÓN MÁXIMA

La curva $\sigma - \varepsilon$ enseña que las arenas tienen un comportamiento plasto – elasto – plástico, razón por la que la envolvente de falla no es recta, y el máximo valor de ϕ' estará en el pico de $\sigma - \varepsilon$. Se debe relacionar el valor que se corresponde con el nivel de esfuerzos reales probables a los que se someterá el suelo, pero midiendo los parámetros C' y ϕ' en muestras de suelo a lo largo de la superficie de falla probable, teniendo en consideración las condiciones reales del suelo.

El corte directo es el ensayo más sencillo para obtener ϕ' . También se puede utilizar dos métodos que dan el ϕ' aproximado: El ensayo de veleta y el de penetración estándar.

12.11 COMPRESIÓN SIMPLE (Suelos cohesivos)

Se ha visto la compresión confinada o uniaxial, con el edómetro. Ahora, la compresión inconfiada, similar a la que se somete a los cilindros de concreto, sirve para determinar la RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE, q_U , de muestras de arcilla.

$$q_U = \frac{P_{CR}}{A_C} \quad P_{CR} = \text{Es el valor de } \sigma \text{ que causa la falla.}$$

$$A_C = \frac{A_0}{(1 + \varepsilon)} \quad \text{siendo } A_0 \text{ el área inicial y } A_C \text{ el área corregida en}$$

$(1 + \varepsilon)$

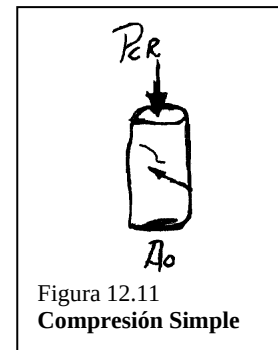


Figura 12.11
Compresión Simple

En suelos FINO GRANULARES ($\phi = 0^\circ$), q_U es un indicativo de la capacidad de soporte del suelo. Por el confinamiento, una arcilla puede soportar mayores esfuerzos que q_U , pero en general cuando $\sigma_3 = 0$, en el círculo de Mohr, el $\tau_{m\acute{a}x}$ es C Figura 11.7 literal c, y como $q_U = \sigma_1$ se puede deducir que

$$q_U = 2 C_U \quad (12.22)$$

12.12 COHESIÓN ÚLTIMA C_U :

Se puede hablar de cohesión efectiva C' y cohesión última C_U . En arcillas saturadas ($\bar{D}$), los cálculos son viables con esfuerzos totales como caso de excepción. El valor C_U es mayor que C' , normalmente.

Consistencia (arcilla saturada y ND)	$q_u \text{ } \frac{KN}{m^2}$
Muy blanda	< 0,25
Blanda	0,25 – 0,50
Medianamente compacta	0,50 – 1,00
Compacta	1,00 – 2,00
Muy compacta	2,00 – 4,00
FIRME (SAPROLITO)	40 – 75
RÍGIDA	75 – 100
MUY RÍGIDA	100 - 200
DURA (ROCA DURA)	> 200

[Ir a la página principal](#)

ENLACES U.N.

<u>Área metropolitana de Manizales.</u>	<u>El catastro multipropósito: sistema clave rezagado.</u>	<u>Minería en Tolda Fría ¿y el agua qué?</u>
<u>Armenia, ciudad milagro y tierra de cuyabros.</u>	<u>El desarrollo urbano y económico de Manizales.</u>	<u>Neira: entre la ruralidad y la ciudad región.</u>
<u>Caldas en la biorregión cafetera.</u>	<u>El territorio caldense, un constructo cultural.</u>	<u>Nuestro corredor logístico para el PND.</u>
<u>Caldas: marco territorial e histórico.</u>	<u>Ferrocarril Interoceánico Urabá-Cupica.</u>	<u>Paisaje Cultural Cafetero (2011-2016): una visión prospectiva.</u>
<u>Ciencia, Tecnología y Sociedad CT&S.</u>	<u>Historia de los procesos urbanos y económicos del Eje Cafetero.</u>	<u>Pereira, la trasnochadora, querendona y morena “perla del Otún”.</u>
<u>Ciudad Región del Eje Cafetero como Revolución Urbana.</u>	<u>La economía en la era del conocimiento.</u>	<u>Planificación estratégica para la movilidad.</u>
<u>Construyendo el territorio UMBRA.</u>	<u>La lucha del campesino colombiano.</u>	<u>Plusvalía, desarrollo urbano y mercado.</u>
<u>Conurbación Centro-Sur y Ciudad Región.</u>	<u>Magdalena Centro – El Río Grande de la Magdalena.</u>	<u>Puebloando en la ecorregión por dos destinos que enamoran.</u>
<u>Corpocaldas: 50 años de trascendental labor.</u>	<u>Manizales: El futuro de la ciudad.</u>	<u>UMBRA: la Ecorregión Cafetera en los Mundos de Samoga.</u>
<u>Corredor Bimodal Cafetero: un tren y una ferrovía.</u>	<u>Manizales, la ciudad homérica de las puertas abiertas.</u>	<u>Planificación Estratégica para la movilidad en Manizales</u>
<u>De la aldea cafetera a la ciudad fragmentada.</u>	<u>Manizales: un diálogo con su territorio.</u>	<u>Sancancio, como biocorredor ambiental y nodo ecoturístico.</u>
<u>Desafío futuro: ciudades sostenibles e incluyentes.</u>	<u>Más espacio y oportunidades para el ciudadano.</u>	

CAPÍTULO 13: ENSAYO TRIAXIAL Y CORTE

MS = Muestra de suelo en prueba
M = Membrana de caucho para MS
A = Anillo de caucho para M
MD = Medidor de deformaciones
MU = Medidor de presión de poros
MC = Medidor de presión de cámara
CV = Carga vertical (σ_1)
P = Pistón de carga vertical
A = Agua a presión (σ_3)
PM = Placa metálica
PP = Piedra porosa
V = Válvula de control
SA = Salida (entrada) de agua al suelo
SC = Salida de agua de cámara
CC = Cámara cilíndrica

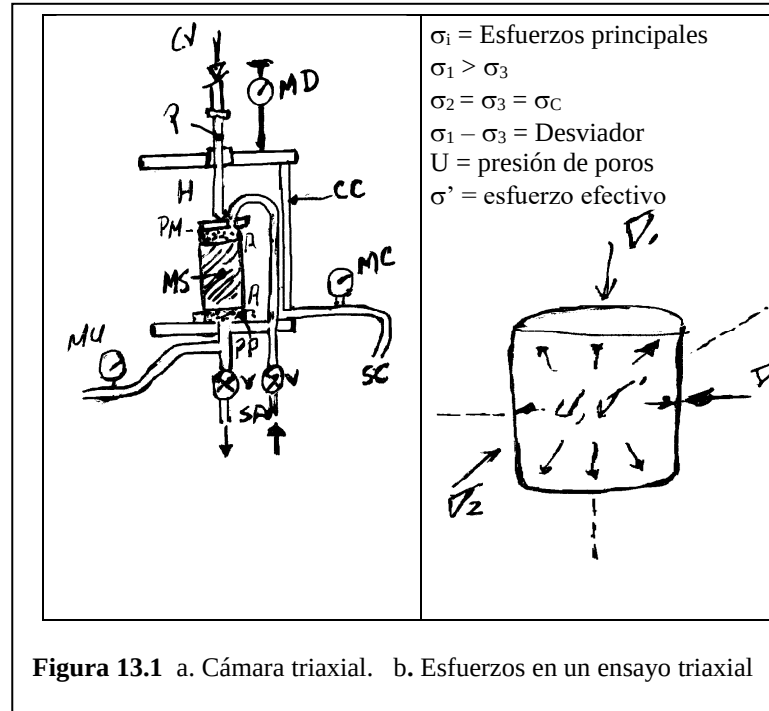


Figura 13.1 a. Cámara triaxial. b. Esfuerzos en un ensayo triaxial

13.1 CÁMARA TRIAXIAL

13.2 DESARROLLO DE LAS ECUACIONES PARAMÉTRICAS

De σ_1 , σ_2 , p' y q en $f(\phi)$

$$2\theta_{CR} = 90 + \phi \Rightarrow \theta_{CR} = 45 + \phi'/2 \quad (\text{fig})$$

$$OF = OA \sin \phi' \therefore$$

$$\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) = [C' \cot \phi' + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)] \sin \phi'$$

$$\text{de donde } \sigma'_3 = \sigma'_1 \left[\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \right] - 2C' \left[\frac{\cos \phi'}{1 + \sin \phi'} \right]$$

entonces

$$\begin{cases} \sigma'_3 = \sigma'_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) - 2C' \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \\ \sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) + 2C' \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \end{cases} \quad (13.1)$$

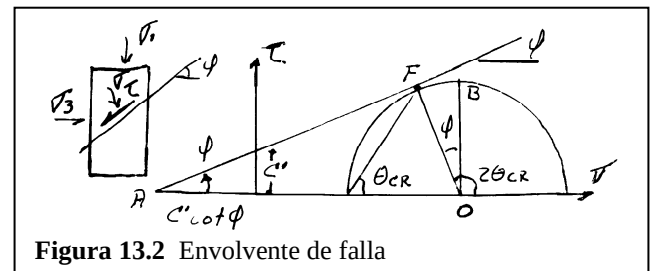


Figura 13.2 Envolvente de falla

En el diagrama $p'q'$ $\tan \alpha = \sin \phi'$ $a = C \cos \phi'$ (Sección 12.7)

$$q = C \cos \phi' + p' \sin \phi' \quad (13.2)$$

IMPORTANTE. En general los análisis de estabilidad de suelos se pueden llevar a cabo en términos de ESFUERZOS EFECTIVOS, puesto que es el esfuerzo efectivo el que controla la resistencia al corte de los suelos. Sin embargo, para arcillas saturadas no drenadas ($\bar{D}$), el análisis se puede hacer en términos de ESFUERZOS TOTALES.

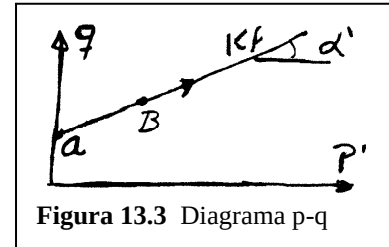


Figura 13.3 Diagrama p-q

• Ejercicio 13.1

Se hace un triaxial C y $\bar{D}$ sobre muestras inalteradas de arcilla saturada:

ENSAYO	$\sigma_c \text{ KN/m}^2$	$D \text{ KN/m}^2$	$PP \text{ KN/m}^2$
1	200	227,0	68,1
2	400	421,4	126,4
3	600	615,7	184,7

Calcular ϕ' y C' con círculo de Mohr y con el diagrama $p' - q$. Solución:

Ensayo	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	U_f	σ'_3	σ'_1	q	p'
1	200	227	68,1	139,1	358,9	113,5	245,4
2	400	421,4	126,4	273,6	695,0	210,7	484,3
3	600	615,7	184,7	415,3	1031,0	307,9	723,2

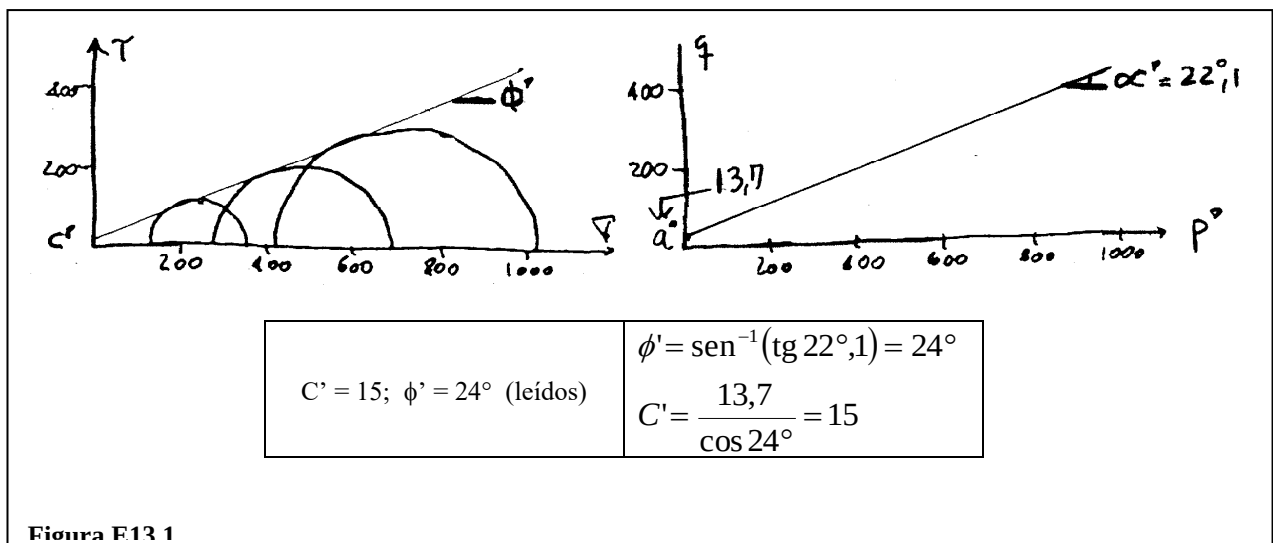
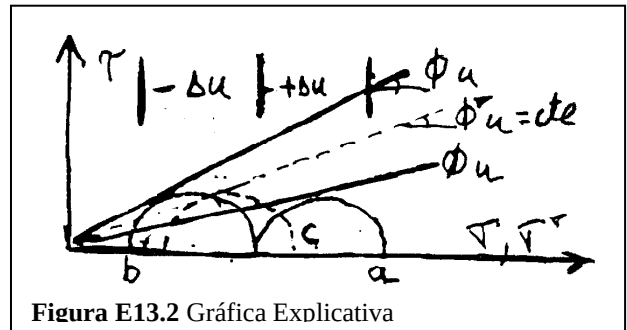
$$\begin{cases} \sigma' = \sigma - U \\ D = \sigma_1 - \sigma_3 \\ p' = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \\ q = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \end{cases}$$


Figura E13.1

Ejercicio 13.2. En un ensayo triaxial una muestra puede fallar a) aumentando σ_1 pero σ_3 constante, b) lo contrario. Qué pasa con los esfuerzos.

Solución: Cambia ϕ_U pero el valor de ϕ' nunca cambiará. El cambio en los esfuerzos totales hace que en a), $\Delta U > 0$ y en b), $\Delta U < 0$



Ejercicio 13.3. Construir el círculo de Mohr con los resultados de un ensayo, en el cual se fallan dos muestras de granito en ensayo triaxial.

Muestra 1: $\sigma_1 = 140$ MPa; $\sigma_3 = 0$ MPa.

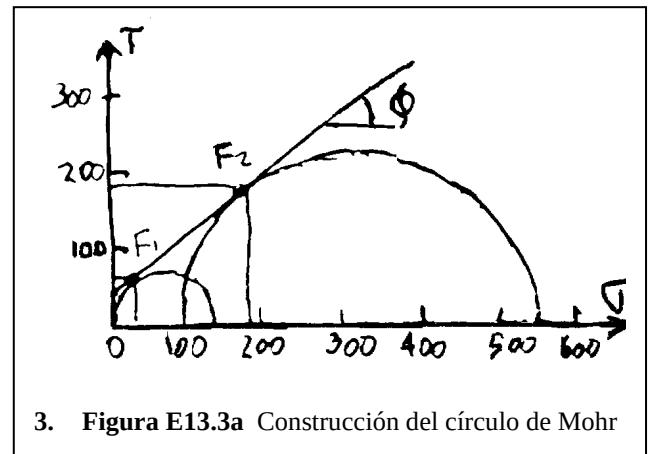
Muestra 2: $\sigma_1 = 550$ MPa; $\sigma_3 = 100$ MPa.

Solución: $R_i = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$; $R_1 = 70$ MPa; $R_2 = 225$ MPa.

$O_i = \text{Centro círculo} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$; $O_1 = 70$ MPa; $O_2 = 325$ MPa.

Con estos datos dibujamos la envolvente y leemos a escala, C , ϕ , F_1 y F_2 , obteniendo $C = 35$ MPa; $\phi = 37^\circ$ MPa; $\tau_1 = 58$ MPa; $\sigma_1 = 30$ MPa; $\tau_2 = 180$ MPa; $\sigma_2 = 190$ MPa.

Solución analítica. (utilizamos la línea K_f y el ángulo α)



$$\alpha = \operatorname{tg}^{-1} \frac{(R_2 - R_1)}{(O_2 - O_1)}$$

$$= \operatorname{tg}^{-1} \frac{(225 - 70)}{(325 - 70)} = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{155}{255} \right)$$

$$\phi = \operatorname{sen}^{-1}(\operatorname{tg} \alpha) = \operatorname{sen}^{-1} \left(\frac{155}{255} \right) = 37^\circ,4 \quad (*)$$

$$a = R_1 - h = R_1 - O_1 \operatorname{tg} \alpha$$

$$a = 70 - 70 \left(\frac{155}{255} \right) = 27,47 \text{ MPa}$$

$$C = \frac{a}{\cos \phi} = 34,6 \text{ MPa} \quad (*)$$

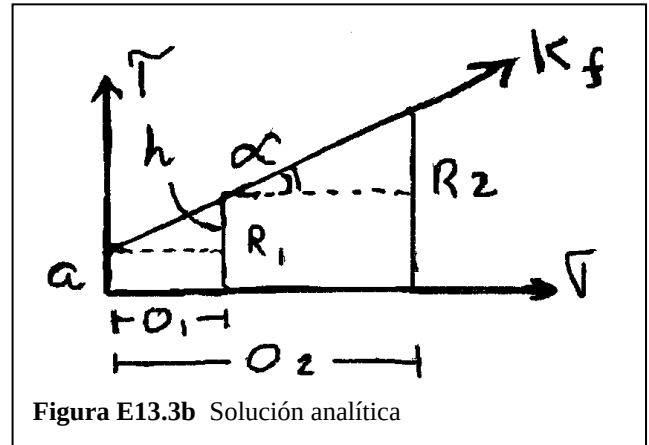


Figura E13.3b Solución analítica

NOTA (*) ver fórmulas de $\phi = f(\alpha)$ y $C = f(a)$ en la Sección 12.7, ecuaciones 12.12 y 12.13

Cálculo de los esfuerzos de falla, σ_{1f} ; τ_{1f} y σ_{2f} ; τ_{2f}

Trazada la envolvente, se dibujan a 90° R_1 y R_2 , perpendiculares en F_1 y F_2 . Se bajan las normales $\bar{N}_1$ y $\bar{N}_2$. Queda copiado ϕ .

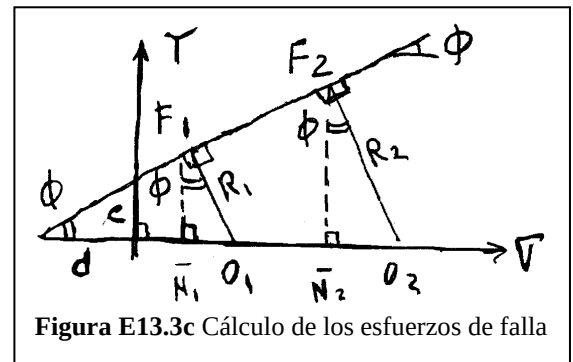


Figura E13.3c Cálculo de los esfuerzos de falla

Cortantes de falla (ordenadas de F_1 y F_2)

$$\tau_{f1} = R_1 \cos \phi = 70 \cos 37^\circ,4 = 55,61 \text{ MPa}$$

$$\tau_{f2} = R_2 \cos \phi = 225 \cos 37^\circ,4 = 178,74 \text{ MPa}$$

Normales de falla (abscisas de F_1 y F_2)

$$\sigma_{f1} = O_1 - R_1 \operatorname{sen} \phi = 70 - 70 \operatorname{sen} 37^\circ,4 = 27,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{f2} = O_2 - R_2 \operatorname{sen} \phi = 325 - 225 \operatorname{sen} 37^\circ,4 = 188,34 \text{ MPa}$$

Ejercicio 13.4. Se tiene los esfuerzos máximos de pruebas triaxiales con arena compacta bien gradada (ver datos σ_1 y σ_3 en la tabla).

Obtenga y represente ϕ y α (Sección 12.7)

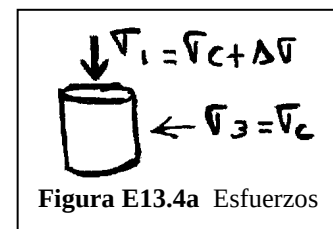
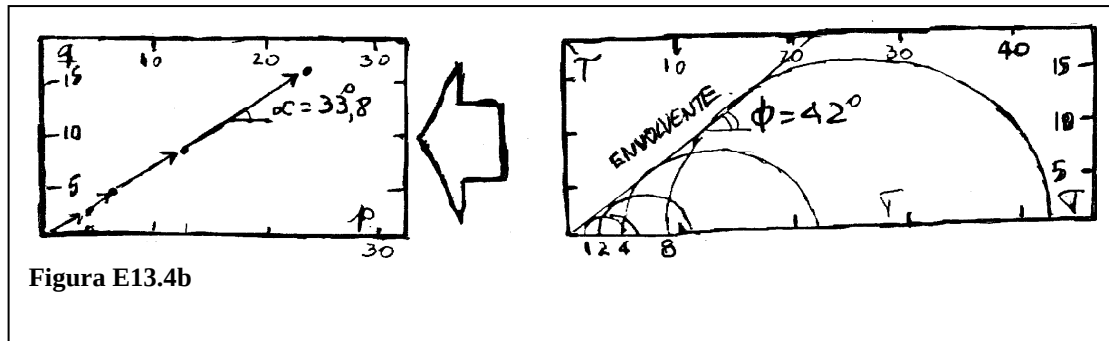


Figura E13.4a Esfuerzos

DATOS $\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

α	ϕ	q_f/p_f		P_f	q_f		σ_{3f}	σ_{1f}
33°,8	42°,0	0,6689	$\Leftarrow$	3,02	2,02	$\Leftarrow$	1	5,05
33°,5	41°,5	0,6622		5,92	3,92		2	9,85
34°,1	42°,6	0,6774		12,40	8,40		4	20,80
33°,8	42°,0	0,6687		24,15	16,15		8	40,30



Para p y q se aplicaron las relaciones $(\sigma_1 \pm \sigma_3)/2$

Para ϕ y α se aplicaron las relaciones $\phi = \sin^{-1} q/p$ y $\alpha = \tan^{-1} q/p$

Cálculo de θ_c : Promediamos $\phi = \frac{(\phi_1 + \phi_2 + \phi_3 + \phi_4)}{4} = 42^\circ$

Aplicando la ecuación 12.6 de la Sección 12.6 tenemos:

$$\theta_c = 45^\circ + \frac{\phi}{2} = 45^\circ + \frac{42^\circ}{2} = 45^\circ + 21^\circ = 66^\circ$$

Ejercicio 13.5. De una trayectoria de esfuerzos, la línea K_f tiene la siguiente expresión:

$$q_f = 0,32 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} + p_f \tan 31^\circ \quad (13.3)$$

Obtenga la envolvente de Mohr – Coulomb y calcule el θ_c y N_ϕ

Solución: (El subíndice f significa en la falla)

De (1), $\alpha = 31^\circ$; $a = 0,32 \Rightarrow$ aplico ecuaciones 12.12 y 12.13, Sección 12.7

$$\phi = \arcsen[\operatorname{tg} \alpha] = \arcsen[\operatorname{tg} 31^\circ] = 36^\circ,9$$

$$C = \frac{a}{\cos \phi} = \frac{0,32}{\cos 36^\circ,9} = 0,40$$

$$\theta_c = 45^\circ + \frac{\phi}{2} = 45^\circ + \frac{36^\circ,9}{2} = 63^\circ,5$$

$$N\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \operatorname{tg} \alpha}{1 - \operatorname{tg} \alpha} = \frac{1 + \operatorname{tg} 31^\circ}{1 - \operatorname{tg} 31^\circ} = 4,0$$

[Ir a la página principal](#)

ENLACES U.N:

A recuperar la cuenca del Risaralda. Agenda para el Territorio Conurbado Otún- Chinchiná. Aguadas: esplendor entre neblinas y pasillos. Anotaciones a las vías de Caldas. Anserma puntal del occidente por sus raíces Umbra. Armenia, ciudad milagro y tierra de cuyabros. Caldas en la biorregión cafetera. Caldas en la consulta minera. Cambio Climático en Caldas – Colombia. Centro Histórico de Manizales: lineamientos conceptuales de cara al POT. Cultura y Turismo en Caldas. Chinchiná proyecta su futuro al 2037. Chinchiná Siglo XXI. De la aldea cafetera a la ciudad fragmentada. Del Ferrocarril de Caldas al Tren de Cercanías. Dimensión Ambiental del Occidente Caldense. Dimensión Socioambiental del Río Grande de La Magdalena. El desarrollo urbano y económico de Manizales. El Río Grande, su ecosistema y la hidrovía.	El territorio caldense, un constructo cultural. Elementos para la construcción de una visión estructurada del desarrollo de Caldas. Foro Ciudadano Ambiental 2023 y POT del Río Chinchiná. Honda, frente a los devenires del desarrollo. Investigación estratégica en el PNN de los Nevados. La Ciudad Región Pereira – Manizales. La Dorada como nodo intermodal de carga. La Merced – Caldas, y el cambio climático. La sed de los cafetos. La Transversal Cafetera por Caldas. Manizales, la ciudad homérica de las puertas abiertas. Manizales: un diálogo con su territorio. “Manizales y Caldas sobre las Rutas del Progreso” – Dossier. Mas espacio y oportunidades para el ciudadano. Neira: entre la ruralidad y la ciudad región. Minería en la ecorregión Cafetera. Noroccidente de Caldas: un territorio forjado en Oro, Panela y Café.	Opciones de Caldas en medio ambiente, cultura y territorio. Paisaje Cultural Cafetero (2011-2016): una visión prospectiva. Paisaje y Región en la Tierra del Café. Magdalena Centro – El Río Grande de la Magdalena. Pensilvania, la “Perla del oriente” caldense. Pereira, la trasnochadora, querendona y morena “perla del Otún”. Perfil ambiental de Manizales y su territorio. Problemáticas y potencialidades de Manizales y Caldas. Retrospectiva histórica de la minería en Marmato. Riosucio mestiza e indígena. Salamina patrimonial y emblemática. Samaná, tierra de agua y miel. Supía: 475 años bajo la tutela del cerro Tacón. Temas cívicos para agendas de desarrollo regional. Temáticas Ambientales de Villamaría – Caldas. Temáticas Ambientales del Alto Oriente de Caldas. UMBRA: la Ecorregión Cafetera en los Mundos de Samoga. Villamaría – Mosaico Temático.
--	---	---

CAPÍTULO 14: COMPACTACIÓN DE SUELOS

14.1 DEFINICIÓN

Es la densificación del suelo por medios mecánicos. El objetivo, mejorar la resistencia y estabilidad volumétrica, afectando la permeabilidad, como consecuencia del proceso de densificación de la masa.

14.2 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS. Concepto más amplio y general que el de COMPACTACIÓN, pues incluye cualquier procedimiento útil para mejorar las propiedades ingenieriles del suelo, como estructura.

La estabilización comprende:

- a) Compactación
- b) Mezcla granulométrica
- c) Adición de compuestos especiales (antes de mezcla y/o compactación)

Los estabilizantes son de tres tipos:

- a) Cemento
- b) Material bituminoso (asfalto, por ejemplo)
- c) Productos químicos (óxidos e hidróxidos de Ca, cloruro de Ca y Na, cloruro férrico, silicato Na y recinas)

14.3 MEDIDA DE LA COMPACIDAD DEL SUELO.

Se califica la compacidad por la comparación cuantitativa de las densidades secas o pesos unitarios secos, γ_d , que el suelo va adquiriendo gradualmente, al variar la humedad, la energía o el método de compactación.

14.4 MÉTODO PROCTOR.

Consiste en compactar el material dentro de un molde metálico y cilíndrico, en varias capas y por la caída de un pistón. Existen dos variaciones del MÉTODO PROCTOR.

- a) Proctor estándar o normal, con pistón de 5 ½ lbs, $h = 12''$, $N = 25$ golpes y 3 capas a compactar. El molde de $\phi = 4''$ y volumen $1/30 \text{ ft}^3$.
- b) Proctor modificado, con pistón de 10 lbs, $h = 18''$, $N = 25$ golpes, y compactando en 5 capas, con el mismo molde.

14.4.1 Curva de humedad – densidad o de COMPACTACIÓN. Esta curva da la variación, γ_d Vs ω , que se obtiene en laboratorio. La densidad seca (y también el γ_d) va variando al modificar la humedad, ω , de compactación.

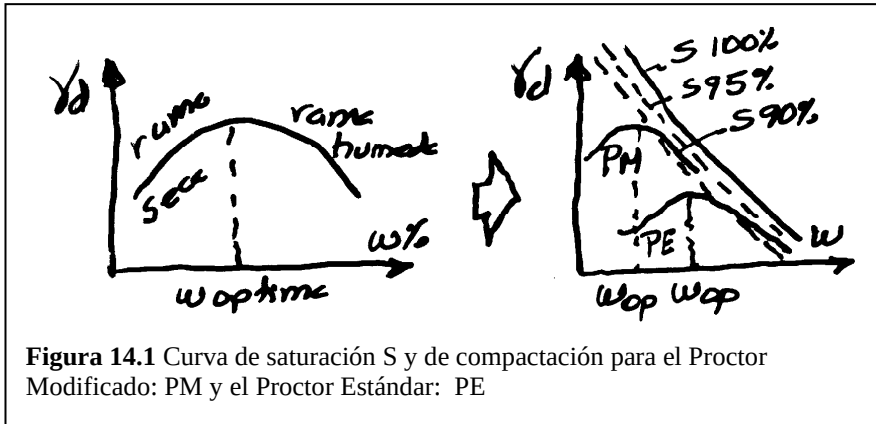


Figura 14.1 Curva de saturación S y de compactación para el Proctor Modificado: PM y el Proctor Estándar: PE

La humedad óptima es la que se corresponde con el máximo de la curva de densidad. La rama seca es la que se corresponde al suelo bajo de humedad, donde la fricción y cohesión dificultan su densificación. La rama húmeda, es

asintótica a la línea de saturación, que se desplaza hacia la derecha de la humedad óptima de compactación, dado que la energía de compactación de un suelo muy húmedo la absorbe el agua y no el esqueleto mineral.

La curva de saturación, o de contenido de aire nulo, es dibujada como auxiliar para el análisis, es teórica y no depende de los resultados del ensayo. La ecuación es:

$$\gamma_d = \frac{G_s * \gamma_w}{1 + \frac{\omega * G_s}{S}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_s = \text{Gravedad específica} \\ \gamma_w = \text{Peso unitario del agua} \\ \omega = \text{Humedad del suelo} \\ S = \text{Grado de saturación} \end{array} \right.$$

Para $S = 1$ y $\gamma_w = 1$, se tiene $\gamma_d = \frac{G_s}{[1 + \omega * G_s]}$. Esto facilita el dibujo rápido de la curva $S = 100\%$. La curva S de los valores de γ_d que debe tener el suelo saturado para cada valor de ω .

En la compactación, sale aire, y no agua. Como es imposible sacarlo todo, la curva de compactación no podrá llegar a confundir su rama húmeda con la curva S 0 100%. Esta propiedad nos permite tener en evidencia errores en la curva γ_d Vs ω .

Las otras curvas ($S = 80\%$, por ejemplo) dicen qué porcentaje de aire queda en el suelo (20%, por ejemplo).

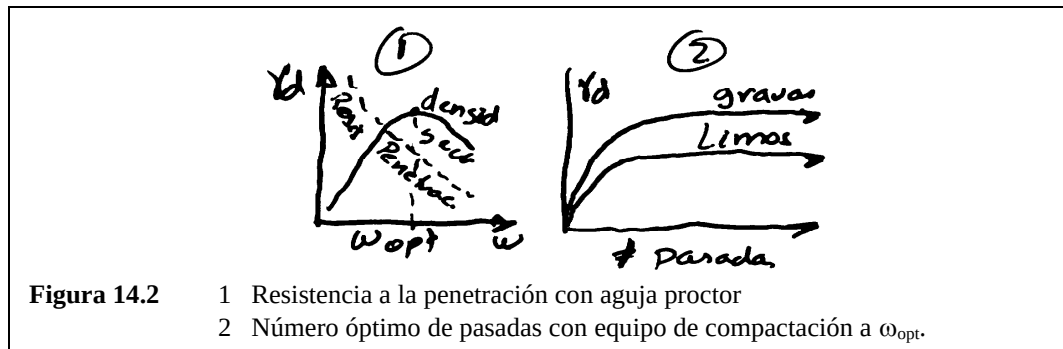
14.4.2 Penetrómetro Proctor. Herramienta que se hince a mano. Se trata de una aguja o varilla con un dispositivo para medir la fuerza requerida (en libras), para que la penetre (variable en tamaño y forma) profundice en el suelo 3'' por lo general. La operación se hace en laboratorio y en campo, simultáneamente, para comparación de γ_d , o de la humedad si se quiere. (No debe existir grava en el suelo).

14.4.3 Energía de compactación. La calidad de la compactación depende de: Contenido de humedad, método de compactación y energía de compactación. (ver fig ω Vs $\gamma_d - \sigma$ y # de pasadas Vs γ_d)

En el ensayo proctor, la energía específica E_e , está dada por:

$$E_e = n * N * W * h / V$$

Siendo N = # de capas; n = # de golpes; W = peso del pistón; h = altura de caída del pistón; V = volumen del molde y muestra. La AASHTO (departamento de carreteras de USA), tiene dos normas: La T99 para el proctor estándar que exige $E_e = 6,03 \text{ Kg cm/cm}^3$ y la T180, para proctor modificado, con



$E_e = 27,4 \text{ Kg cm/cm}^3$. Ambas normas aplicables a materiales “Pasa tamiz #4”.

14.5 VARIABLES DEL PROCESO.

Son 3: Suelo, método y energía:

- Suelo: Puede ser granular (friccionante) o fino (cohesivo)
- Método de compactación: En campo (rodillos); en laboratorio (varios).
- Energía: Energía específica, temperatura y humedad.

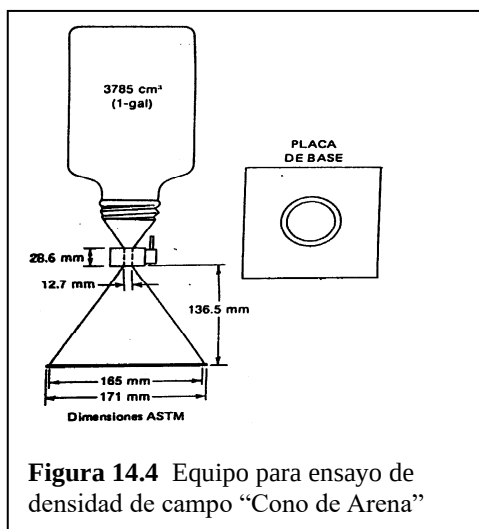
Los métodos de laboratorio son impacto, amasado y de carga estática. Ellos dan resultados diferentes y afectan las condiciones del suelo de manera distinta.

La compactación de campo se hace con rodillos lisos, neumáticos o con “pata de cabra”. Los rodillos pueden ser vibratorios y los sistemas suelen hacerse mixtos. Se pueden usar ranas o canguros (vibrocompactadores), en áreas pequeñas.

En carga estática, la E_e es difícil de evaluar y está afectada por el tiempo de aplicación y la deformalidad del suelo.

En amasado, la E_e es más difícil y compleja de evaluar, pero se puede cuantificar variando el número y espesor de las capas, y la presión de apisonado y número de aplicaciones.

El contenido de agua ω del suelo se relaciona con la permeabilidad. En arcillas se dan tensiones capilares que favorecen la formación de grumos que dificultan la compactación. El resultado no es



el mismo, en γ_d , aumentando agua que esperando a que el suelo la pierda; es decir, compactando por la rama húmeda o por la rama seca, pues el suelo tarda tiempo en admitir agua que se agrega, en el primer caso.

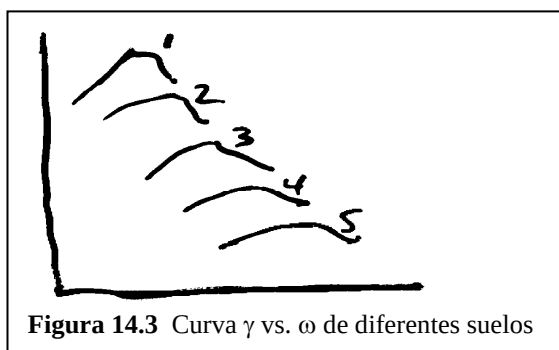
En suelos recompactados, el resultado es diferente al de los suelos vírgenes. Los pesos unitarios resultan mayores.

La temperatura genera evaporación o condensación, con lo que se afecta la humedad del suelo. Esto obliga a compactar iniciando con humedades diferentes a la óptima.

El equipo puede condicionar la humedad de trabajo, obligándose a una humedad diferente a la óptima.

• 14.6 MÉTODOS DE CAMPO

Amasado →	Rodillo pata de cabra	PC	
Presión →	Rodillo neumático o liso, tractor		RN, RL, TR
Impacto →	Canguro y pisones	C, P	
Vibración →	Rodillos y ranas	RV, R	
Mixtos →	Presión y vibración	PV	



Comparación de diferentes suelos

1 =	Cascajo arenoso.	$2,19 \frac{gr}{cm^3}$	$\omega = 8\%$
2 =	Arena.	$2,00 \frac{gr}{cm^3}$	$\omega = 12\%$
3 =	Arcilla arenosa.	$1,84 \frac{gr}{cm^3}$	$\omega = 14\%$
4 =	Arcilla limosa.	$1,65 \frac{gr}{cm^3}$	$\omega = 15\%$
5 =	Arcilla plástica.	$,62 \frac{gr}{cm^3}$	$\omega = 18\%$

14.7 DENSIDAD DE CAMPO.

Se hace un hueco en el terreno, de forma cilíndrica; se pesa el suelo extraído en estado húmedo y seco, y el volumen, que es el del hueco, se mide llenándolo de arena curzosa (de Ottawa o Guamo, Tolima), que debe lavarse y gradarse periódicamente. En su defecto, con aceite grueso o con una vejiga de agua, siendo este último un método poco exacto.

Grado de compactación: Se mide de dos posibles maneras, con el porcentaje de compactación G_c , o con la relación de compactación C_r

$$G_C = \left[\frac{\gamma_d}{\gamma_{dMAX}} \right] * 100 \quad C_r = \frac{\gamma_d - \gamma_{dMIN}}{\gamma_{dMAX} - \gamma_{dMIN}} * 100$$

$G_C = 90\%$ es el mínimo para pocas exigencias de resistencia e incompresibilidad.

$G_C = 95\%$ es el mínimo para terraplenes.

$G_C = 100\%$ es el mínimo para subrasante.

Relaciones de compacidad entre los suelos, según SUCS.

Suelo	Posibilidades	Equipo recomendable en campo	Valores típicos
GW	+++	TR, RN, RL, PV	1,9 – 2,1 $\frac{TT}{m^3}$
GP	++	TR, RN, RL, PV	1,8 – 2,0
GM	++	RN, PC	1,9 – 2,2
GC	+	RN, PC	1,8 – 2,1
SW	+++	TR, RN, PV	1,7 – 2,0
SP	++	TR, RN, PV	1,6 – 1,9
SM	++	RN, PC	1,7 – 2,0
SC	+	RN, PC	1,6 – 2,0
ML	-	RN, PC	1,5 – 1,9
CL	+	PC, RN	1,5 – 1,9
OL	---	PC, RN	1,3 – 1,6
MH	--	PC, RN	1,1 – 1,6
CH	--	PC	1,3 – 1,7
OH	---	PC	1,0 – 1,6
Pt	No utilizar		

[Ir a la página principal](#)

ENLACES U.N:

Análisis de la Vulnerabilidad frente a la Amenaza Hidrogeológica. Cambio Climático y Pasivos Ambientales del Modelo Urbano – Caso Manizales. Catastro Multipropósito y Desarrollo Territorial. Colombia Intermodal: Hidrovías y Trenes. Colombia, país de humedales amenazados.	Foro Ciudadano Ambiental 2023 y POT del Río Chinchiná. Huracanes y terremotos acechan. La adaptación de la ciudad al trópico andino. La amenaza volcánica de Cerro Bravo. La amenaza volcánica del Cerro Machín. La creciente amenaza climática. Murillo enfrenta la amenaza conviviendo con el volcán.	Océanos: ecosistemas vitales amenazados. Paramos- ecosistemas vulnerables al cambio climático. ¿Qué hacer con la vía al Llano? Reflexiones para el manejo de la quadua en Palestina – Caldas. Una política ambiental pública para Manizales, con gestión del riesgo. ¿Violación de derechos ambientales en Río Blanco?
---	--	--

CAPÍTULO 15: AUSCULTACIÓN DE TALUDES (INSTRUMENTACIÓN)

15.1 INTRODUCCIÓN.

En la geotecnia, el desarrollo de un trabajo no puede agotarse en la fase de diseño, ya que sus resultados sólo tienen el carácter de hipótesis más o menos fiables. Es necesario controlar la obra mediante la ejecución de las labores siguientes:

- a- Predicción del comportamiento del talud (fase de diseño).
- b- Elección de magnitudes cuyo control resulte significativo para reflejar simplificada el comportamiento del talud
- c- Definición de instrumentos adecuados para medir las magnitudes elegidas en el punto b. Dichos instrumentos dependen del rango (valor máximo esperado), precisión requerida y frecuencia de lectura.
- d- Instalación de los instrumentos elegidos y lectura de los mismos.
- e- Comparación de los valores previos con los reales.

15.2 MAGNITUDES USUALMENTE SUJETAS A CONTROL

- Movimientos superficiales. Métodos topográficos.
- Movimientos en el interior del terreno. Equipos instalados en sondeos que permiten definir la profundidad de la zona afectada.
- Movimientos de apertura de grietas y movimientos entre bloques de macizos rocosos, apoyan la interpretación de los datos aportados por otros controles
- Presiones intersticiales control de sus variaciones (niveles freáticos y piezométricos).
- Fuerzas de anclaje.
- Modificación de presiones intersticiales provocadas por la instalación de subdrenajes.

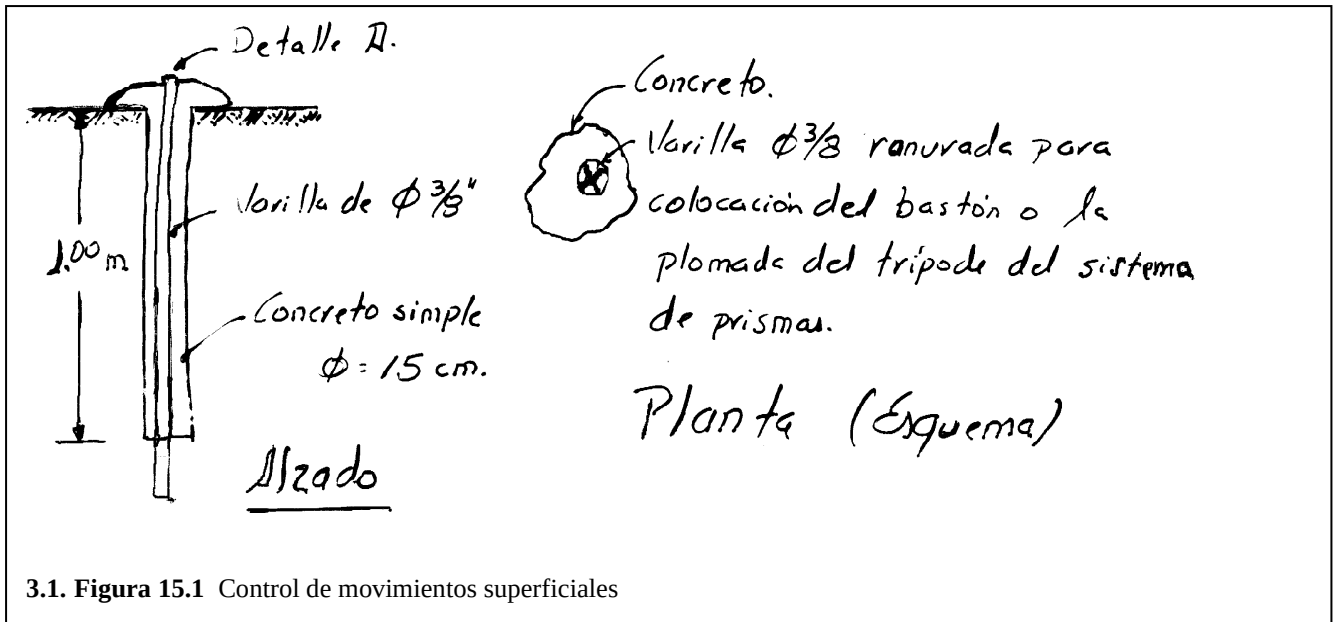
15.3 SISTEMAS DE MEDIDA

15.3.1 Control de movimientos superficiales

Se pueden utilizar los siguientes métodos

Métodos de control	f- Sistemas de medida	g- Observaciones
Geoclásicos Triangulación Trilateración Poligonación	Medida de ángulos Medida de ángulos y distancias	- Permite medir movimiento en 3 dimensiones - Precisión media - Lectura y toma de datos laboriosa. - Requiere personal especializado.
Nivelación	Medida de movimiento vertical respecto a una base fija.	- sólo permite controlar movimientos verticales - Alta precisión (1mm en 1Km) - Toma y tratamiento de datos rápida y sencilla.
Colimación	Medida de los movimientos horizontales de los puntos de	- Buena precisión (mm)

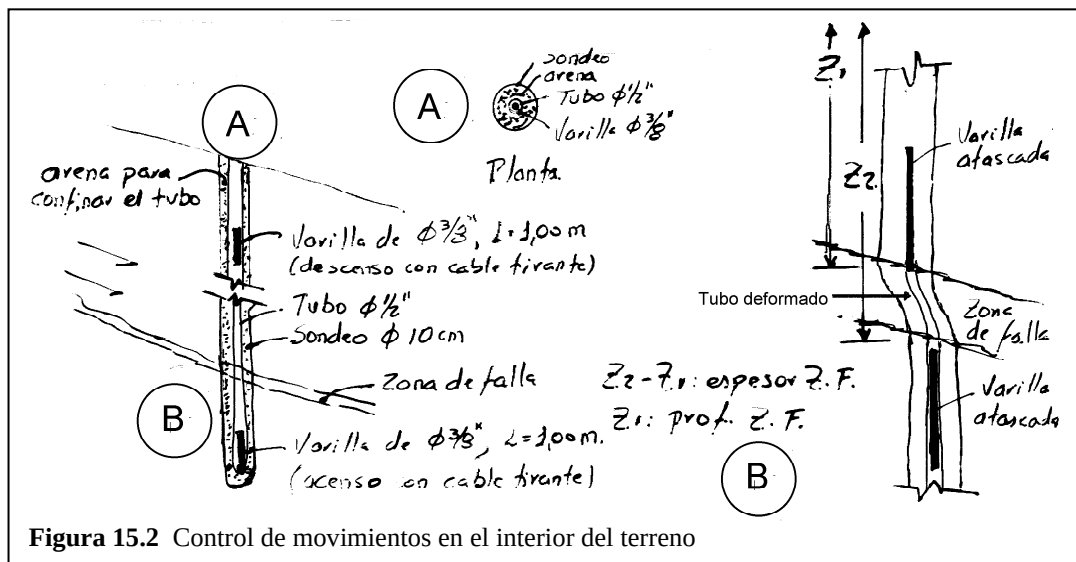
	control respecto a un plano vertical	- Procedimiento de lectura y tratamiento de datos rápido y sencillo. - Sólo permite controlar movimientos horizontales $\perp$ al plano de colimación
--	--------------------------------------	---



15.3.2 Control de movimientos en el interior del terreno.

Se instalan aprovechando los sondeos, los más comunes son el inclinómetro y el extensómetro.

Equipo	Sistema de funcionamiento	Tipos	Observaciones
Inclinómetro	Medida de inclinaciones en diversos puntos del interior de un sondeo mediante una sonda que da una señal eléctrica proporcional a la inclinación. Permite conocer los movimientos perpendiculares a la dirección del sondeo	De resistencia eléctrica De cuerda vibrante De servoacelerómetros	El más fiable, preciso y de menor tiempo de respuesta es el de servoacelerómetro, que puede lograr precisiones en la medida de giros de $2 * 10^{-4} \text{ rad}$ Hay que asegurarse en la instalación que el punto inferior de medida se sitúe por debajo de la zona de movimiento.
Extensómetro de hilo o varillas de 1 o más anclajes	Miden movimientos relativos entre la cabeza de un sondeo	A De hilos. De varillas.	Longitud < 40m – ext – varillas.



	y/o varios anclajes situados en su interior. Los movimientos de los anclajes se transmiten a la boca del sondeo mediante hilos o varillas. Las medidas se realizan en la cabeza mediante procedimientos eléctricos o mecánicos.	B De lectura mecánica. De lectura eléctrica.	Longitud > 60m – ext – de hilos. Elegir el tipo de anclaje más adecuado para que quede sólidamente unido al terreno circundante. Asegurarse que el punto más profundo de medida del extensómetro esté por debajo de la zona de movimiento.
--	--	---	--

15.3.3 Medida de deformaciones entre puntos superficiales próximos

Consiste en elementos anclados firmemente en los puntos cuya distancia se desea controlar (estacas, mojones, puntillas). La medida se puede realizar con elementos mecánicos (cintas métricas, hilos) o sistemas eléctricos (transductores).

h- CONTROL DE DEFORMACIONES ENTRE PUNTOS SUPERFICIALES PROXIMOS

Sistema de lectura	Sensor de medida	Observaciones
--------------------	------------------	---------------

Equipos con sistema de Lectura mecánico	- Cinta de convergencia - Cinta métrica - Calibre - Flexómetro	- La cinta de convergencia es utilizada para distancias de medida grandes (> 2 m) - Baja precisión en la cinta métrica (mm) - Precisión media en el calibre (0,1 mm) - Precisión alta en el flexómetro (0,01 mm)
Equipos con sistema de Lectura eléctrico	- Potenciómetro - LVDT - Cuerda vibrante	- Indispensables cuando se quiere automatizar el proceso de toma de datos o los puntos a controlar no son accesibles. - potenciómetros (cm) - LVDT (mm) - Cuerda vibrante (0,1 mm)

Control de puntos superficiales próximos

Punto	i-S	V	a
1			
2	AS1	AS1/t	AS1/t2
3	AS2	AS2/t	AS2/t2

S, S1 y S2: distancias

ASi: desplazamiento

V: velocidad

a: Aceleración

t: Tiempo en meses, días, horas o minutos

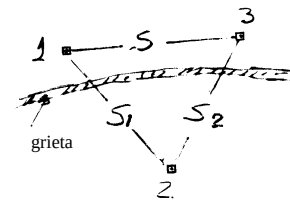


Figura 15.3 Control de puntos próximos

15.3.4 Medidas de presiones intersticiales.

Tipo	Sistema de medida	Observaciones
Pozo de Observación	Tubo ranurado instalado en el interior de un sondeo cuyo nivel de agua se mide con una sonda.	- Medidas de niveles freáticos en terrenos permeables. - No se deben utilizar cuando existan niveles colgados o capas artesianas. - Tiempo de respuesta largo principalmente en terrenos poco permeables. - Movimientos grandes pueden dañar los tubos e impedir las medidas.
Piezómetro Abierto	Tubo ranurado en su extremo inferior, instalado en un sondeo. El extremo inferior se sella para evitar transmisión de presiones intersticiales en el interior del tubo. La medida del nivel se realiza con una sonda.	- Medida de presiones intersticiales en terrenos permeables. - Bajo costo - Solamente se puede instalar en un punto del sondeo - Tiempo de respuesta grande principalmente en suelos poco permeables - Movimientos grandes pueden dañar los tubos e impedir las medidas.

Piezómetro Cerrado	Sensor que detecta la presión intersticial en un punto mediante un transductor que da una señal proporcional a los cambios de presión. - El transductor puede ser neumático, de resistencia eléctrica o de cuerda vibrante.	- Permiten el control de presiones intersticiales en varios puntos de un sondeo. - Mayor costo - Tiempo de respuesta corto aún en terrenos pocos permeables - Poco afectados por los movimientos que se puedan producir en el talud. - Los de cuerda vibrante son precisos y fiables. - Los de resistencia eléctrica pierden precisión con variaciones de temperatura y pierden su estabilidad, a largo plazo, por señales a distancia. - Los neumáticos son aconsejables para distancias menores de 200 m.
--------------------	--	---

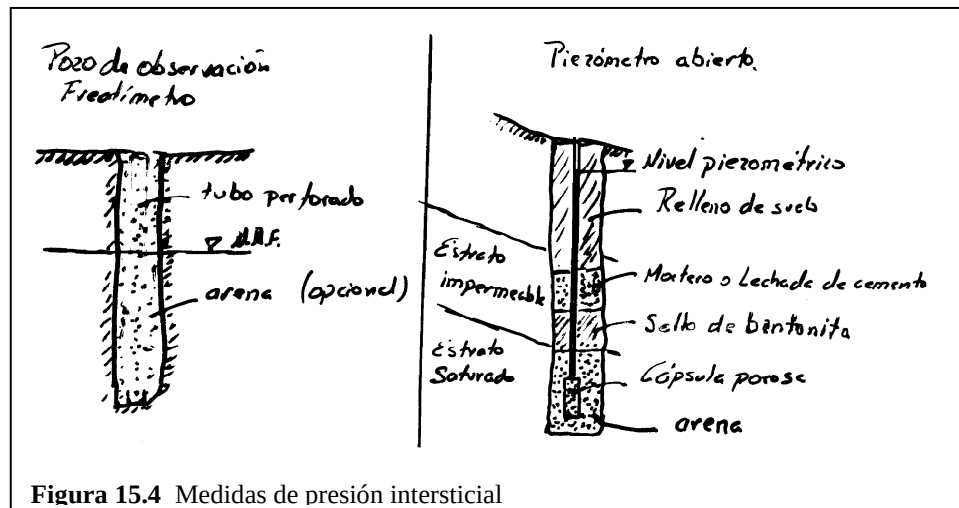


Figura 15.4 Medidas de presión intersticial

Para verificar la efectividad de un drenaje horizontal se combinan observaciones en el abatimiento de los niveles (freático o piezométrico) con el aforo en los drenajes horizontales (caudales/tiempo).

15.3.5 Control de fuerzas

Incluyen los equipos para control de cargas en anclajes y los equipos para control de presiones totales en muros de contención o en el interior del terreno.

j- CONTROL DE FUERZAS

Medidas	Equipo	Sistema de Funciona	Tipos	Observaciones
Tensiones en Anclaje	Células de carga	Elementos que instalados entre la cabeza del anclaje y el terreno miden las cargas	- Mecánicas - Hidráulicas - Cuerda vibrante	- Los errores se producen por la excentricidad de la carga aplicada sobre la célula (hasta 10%)

		que un medio transmite al otro.	- Resistencia eléctrica.	- Las mecánicas se utilizan si el punto de medida es accesible - Cuando se quiere automatizar se utiliza la cuerda vibrante.
Presiones Totales	Células de Presión total	Equipo compuesto por dos láminas planas metálicas circulares o rectangulares soldadas en sus extremos y rellenas de un líquido que trasmite la presión del terreno a un transductor	- Neumáticas - Hidráulicas - De resistencia eléctrica - De acuerdo vibrante	- Los errores mayores ocurren en la transmisión de la presión del terreno al líquido. - Los transductores neumáticos se utilizan para presiones < 35 kg/cm ² - Transductores hidráulicos tiene procedimiento de lectura laborioso - Cuerda vibrante: cuando se requiere automatizar y para largar distancias.

[Ir a la página principal](#)

ENLACES U.N.:

<u>Agenda Ambiental Caribe: Reflexiones Ambientales.</u> <u>Agenda para el Territorio Conurbado Otún-Chinchiná.</u> <u>Agenda verde en el contexto de Colombia.</u> <u>Agricultura sostenible: reconversión productiva en la cuenca del río San Francisco.</u> <u>Análisis de la Vulnerabilidad frente a la Amenaza Hidrogeológica.</u> <u>Caldas en la biorregión cafetera.</u> <u>Cambio Climático en Colombia: La Amenaza. Antecedentes.</u> <u>Catastro Multipropósito y Desarrollo Territorial.</u> <u>Cien años de civilidad en la construcción de territorio.</u> <u>El territorio del Gran Caldas, "La Tierra del Café".</u> <u>El territorio caldense: ¿un constructo cultural?</u> <u>Fundamentos de economía y transportes.</u>	<u>Gestión y política pública ambiental, para el manejo sostenible y uso ecoeficiente del patrimonio natural en Colombia.</u> <u>La logística del transporte: un elemento estratégico en el desarrollo agroindustrial.</u> <u>Laudato sí: El Cuidado de la Casa Común: memorias.</u> <u>Legalidad y sostenibilidad de la quacua en la ecorregión cafetera.</u> <u>Las Rocas de Colombia.</u> <u>Los Suelos de Colombia.</u> <u>Llegó La Niña... ¿y entonces?</u> <u>Manizales: el futuro de la ciudad.</u> <u>Manual de geología para ingenieros.</u> <u>Minería en Tolda Fría ¿y el agua qué?</u> <u>Motocicletas y seguridad vial.</u> <u>Nuestro corredor logístico para el PND.</u>	<u>ONG: desarrollo sostenible, gestión del riesgo y cambio climático.</u> <u>Paisaje Cultural Cafetero (2011-2016): una visión prospectiva.</u> <u>Perfil ambiental de Manizales y su territorio.</u> <u>Preservación Ambiental e Hídrica dentro de la Declaratoria del PCC de Colombia.</u> <u>Procesos de Control y Vigilancia Forestal en la Región Pacífica y parte de la Región Andina de Colombia.</u> <u>¿Réquiem por la Reserva de Río Blanco en Manizales?</u> <u>Sistematización de Experiencias y Estrategias de los Planes de Acción Inmediatos PAI de la cuenca del río Guarín y la Charca de Guarinocito.</u> <u>UMBRA: la Ecorregión Cafetera en los Mundos de Samoga.</u>
---	--	--

APÉNDICE: MECANICA DE LOS SUELOS

TEXTO PARA LA ASIGNATURA MECÁNICA DE MECANICA DE SUELOS I INGENIERÍA CIVIL - UNIVERSIDAD NACIONAL, SEDE MANIZALES.

Por: Gonzalo Duque Escobar y Carlos Enrique Escobar Potes
Prof. de la U. N. De Colombia; Manizales, 2002.

CONTENIDO

Capítulo	Descripción	Pag
1	Historia. Origen, formación y constitución del Suelo. Físico-química de Las arcillas.	2
2	Relaciones de volumen y peso para Suelos.	11
3	Estructura del suelo. Granulometría.	25
4	Plasticidad y Consistencia de los Suelos.	42
5	Clasificación e identificación de los Suelos.	47
6	Capilaridad. Propiedades hidráulicas de los suelos.	55
7	Permeámetros. Redes de flujo.	68
8	La erosión del suelo y su relación con el agua.	84
9	Consolidación de suelos. Edometría.	88
10	Esfuerzos en el suelo. Esfuerzos geoestáticos y por sobrecargas.	131
11	Teoría del círculo de Mohr. Teoría del Polo	157
12	Esfuerzo cortante en suelos. Ensayo de Corte	173
13	Triaxial. Cálculo de esfuerzos.	182
14	Compactación de suelos.	188
15	Exploración y muestreo de suelos.	193
*	Apéndice y Anexo	199
*	Bibliografía y Enlaces	201

Programa Calendario de Mecánica de Suelos I. Modulo Teórico

Código Asignatura 4388. IH 6 horas /semana (4h-teóricas+2h-laboratorio)

Intensidad horaria del Módulo Teórico 4 horas a la semana y durante 16 semanas

Evaluación: Primer examen, de los capítulos 1 al 5. Segundo examen, de los capítulos 6 al 9.
Tercer examen, del capítulo 10 al 15. Trabajos individuales y de grupo.

Enlaces recomendados

• <u>Geomecánica.</u>	• <u>Geotecnia para el trópico andino.</u>	• <u>Manual de geología para ingenieros.</u>
---------------------------------------	--	--

ANEXO: Unidades y Factores

Equivalencias y factores de conversión.

1 yarda	= 0,914 m
1 pie	= 0,3048 m
1 pulgada	= 25,4 mm
1 galón inglés	= 4,546 dm ³
1 onza inglesa	= 28,413 cm ³
1 lb	= 0,454 Kg
1 dina	= 10 ⁻⁵ N
1 bar	= 10 ⁵ Pa
1 atm	= 101,3 KPa
1 poise =	0,1 Pa
1 lb/pulg ²	= 0,7 KPa
1 Kg.f/cm ²	= 98,1 KPa

1 milla m	= 1 609,344 m
1 A°	= 10 ⁻¹⁰ m
1 nudo =	1 milla/hora
1 galón americano	= 3,785 dm ³
1 onza americana	= 29,573 cm ³
1 tonelada	= 1016,05 Kg
1 Kg.f	= 9,81 N
1 lb.f	= 4,448 N
1 mm Hg	= 0,1333 KPa
1 mm H ₂ O	= 9,81 Pa
1 lb/pulg ²	= 0,07 Kg/cm ²
1 TT / ft ²	= 0,9765 Kg/cm ²

2. Unidades básicas del sistema internacional

1 N	= 1 Kg m/seg ²	→ FUERZA.
1 Pa	= 1 N/m ²	→ PRESIÓN
1 Hz	= 1 seg ⁻¹	→ FRECUENCIA
1 J	= 1 N.m	→ ENERGÍA
1 w	= 1 J/seg	→ POTENCIA

MÚLTIPLOS (PREFIJOS)		SUBMÚLTIPLO (PREFIJOS)	
		S	
Tera	→ T = 10 ¹²	Micro	→ μ = 10 ⁻³
Giga	→ G = 10 ⁹	Nano	→ η = 10 ⁻⁹
Mega	→ M = 10 ⁶	Pico	→ p = 10 ⁻¹²

PESO UNITARIO DEL AGUA = 62,5 lb/ft³ = 9,81 KN/m³ = 1tt/ m³

Resistencia del acero dúctil (T) = 20 00 lb/in² = 138 MPa = 138 MN/m²

Resistencia concreto normal (C) = 3500 lb/in² = 24 MPa = 24 MN/m² = 249 K/cm²

Peso unitario de los suelos: 1,5 a 1,9 tt/m³aproximadamente

Peso unitario del concreto: 2,4 tt/m³aproximadamente

Cohesión de las Arcillas: valores entre 5 (blanda) y 20 (dura) tt/m²

Fricción de los suelos arenosos entre 15° (baja) y 38° (alta).

[Ir a la página principal](#)

FUENTES BIBLIOGRÁFICAS Y ENLACES

BIBLIOGRAFÍA BASICA.

Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Braja M. Das, 1999.
 Mecánica de Suelos, Juárez Badillo y Rico Rodríguez. 1990
 Propiedades ingenieriles de los Suelos, G. Márquez. U. N. Medellín, 1987.
 Mecánica de Suelos, T.W.Lambe & R.V.Whitman, MIT, 1993.
 Mecánica de Suelos, Berry & Reid, U. Salford, 1993.

LABORATORIOS:

Soil Testing for Engineering, T.W. Lambe. 1986
 Manual de laboratorio de suelos en Ingeniería civil, Joseph E. Bowles Mc Graw Hill, 1978.

OTROS TEXTOS:

Mecánica de Suelos, Julio Robledo Isaza. Vol 1 y 2 U.N. Mzles, 1990.
 La Ingeniería de Suelos, Rico y del Castillo, Limusa 1983.
 Advanced Soil Mechanics, Braja M. Das. 1997
 The Mechanic of Soil, Atkinson J H and Bransby P L, 1985.
 Manual de Geología para Ingenieros, Gonzalo Duque E. U N. Mzles, 1998.
 Mejoramiento y estabilización de suelos, Carlos Fernández, Limusa 1982.
 Boletín (es) de Vías, Universidad Nacional – Manizales.

ENLACES U.N:

• <u>Agricultura sostenible: reconversión productiva en la cuenca del río San Francisco.</u> • <u>Agenda verde en el contexto de Colombia.</u> • <u>Aqua como bien público.</u> • <u>Aqua, Ordenamiento Territorial y Desastres.</u> • <u>Acciones frente al clima y el “desarrollo”.</u> • <u>Acuerdo Climático: avance necesario pero insuficiente.</u> • <u>Adaptación al cambio climático -Una mirada desde Colombia.</u> • <u>Al Bahareque le Fue Muy Bien.</u> • <u>Amenaza climática en el trópico andino.</u>	• <u>El Paisaje Cultural Cafetero de Colombia PCCC: una visión prospectiva.</u> • <u>El territorio caldense: ¿un constructo cultural?</u> • <u>El volcán y el desastre de Armero.</u> • <u>Fisiografía y geodinámica de los Andes de Colombia.</u> • <u>Formación del sector Norte de los Andes (Colombia).</u> • <u>Fundamentos de CT&S y Economía.</u> • <u>Gestión del riesgo natural y el caso de Colombia.</u> • <u>Geomecánica.</u> • <u>Geomorfología.</u> • <u>Geotecnia para el trópico andino.</u> • <u>Gestión del riesgo natural y el caso de Colombia.</u> • <u>Gestión del Riesgo por Sismos, Volcanes y laderas en la Política Ambiental de Manizales.</u>	• <u>Llegó La Niña... ¿y entonces?</u> • <u>Legalidad y sostenibilidad de la guadua en la ecorregión cafetera.</u> • <u>Manizales: ciudad del trópico andino emplazada entre torrentes de montaña.</u> • <u>Manual de geología para ingenieros.</u> • <u>Más espacio y oportunidades para el ciudadano.</u> • <u>Medio ambiente, mercado y Estado.</u> • <u>Minería en Tolda Fría ¿y el agua qué?</u> • <u>Nuestras aguas subterráneas.</u>
---	--	--

• <u>Amenaza sísmica en el Eje Cafetero.</u> • <u>Bosques: regulación hídrica y pluviométrica.</u> • <u>Caldas: Minería y Cambio Climático.</u> • <u>Cambio Climático en Colombia: La Amenaza. Antecedentes.</u> • <u>Cambio climático y sustentabilidad del territorio.</u> • <u>Cerro Bravo, tras trescientos años de calma volcánica.</u> • <u>Ciencias Naturales & CTS.</u> • <u>Colombia, a convivir con el clima extremo.</u> • <u>Colombia Tropical ¿y el agua qué?</u> • <u>Cumanday, ¿el león dormido?</u> • <u>De la amenaza climática a la gestión del riesgo.</u> • <u>Degradación del hábitat y gestión ambiental.</u> • <u>Desafío futuro: ciudades sostenibles e incluyentes.</u> • <u>Desarrollo urbano y huella ecológica.</u> • <u>Desarrollo y revoluciones tecnológicas.</u> • <u>El agua en la biorregión caldense.</u> • <u>El Cuidado de la Casa Común: Agua y Clima.</u> • <u>El ocaso del bosque andino y la selva tropical.</u>	• <u>Gobernanza forestal para la ecorregión andina.</u> • <u>Guía astronómica.</u> • <u>Hacia la sustentabilidad urbana.</u> • <u>Hidro-Ituango: una lectura a la crisis.</u> • <u>Huella hídrica en Colombia.</u> • <u>Huracanes y terremotos acechan.</u> • <u>Inestabilidad de laderas en el trópico andino – Caso Manizales.</u> • <u>Ingeniería, incertidumbre y ética. Ingenierías, medio ambiente y humanidades.</u> • <u>La adaptación de la ciudad al trópico andino.</u> • <u>La amenaza climática en la Ecorregión Cafetera.</u> • <u>La amenaza volcánica de Cerro Bravo.</u> • <u>La amenaza volcánica del Cerro Machín.</u> • <u>La astronomía en Colombia: perfil histórico.</u> • <u>La catástrofe del Eje Cafetero en un país sin memoria.</u> • <u>La creciente amenaza climática.</u> • <u>La economía azul en la esfera de la producción.</u> • <u>La encrucijada ambiental de Manizales.</u> • <u>La gestión ambiental del hábitat.</u> • <u>La Hidrovía del Río Grande de La Magdalena.</u> • <u>La historia del Cerro Sancancio.</u> • <u>La Luna.</u> • <u>Los minerales.</u> • <u>Llega el invierno, ¿pero la vulnerabilidad qué?</u>	• <u>Océanos: ecosistemas vitales amenazados.</u> • <u>Océanos: ecosistemas vitales amenazados.</u> • <u>ONG: desarrollo sostenible, gestión del riesgo y cambio climático.</u> • <u>Opciones de Caldas en medio ambiente, cultura y territorio.</u> • <u>Otra vez El Niño: ¿cómo adaptarnos?</u> • <u>Patrimonio hídrico: carencias en la abundancia.</u> • <u>Preservación Ambiental e Hídrica VS PCC.</u> • <u>Río Blanco, cuna de vida...</u> • <u>“Riesgo sísmico: los terremotos”.</u> • <u>Sol, clima y calentamiento global.</u> • <u>Sustentabilidad y decrecimiento económico.</u> • <u>UMBRA: la Ecorregión Cafetera en los Mundos de Samoga.</u> • <u>Un S. O. S. por la Bambusa Guadua.</u> • <u>Una política ambiental pública para Manizales, con gestión del riesgo.</u> • <u>¿Violación de derechos ambientales en Río Blanco?</u> • <u>¿Y la Transición Ecológica, qué?</u>
--	--	--

FUENTE: [Escritos y Enlaces de GODUES 2023.](#)



- [Geotecnia para el trópico andino.](#) Escobar Potes, Carlos Enrique and Duque Escobar, Gonzalo (2016) Book. U.N. de Colombia, Sede Manizales, Colombia.
- [Guía astronómica.](#) Duque Escobar, Gonzalo (2020) Universidad Nacional de Colombia.
- [Introducción a la teoría económica.](#) Duque Escobar, Gonzalo (2019) Museo Interactivo Samoga, Manizales.
- [La logística del transporte: un elemento estratégico en el desarrollo agroindustrial.](#) Sarache Castro, William Ariel and Cardona Alzate, Carlos Ariel and Giraldo García, Jaime Alberto and Duque Escobar, Gonzalo and Orrego Alzate, Carlos Eduardo and Tamayo Arias, Johnny Alexander and Builes Ocampo, Sabina and Cardona Jaramillo, Adriana and Granados Ortiz, María Luisa (2007). Universidad Nacional de Colombia – Sede Manizales, Manizales, Caldas, Colombia.
- [Laudato sí: El Cuidado de la Casa Común: Memorias.](#) Luis Guillermo Restrepo Jaramillo · Emilio Chuvieco · Paola Andrea Calderón Cuartas · Monseñor Gonzalo Restrepo Restrepo · Rafael Fayos Febrer · Andrés Salazar Arango · Gunter Pauli · Antonio Elio Brailovsky · Gonzalo Duque Escobar (2020). Universidad Católica de Manizales.
- [Legalidad y sostenibilidad de la guadua en la ecorregión cafetera.](#) Duque Escobar, Gonzalo and Moreno Orjuela, Rubén Darío and Ortiz Ortiz, Doralice (2014) Carder- Corporación Aldea Global, CARs Socias del Proyecto
- [Manual de geología para ingenieros.](#) Duque Escobar, Gonzalo (2022) Universidad Nacional de Colombia, Manizales.
- [Mecánica de los suelos.](#) Duque Escobar, Gonzalo and Escobar Potes, Carlos Enrique (2002) Universidad Nacional De Colombia.
- [Procesos de Control y Vigilancia Forestal en la Región Pacífica y parte de la Región Andina de Colombia.](#) Duque Escobar, Gonzalo and Moreno Orjuela, Rubén Darío and Ortiz Ortiz, Doralice and Vela Murillo, Norma Patricia and Orozco Muñoz, José Miguel (2014) Carder- Corporación Aldea Global, CARs Socias del Proyecto.
- [Sistematización de Experiencias y Estrategias de los Planes de Acción Inmediatos PAI de la cuenca del río Guarinó y la Charca de Guarinocito.](#) Vela Murillo, Norma Patricia and Duque Escobar, Gonzalo and Ortiz Ortiz, Doralice (2012) Editorial Blanecolor Ltda. Manizales, Colombia.
- [UMBRA: la Ecorregión Cafetera en los Mundos de Samoga.](#) Gonzalo Duque-Escobar, (2015. Act. 2022). Museo Interactivo Samoga. Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales.

