

128
29



Universidad Nacional Autónoma de Mexico

FACULTAD DE INGENIERIA

**"ASPECTOS BASICOS DEL
COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS.
APUNTES PARA AYUDA DIDACTICA
DEL CURSO DE GEOTECNIA II"**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ADOLFO RABADAN TAPIA**

MEXICO, D. F.

1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Página
Prólogo	
Capítulo I: Introducción	1
Capítulo II: Propiedades Índice de los Suelos	20
Ejemplos de Aplicación	26
Capítulo III: Identificación de Suelos	33
III.1 Granulometría	34
III.2 Plasticidad	44
III.3 Clasificación de Suelos.	54
Ejemplo de Aplicación.	65
Capítulo IV: Estado de Esfuerzos en la Masa del Suelo	72
Ejemplo de Aplicación.	98
Capítulo V: Flujo de Agua en Suelos	106
V.1 Aspectos Fundamentales del Flujo de Agua	106
V.2 Flujo Establecido.	120
V.3 Flujo no Establecido	139
Ejemplos de Aplicación	166
Capítulo VI: Conclusiones	180
Bibliografía	184

P R O L O G O

Esta tesis fué escrita fundamentalmente con la intención de servir como material de apoyo didáctico para la impartición de la asignatura Geotecnia - II, curso introductorio a la Mecánica de Suelos que forma parte del plan de estudios de la carrera de Ingeniería Civil que se imparte en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Siendo en gran medida una recopilación bibliográfica del trabajo de muy diversos autores, su contenido puede ser utilizado por el alumno como una guía que lo ayude dentro del proceso enseñanza-aprendizaje, a cumplir con el alcance de los objetivos programados. Sin embargo, dado lo extenso del curso así como la complejidad de los temas en él tratados, a lo largo de este trabajo se ha reagrupado el orden de aparición y el contenido de los distintos conceptos, de las gráficas y figuras que los acompañan y de los ejemplos que los ilustran, pero respetando la amplitud del programa original así como la calidad del mismo.

El material se ha dividido en dos partes. La primera, compuesta de tres capítulos, inicia al lector en el estudio de las propiedades físicas de los suelos para que, al aprender a aplicarlas, los pueda identificar y clasificar. La segunda parte consta de dos apartados. A través de su contenido se abordan las teorías existentes para determinar la distribución de esfuerzos en la masa del suelo, los fundamentos de la teoría del flujo de agua en medios estratificados, así como las hipótesis tradicionales para el cálculo de asentamientos.

El objetivo central del presente trabajo consistirá entonces, en que al término de su lectura, el alumno tenga en su haber las nociones mínimas necesarias que le permitan analizar los fenómenos del flujo de agua, deformación

volumétrica y transmisión de esfuerzos, con lo que estará en posibilidad de resolver los problemas de este tipo que se presenten en suelos.

P A R T E

I

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

Objetivo: Comprender la función de la Geotecnia y en particular de la Mecánica de Suelos, así como la importancia de las propiedades físicas y los factores que influyen en el comportamiento de los materiales térreos. Aplicar estos conocimientos a diferentes tipos de suelos.

Al considerar a la corteza terrestre a una escala de tiempo suficiente, se comprueba que sufre deformaciones importantes. Si bien es cierto que algunas porciones no se modifican, otras están profundamente trastocadas y a veces totalmente deformadas. Los ingenieros civiles edifican construcciones tales como obras de retención, vías de comunicación, túneles, etcétera, en, sobre y con los materiales térreos y pétreos. Por lo tanto, será necesario que conozcan, desde los puntos de vista geológico y geotécnico los diferentes -- comportamientos de la corteza, así como el de los materiales que la conforman.

Es importante señalar que este conocimiento, desde la perspectiva de -- los puntos de vista planteados es útil, ya que por un lado la Geología, (del griego: Geo, Tierra + logos, tratado) es la ciencia que estudia el origen, - historia, constitución y estructura del globo terráqueo (tal y como aparecen registrados en los materiales que lo conforman, las fuerzas y procesos que - tienen lugar en el planeta, modificándolos), mientras que la Geotecnia (del griego: Geo, Tierra + tecnia, arte) es la disciplina que apoyándose en la aplicación de los principios de la Geología General (o Geología Aplicada) y - en la Mecánica de Suelos y de Rocas, estudia la composición y propiedades de

la zona más superficial de la corteza terrestre, con el fin de garantizar el asiento estable de todo tipo de construcciones.

Bajo esta línea de pensamiento, cabe aclarar que mientras la Mecánica - de Suelos (objeto de esta obra), es la parte de la Geotecnia que se encarga de estudiar la aplicación de los principios teóricos de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas que tratan con sedimentos, producto de la disgregación de las rocas y otras acumulaciones no consolidadas de partículas, independientemente de que contenga o no materia orgánica, la Mecánica de Rocas - se aplica al estudio de los agregados pétreos (los cuales por definición, es tán compuestos de uno o varios minerales, en ocasiones conteniendo sustan---cias amorfas no cristalinas, unidas por fuerzas cohesivas, poderosas y permanentes) que forman masas de notables dimensiones, geológicamente independientes y que en función de su proceso de génesis se clasifican en ígneas, sedimentarias y metamórficas.

Desde un punto de vista estrictamente geológico, los suelos se clasifican en residuales y transportados. Los primeros son aquéllos que se forman - en el mismo lugar donde se desintegra y/o descompone la roca de origen; los suelos transportados son aquéllos que se forman cuando el producto de disgregación de las rocas es transportado del lugar de origen al de sedimentación. Al actuar individual o conjuntamente los principales agentes de transporte - (agua, viento, gravedad) se originan entre otros los suelos aluviales, los a luviones, los suelos lacustres, los pantanosos, los eólicos (dunas o médanos, loess, etc.) y los depósitos de pie de monte o talud.

Con objeto de conocer de una manera más racional el comportamiento de

En la figura 1.1 (que representa el ciclo de las rocas) se puede apreciar el sitio que corresponde a los suelos.

Asimismo existen, ya sea en forma de relleno o terraplén, varios tipos de acumulaciones no consolidadas de partículas también llamadas suelos artificiales, que son de interés práctico. A saber, se tienen:

- a) Las acumulaciones inorgánicas controladas.
- b) Las acumulaciones inorgánicas no controladas (tiraderos de cascajo).
- c) Las acumulaciones orgánicas no controladas (basureros).

En presencia de depósitos no controlados, se adopta el criterio de remo de cimentar las estructuras a partir de niveles inferiores a ellos.

Sea la figura siguiente:

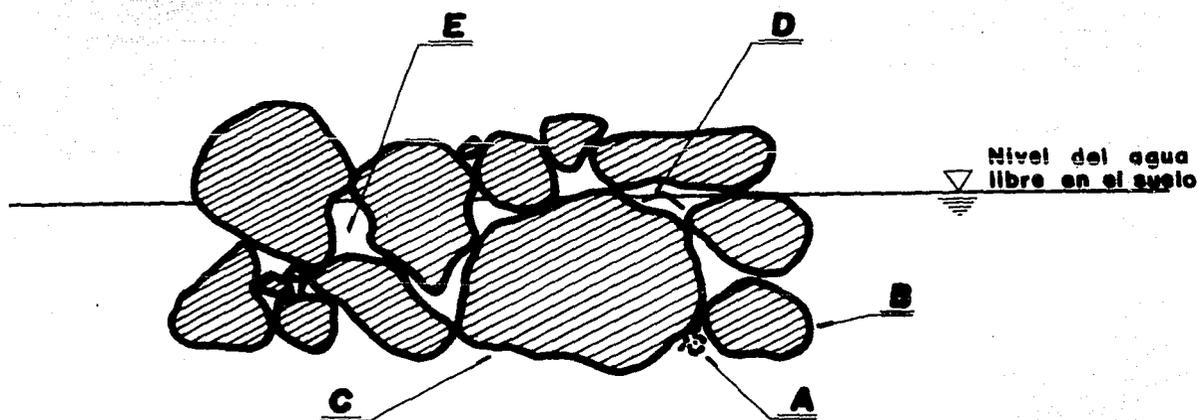


FIGURA 1.2

" Representación esquemática de un suelo "

De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) norma

aceptada universalmente para identificar y clasificar a estos materiales, se tiene:

- a) Partículas minerales de tamaños iguales o inferiores a 0.074 milímetros, que por definición forman suelos o pueden estar contenidas en suelos con partículas de tamaños mayores.
- b) Partículas minerales de tamaños comprendidos entre 76.2 y 0.074 milímetros, que por definición forman suelos o pueden estar contenidas en suelos con partículas de tamaños menores.
- c) Partículas minerales de tamaños mayores de 76.2 milímetros, que por definición no forman suelos pero pueden estar contenidas en ellos.
- d) Materia orgánica que puede estar presente en los suelos, afectando el comportamiento físico (mecánico e hidráulico) del conjunto.
- e) Huecos o intersticios entre partículas que contendrán en proporción variable gases y/o agua.

Con los conceptos anteriores se forma la tabla siguiente:

N O M B R E			LIMITE DE TAMAÑOS EN MILIMETROS
DEL GRUPO DE LAS PARTICULAS	DE LAS PARTICULAS	DEL SUELO DE ACUERDO AL SUCS	
Fragmentos de roca	Boleo Cantos, etc.	No forman suelos	$305 \leq T$ $76 \leq T \leq 305$
Gruesos	Grava Arena	Grava Arena	$4.76 \leq T \leq 76$ $0.074 \leq T \leq 4.76$
Finos	Coloides	Limo, Arcilla	$T \leq 0.074$ $T \leq 0.0002$

TABLA I.1

" Características de las partículas formadoras de los suelos "

Al estar hablando de tamaño de partícula, cabe aclarar que este concepto es más bien académico, ya que mientras un conjunto de partículas se esté analizando mecánicamente se podrá decir que el tamaño de éstas será entonces la medida asociada a la probabilidad de que las partículas se orienten y pasen las especificaciones, las cuales se dan a través de mallas metálicas con aberturas cuadradas, en tanto que si el análisis se hace por vía húmeda el tamaño de la partícula será tomado como el diámetro de una esfera cuyo peso específico de los sólidos es igual al de la partícula original, cuando ambas se están sedimentando en un medio líquido.

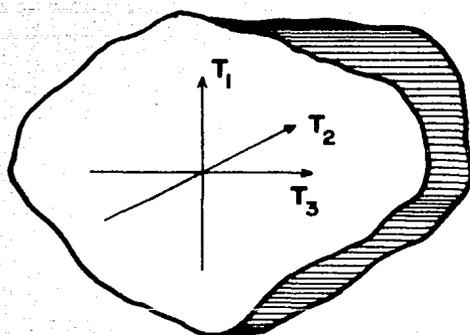
Comúnmente, sin embargo, se dice que el tamaño de la partícula al analizarse mecánicamente corresponde con el ancho de la misma y que si el análisis se hace por vía húmeda es, por lo general, del orden de cuatro veces el diámetro de la esfera equivalente. Como estas apreciaciones no son objetivas y se prestan a confusión, se acepta en el cuerpo de este trabajo que el tamaño de la partícula es, como ya se mencionó, un concepto más bien académico.

En la tabla 1.1 puede apreciarse que los limos y las arcillas son términos que se asocian a tipos de suelos y no de partículas. Esto se debe a que en el comportamiento físico de estas fracciones, influye más que el tamaño de las partículas, la forma y constitución mineralógica de las mismas. Sin embargo, para que esta condición prevalezca en los limos, será necesario que por lo común vengán acompañados de partículas arcillosas.

Es importante conocer las diversas formas (o configuraciones espaciales asociadas, por simplicidad, a tres dimensiones mutuamente ortogonales) que adoptan las partículas. En este sentido, se conocen la forma equidimensional

y la alargada (en forma de lámina y de rollo o acicular).

- a) Forma equidimensional. Se origina principalmente por la acción de agentes mecánicos; según su intensidad y lapso se producen las variedades angulosa y redondeada. En este tipo de partículas sus tres dimensiones son equivalentes.



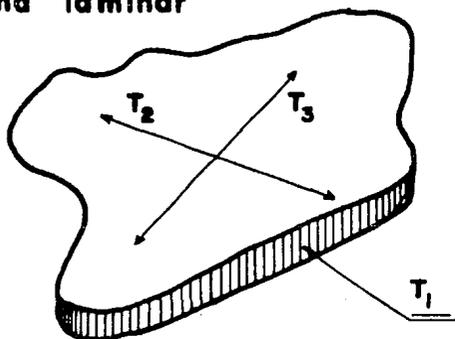
$$T_1 \doteq T_2 \doteq T_3$$

FIGURA 1.3
" Forma equidimensional "

Esta forma es típica de los fragmentos de roca, de las gravas, las arenas y las partículas limosas.

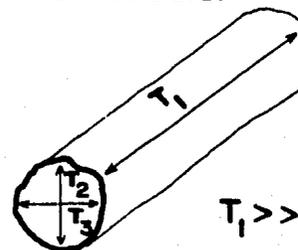
- b) Forma alargada. Esta configuración es típica de las partículas arcillosas. En la variante laminar dos dimensiones son mayores que la tercera, mientras que en la forma aciculada, una dimensión es mayor que las otras dos.

Forma laminar



$$T_2 \approx T_3 \gg T_1$$

Forma acicular



$$T_1 \gg T_2 \approx T_3$$

FIGURA 1.4

" Formas alargadas "

Los minerales predominantes en las gravas, las arenas y las partículas limosas, son las siguientes:

- a) Silicatos: Feldespatos (de potasio, sodio, calcio)
- b) Micas
- c) Olivinos
- d) Serpentinias
- e) Oxidos: cuarzo, limonita, magnetita, corindón
- f) Carbonatos: calcita y dolomita
- g) Sulfatos: anhídrido y yeso

No obstante, el comportamiento físico de los suelos así formados, más - que verse influido por la constitución mineralógica de sus partículas, lo es

por el modo en que éstas se orientan, así como por el grado de acomodo que -
llegan a alcanzar. Lo anterior es debido a que en la formación de estos sue-
los, juega un papel decisivo la atracción gravitatoria terrestre que se ejer-
ce sobre las partículas, cuyas dimensiones son significativamente grandes.

Por otro lado, las partículas arcillosas están constituídas básicamen-
te por silicatos de aluminio hidratado y en algunas ocasiones por silicatos
de magnesio, silicatos de hierro y silicatos de otros metales, todos ellos -
también hidratados. Estos minerales tienen casi siempre una estructura cris-
talina definida, cuyos átomos se agrupan formando láminas.

Es necesario llevar a cabo un estudio más detallado de los minerales ar-
cillosos, ya que el comportamiento físico de las arcillas se ve influido por
su constitución mineralógica en particular y por su estructura en general. -
Como se verá más adelante, la estructura de los suelos arcillosos depende en
gran medida de la actividad física de las partículas, tanto mayor mientras -
más pequeñas y alargadas son éstas.

Constitución Mineralógica de las Arcillas

Por lo que a los silicatos de aluminio se refiere, existe la "lámina si-
lícica" y la "lámina aluminica". La lámina silícica está formada por un á-
tomo de silicio rodeado de cuatro de oxígeno, dispuesto en forma de tetrae-
dro.

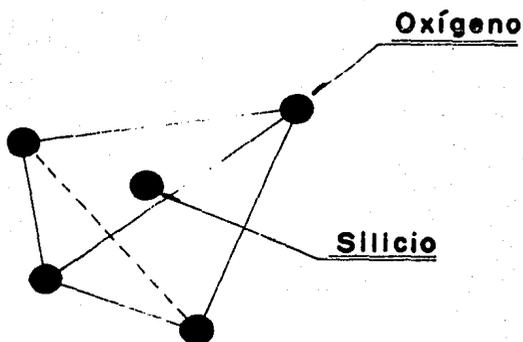


FIGURA 1.5
" Lámina silícica "

Estos tetraedros se agrupan en "unidades hexagonales", sirviendo un átomo de oxígeno de nexo entre cada dos de ellos.

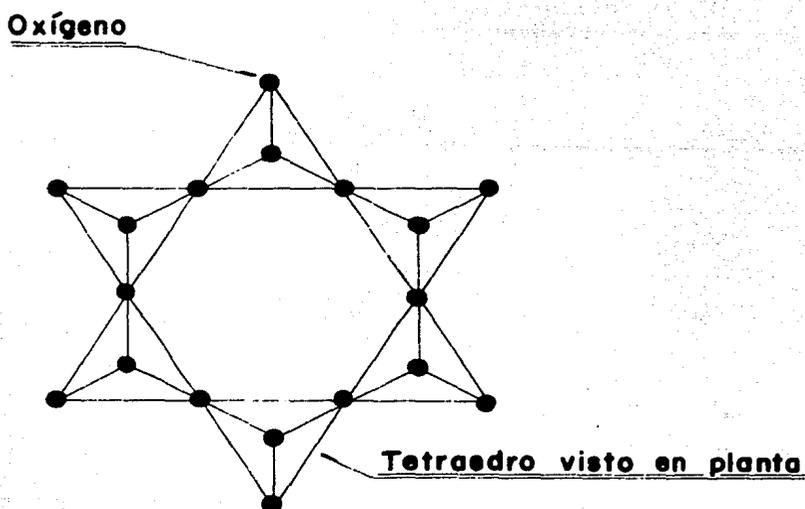


FIGURA 1.6
" Unidad hexagonal silícica "

Las "unidades hexagonales" al repetirse indefinidamente constituyen una "retícula laminar silícica".

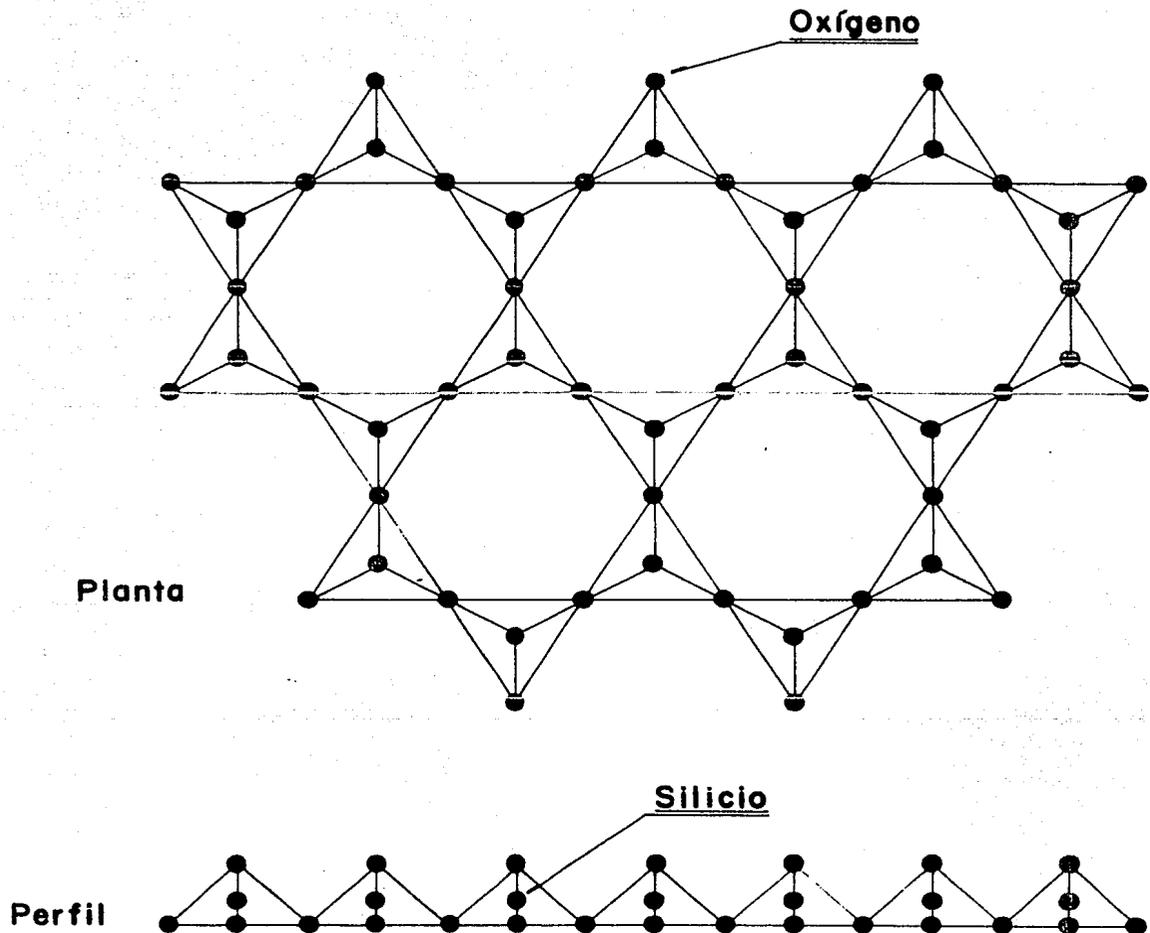


FIGURA 1.7
"Retícula laminar silícica"

La lámina aluminica está formada por un átomo de aluminio al centro y - seis de oxígeno alrededor disponiéndose en forma de octaedro. Estos octae---

dros se agrupan en unidades sirviendo un átomo de oxígeno de nexo entre cada dos de ellos.

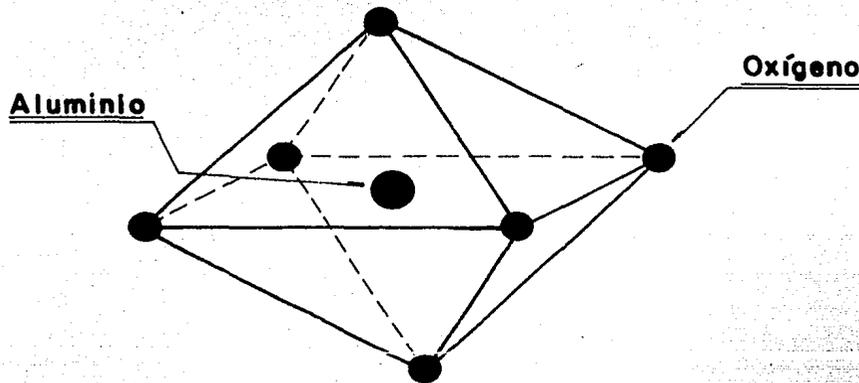


FIGURA 1.8
" Lámina aluminica "

Estas unidades al repetirse indefinidamente constituyen una "retícula - laminar aluminica".

Grupos Arcillosos

De acuerdo con las retículas laminares silícica y aluminica, los minerales (o partículas) arcillosos se clasifican en tres grupos:

- a) Caolinitas. Nombre que proviene de la palabra "Kauling", risco alto de una colina cercana a Jauchau Fu, China. Están formadas por una retícula laminar silícica y una aluminica que se superponen indefinidamente formando partículas laminares (el subgrupo de la Halloysita, adopta la forma aciculada). La unión entre las retículas laminares es lo suficientemente fuerte como para impedir la penetración de moléculas.

las de agua entre ellas. Por este efecto, el grupo no experimenta expansiones y su plasticidad (capacidad de un cuerpo para soportar deformaciones sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse al aplicarse una carga rápida) es más bien baja.

- b) Montmorillonitas. Nombre dado en 1847 a un grupo arcilloso descubierto en Montmorillon, Francia. Están formadas por una retícula aluminica y dos silícicas que se superponen indefinidamente formando partículas laminares. La unión entre las retículas es débil, pudiendo introducirse entre ellas las moléculas de agua. Por este efecto, el grupo experimenta grandes expansiones (el subgrupo de la Bentonita - originado por la descomposición en agua de las cenizas volcánicas, - presenta esta característica en forma aguda) y, como las partículas están envueltas por agua, el conjunto presenta una gran plasticidad.
- c) Illitas. Nombre que proviene de un grupo arcilloso descubierto en Illinois, E.U.A. Este grupo está estructurado en forma análoga al de las Montmorillonitas, salvo algunos cambios en la composición química, con lo que las partículas tienden a agruparse formando grumos, - reduciendo la superficie expuesta a las moléculas de agua; por este efecto la expansibilidad y plasticidad del grupo adoptan valores intermedios.

Física de las Arcillas

La forma, tamaño, composición química y estructura molecular de estas partículas, ocasionan que entre ellas y el agua que las rodea exista una gran interacción.

La superficie de cada partícula posee carga negativa, de ahí que se vea rodeada de una capa de moléculas de agua que por estar polarizadas (en ellas no coinciden los centros de gravedad de sus cargas negativas y positivas, si no que funcionan como dipolos) se orientan en forma definida y se integran a la estructura de la partícula. A estas moléculas se les conoce con el nombre de "agua absorbida".

Bridgman señala que a $10,000 \text{ kg/cm}^2$ de presión aplicada, el agua se congela a $+ 20^\circ\text{C}$; la magnitud de la presión de adsorción fue reportada por Winterkorn y Bauer con un valor de $20,000 \text{ kg/cm}^2$, por lo que se deduce que a la temperatura a que se encuentra la masa del suelo (aproximadamente $+ 20^\circ\text{C}$), - el agua adsorbida tendrá propiedades similares a las del hielo, de ahí que - también se le conozca como "capa sólida".

Conforme crece la distancia al cristal de arcilla, el agua se ve sometida a presiones menores, teniendo propiedades intermedias entre el hielo y el agua libre, por lo cual se comporta como un fluido de alta viscosidad. A este fluido se le conoce como "agua absorbida" o "capa viscosa".

Al sistema formado por la capa negativa de la partícula y las capas sólida y viscosa, necesarias para neutralizarla, se le llama "doble capa eléctrica". Terzaghi y Peck estimaron que la doble capa eléctrica puede tener un espesor de 0.005μ (μ : una micra, es igual a un milésimo de milímetro) si -- bien el agua presenta sus propiedades normales hasta un alejamiento de 0.1μ medido a partir de la superficie de la partícula.

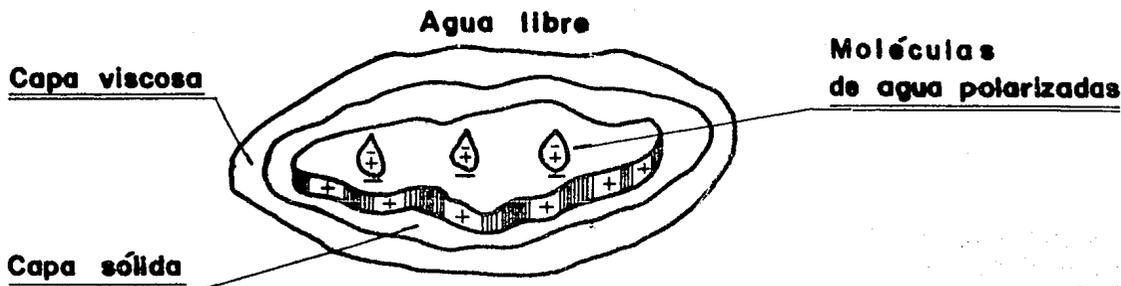


FIGURA 1.9
" Doble capa eléctrica "

Además de la interacción entre las partículas arcillosas y el agua que las rodea existe interacción de partícula a partícula, debido a las fuerzas de acción a distancia, que son el resultado de la fuerza electromagnética de atracción que no depende de la naturaleza del medio líquido pero sí de la relación: m^2 de área superficial-masa (a esta fuerza se le conoce como "Fuerza de Van Der Walls"), y la fuerza de repulsión entre los estratos positivos de la doble capa eléctrica de cada partícula, que depende de la naturaleza del medio líquido. Al variar la fuerza resultante la estructura final del suelo (definida como la ubicación, arreglo y orientación de sus partículas) será afectada.

Las dimensiones de las partículas arcillosas, dependiendo del grupo a que pertenezcan, varían entre 0.05 y 2 μ la dimensión mayor y entre 0.0001 y 0.1 μ el espesor. La relación entre el espesor y la dimensión mayor en las montmorillonitas es de uno a cien y en las caolinitas de uno a diez. La superficie específica (m^2 de área superficial por gramo de masa) es del orden

de diez en las caolinitas, ochenta en la illitas y ochocientos en las montmorillonitas.

Estructura de los Suelos

- a) Estructura Simple. En este arreglo las fuerzas interparticulares y las del agua no logran vencer a las fuerzas gravitatorias; por tal motivo, las partículas se apoyan unas sobre otras en forma continua. Esta estructura es típica de las gravas, las arenas y los limos limpios de arcilla.

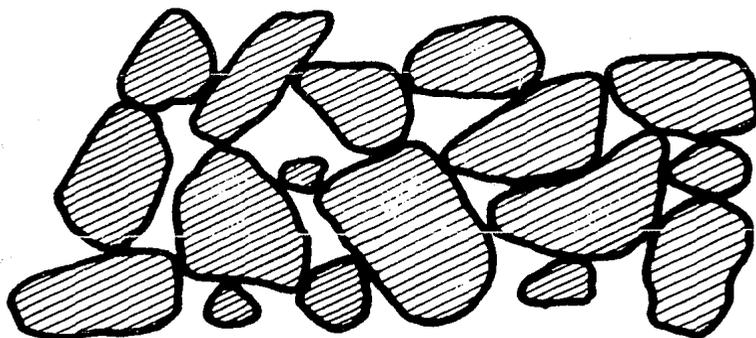


FIGURA 1.10
" Estructura simple "

- b) Estructura Panaloide. La gravitación hace que partículas de tamaños iguales o menores a 0.002 milímetros tiendan a sedimentarse en un medio continuo (sea agua o aire), pero por su pequeña masa, otras fuerzas se hacen de magnitud comparable, de manera que una partícula antes de tocar fondo vea neutralizada su masa y se adhiera a otra ya depositada. Al avanzar el proceso de sedimentación, las partículas se agrupan formando celdas o panales con alto índice de va-

cíos.

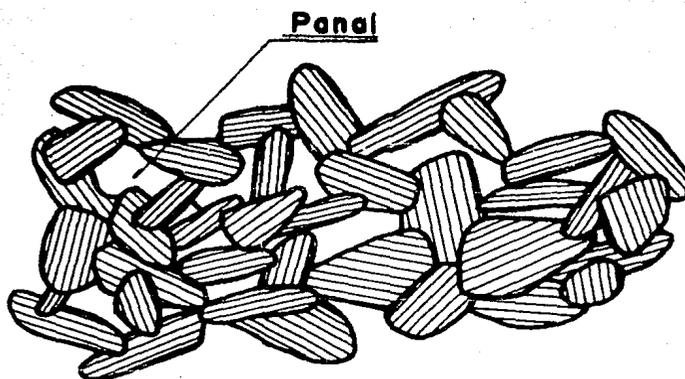


FIGURA 1.11
"Estructura panaloide"

c) Estructura Panaloide de orden superior. Cuando en el proceso de sedimentación partículas de tamaños iguales o menores a 0.002 milímetros llegan a tocarse, se adhieren formando grumos de forma similar a la de un panal que al tocar fondo, constituirán a su vez panales más grandes o de orden superior.

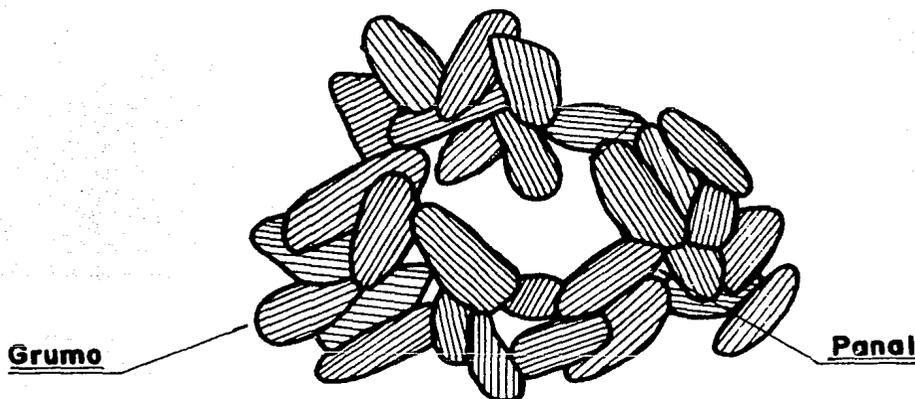


FIGURA 1.12
"Estructura panaloide
de orden superior"

d) Estructura Floculada. Las vibraciones moleculares del agua inducen - en las partículas coloidales un movimiento de rápido zig-zag (conocido como "movimiento browniano", descubierto por el biólogo Brown); - debido a ello, las partículas tienden a acercarse pero por su naturaleza eléctrica se repelen y por su escasa masa no sedimentan. Al adicionar ácido (electrolito) al agua, crece el número de cargas positivas (cationes) con lo cual los coloides neutralizan las suyas. Al acercarse, se adhieren dando origen a floculos de mayor masa que se - van uniendo hasta formar panales, en los que el volumen sólido varía únicamente de 5% a 10%. Conforme progresa la sedimentación, se incrementa la masa; las capas inferiores expulsan agua y se consolidan acercándose más entre sí las partículas y grumos, dando al conjunto - mayor resistencia.

e) Estructura Compuesta. En la naturaleza, la sedimentación de partículas comprenden muchos tamaños y tipos, para las que rigen las leyes naturales de modo diferente.

En el proceso de sedimentación en que las partículas se depositan individualmente, funciona el proceso de selección, de manera que el -- suelo tiende a estratificarse de acuerdo con la velocidad de caída - de las partículas. Por el contrario, el proceso de floculación hace que las agrupaciones de coloides, por su masa, se depositen al mismo tiempo que partículas individuales o grupos de partículas más grandes que puedan existir en el medio.

Así se define un esqueleto estructural constituido por partículas -- grandes y masas (coloidales o no) que proporcionan nexos entre ellas.

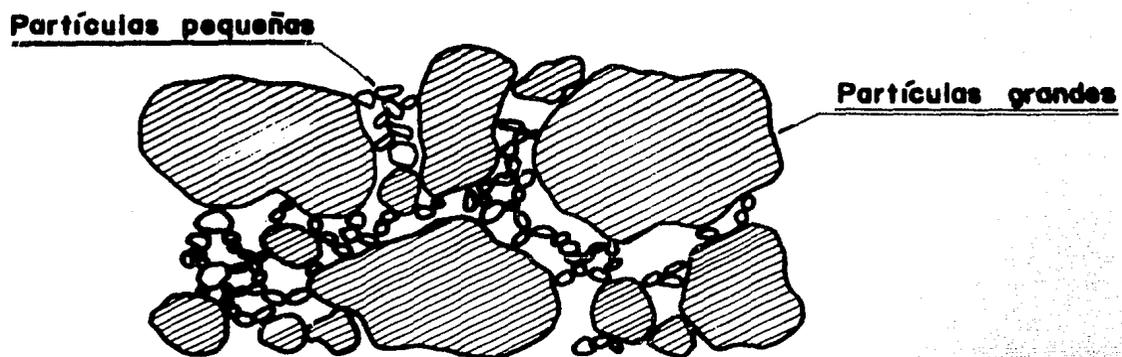


FIGURA 1.13
"Estructura compuesta"

C A P I T U L O I I

"PROPIEDADES INDICE DE LOS SUELOS"

Objetivo: Comprender la forma en que se relacionan las fases que conforman a los suelos para identificar las propiedades índice que los caracterizan.

Las propiedades índice, que reflejan las características generales de un suelo dado, sirven de guía para indicar hasta que punto, agregados térreos de distinto origen pueden ser similares o no. Sirven además de base para registrar la experiencia constructiva y para utilizarla posteriormente en obras futuras de Ingeniería Civil.

Sea la figura siguiente que representa la idealización de una muestra de

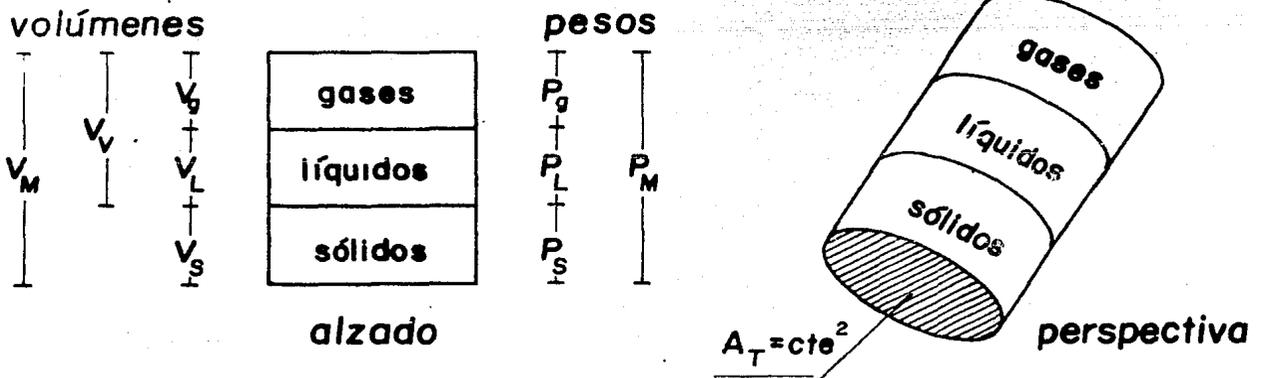


FIGURA 2.1

"Idealización esquemática de una muestra de suelo"

donde:

V_g : volumen de los gases

V_l : volumen de los líquidos

V_s : volumen de los sólidos

V_v : volumen de vacíos; $V_v = V_g + V_l$ 2.1

V_m : volumen de la muestra; $V_m = V_v + V_s$ 2.2

P_g : peso de los gases; $P_g = 0$ 2.3

P_l : peso de los líquidos

P_s : peso de los sólidos

P_m : peso de la muestra; $P_m = P_l + P_s$ 2.4

Para hacer la evaluación correcta del peso de cada volumen, será necesario considerar la magnitud local de la atracción gravitatoria terrestre. Por otro lado, al ser el área transversal del cilindro constante y al hacerla unitaria, la altura de cada fase dará idea del volumen correspondiente.

En general, en los suelos se distinguen tres fases: la gaseosa, la líquida y la sólida. La primera comprende a la porción del volumen de vacíos -- que en un momento dado, puede llegar a estar ocupada por gases, incluidas -- las burbujas disueltas en los líquidos, así como los gases que se encuentren atrapados en los poros o huecos de las partículas. La fase líquida corresponde a la porción del volumen de vacíos ocupada por líquidos, al agua absorbida y a la que se encuentra dentro de las partículas. La fase sólida, por último, está constituida por el volumen de suelo ocupado por las partículas sólidas y el agua adsorbida (se incluye la capa sólida en esta fase, ya que -- las partículas sólidas, al ser secadas a altas temperaturas y perderla, la -- recuperan al entrar en contacto con el ambiente húmedo).

Al establecer las relaciones entre estas fases se obtienen las propiedades índice que permitirán identificar racionalmente a los suelos, prever su posible comportamiento físico y facilitar la solución de problemas.

a) Relaciones entre volúmenes o volumétricas.

a.1) Relación de vacíos, oquedad o índice de poros

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \dots\dots 2.5$$

Teóricamente: $0 \leq e \leq \infty$

Arenas: $0.25 \leq e \leq 1.0$

Limo: $e \doteq 1.2$

Arcilla D.F.: $e \doteq 6.0$

En los términos en que se defina la relación de vacíos, para el caso específico de un suelo grueso, el simple hecho de conocer el valor de e en la condición natural del material, no conduce a una apreciación objetiva del estado en que se encuentra el agregado y por lo tanto tampoco se puede precisar a simple vista cual será su posible comportamiento físico. A fin de superar esta situación, será necesario entonces relacionar el valor de esta propiedad con sus magnitudes extremas, es decir, cuando el suelo se encuentra en sus condiciones más suelta y más compacta. En este sentido, Terzaghi desarrolló empíricamente (para el caso específico de los suelos gruesos) una identidad conocida con el nombre de densidad o compacidad relativa, que puede considerarse como propiedad índice y que representa el grado de acomodo de las partículas de un agregado. A saber:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_{\text{nat}}}{e_{\max} - e_{\min}} \quad \dots\dots 2.6$$

donde:

e_{\max} : relación de vacíos máxima, asociada a la condición más --
suelta del suelo.

e_{\min} : relación de vacíos mínima, asociada a la condición más --
compacta del suelo.

e_{nat} : relación de vacíos natural.

Se representa en porcentaje

$$\text{Teóricamente } 0 \leq D_r \% \leq 100$$

Cuando el valor de D_r tiende a cero crece la resistencia al corte y de-
crece la deformabilidad del conjunto de partículas.

Ya que no tiene sentido hablar de relación de vacíos máxima y mínima pa-
ra los suelos finos, Terzaghi desarrolló otra expresión, conocida como Indi-
ce de Liquidez, que es análoga a la densidad relativa. Este concepto será --
tratado con más detalle en el siguiente capítulo al analizar la plasticidad
de los suelos finos.

a.2) Porosidad

$$n = \frac{V_v}{V_m} \quad \dots\dots 2.7$$

Se representa en porcentaje

$$\text{Teóricamente: } 0 \leq n \% \leq 100$$

Arenas: $20 \leq n_{\%} \leq 90$

Aire: $n_{\%} \approx 100$

a.3) Grado de saturación

$$G_L = \frac{V_l}{V_v} \quad \dots\dots 2.8$$

Se representa en porcentaje

Suelo seco : $G_{L\%} = 0$

Suelo parcialmente saturado: $0 < G_{L\%} < 100$

Suelo saturado : $G_{L\%} = 100$

Cuando un suelo está seco, consta únicamente de las fases sólida y gaseosa ($V_l = 0$, $V_v = V_g$, $V_s > 0$); cuando está parcialmente saturado se encuentran presentes las tres fases ($V_g > 0$, $V_l > 0$, $V_v = V_g + V_l$, $V_s > 0$) y, cuando el suelo está saturado se tienen solamente las fases líquida y sólida ($V_g = 0$, $V_v = V_l$, $V_s > 0$). A los suelos que presenten saturación total o parcial, se les conoce indistintamente con el nombre de "suelos húmedos".

b) Relaciones entre pesos o gravimétricas

b.1) Contenido de agua o humedad

$$w = \frac{P_l}{P_s} \quad \dots\dots 2.9$$

Se representa en porcentaje

Teóricamente: $0 \leq w_{\%} \leq \infty$

Arenas: $w_{\%} \approx 19$

Arcillas: $40 \leq w_{\%} \leq 600$

c) Relaciones entre pesos y volúmenes o pesos volumétricos (específicos)

c.1) De la muestra húmeda

$$\gamma_m = \frac{P_m}{V_m} \quad \dots\dots 2.10$$

Arena: $1.89 \leq \gamma_m \leq 2.09 \text{ ton/m}^3$

Arcillas: $1.27 \leq \gamma_m \leq 1.43 \text{ ton/m}^3$

c.2) De la muestra seca

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_m} \quad \dots\dots 2.11$$

Arena: $1.43 \leq \gamma_d \leq 1.75 \text{ ton/m}^3$

Arcillas: $0.89 \leq \gamma_d \leq 0.91 \text{ ton/m}^3$

c.3) Del agua

$$\gamma_L = \frac{P_l}{V_l} \quad \dots\dots 2.12$$

Para el agua destilada, a 4°C y a nivel del mar:

$$\gamma_L = \gamma_0 = 1 \text{ ton/m}^3 = 1 \text{ gr/cm}^3 \quad \dots\dots 2.13$$

Para el agua en condiciones de trabajo:

$$\gamma_L = \gamma_T \doteq \gamma_0 \quad \dots\dots 2.14$$

d) Pesos volumétricos o específicos relativos (densidades)

d.1) De los sólidos o "densidad de sólidos"

$$S_s = \frac{P_s}{V_s \gamma_0} \quad \dots\dots 2.15$$

Ejemplos de aplicación

Problema # 1

De una muestra de suelo parcialmente saturada se conocen el peso específico y la relación de vacíos, para la cual es necesario determinar, en función de estos datos, la densidad de sólidos de la muestra.

Bases para la solución

Al igual que en todos los problemas de este tipo, en este caso la solución queda dada en función de dos condiciones que se deben cumplir. La primera de ellas señala la necesidad de que las incógnitas (pesos y volúmenes) -- que intervengan en las ecuaciones de definición de las propiedades índice involucradas sean compatibles. La segunda condición establece que el número de ecuaciones debe ser igual al de incógnitas.

Sean las ecuaciones de definición de las propiedades índice 2.5, 2.11 y 2.15, involucradas en el problema.

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{ec. 2.5}) && \dots\dots 1 \\
 \gamma_d &= \frac{P_s}{V_m} \quad (\text{ec. 2.11}) && \dots\dots 2 \\
 S_s &= \frac{P_s}{V_s \gamma_0} \quad (\text{ec. 2.15}) && \dots\dots 3
 \end{aligned}$$

observando su contenido, se tiene que el peso de los sólidos aparece en las ecuaciones 2 y 3, y que el volumen de sólidos lo hace en las ecuaciones 1 y 3, los volúmenes de vacíos, de sólidos y de muestra, se relacionan por medio

de la ecuación 2.2.

$$V_m = V_v + V_s \quad (\text{ec. 2.2}) \quad \dots 4$$

Por otra parte, el número de ecuaciones (e , γ_d , S_s y V_m) y el de incógnitas (V_v , V_s , V_m y P_s) es igual a cuatro en ambos casos. Del análisis anterior, se concluye que el problema tiene solución ya que se satisfacen las condiciones previamente planteadas.

Solución

De la ecuación 3:

$$P_s = \gamma_d \cdot V_m \quad \dots 5$$

sustituyendo la ecuación 5 en la ecuación 3:

$$S_s = \frac{\gamma_d \cdot V_m}{V_s \cdot \gamma_0} \quad \dots 6$$

De la ecuación 1:

$$V_v = e \cdot V_s \quad \dots 7$$

sustituyendo la ecuación 7 en la ecuación 4 y factorizando en V_s :

$$V_m = V_s (1 + e) \quad \dots 8$$

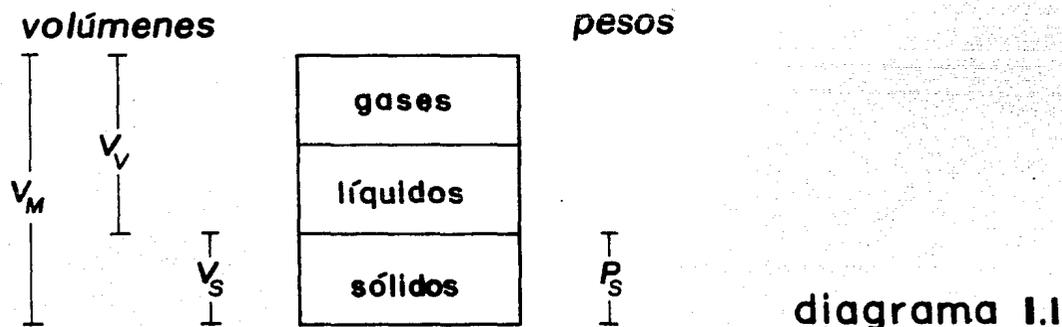
sustituyendo la ecuación 8 en la ecuación 6:

$$S_s = \frac{\gamma_d (1 + e)}{\gamma_0} \quad \dots 9$$

la ecuación 9 es la solución del problema.

En los suelos en general, al variar su volumen o al estar sometidos a un régimen de flujo de agua, es regla común que no varíe la cantidad de materia sólida. Esta situación, conduce a un camino alternativo de solución de los problemas en los que intervienen las propiedades índice, al considerar que el volumen y el peso de los sólidos sean constantes.

En este sentido, a partir de los datos del problema en estudio y de las ecuaciones 1 y 2 se construye el diagrama idealizado de la muestra.



del diagrama:

$$V_m = V_v + V_s \quad (\text{ec. 2.2}) \quad \dots\dots 3$$

Por simplicidad de cálculo, se considerará que:

$$V_s = 1 \quad \dots\dots 4$$

número de ecuaciones (e , γ_d , V_m y V_s) = 4

número de incógnitas (V_m , V_v , V_s y P_s) = 4

por lo tanto el problema tiene solución (nótese que en este caso no se toma en cuenta la ecuación de la densidad de sólidos).

Sustituyendo la ecuación 4 en la ecuación 1:

$$V_v = e \quad \dots\dots 5$$

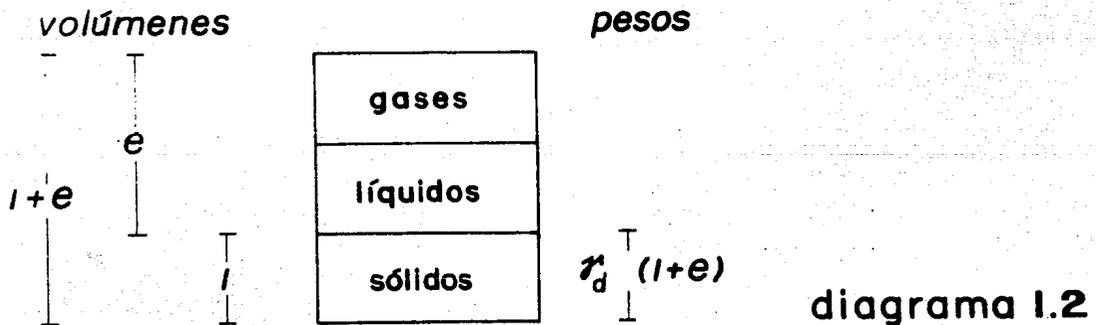
sustituyendo las ecuaciones 4 y 5 en la ecuación 3:

$$V_{III} = 1 + e \quad \dots\dots 6$$

sustituyendo la ecuación 6 en la ecuación 2:

$$P_s = \gamma_d (1 + e) \quad \dots\dots 7$$

con el resultado de las transformaciones dadas por las expresiones 5, 6 y 7, se construye el diagrama siguiente, que muestra la variación de las incógnitas en términos de las propiedades índice.



sustituyendo las ecuaciones 6 y 7 en la ecuación 2.15

$$S_s = \frac{\gamma_d (1 + e)}{\gamma_0} \quad \dots\dots 8$$

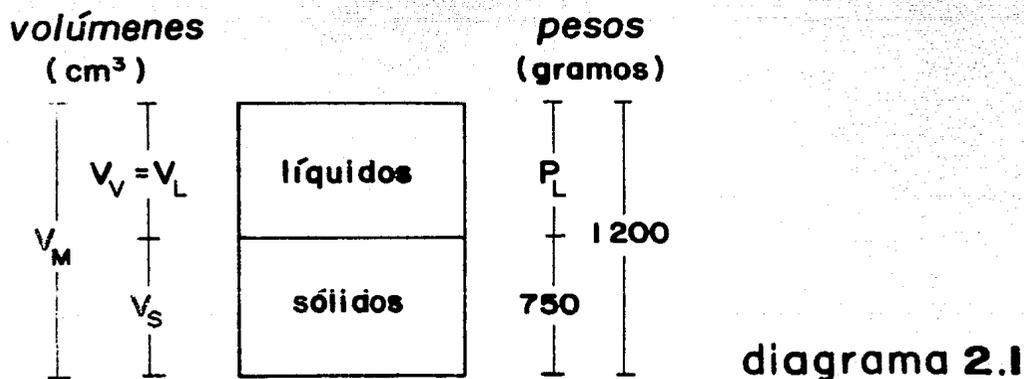
que es la solución esperada.

Problema # 2

Una muestra de suelo saturado pesa 1200 gramos. Al secarla en un horno desciende su peso a 750 gramos. Si su relación de vacíos es de 1.5, calcular el contenido de agua, la densidad de sólidos, la porosidad, el peso específico de muestra y el peso volumétrico seco.

Solución

Con los datos del problema se construye el diagrama siguiente:



al aplicar la ecuación 2.4 se obtiene el peso de los líquidos, tal que:

$$P_l = P_m - P_s = 1200 - 750 = 450 \text{ gr.} \quad \dots 1$$

ya que el suelo está saturado, se cumple que el volumen de líquidos es igual al de vacíos, por lo que, al aplicar las ecuaciones 2.12, 2.13 y 2.14 se obtiene el valor de este último.

$$V_v = V_l = P_l \quad \dots 2$$

sustituyendo la ecuación 1 en la ecuación 2:

$$V_v = 450 \text{ cm}^3 \quad \dots\dots 3$$

de la ecuación 2.5 se obtiene el volumen de los sólidos

$$V_s = \frac{V_v}{e} \quad \dots\dots 4$$

sustituyendo la ecuación 3 y el valor de $e = 1.5$ en la ecuación 4:

$$V_s = \frac{450}{1.5} = 300 \text{ cm}^3 \quad \dots\dots 5$$

el volumen de la muestra se obtiene al sustituir en la ecuación 2.2 --
los valores de las ecuaciones 2 y 5.

$$V_m = V_v + V_s = 450 + 300 = 750 \text{ cm}^3 \quad \dots\dots 6$$

el resultado numérico de las ecuaciones 1, 3, 5 y 6 permite completar el diagrama 2.2

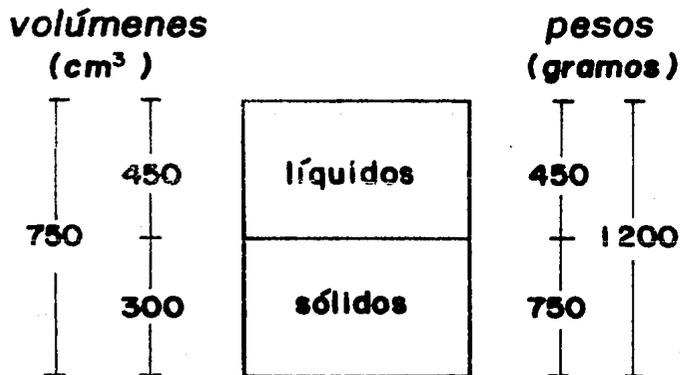


diagrama 2.2

de la ecuación 2.9 y el diagrama 2.2

$$w\% = 100 \cdot \frac{P_l}{P_s} = 100 \cdot \frac{450}{750} = 60\% \quad \dots\dots 7$$

de las ecuaciones 2.13 y 2.15 y el diagrama 2.2

$$S_s = \frac{P_s}{V_s \cdot \gamma_0} = \frac{750}{300 \cdot 1} = 2.5 \quad \text{..... 8}$$

de la ecuación 2.7 y el diagrama 2.2

$$n_{\%} = 100 \cdot \frac{V_v}{V_m} = 100 \cdot \frac{450}{750} = 60\% \quad \text{..... 9}$$

de la ecuación 2.10 y el diagrama 2.2

$$\gamma_m = \frac{P_m}{V_m} = \frac{1200}{750} = 1.6 \text{ gr/cm}^3 \quad \text{..... 10}$$

de la ecuación 2.11 y el diagrama 2.2

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_m} = \frac{750}{750} = 1 \text{ gr/cm}^3 \quad \text{..... 11}$$

C A P I T U L O I I I

"IDENTIFICACION DE SUELOS"

Objetivo: Conocer los métodos para determinar la granulometría en suelos --- gruesos y finos, así como los estados y límites de consistencia de un suelo fino y su relación con la carta de plasticidad. Comprender los métodos para identificar y clasificar los suelos en campo y laboratorio.

Introducción

En Mecánica de Suelos, el procedimiento directo para resolver cualquier problema, consiste en determinar primeramente aquellas propiedades convenientes del suelo, utilizando más adelante estos valores en expresiones racionales para obtener la respuesta del problema.

En ocasiones, sin embargo, este procedimiento puede ser costoso, requerir mucho tiempo para su desarrollo o ser de difícil ejecución, además que para muchos problemas no se dispone de expresiones racionales para analizar la solución numéricamente.

En este sentido, uno de los principales propósitos perseguidos en los esfuerzos recientes para reducir los riesgos inherentes a todo trabajo con suelos, ha consistido en buscar métodos para diferenciar los distintos tipos de suelos de una misma categoría. Esta diferenciación o clasificación de los suelos constituye una ayuda valiosa, ya que aporta indicaciones de carácter general, transformando de manera empírica los resultados de la experiencia de cam

po dando por solución, entre otros aspectos, el poder resolver muchos tipos de problemas sencillos. Asimismo, la clasificación de los suelos puede servir de guía para proponer el programa de experimentación cuando la dificultad e importancia del problema requiere una investigación más profunda. Sin embargo, se debe ser precavido al utilizar cualquier sistema de clasificación de suelos, ya que la solución de problemas únicamente a partir de ellos puede conducir a resultados inadecuados.

La mayoría de los sistemas de clasificación de suelos parten de pruebas muy sencillas, de tipo indicativo, para obtener las características del suelo necesarias para asignarlo a un determinado grupo. Evidentemente una clasificación de suelos pierde su valor si las pruebas de partida resultan ser -- más complicadas que las necesarias para medir directamente la propiedad fundamental que se desea conocer. Las propiedades en que se basa la diferenciación de los suelos se conocen con el nombre de propiedades índice y los ensayos necesarios para determinarlas, ensayos de clasificación. Para estos últimos, las características utilizadas más frecuentemente son la granulometría y la plasticidad.

III.1 Granulometría

Al proceso de separar un agregado de suelo en sus diferentes fracciones (fragmentos de roca, fracción gruesa y fracción fina), cada una consistente en granos de tamaños distintos, dentro de ciertos límites, se le conoce con el nombre de "análisis mecánico" o "análisis granulométrico". Por medio de este análisis se ha encontrado que la mayoría de los suelos naturales contienen partículas de más de una fracción. En este sentido, el propósito especí-

fico del análisis mecánico será entonces el de determinar el tamaño de las partículas que constituyen un suelo para fijar, en porcentaje de su peso total, la cantidad de granos de distinto tamaño que contiene.

El método más directo para separar un suelo en porciones de distinto tamaño consiste en el uso de tamices o mallas, pero como las aberturas más gruesa y más fina que se fabrican son respectivamente de 76.4 y 0.074 milímetros, el uso de tamices se ve restringido al análisis de la fracción gruesa, de modo que si un suelo contiene partículas menores de 0.074 milímetros, la fracción fina deberá ser separada por lavado sobre aquella malla. El análisis de las partículas de la fracción fina se hace indirectamente por vía húmeda, empleando para ello el procedimiento que se basa en la ley de Stokes. Por medio de este análisis se pueden separar las partículas de suelo cuyos tamaños vayan desde los 2 milímetros hasta las 0.2μ , en tanto que los granos más finos pueden separarse utilizando una centrífuga. En este sentido, la prueba húmeda permite obtener información más allá de los 0.074 milímetros pero traslapándose con el análisis por medio de mallas, desde esa frontera hasta los 2 milímetros, coincidiendo razonablemente los resultados obtenidos a partir de estos dos procedimientos. Sin embargo, cabe aclarar que los resultados obtenidos por vía húmeda, pero en especial por centrifugado, son de interés solo en relación con investigaciones de carácter científico.

a) Medición de los fragmentos de roca. La medición de los tamaños de los fragmentos de roca se hace empleando una cinta métrica o un vernier, procedimiento que no es práctico cuando son muchos los fragmentos.

b) Análisis granulométrico por medio de mallas. Medición de los tamaños de partícula de la fracción gruesa. A grandes rasgos, el procedimiento a se-

guir para llevar a cabo el análisis granulométrico, por medio de mallas, es el siguiente:

- 1.- Se separan los granos gruesos de los finos por lavado de la muestra representativa. Se secan los gruesos en un horno y se recuperan las partículas finas por decantación.
- 2.- Se ordena una serie de siete a ocho mallas, charola y tapa. En el conjunto deben estar incluidos los tamices que definen las fronteras entre fragmentos de roca, gruesos y finos, así como la frontera entre gravas y arenas.
- 3.- Se deposita la fracción gruesa en la malla superior y se tapa al conjunto, al cual se agita horizontal y verticalmente de 5 a 10 minutos.
- 4.- Con una báscula, se mide el peso retenido en cada malla y en la charola. Al peso retenido en esta última, se le adiciona el peso seco de los finos que previamente habían sido separados de la muestra por lavado y recuperados por decantación.

Es costumbre al estarse realizando el análisis por mallas que se adicione agua para facilitar el paso de las partículas pequeñas, a las que se deberá secar una vez concluido el análisis para que la presencia de agua no altere el resultado final del ensayo.

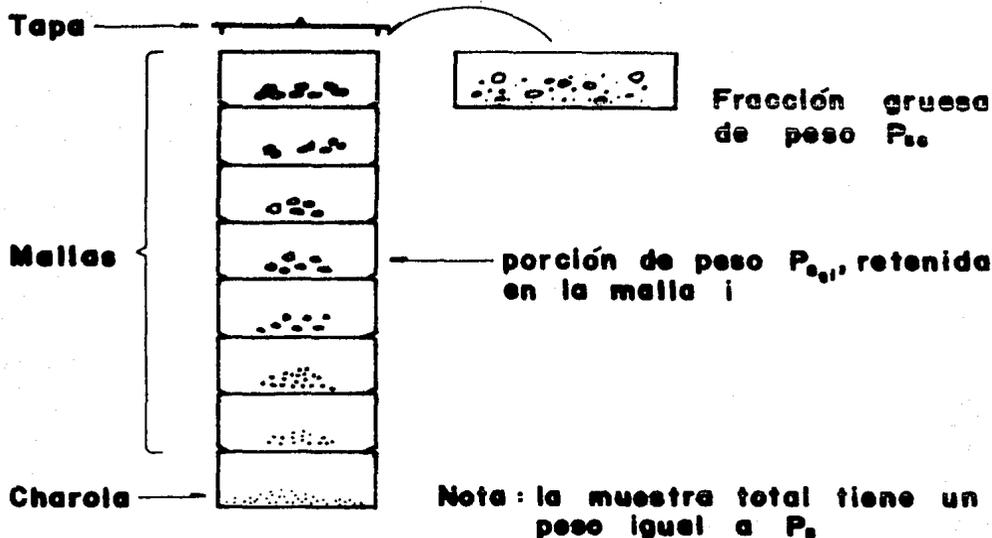


FIGURA 3.1

"Análisis directo por medio de mallas"

En la tabla siguiente se enlistan algunos de los tamices que se fabrican habitualmente.

MALLA	ABERTURA EN mm	MALLA	ABERTURA EN mm
3"	76.2	# 12	1.68
2"	50.8	# 16	1.19
i"	25.4	# 20	0.84
3/4"	19.1	# 30	0.59
1/2"	12.7	# 40	0.42
3/8"	9.52	# 50	0.297
1/4"	6.35	# 60	0.25
# 4	4.76	# 70	0.21
# 6	3.36	# 100	0.149
# 8	2.38	# 140	0.106
# 10	2.0	# 200	0.074

• Mallas empleadas habitualmente

Significa que tiene n hilos por pulgada

TABLA 3.1

"Medidas de las mallas de uso común"

c) Análisis granulométrico por vía húmeda. Tal y como fue mencionado anteriormente, los métodos indirectos para efectuar análisis granulométricos - por vía húmeda están basados en la Ley de Stokes, la cual proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de las mismas. Esta relación puede establecerse empíricamente, haciendo observaciones con microscopio o bien por procedimientos teóricos. En este sentido G. Stokes, en 1850, obtuvo una relación aplicable a una esfera que caiga en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aún con esta limitación importante (pues las partículas reales de suelo se apartan demasiado de la forma esférica) la Ley de Stokes es preferible a las observaciones empíricas. Cabe mencionar que el tamaño obtenido se asocia a aquella partícula cuya densidad de sólidos es igual a la de la esfera que se sedimenta.

La Ley de Stokes es válida solamente en tamaños de partículas menores - de 0.2 milímetros aproximadamente (en mayores tamaños, las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación), pero mayores que 0.2μ más o menos, ya que abajo de este límite la partícula se afecta por el movimiento browniano y no se sedimenta.

La observación directa de los granos comprendidos entre 0.06 milímetros y 2μ puede hacerse con la ayuda del microscopio. Las partículas cuyos tamaños varían de 2 a 0.1μ , también podrán ser examinadas por este medio aunque no se llegue a distinguir su forma. La configuración de los granos menores - de una micra puede ser determinada con el microscopio electrónico e investigada su estructura molecular por medio de los rayos X.

Curva Granulométrica

La manera más conveniente para representar los resultados del análisis mecánico la proporciona el trazo semilogarítmico en el que las abscisas representan el logaritmo del diámetro de las partículas y las ordenadas el porcentaje que pasa, tal y como se muestra en la figura 3.2; al trazo obtenido se le conoce con el nombre de curva granulométrica. Esta representación resulta preferible al simple trazado natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, los que en escala natural resultan muy comprimidos. La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical, cualesquiera que sea el diámetro del grano. En consecuencia, un agregado con partículas de un solo tamaño, o en el que predominen algunos nada más, será un suelo uniforme o mal graduado. En caso contrario, una curva muy tendida indica gran variedad de tamaños, por lo que el suelo estará bien graduado (o no uniforme).

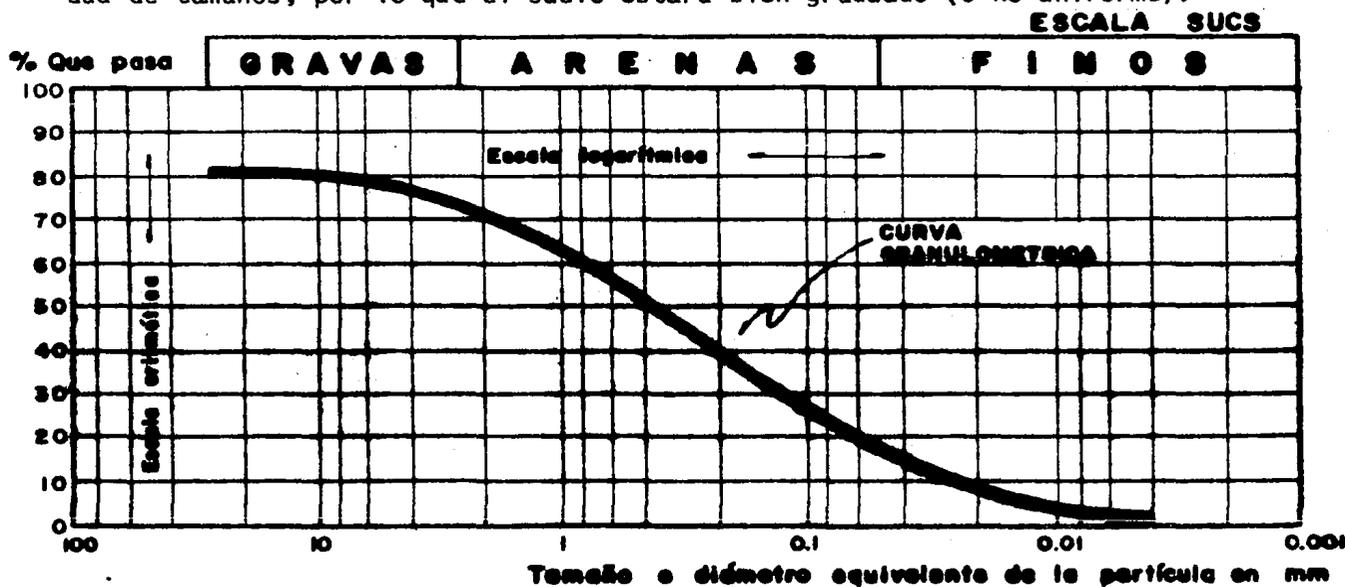


FIGURA 3.2
"Trazo de la Curva Granulométrica"

Los cálculos previos al trazo de la curva se hacen de acuerdo a las especificaciones de la tabla 3.2

MALLA	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
i	P_{ig}	$\%R_i = \frac{100 \cdot P_{ig}}{P_s}$	$\%RA_i = \sum_i \%R_i$	$\%P_i = 100 - \%RA_i$

TABLA 3.2

" Tabulación de cálculos de la curva granulométrica "

En ella, también se considera la información obtenida del análisis por vía húmeda, en los casos en que éste se realice.

La información que se obtiene después de trazar la curva granulométrica es la siguiente:

- a) Nombre del Suelo. Se obtiene analizando los porcentajes en la curva granulométrica, de tal forma que podemos saber que un suelo es grueso cuando más del 50% (en peso) de sus partículas no pasan la malla # 200 ni son mayores que la malla de 3"; por el contrario un suelo es fino cuando más del 50% (en peso) de sus partículas pasan la malla # 200. Si el suelo es grueso y más del 50% (en peso) queda retenido hasta la malla # 4 se tendrá que el suelo es una grava; en caso contrario se tendrá una arena, pero si el porcentaje que queda retenido hasta dicha malla es igual al que la pasa, entonces se tendrá una grava-arena.
- b) Características Granulométricas del Suelo. Cuando se tiene que indi-

car los resultados esenciales de los análisis mecánicos de un gran número de suelos, resulta conveniente expresar las características granulométricas de cada uno por medio de valores numéricos indicativos de algún tamaño de grano característico y del grado de uniformidad, o bien por medio de nombres o símbolos que indican la fracción predominante del suelo. En este sentido, el procedimiento más utilizado es el conocido con el nombre de Método Allen Hazen, quien realizando un gran número de ensayos con arenas para filtros, encontró -- que la permeabilidad de dichas arenas, en estado suelto, depende de dos cantidades que denominó diámetro efectivo y coeficiente de uniformidad. El diámetro efectivo (D_{10}) es el tamaño de partícula asociado al 10% que pasa en la curva granulométrica. El coeficiente de uniformidad, que mide la extensión de dicha curva está definido por la relación:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \dots\dots 3.1$$

donde D_{60} es el tamaño de partícula asociado al 60% que pasa.

Las experiencias de Hazen indujeron a otros investigadores a suponer, en forma más o menos arbitraria, que las cantidades D_{10} y C_u eran -- también apropiadas para expresar las características granulométricas de los suelos naturales de composición mixta, pero con el mejor conocimiento de las propiedades de los suelos de grano fino, se ha hecho evidente que las características de los mismos dependen principalmente de la fracción más fina que el 20% que pasa, pudiendo resultar -- preferible seleccionar al D_{20} y al D_{70} como cantidades representati-

vas. Sin embargo, las ventajas a obtener por este cambio no son de importancia suficiente como para justificar la modificación de una práctica bien establecida. Posterior a la experiencia de Allen Hazen, fue desarrollada, también empíricamente otra cantidad cuyo propósito es análogo al de C_u y el D_{10} . Dicha cantidad es conocida con el nombre de coeficiente de curvatura y su finalidad es detectar el predominio o ausencia de uno o varios tamaños de partícula en un suelo, predominio o ausencia que se manifiesta en la curva granulométrica a través de una serie de líneas horizontales y/o verticales a manera de escalones. La ecuación de definición del coeficiente de curvatura está dada por:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \quad \dots 3.2$$

donde D_{30} es el diámetro asociado al 30% que pasa.

La figura siguiente ilustra la manera de obtener al D_{60} , D_{30} y D_{10} .

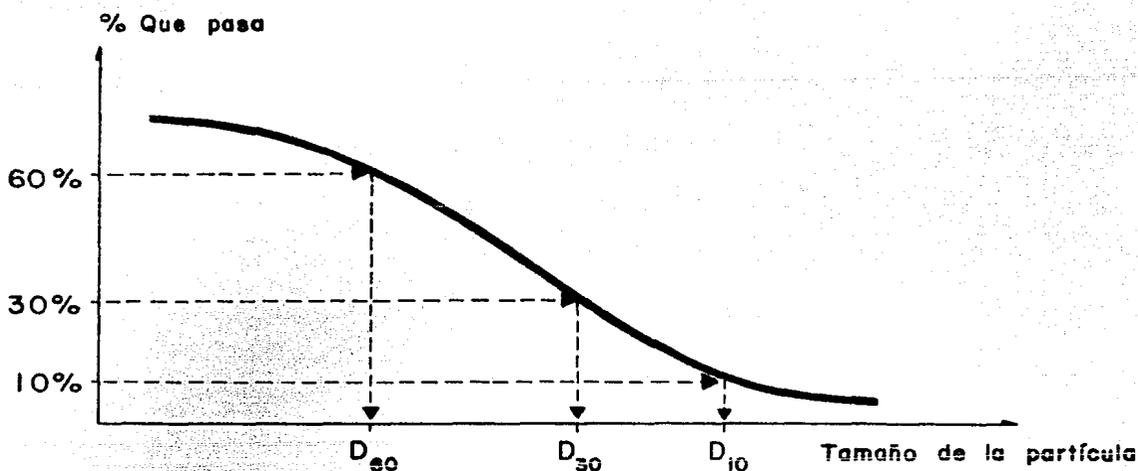


FIGURA 3.3

" Obtención del D_{60} , D_{30} , D_{10} "

Nota: Cuando no se cuenta con datos para obtener el D_{10} , se puede estimar su valor prolongando el trazo de la curva granulométrica hasta que cruce al 10% que pasa.

Partiendo de estos hechos, Casagrande llevó a cabo, posteriormente, una serie de pruebas en diversos suelos, cuyos resultados permiten dar una idea del momento en que un agregado está bien o mal graduado. Sus conclusiones -- son las siguientes:

COEFICIENTE		NO UNIFORMIDAD		CURVATURA	
		Bien graduado	Mal graduado	Bien graduado	Mal graduado
TIPO DE SUELO	Grava	$C_u > 4$	$C_u < 4$	$1 \leq C_c \leq 3$	$C_c < 10, C_c > 3$
	Arene	$C_u > 6$	$C_u < 6$	$1 \leq C_c \leq 3$	$C_c < 10, C_c > 3$

y/o

TABLA 3.3

"Especificaciones para los coeficientes de uniformidad y curvatura"

En realidad, estudios más recientes señalan que el coeficiente de uniformidad es realmente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando ésta aumenta. Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes; aún las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan un $C_u < 2$.

No tiene sentido práctico hablar de suelos finos bien o mal graduados -- ya que su comportamiento físico es apenas influido por el tamaño de sus partículas.

Toda correlación entre las propiedades índice y/o los parámetros (mecánicos e hidráulicos) de los suelos con sus características granulométricas - son de carácter limitado, ya que para los primeros el suelo normalmente está inalterado (cuando conserva su estructura original, ya sea en campo o en gabinete), mientras que en la prueba granulométrica, el suelo está remoldeado o alterado (cuando por cualquier medio se le deshace su estructura original, variando la posición y orientación de las partículas, sea en campo o en gabinete).

III.2 Plasticidad

Existen suelos que al ser remoldeados variando su contenido de humedad, cuando es necesario, adoptan una consistencia característica, a la que desde épocas antiguas se denominó plástica; dichos suelos fueron llamados arcillas por los artesanos dedicados a la cerámica, quienes se valieron de ella para identificarlos y describirlos. Esta situación prevaleció durante mucho tiempo, aún cuando a esos suelos se les empleara para otros usos. En época reciente la palabra pasó a la Mecánica de Suelos, en la que pronto se reconoció que existía una relación muy estrecha entre la plasticidad y las propiedades fisicoquímicas determinantes del comportamiento mecánico de las arcillas, de ahí que se convirtiera en una propiedad ingenieril de interés científico estricto, dejando de ser una cualidad puramente descriptiva; investigaciones posteriores probaron que la plasticidad de un suelo es debida a su contenido de partículas más finas de forma laminar.

Experimentos realizados por Atterberg, Terzaghi y Goldschmidt revelaron que la plasticidad de los suelos se debe a la carga eléctrica de las partícu

las laminares, que generan campos que actúan como condensadores e influyen en las moléculas bipolares del agua; en los suelos plásticos, el espesor de las capas de agua sólida y viscosa influidas es grande y su efecto en la interacción de las partículas del suelo determinan su plasticidad.

La forma laminar de las arcillas ejerce una influencia importante en la compresibilidad del suelo, mientras que el pequeño tamaño propio de esas partículas hace que la permeabilidad del conjunto (es decir, la mayor o menor facilidad con que el agua fluye a través del medio poroso) sea muy baja, --- existiendo así una relación entre la plasticidad y éstas y otras propiedades físicas de importancia.

En los suelos gruesos la plasticidad pierde todo su significado porque en ellos las fuerzas gravitacionales rigen su comportamiento físico confi--- riendo al conjunto, entre otras cosas, características esfuerzo-deformación elásticas, mientras que en los suelos finos éstas son más bien de tipo elasto-plásticas.

Estados y Límites de Consistencia

Para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varios -- criterios, de los cuales el más usado es el debido a Atterberg, quien hizo -- ver que esta característica no era una propiedad permanente sino más bien -- circunstancial y dependiente del contenido de humedad. Una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula, y esa misma, con gran contenido de agua puede presentar las propiedades de un lodo se milíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos,

existe un intervalo del contenido de humedad en que la arcilla se comporta plásticamente. Por otro lado, Atterberg hizo ver que la plasticidad de un suelo exige, para ser expresada en forma conveniente, la utilización de dos parámetros en lugar de uno solo tal y como hasta su época se había creído; además, señaló esos parámetros y un modo tentativo, hoy perfeccionado, de valuarlos.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg:

- 1.- Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
- 2.- Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
- 3.- Estado plástico, en el que el suelo se comporta plásticamente.
- 4.- Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero en el que aún disminuye el volumen al estar sujeto a secado.
- 5.- Estado sólido, en el que el volumen del suelo ya no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando, para las que no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras; el establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre general de límites de consistencia.

La frontera entre los estados semilíquido y plástico (definida, al i---

gual que las otras, por un intervalo de variación del contenido de agua ya - que la transición de uno a otro no es abrupta sino gradual) fue llamada límite líquido, nombre que hoy se conserva. Atterberg lo definió en términos de una cierta técnica de laboratorio que consistía en colocar el suelo remoldeado en una cápsula (figura 3.4), formando en él una ranura para posteriormente hacerla cerrar, al estar golpeando secamente el recipiente contra una superficie dura; el suelo tenía el contenido de agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban sin mezclarse, a lo largo de una determinada longitud, al cabo de cierto número de golpes. En estas condiciones el suelo tiene una resistencia al corte de 25 gramos por centímetro cuadrado.

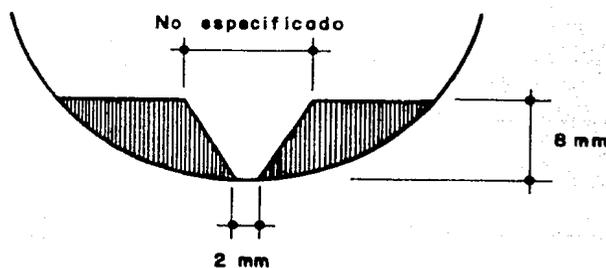


FIGURA 3.4

" Esquema del suelo colocado en la cápsula y ranurado para determinar su límite líquido según Atterberg "

A la frontera entre los estados plástico y semisólido se le llamó límite plástico y fue definida también en términos de una manipulación de laboratorio. En efecto, Atterberg rolaba una porción de suelo previamente amasado hasta convertirlo en un cilindro de diámetro no especificado; el agrietamiento y desmoronamiento del rollo, en un cierto momento indicaba que se había -

alcanzado el límite plástico y el contenido de agua en tales condiciones era la frontera deseada. A las fronteras anteriores, que definen el intervalo -- plástico del suelo se les ha llamado límites de plasticidad.

Los procedimientos descritos resultaron suficientes para Atterberg, -- manejaba un laboratorio cuyo personal estaba entrenado por él mismo. Sin embargo, es de notar que muchos detalles de las pruebas quedaron sin especificar y la experiencia demuestra que esos detalles son de trascendencia en los resultados de las mismas.

Atterberg consideraba que la plasticidad del suelo quedaba determinada por el límite líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena que podía ser agregada al suelo, estando éste en el contenido de agua correspondiente al límite líquido, sin que perdiera por completo su plasticidad. Posteriormente encontró que la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, llamando a ésta índice plástico (ecuación 3.3), se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena añadida, siendo de más fácil determinación, -- por lo que sugirió su uso en lugar de la arena como segundo parámetro para -- definir la plasticidad. El índice plástico queda definido por la relación:

$$IP_{\%} = W_{LL\%} - W_{LP\%} \quad \dots 3.3$$

Determinación del Límite Líquido

Se realiza con el procedimiento empírico de Atterberg, mejorado y normalizado posteriormente por Casagrande (copa de Casagrande).

1.- Se coloca en la copa una muestra de suelo húmedo remoldeado.

- 2.- Se enrasa y se hace una ranura trapecial de 2 mm. de base inferior, 11 de base superior y 8 de altura.
- 3.- Se gira la manivela a razón de 2 revoluciones por segundo. La leva acoplada al eje de ésta levanta la copa a una altura de un centímetro y la deja caer. El proceso concluye cuando para "N" golpes de la copa la ranura se cierra a lo largo de 1.27 centímetros. El procedimiento se repite cinco veces más con diferentes humedades.
Es necesario no dejar pasar mucho tiempo entre el ranurado de la muestra y el momento en que se cuenta el número de golpes necesarios para cerrarla, ya que por el remoldeo previo se rompe la ligadura físico-química que existe entre las partículas alargadas, con lo que produce macrofísicamente una pérdida sensible de resistencia pero, por el efecto tixotrópico (nombre dado por Peterfi a la propiedad de los suelos finos arcillosos remoldeados en reposo, que les permite reestablecer las ligaduras físico-químicas de sus partículas conforme transcurre el tiempo), trae como consecuencia que el límite líquido crezca al aumentar el número de golpes "N".
- 4.- Por cada determinación se mide el peso del suelo húmedo poniéndolo en una cápsula. Se seca al conjunto en un horno a 105°C de temperatura durante 24 horas para obtener el peso del suelo seco.
Conviene no dejar pasar mucho tiempo entre el fin de la prueba y la determinación del peso del suelo húmedo, ya que la pérdida de agua por evaporación provoca que el límite líquido decrezca.
- 5.- Se hacen en forma tabular los cálculos siguientes:

DETERMINACION	N	P E S O S					CONTENIDO DE HUMEDAD
		SUELO HUMEDO + CAPSULA	SUELO SECO + CAPSULA	CAPSULA	LIQUIDO	SOLIDO	
i	N_i	$P_{HCl} = P_{Hi} + P_{Ci}$	$P_{sCl} = P_{Si} + P_{Ci}$	P_{Ci}	$P_{Li} = P_{HCl} - P_{sCl}$	$P_{Si} = P_{sCl} - P_{Ci}$	$W_i = P_{Li} \div P_{Si}$

TABLA 3.4

" Tabulación de datos y cálculos necesarios para graficar la obtención del límite líquido "

6.- Se grafican los valores de N_i en escala logarítmica como abscisas y los valores de w_i en escala aritmética como ordenadas. Se sigue la tendencia de los puntos por medio de una línea recta conocida como "curva de fluidez" para la que a los 25 golpes se obtiene el valor $w_{LL\%}$ del límite líquido.

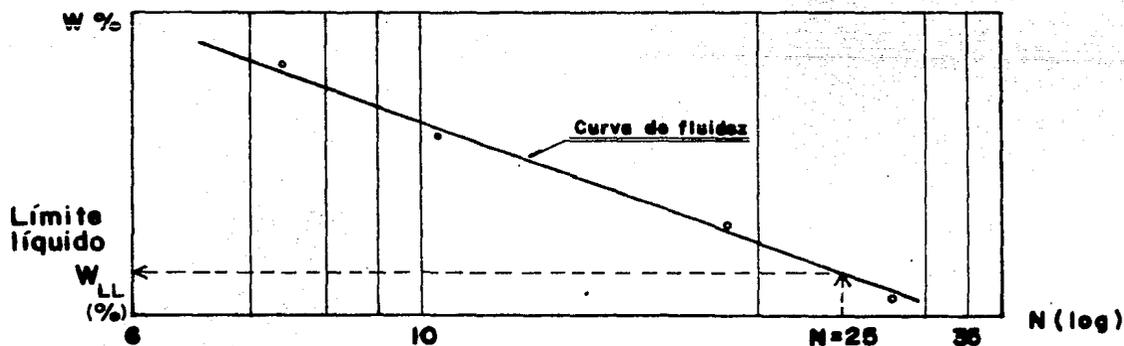


FIGURA 3.5

" Curva de fluidez para determinar el límite líquido "

Para construir la curva de fluidez sin salirse del rango en que pueda considerarse recta, Casagrande recomendó hacer dos determinaciones en las --

que N se encuentre entre los 6 y los 15 golpes y otras dos entre 23 y 35, ya que para valores menores a 6 se dificulta establecer el momento de cierre de la ranura y valores mayores a 35 corresponden con tiempos de prueba para los que la evaporación es excesiva, resultados que se reflejan en la curva en la que dichos puntos no siguen una tendencia lineal recta.

Determinación del Límite Plástico

- 1.- Se amasa, aproximadamente, 1 cm³ de suelo y se coloca sobre papel seco o vidrio.
- 2.- Se rola el material hasta formar un rollito con diámetro aproximado (según Terzaghi) de 3 milímetros. Si en ese momento el suelo se agrieta se está en el límite plástico.
- 3.- Se hacen en forma tabular los mismos cálculos que se realizan para obtener el límite líquido, sin que para este caso aparezca la columna correspondiente al número de golpes. Es práctica común hacer de dos a tres determinaciones del límite plástico de manera que su valor será tomado como el promedio aritmético de éstas, es decir:

$$w_{LP\%} = n^{-1} \sum_{i=1}^n w_{i\%} \quad \dots 3.4$$

n: número de determinaciones

i: iésima determinación

Al igual que para el caso de los suelos gruesos, en que fue definida la densidad relativa como la ubicación que tiene el suelo natural en relación con los estados más suelto y más compacto en que se pueda encontrar, para los suelos finos otra función, conocida como índice de liquidez, sirve pa

ra medir y establecer la posición que guarda el suelo inalterado con respecto al intervalo plástico. Esto se logra comparando el contenido de humedad con los límites líquido y plástico, a saber:

$$I_L = \frac{w\% - w_{LP}\%}{w_{LL}\% - w_{LP}\%} \quad \dots\dots 3.5$$

Cuando esta ecuación tiende, ocasionalmente, a valores mayores que uno, indica la presencia de suelos muy compresibles. Por el contrario, si la tendencia es a valores menores que cero, se puede prever que el suelo experimentará importantes expansiones al crecer su humedad.

Carta de Plasticidad

Entre los diversos métodos que hay para representar y comparar la plasticidad de los suelos, destaca el debido a Casagrande, procedimiento gráfico -- que se obtuvo al vaciar y después agrupar en un sistema plano los límites líquidos contra los índices plásticos de muchos suelos de diversas localidades.

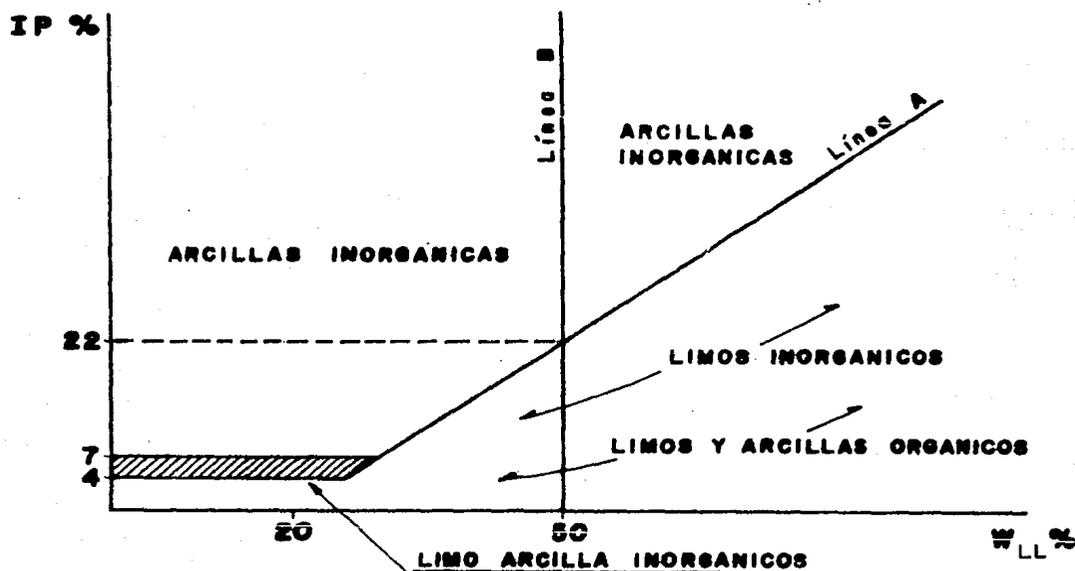


FIGURA 3.6
"Carta de plasticidad"

El resultado final al que llegó Casagrande es el que aparece en la figura anterior, a la cual se le conoce con el nombre de Carta de Plasticidad.

De la figura 3.6 se obtiene la ecuación de la línea A.

$$IP_{A\%} = 0.73 (w_{LL\%} - 20) \quad \dots 3.6$$

Localizando a un suelo en la carta de plasticidad, se puede obtener información cualitativa de su comportamiento físico.

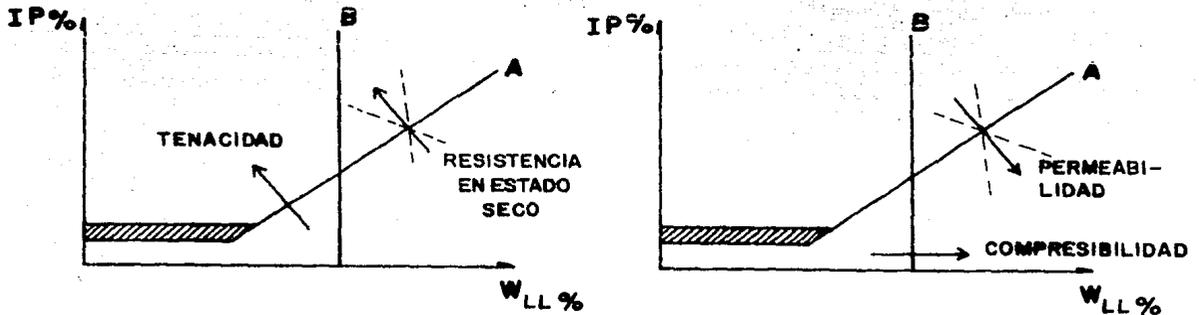


FIGURA 3.7

" Variación de las propiedades físicas de los suelos a partir de su ubicación en la carta de plasticidad "

La tenacidad o resistencia al corte de los suelos remoldeados en el límite plástico, está dada por la función siguiente:

$$T_w = \frac{IP\%}{F_{w\%}} = \log \left(\frac{S_2}{S_1} \right) \quad \dots 3.7$$

$$F_{w\%} : \text{Pendiente de la curva de fluidez} = \frac{w_{2\%} - w_{1\%}}{\log (N_2/N_1)} \quad \dots 3.8$$

S_1 : Resistencia al corte en el límite líquido

S_2 : Resistencia al corte en el límite plástico

La compresibilidad a que se hace referencia corresponde a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad, obtenida de un ensayo de consolidación unidimensional.

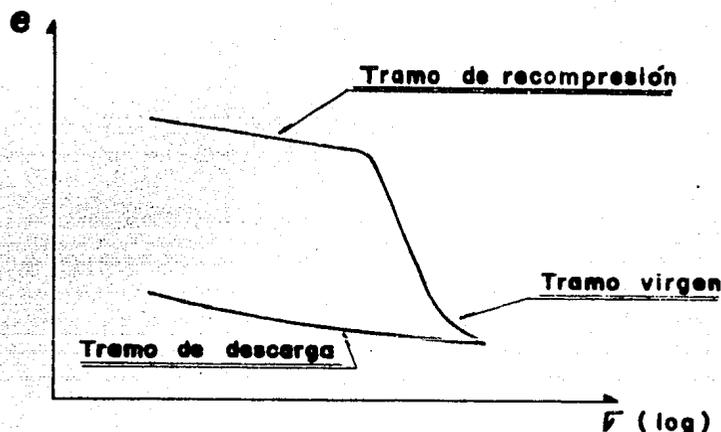


FIGURA 3.8
"Curva de compresibilidad"

Los suelos finos con límite líquido superior a 50% son altamente compresibles, mientras que los que tienen valores menores de 50% son poco compresibles.

III.3 Clasificación de Suelos

Dada la infinita variedad de suelos, cualquier intento de sistematizar su estudio debe ir acompañado de la necesidad de establecer sistemas apropiados de clasificación. En este sentido, se han desarrollado varios criterios, siendo los primeros y más primitivos los de clasificación por color, olor, -- textura y principalmente por distribución granulométrica, entre los que se --

tiene el sistema de la Sociedad Internacional de la Ciencia del Suelo, desarrollado por Atterberg, quien lo publicó en 1927. En 1930, el Washington -- Bureau of Soil adoptó la clasificación de Whitney. La del Massachusetts --- Institute of Technology (MIT), que es una simplificación de la de Kopesky, a pareció en 1931. Otro sistema importante es el desarrollado por el Public - Roads Administration y modificado más adelante por la American Association - of State Highway Official (AASHO), el cual clasifica a los suelos según su - estabilidad, al usarlos como superficie de rodamiento.

A medida que se fueron conociendo las propiedades de los suelos se desarrollaron nuevos sistemas de clasificación, entre los que destaca el de Casa grande, conocido como "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos".

«Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).»

El SUCS describe a los suelos tanto alterados como inalterados, les asigna un símbolo y los representa gráficamente.

1.- Descripción. Para los suelos, en general, deben proporcionarse los datos siguientes:

a) Nombre geológico y local

b) En estado inalterado: Estratificación

Condiciones de humedad

Características de drenaje

Cementación

Información relativa a su estructura

Para los suelos gruesos, en particular, se proporcionan datos relativos

a:

- * Porcentaje aproximado de gravas y arenas.
- * Tamaño máximo de las partículas.
- * Angulosidad y dureza de las partículas.
- * Compacidad

Para los suelos finos, en particular, se proporcionan datos relativos a:

- * Grado y carácter de su plasticidad.
- * Cantidad y tamaño de las partículas gruesas.
- * Color y olor del suelo húmedo.
- * Consistencia en los estados inalterado y remoldeado.

2.- Símbolo. El SUCS clasifica y asigna el símbolo al suelo tomando en cuenta su nombre y al agente que gobierna su comportamiento físico.

NOMBRE DEL SUELO	SÍMBOLO SUCS
Grava	G : Gravel
Arena	S : Sand
Limo inorgánico	M : Mo - mjala
Arcilla inorgánica	C : Clay
Limos y arcillas orgánicas	O : Organic

TABLA 3.5

" Nombre y símbolo de los suelos de acuerdo al SUCS "

GRUPO	AGENTE	SIMBOLO SUCS	SIGNIFICADO
GRUESO	Granulometría	W: Well graded P: Parly graded	Bien graduado. Pocos finos o sin ellos Mal graduado. Pocos finos o sin ellos
	Plasticidad	M: Mo - mjala C: Clay O: Organic	Finos poco plásticos inorgánicos Finos plásticos inorgánicos Finos plásticos orgánicos
FINO	Compresibilidad	L: Low compresibility H: High compresibility	Baja compresibilidad Alta compresibilidad

TABLA 3.6

" Símbolo del agente que gobierna el comportamiento de los suelos, de acuerdo al SUCS "

PORCENTAJE DE FINOS	SUELO	AGENTE QUE GOBIERNA EL COMPORTAMIENTO FISICO
F% < 5	Grueso	Granulometría
5 < F% < 12	Grueso	Granulometría y plasticidad
12 < F% < 50	Grueso	Plasticidad
50 < F%	Fino	Compresibilidad

TABLA 3.7

" Relación entre el porcentaje de finos y el agente que gobierna el comportamiento físico, de acuerdo al SUCS "

2.1 Símbolo de los suelos finos. De acuerdo con los símbolos definidos - previamente, la carta de plasticidad queda como sigue:

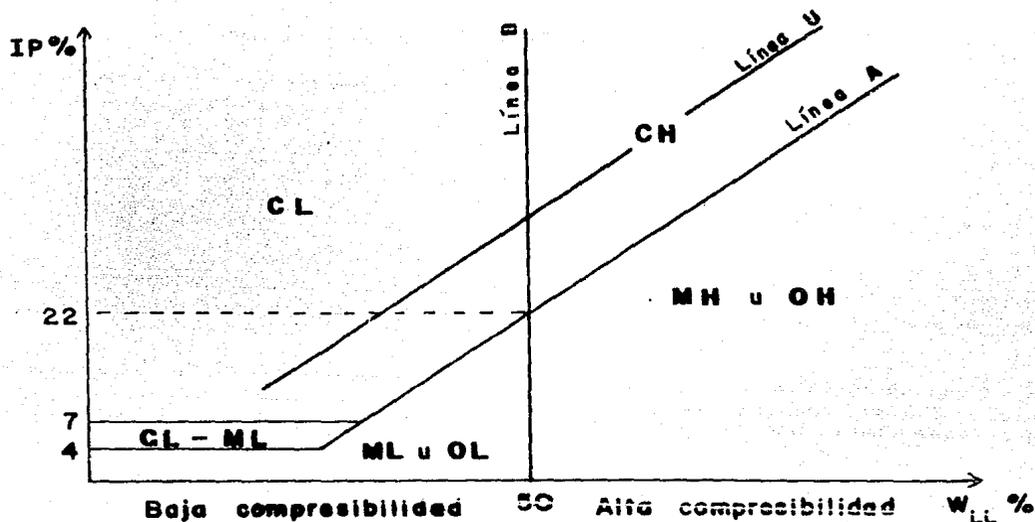


FIGURA 3.9
" Carta de plasticidad con los símbolos del SUCS "

La línea U representa, aproximadamente, el límite superior de los límites líquidos e índices plásticos encontrados hasta la fecha. Cualquier suelo que caiga arriba de dicha línea hará necesario verificar sus límites de consistencia antes de proceder a clasificarlo.

$$IP_{u\%} = 0.9 (w_{LL\%} - 8) \quad \dots 3.9$$

2.1.1 Suelos finos con $w_{LL\%} > 50$:

CH, MH

Casos de frontera: inorgánico: CH-MH

orgánico: OH

2.1.2 Suelos finos con $w_{LL\%} < 50$:

CL, ML

Casos de frontera: inorgánico: CL-ML*

orgánico: OL

* También en la región en que $4 \leq IP_{\%} \leq 7$

A los suelos que contienen gran cantidad de materia orgánica, (pantanos y turbas), el SUCS los clasifica tomando como base su apariencia visual y -- les asigna el símbolo P_t .

2.2 Símbolo de los suelos gruesos.

2.2.1 Suelos gruesos con $F_{\%} < 5$

Gravas: GW, GP

Arenas: SW, SP

Casos de frontera: Grava-Arena: GW-SW, GP-SP

De acuerdo a como fue especificado el coeficiente de uniformidad por Casagrande, el suelo de símbolo GP-SW no existe. Además, suponiendo que el coeficiente de curvatura tomara valores entre 1 y 3, y que el coeficiente de uniformidad estuviese entre 4 y menos de 6, el símbolo teórico del suelo sería GW-SP pero, como el suelo no se comporta por fracciones sino como un todo, el símbolo definitivo de un agregado con esas características acabaría -- por ser GP-SP.

2.2.2 Suelos gruesos con $5 \leq F_{\%} \leq 12$

Clasificación de la fracción fina del suelo grueso

$w_{LL\%} > 50$: plásticos: C, M

Casos de frontera: inorgánico: C, M

orgánico: 0

$w_{LL\%} < 50$: poco plásticos: C, M

Casos de frontera: inorgánico: C, M*

orgánico: 0

* también en la región en que $4 \leq IP_{\%} \leq 7$

Gravas: GW-GC

GW-GM

GP-GC

GP-GM

Frontera entre finos: inorgánicos: GW-GC-GM

GP-GC-GM

orgánicos: GW-GO

GP-GO

Arenas: SW-SC

SW-SM

SP-SC

SP-SM

Frontera entre finos: inorgánicos: SW-SC-SM

SP-SC-SM

orgánicos: SW-SO

SP-SO

Caso de frontera: Grava-Arena: GW-GC-SW-SC

GP-GC-SP-SC

GW-GM-SW-SM

GP-GM-SP-SM

Frontera entre finos: inorgánicos: GW-GC-GM-SW-SC-SM

GP-GC-GM-SP-SC-SM

orgánicos: GW-GO-SW-SO

GP-GO-SP-SO

Gravas: GM, GC

Frontera entre finos: inorgánicos: GC-GM
orgánicos: G0

Arenas: SM, SC

Frontera entre finos: inorgánicos: SC-SM
orgánicos: S0

Caso de frontera: Grava-Arena: GC-SC
GM-SM

Frontera entre finos: inorgánicos: GC-GM-SC-SM
orgánicos: G0-S0

El diagrama 3.1 es un algoritmo que puede ser empleado para asignar el símbolo de los suelos, de acuerdo al SUCS.

3.- Representación Gráfica. Dependiendo de los porcentajes de partículas gruesas y finas con que se forma el suelo, se construirá su representación gráfica.

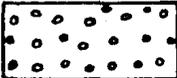
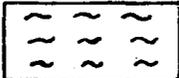
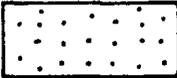
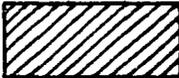
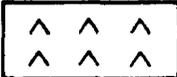
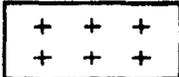
Grava		Limo inorgánico	
Arena		Arcilla inorgánica	
Vidrio volcánico		Rellenos	

FIGURA 3.10

" Simbología para la representación gráfica de los suelos "

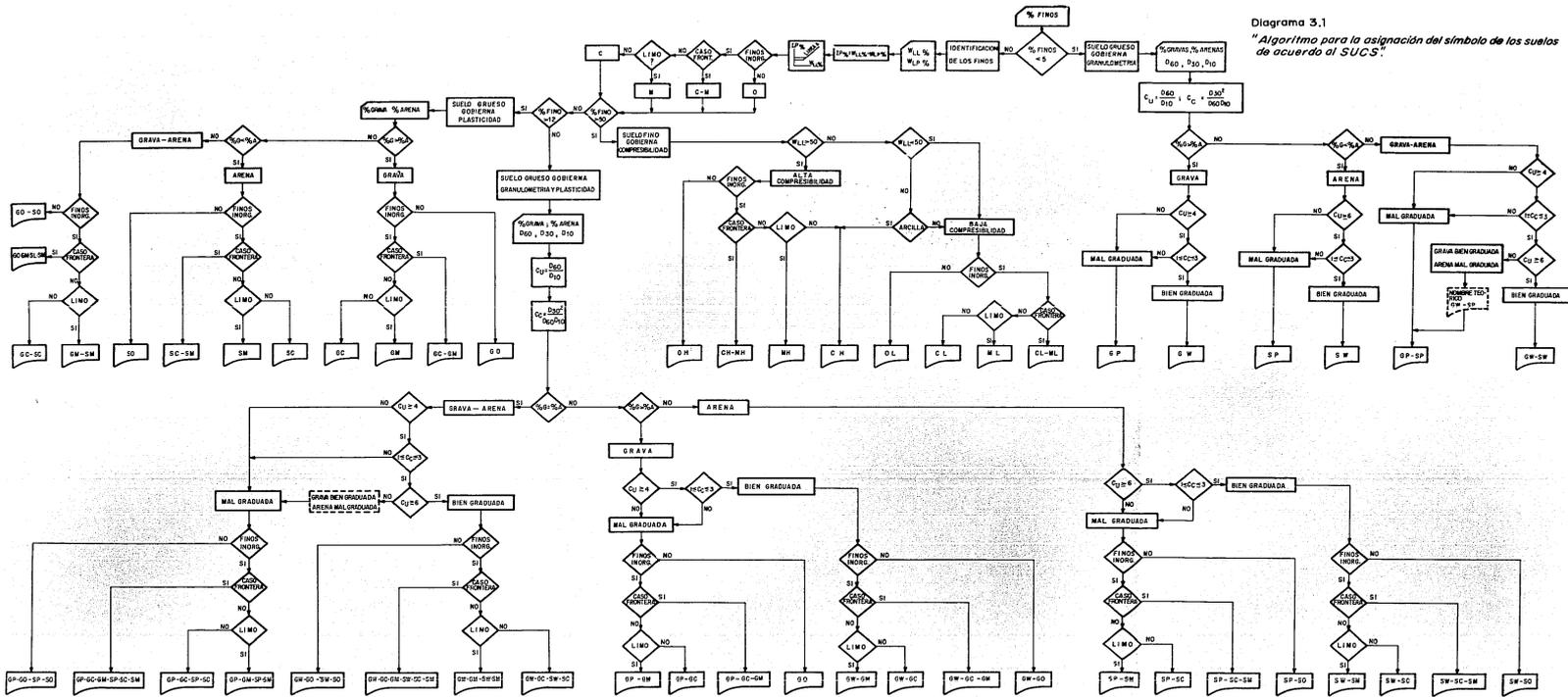


Diagrama 3.1
 "Algoritmo para la asignación del símbolo de los suelos de acuerdo al SUCS."

Identificación en el Campo

Una de las características importantes del SUCS, es la de tener un medio fácil y práctico de identificar los suelos en el campo. La clasificación se basa en las siguientes características:

- a) Color. En general los colores oscuros, el gris, el castaño y el negro indican suelos orgánicos, aún cuando hay excepciones. Los colores brillantes, rojo, amarillo, etcétera, indican con seguridad suelos inorgánicos.
- b) Olor. Un ejemplo de esta característica lo tienen los suelos orgánicos, tales como el fango, cuyo olor es parecido al del gas metano.
- c) Tacto. Generalmente los limos son suaves, comparables con el talco, -- caso contrario a los suelos arenosos que son ásperos. Por su parte -- las arcillas se pegan mucho a los dedos y se secan lentamente sobre -- ellos, el limo seca rápidamente y se desprende sin dejar manchas.
- d) Reacción al agitado. La base de esta prueba es la diferencia en movilidad del agua en un limo y en una arcilla. El limo por tener menos -- cohesión deja fluir el agua con facilidad.

Esta prueba se lleva a cabo haciendo con el suelo una pasta, añadiendo agua hasta que se vuelva una masa suave. Tomando una cantidad de -- material suficiente como para llenar el hueco de la mano se agita éste en sentido horizontal, golpeado con cierta energía con la otra ma-- no. Si la superficie de la masa aparece lustrosa por expulsión del -- agua, dando la apariencia de hígado crudo, se tratará de un limo o de una arena fina y se dice que la reacción es positiva. En caso contra-- rio será una reacción negativa y se tratará de una arcilla.

- e) Resistencia en estado seco. En este caso se humedece el suelo hasta --

hacer una masa y se deja secar completamente. Una vez seco se prueba la resistencia al esfuerzo cortante rompiéndola y desmoronándola con los dedos. Cuanto más plástico es un suelo, tiene mayor resistencia al rompimiento.

Una alta resistencia que no permita la ruptura con la mano, indica que se trata de una arcilla. Las arenas finas y limos se pueden romper muy fácilmente con la mano.

- f) Tenacidad. Con una muestra de suelo se forma un rollito de aproximadamente 3 milímetros de diámetro, que se amasa y se vuelve a rolar - varias veces. Cuando la humedad de la muestra está próxima al límite plástico, si el rollito se agrieta profusamente, el suelo será un limo, pero si se parte y no presenta una tendencia a formar grietas se tratará entonces de una arcilla.

Ejemplo de aplicación

Una muestra de suelo que pesa 2750 gr., fue analizada en el laboratorio obteniéndose los resultados que aparecen en las tablas 1.1 a 1.3; se pide clasificar al suelo de acuerdo al SUCS, despreciando el contenido de materia orgánica.

Malla N°	Suelo retenido en gramos
1"	55
3/4"	163
1/2"	262
3/8"	403
No. 4	657
No. 10	559
No. 20	272
No. 40	95
No. 60	58
No. 100	35
No. 200	23
Pasa la No. 200	168

TABLA 1.1

" Análisis mecánico por medio de mallas "

Det.	Número de golpes (N)	Suelo húmedo + cápsula (gr)	Suelo seco + cápsula (gr)	Peso cápsula (gr)
1	32	45.68	39.35	27.52
2	23	42.92	36.12	25.73
3	15	43.65	36.75	28.26
4	8	41.49	33.16	24.48

TABLA 1.2

" Análisis de plasticidad para obtener el límite líquido "

Det.	Suelo húmedo + cápsula (gr)	Suelo seco + cápsula (gr)	Peso cápsula (gr)
1	28.31	25.67	19.31
2	30.23	27.18	21.17

TABLA 1.3

"Análisis de plasticidad para obtener el límite plástico"

Solución

A partir de las tablas 3.2 y 1.1 se obtuvieron los siguientes resultados previos al trazo de la curva granulométrica.

Malla No.	Abertura (mm)	Peso retenido (gr)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Que pasa
1"	25.4	55	2.00	2.00	98.00
3/4"	19.1	163	5.93	7.93	92.07
1/2"	12.7	262	9.53	17.46	82.54
3/8"	9.52	403	14.65	32.11	67.89
4	4.76	657	23.89	56.00	44.00
10	2.0	559	20.33	76.33	23.67
20	0.84	272	9.89	86.22	13.78
40	0.42	95	3.45	89.67	10.33
60	0.25	58	2.11	91.78	8.22
100	0.149	35	1.27	93.05	6.95
200	0.074	23	0.84	93.89	6.11
Pasa la malla 200		168	6.11	100.00	0.00

$$\sum P_s = 2750 \quad \sum \% = 100.00$$

TABLA 1.4

Al graficar los resultados de esta tabla se obtiene el diagrama 1.1

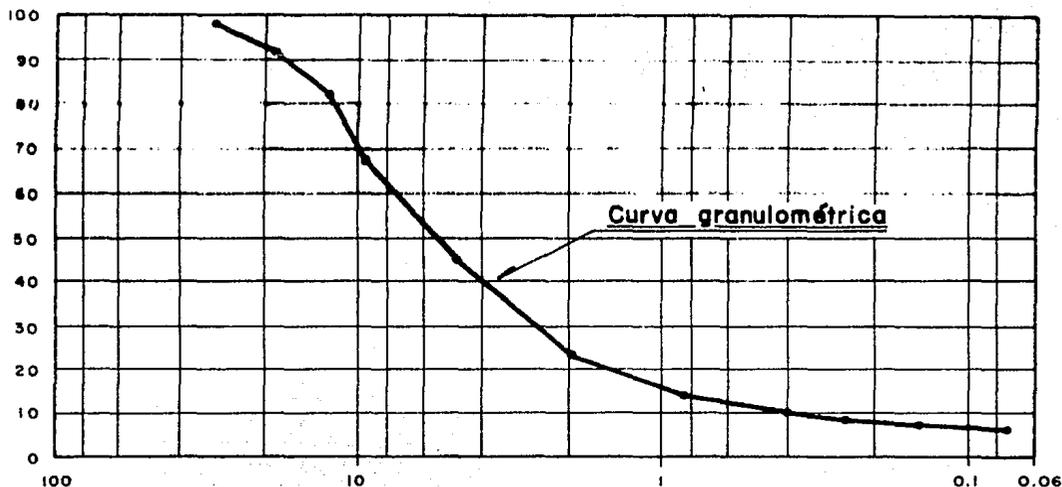


DIAGRAMA 1.1

Del diagrama:

$$\% \text{ gravas} = 98 - 44 = 54.0$$

$$\% \text{ arenas} = 44 - 6.11 = 37.89$$

$$\% \text{ finos} = 6.11$$

$$91.89 = \% \text{ gruesos}$$

En consecuencia, se trata de un suelo grueso cuyo comportamiento está gobernado por la granulometría y la plasticidad ya que el porcentaje de finos está entre 5 y 12.

El porcentaje de gravas es mayor que el de arenas, por lo que el suelo es una grava arenosa.

a) Análisis granulométrico

Del diagrama 1.1: $D_{60} = 7.7 \text{ mm.}$

$$D_{30} = 2.6 \text{ mm.}$$

$$D_{10} = 0.4 \text{ mm.}$$

Sustituyendo estos valores en las ecuaciones 3.1 y 3.2

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{7.7}{0.4} = 19.25$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}} = \frac{2.6^2}{7.7 \times 0.4} = 2.19$$

Los valores que reporta Casagrande para que una grava sea bien graduada son:

$$C_u \geq 4$$

$$1 \leq C_c \leq 3$$

Por lo tanto, la grava está bien graduada.

b) Análisis por plasticidad.

b.1 Obtención del límite líquido.

A partir de las tablas 3.4 y 1.2 se obtienen los datos para trazar la curva de fluidez.

Det.	N	Suelo húmedo + cápsula (gr)	Suelo seco + cápsula (gr)	Peso cápsula (gr)	Líquido (gr)	Sólido (gr)	Contenido de humedad (%)
1	32	45.68	39.35	27.52	6.33	11.83	53.51
2	23	42.92	36.12	25.73	6.8	10.39	65.45
3	15	43.65	36.75	28.26	6.9	8.49	81.27
4	8	41.49	33.16	24.48	8.33	8.68	95.97

TABLA 1.5

Graficando el número de golpes N contra el contenido de humedad, se obtiene el diagrama 1.2

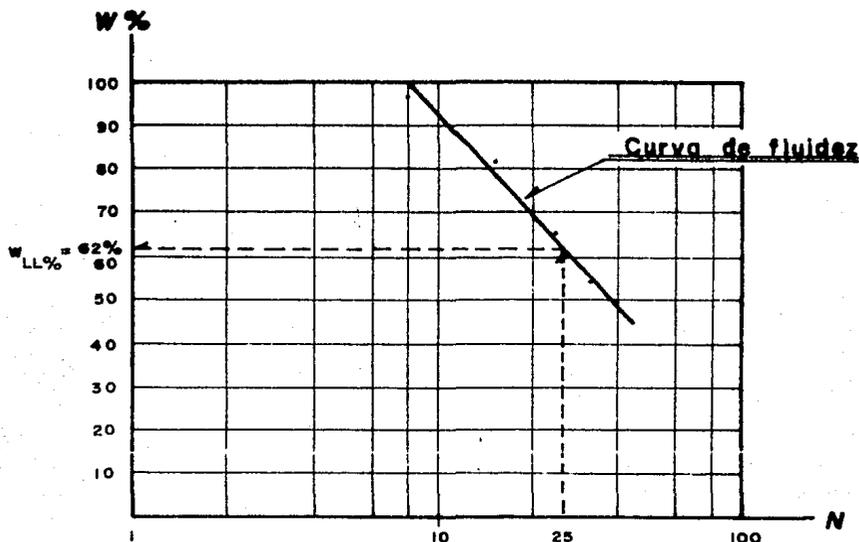


DIAGRAMA 1.2

De la figura y con $N=25$ se obtiene el valor del límite líquido.

$$w_{LL}\% = 62\%$$

b.2 Obtención del límite plástico.

A partir de las tablas 3.4 y 1.3 se obtiene el límite plástico.

Det.	Suelo húmedo + cápsula (gr)	Suelo seco + cápsula (gr)	Peso cápsula (gr)	Líquido (gr)	Sólido (gr)	Contenido de humedad (%)
1	28.31	25.67	19.31	2.64	6.36	41.51
2	30.23	27.18	21.17	3.05	6.01	50.75

TABLA 1.6

Aplicando los valores de la tabla 1.6 en la ecuación 3.4:

$$w_{LP\%} = \frac{41.51 + 50.75}{2} = 46.13 \%$$

Sustituyendo el límite líquido y el límite plástico en la ecuación 3.3 se obtiene el índice plástico.

$$IP_{\%} = 62 - 46.13 = 15.87 \%$$

Al aplicar el valor del límite líquido a la ecuación 3.6 se obtiene el índice plástico que le corresponde en la carta de plasticidad.

$$IP_{A\%} = 0.73 (w_{LL\%} - 20) = 0.73 (62 - 20) = 30.66 \%$$

Comparando resultados:

$$IP_{A\%} > IP_{\%}$$

En consecuencia, la fracción fina cae en la zona de los limos inorgánicos y de los limos y/o arcillas orgánicas. Ya que se desprecia el contenido de materia orgánica, los finos son limosos.

En resumen, el suelo es una grava arenosa bien graduada con un porcentaje de finos poco plásticos entre el 5 y 12, cuyo símbolo de acuerdo al SUCS es:

GW - GM

P A R T E

II

C A P I T U L O I V

"ESTADO DE ESFUERZOS EN LA MASA DEL SUELO"

Objetivo: Comprender las teorías existentes para determinar la distribución de esfuerzos en la masa del suelo.

En este capítulo se trata el problema de la distribución de esfuerzos aplicados a una masa de suelo. En realidad puede decirse que tal problema no ha sido satisfactoriamente resuelto ya que las soluciones que actualmente se aplican, basadas en la Teoría de la Elasticidad, adolecen de los defectos --- prácticos acarreados por las fuertes hipótesis impuestas. Los resultados que se obtengan de las aplicaciones prácticas deberán siempre de verse con el debido criterio y, no pocas veces, ajustarse con la experiencia.

Ecuación de Presiones

Sean dos partículas sólidas en contacto sobre un plano de área A_s , representativa de las áreas de contacto en toda la masa de suelo (figura 4.1).

A las dos partículas corresponde un área media A , también representativa. Considerando el equilibrio en la dirección de z :

$$P = P_s + (A - A_s) \cdot u_h \quad \dots\dots 4.1$$

Multiplicando la ecuación 4.1 por $1/A$:

$$\frac{P}{A} = \frac{P_s}{A} + \left[1 - \frac{A_s}{A}\right] u_h \quad \dots\dots 4.2$$

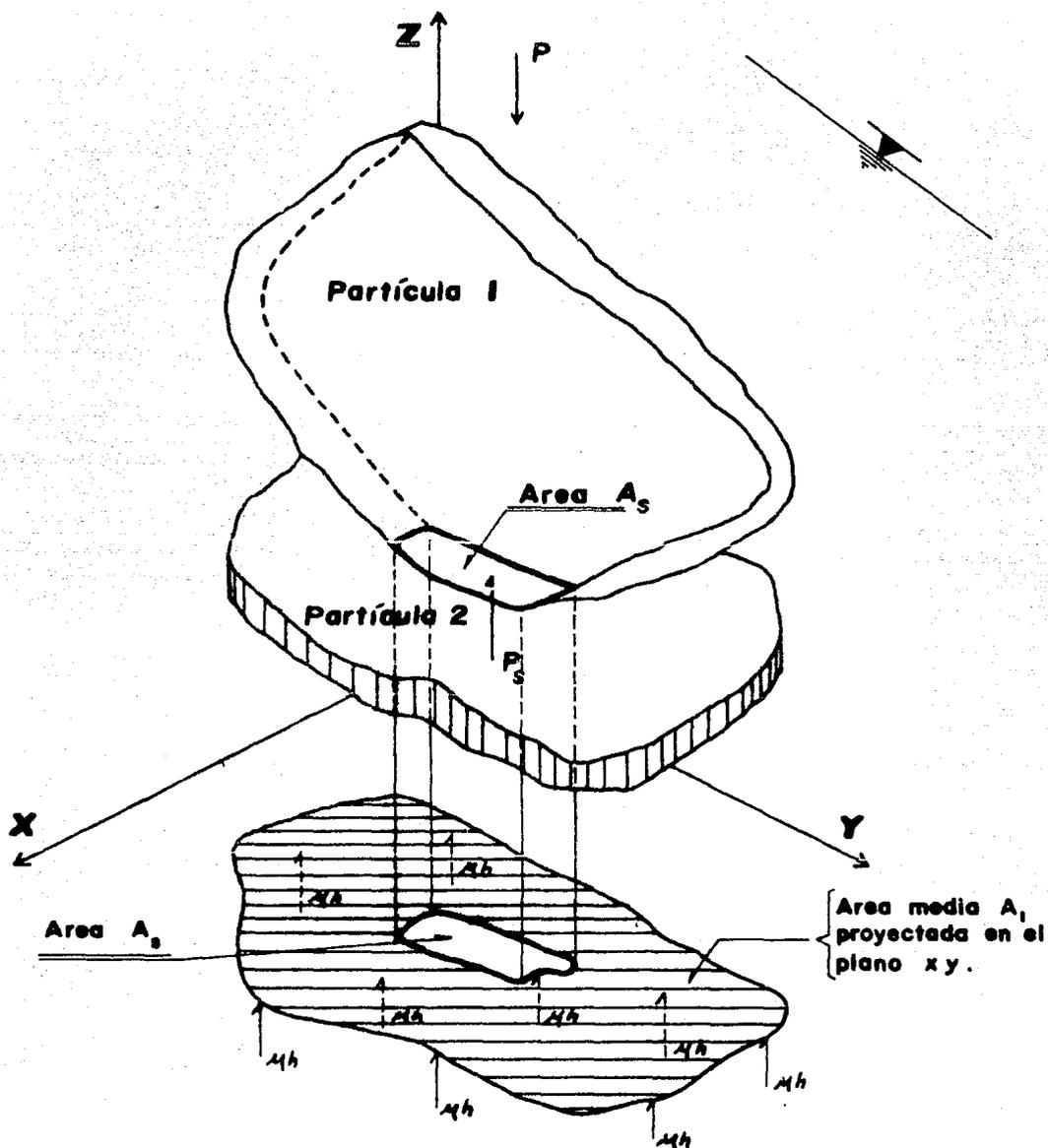


FIGURA 4.1

"Equilibrio de las fuerzas actuantes en dos partículas en contacto, representativas de una masa de suelo."

Sea la presión total, definida como la carga total aplicada al suelo en - un nivel dado entre el área total de la masa del mismo, tal que:

$$\sigma_0 = \frac{P}{A} \quad \dots\dots 4.3$$

Y la relación de áreas "a", tal que:

$$a = \frac{A_s}{A} \quad \dots\dots 4.4$$

Al sustituir las ecuaciones 4.3 y 4.4 en 4.1, el equilibrio de fuerzas - queda dado por la siguiente función:

$$\sigma_0 = \frac{P_s}{A} + (1 - a) \mu_h \quad \dots\dots 4.5$$

La presión intergranular está dada por la relación:

$$\sigma_g = \frac{P_s}{A} \quad \dots\dots 4.6$$

En el estudio del comportamiento mecánico de los suelos, se ha definido la presión efectiva ($\bar{\sigma}_0$) como aquélla que gobierna los cambios volumétricos o la resistencia de un agregado. Tradicionalmente se ha considerado a la presión intergranular como la efectiva para efectos de cálculo y análisis teóricos. Esta hipótesis ha resultado altamente satisfactoria en suelos, e incluso se ha comprobado tanto experimental como teóricamente, de manera que al sustituir la ecuación 4.6 en la ecuación 4.5 se tendrá que:

$$\sigma_0 = \bar{\sigma}_0 + (1 - a)\mu_h \quad \dots\dots 4.7$$

En un problema que requiera el cálculo de presiones se conocen P y A pero generalmente no puede conocerse en forma simple A_s ; en consecuencia, el valor de a no puede calcularse. Sin embargo dicho valor es sumamente pequeño y en la mayoría de los casos despreciable, es decir que:

$$\sigma_0 = \bar{\sigma}_0 + \mu_h \quad \dots\dots 4.8$$

Un suelo (seco, parcialmente saturado o saturado) al ser cargado se deforma. La deformación puede ser causada por fuerzas internas (peso propio, -- bombeo, etc.) o por fuerzas externas (sobrecargas), que inducen en su espesor incrementos de presión $\Delta\sigma$, que varían con la profundidad.

La deformación de los suelos se compone de:

- ° La deformación de las partículas sólidas.
- ° La deformación del agua.
- ° La deformación de la estructuración de las partículas sólidas.

En el rango de presiones con que se trabaja, la deformación de los sólidos y del agua es muy pequeña, por lo tanto, se acepta que la deformación pre dominante es la de la estructura. Consecuentemente, para que se deforme la es tructura es necesario que aumenten o disminuyan los vacíos del suelo.

Deformación del Suelo Seco

En un suelo seco, la deformación será rápida y prácticamente independiente del tiempo, ya que para variar los vacíos, solo se debe ganar o expulsar - el aire de ellos o bien deformarse éste.

Deformación del Suelo Parcialmente Saturado

En un suelo parcialmente saturado, la deformación de la estructura ocu-- medida que la parte del agua es drenada o puesta en movimiento de un si tío a otro. Este movimiento produce un retraso en la deformación hasta que el grado de saturación llega al 100%. El fenómeno de la deformación de los sue--

los parcialmente saturados no ha sido bien estudiado.

Deformación del Suelo Saturado.

En un suelo saturado, para que la estructura pueda deformarse será necesario que el agua se desaloje de los vacíos; por consiguiente, la deformación dependerá de la velocidad con que el agua salga del suelo. A este fenómeno se le llama "Retraso Hidrodinámico de la Deformación".

Analogía Mecánica de Terzaghi.

Sea un cilindro de sección recta A_T , provisto de un pistón de espesor -- despreciable sin fricción y con un pequeño orificio. El pistón está soportado por un resorte unido al fondo del cilindro y éste está totalmente lleno de agua. Si se aplica al pistón una carga ΔP , manteniendo el orificio cerrado, el resorte no podrá deformarse ya que toda la carga es soportada por el agua. Al abrir el orificio, entre el interior y el exterior del pistón habrá en un -- principio una diferencia de presiones igual a $\Delta P/A_T$, que genera el gradiente necesario para que el agua salga y permita la deformación del resorte. La velocidad de transferencia de carga del agua al resorte depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del agua.

En el suelo, la estructura puede considerarse representada por el resorte, el agua libre por el agua del cilindro y los conductos capilares por el o rificio del pistón.

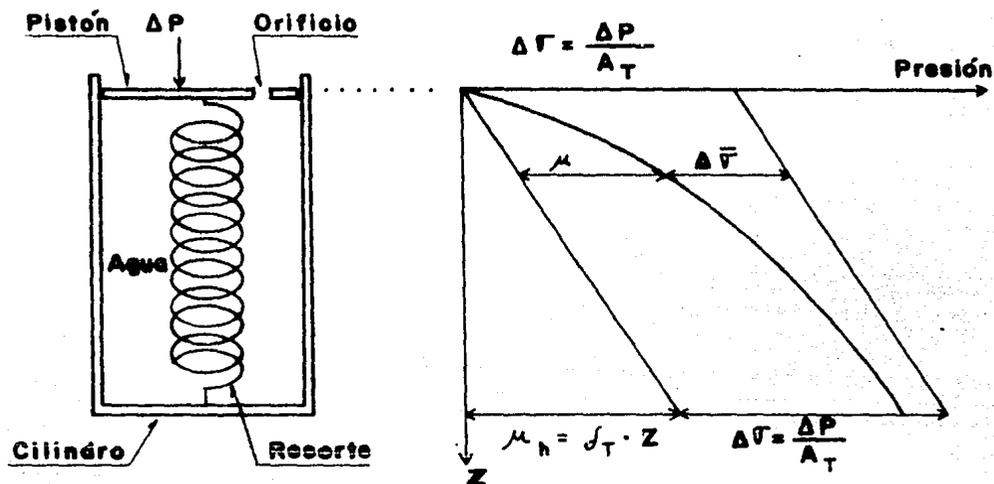


FIGURA 4.2
"Analogía mecánica de Terzaghi"

μ : Presión en exceso a la hidrostática.

$\Delta \bar{\sigma}$: Presión que toma el resorte (incremento de presión efectiva)

Se cumple lo siguiente:

$$\text{Para: } \left. \begin{array}{l} t = 0 \\ \Delta \sigma = \mu \\ \Delta \bar{\sigma} = 0 \end{array} \right\} \dots\dots 4.9$$

$$\text{Para } \left. \begin{array}{l} t = \infty \\ \Delta \sigma = \Delta \bar{\sigma} \\ \mu = 0 \end{array} \right\} \dots\dots 4.10$$

$$\text{Para: } 0 < t < \infty \left. \begin{array}{l} \Delta \sigma = \Delta \bar{\sigma} + \mu \end{array} \right\} \dots\dots 4.11$$

Sumando las ecuaciones 4.8 y 4.11:

$$\sigma_0 + \Delta \sigma = \bar{\sigma}_0 + \Delta \bar{\sigma} + \mu_h + \mu \dots\dots 4.12$$

$$\sigma = \bar{\sigma} + \mu_n \dots\dots 4.13$$

μ_n : Presión neutra o de poro.

a) Cálculo de la Presión Total, Hidrostática y Efectiva.

a.1) La presión total σ es debida a la masa de las fases sólida y líquida y a la influencia de las sobrecargas. Debido a la masa de las fases, su magnitud se calcula de la manera siguiente:

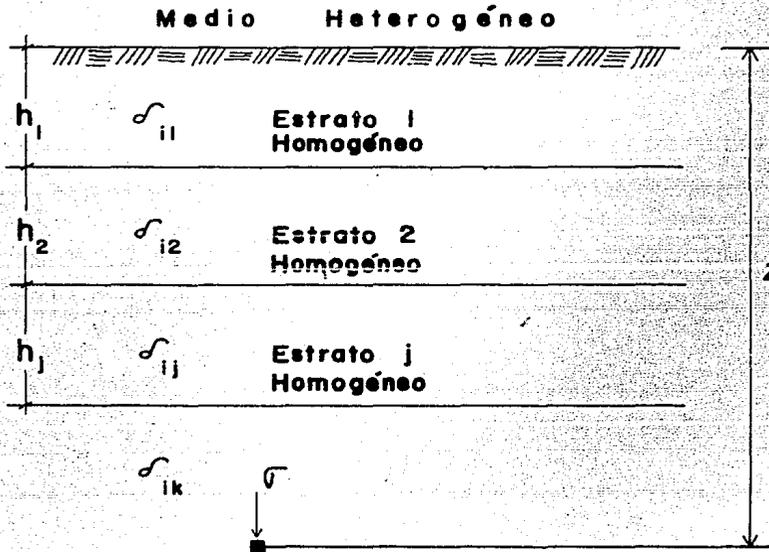


FIGURA 4.3

"Cálculo de la presión total en un medio heterogéneo"

$$\sigma = \sum_1^j [\delta_{ij} \cdot h_j] + [z - \sum_1^j h_j] \cdot \delta_{ik} \quad \dots\dots 4.14$$

$\delta_i = \delta_d$, si el estrato o parte de él está seco.

$\delta_i = \delta_m$, si el estrato o parte de él está parcialmente saturado o saturado.

a.2) Cálculo de la Presión Neutra.

Presión Hidrostática μ_h

Tensión Superficial. Una Mólcula de agua ubicada en el interior de

una masa líquida es atraída con fuerzas iguales por las moléculas que la rodean, mientras que una molécula ubicada en la superficie libre está expuesta a atracciones por parte del aire y del líquido, que son diferentes y no se equilibran; dando origen a un estado de tensión en toda la superficie libre del líquido. A este estado se le conoce como "Tensión Superficial".

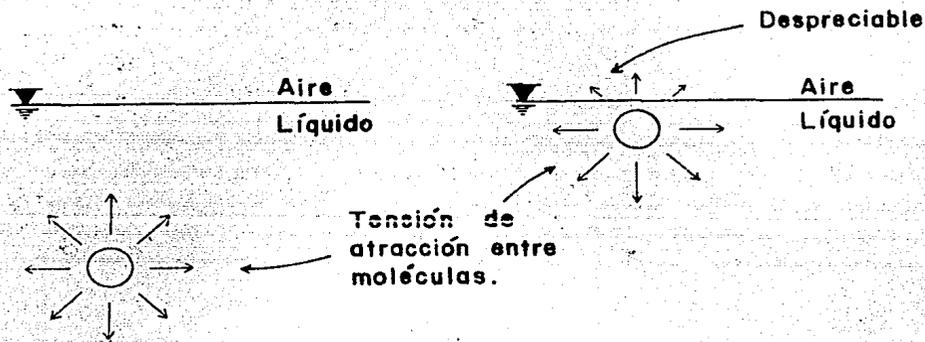


FIGURA 4.4
"Tensión superficial"

Debido a que la presión inmediatamente abajo de la superficie libre del agua es mayor que la tensión superficial (eso si se desprecia el aumento de presión debido a la masa del agua con la profundidad), se tendrá una diferencia de presiones que originará entre otros fenómenos, la "ascensión capilar" del agua.

Diferencia de Presiones que Produce la Ascensión Capilar.

Sea la figura siguiente:

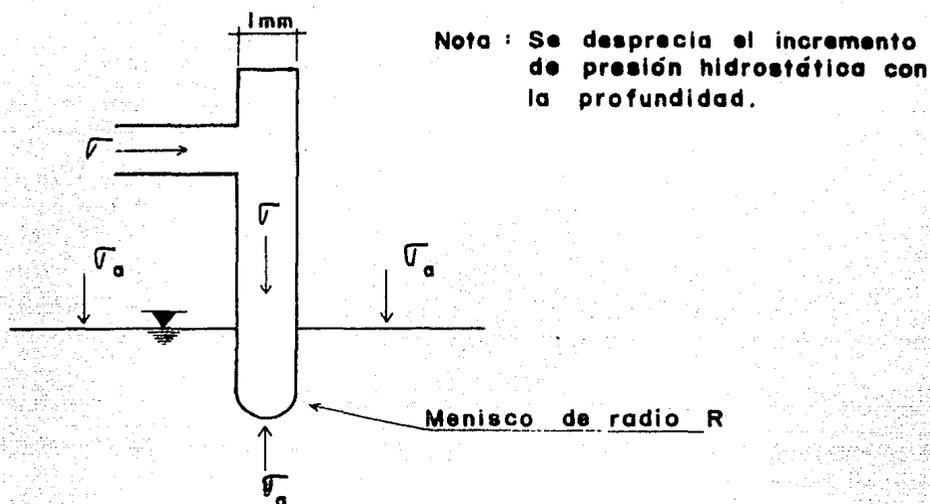


FIGURA 4.5
"Modelo para la determinación de presiones que genera la ascensión capilar"

Al aplicar la presión σ , el menisco adopta la forma de una semiesfera de área:

$$A = 2 \cdot \pi \cdot R^2 \quad \dots\dots 4.15$$

Cuando σ se incrementa en un $d\sigma$, R crece en un dR y el área se incrementa en un dA , tal que:

$$dA = 4\pi R \cdot dR \quad \dots\dots 4.16$$

(derivando a 4.15)

Experimentalmente se sabe que el trabajo necesario para incrementar el área en el dA vale:

$$dT = T_s \cdot dA \quad \dots\dots 4.17$$

T_s : Coeficiente de tensión superficial que se mide en unidades de trabajo por unidad de área.

Sustituyendo 4.16 en 4.17:

$$dT = 4\pi T_s R \cdot dR \quad \dots\dots 4.18$$

En un área ds del menisco, la diferencia de presiones $(\sigma - \sigma_a)$ produce una fuerza que vale:

$$F = (\sigma - \sigma_a) \cdot ds \quad \dots\dots 4.19$$

Cuando el área del menisco se incrementa al aumentar σ , la fuerza F (despreciando el incremento de presión $\Delta\sigma$) realiza un trabajo dado por:

$$dT = (\sigma - \sigma_a) \cdot ds \cdot dR \quad \dots\dots 4.20$$

El trabajo total realizado en el área del menisco se obtiene integrando a ds :

$$\int ds = A = 2\pi R^2 \quad \dots\dots 4.21$$

Sustituyendo a 4.21 en 4.20:

$$dT = (\sigma - \sigma_a) \cdot 2\pi R^2 \cdot dR \quad \dots\dots 4.22$$

Igualando 4.18 y 4.22:

$$4\pi T_s R \cdot dR = (\sigma - \sigma_a) \cdot 2\pi R^2 \cdot dR$$

De donde:

$$(\sigma - \sigma_a) = 2 \frac{T_s}{R} \quad \dots\dots 4.23$$

(tensión)

Que es la diferencia de presiones que produce la ascensión capilar.

Altura de Ascensión Capilar.

Sea la figura siguiente:

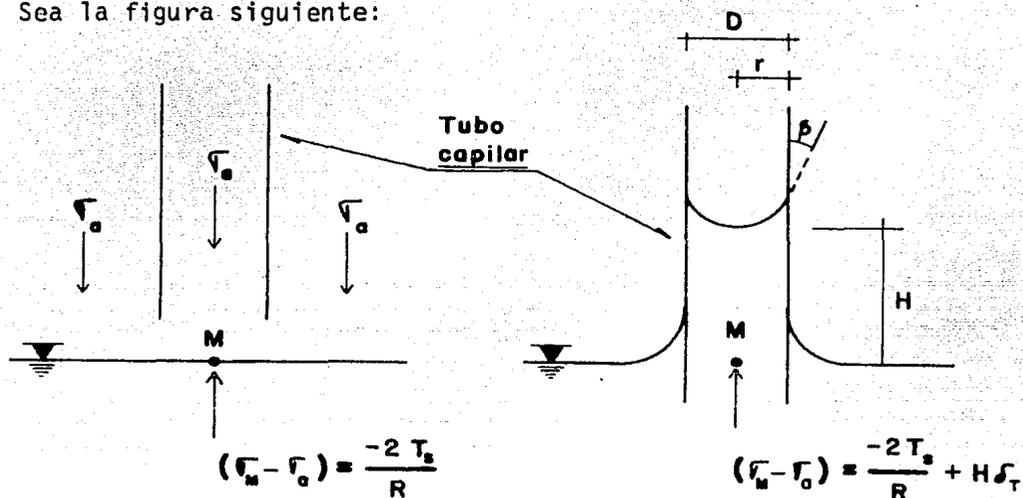


FIGURA 4.6
" **Altura de ascensión capilar** "

Al momento de introducir el tubo al líquido:

$$\sigma_M - \sigma_a = -2 \frac{T_s}{R} \quad \dots 4.24$$

Por esta diferencia de presiones, el agua sube por el tubo hasta formar una columna cuya masa la equilibra, cumpliéndose que:

$$\sigma_M - \sigma_a = -2 \frac{T_s}{R} + H \delta_T \quad \dots 4.25$$

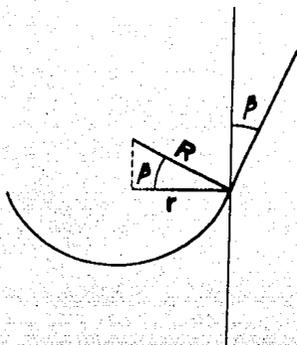
Pero en ese momento también se cumple que:

$$\sigma_M = \sigma_a \quad \dots 4.26$$

Sustituyendo 4.26 en 4.25:

$$H \delta_T = 2 \frac{T_s}{R} \quad \dots 4.27$$

Por trigonometría:



R : Radio del menisco

r : Radio del tubo capilar

FIGURA 4.7
"Relación entre R y r "

$$R = \frac{r}{\cos \beta} \quad \dots\dots 4.28$$

Sustituyendo 4.28 en 4.27:

$$H = \frac{2 T_s \cos \beta}{r \cdot \delta_T} \quad \dots\dots 4.29$$

Para el contacto agua-aire:

$$T_s = 0.073 \text{ grf/cm} \quad \dots\dots 4.30$$

Para el caso: agua-vidrio húmedo:

$$\beta = 0^\circ \text{ (ascensión máxima)} \quad \dots\dots 4.31$$

$$r = \frac{D}{2} \quad \dots\dots 4.32$$

Sustituyendo 4.30, 4.31 y 4.32 en 4.29:

$$H = \frac{0.292}{D} \quad \dots\dots 4.33$$

Para los suelos, es práctico tomar la relación siguiente:

$$D = \frac{D_{1.0}}{5} \quad \dots\dots 4.34$$

La posición del nivel de aguas freáticas se determina en campo utilizando cualquiera de los dos procedimientos siguientes:

- 1.- Haciendo una perforación en la que al paso del tiempo se estabiliza el nivel del agua libre y se mide su posición con una regla graduada.

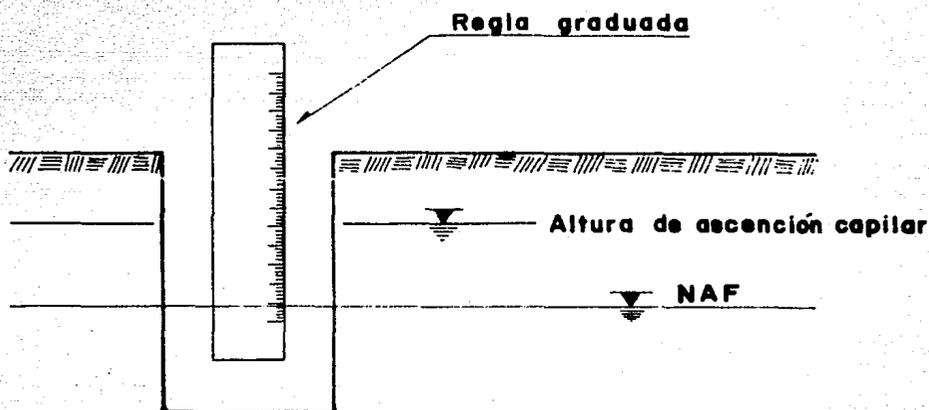


FIGURA 4.9

"Determinación de la posición del NAF"

- 2.- Introduciendo al suelo un tubo con un filtro y una celda de presión o "Piezómetro" en su extremo. Con este dispositivo se determina la "Altura Piezométrica". La altura piezométrica es aquella que resulta de medir la carga hidráulica total a la profundidad Z .

Sea la figura siguiente (4.10) y por Bernoulli, tenemos que:

$$H = Z + \frac{u_h}{\delta_T} \quad \dots\dots 4.37$$

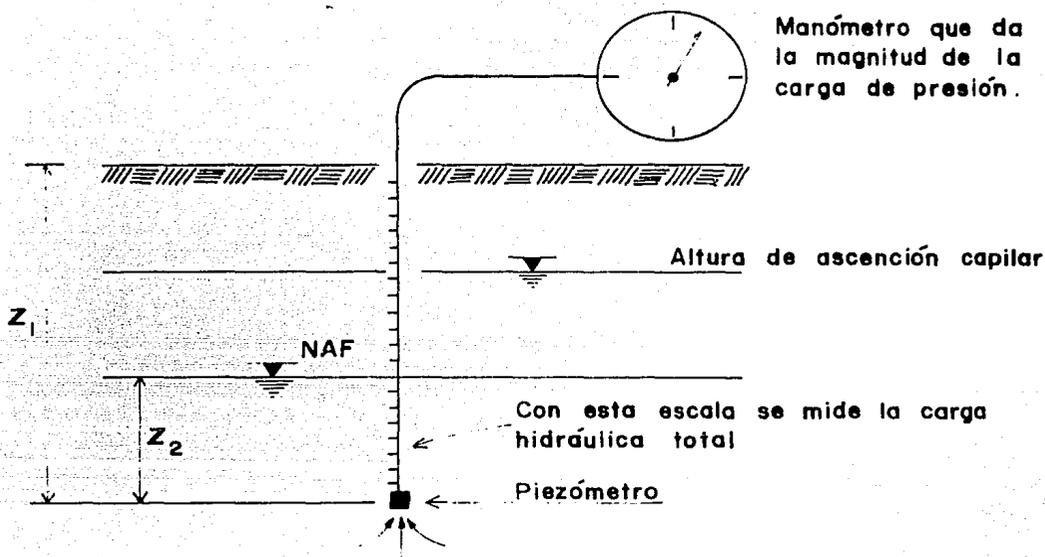


FIGURA 4.10

" Determinación del NAF por medio de un piezómetro "

De la figura 4.10:

$$Z = Z_1 - Z_2 \quad \dots\dots 4.38$$

(carga de posición)

$$\frac{u_h}{\delta_T} = Z_2 \quad \dots\dots 4.39$$

Sustituyendo 4.38 y 4.39 en 4.37:

$$H = Z_1 \quad \dots\dots 4.40$$

Ya que por cualquiera de los dos métodos se perfora al suelo, la altura de ascensión capilar no puede determinarse.

b) Estimación de la Presión Inducida.

El problema de la determinación de los incrementos de presión $\Delta\sigma$ inducidos al suelo, no ha sido satisfactoriamente resuelto. Las soluciones que se

estudiarán a continuación, basadas en la teoría de la elasticidad, parten de las hipótesis siguientes:

- ° El suelo es homogéneo.
- ° El suelo es isótropo.
- ° El suelo es linealmente elástico.
- ° El suelo es semi-infinito.

Teoría de Boussinesq (1885).

1.- Incrementos de presión inducidos por una carga concentrada.

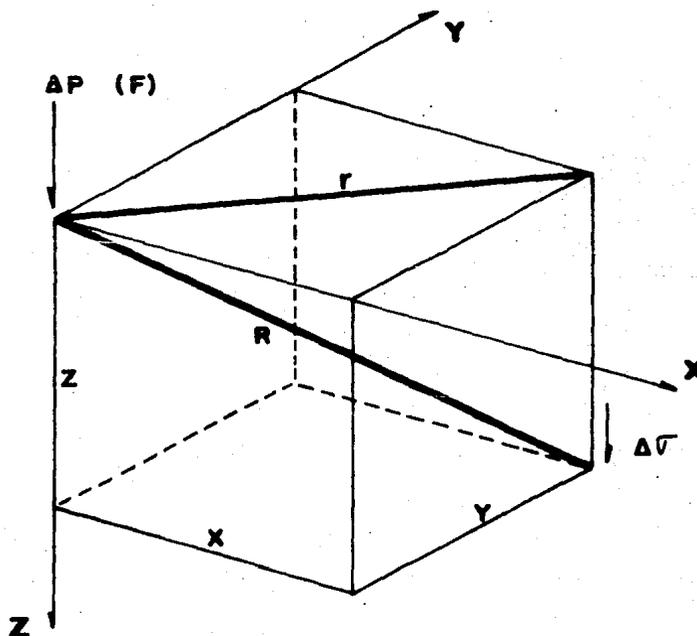


FIGURA 4.11

"Incrementos de presión inducidos por una carga concentrada"

$$\Delta\sigma = \frac{3\Delta P}{2\pi} \cdot \frac{Z^3}{R^5} \quad \dots\dots 4.41$$

$$R = \sqrt{r^2 + Z^2} \quad \dots\dots 4.42$$

$$r = \sqrt{X^2 + Y^2} \quad \dots\dots 4.43$$

2.- Incrementos de presión debidos a una carga lineal de longitud y finita.

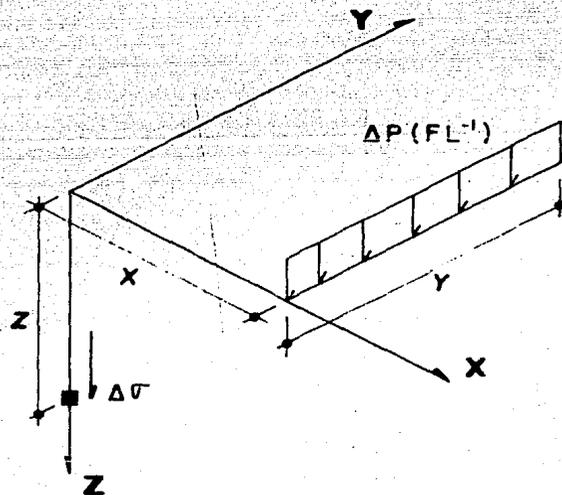


FIGURA 4.12

" Incrementos de presión inducidos por una carga lineal uniformemente repartida "

Sean los parámetros adimensionales:

$$m = \frac{X}{Z} \quad \text{(fijo)} \quad \dots\dots 4.44$$

$$n = \frac{Y}{Z} \quad \text{(fijo)} \quad \dots\dots 4.45$$

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta P}{Z} \cdot \underbrace{\frac{1}{2\pi} \cdot \frac{n}{(m^2+1)(m^2+n^2+1)^{\frac{1}{2}}} \cdot \left[\frac{1}{m^2+n^2+1} + \frac{2}{m^2+1} \right]}_{P_0} \dots\dots 4.46$$

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta P}{Z} \cdot P_0 \dots\dots 4.47$$

Los valores de m , n y P_0 fueron graficados por R. E. Fadum.

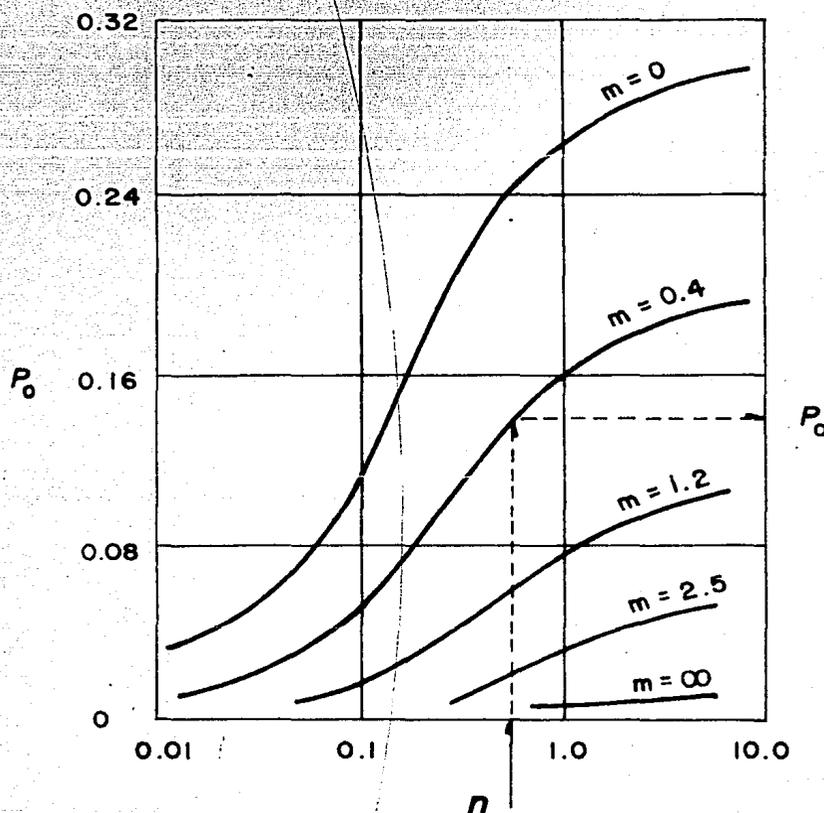


FIGURA 4.13

"Valores de influencia para una carga lineal uniformemente repartida"

- °° Incrementos de presión para un punto que no coincide con el extremo de la línea de acción de la carga.

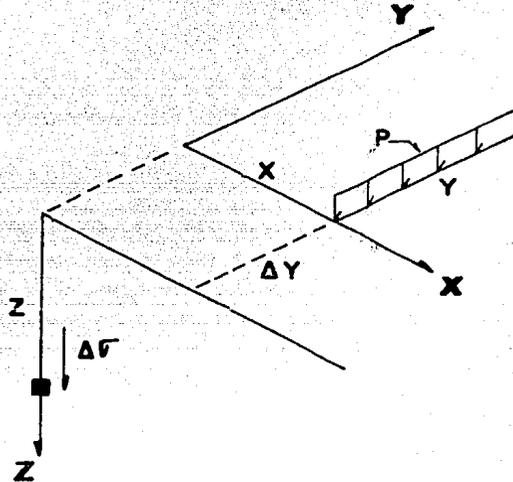


FIGURA 4.14

" Incrementos de presión inducidos a un punto alejado de la línea de acción de la carga "

- a) Se estima $\Delta\sigma_1$ suponiendo la carga ΔP aplicada en la longitud: $Y + \Delta Y$
 b) Se estima $\Delta\sigma_2$ suponiendo la carga ΔP aplicada en la longitud: ΔY

$$\therefore \Delta\sigma = \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2 \quad \dots\dots 4.48$$

- 3.- Incrementos de presión debidos a una carga uniformemente repartida - en un área rectangular flexible.

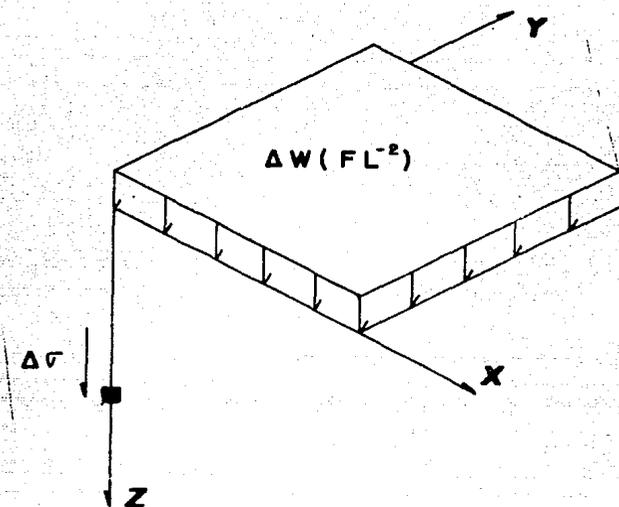


FIGURA 4.15

" Incrementos de presión inducidos por una carga uniformemente repartida en un área rectangular "

Sean los parámetros dados por 4.44 y 4.45 ahora intercambiables:

$$\Delta\sigma = \Delta w \cdot \underbrace{\frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn(m^2+n^2+1)^{\frac{1}{2}}}{m^2+n^2+1+m^2 \cdot n^2} \cdot \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \operatorname{tg}^{-1} \left[\frac{2mn(m^2+n^2+1)^{\frac{1}{2}}}{m^2+n^2+1-m^2 \cdot n^2} \right] \right]}_{w_0} \dots\dots 4.49$$

Nota: El ángulo obtenido debe expresarse en radianes. Cuando su magnitud es inferior a cero, se le suma π radianes.

Por lo tanto:

$$\Delta\sigma = \Delta w \cdot w_0$$

\dots\dots 4.50

Los valores de m , n y w_0 también fueron graficados por Fadum.

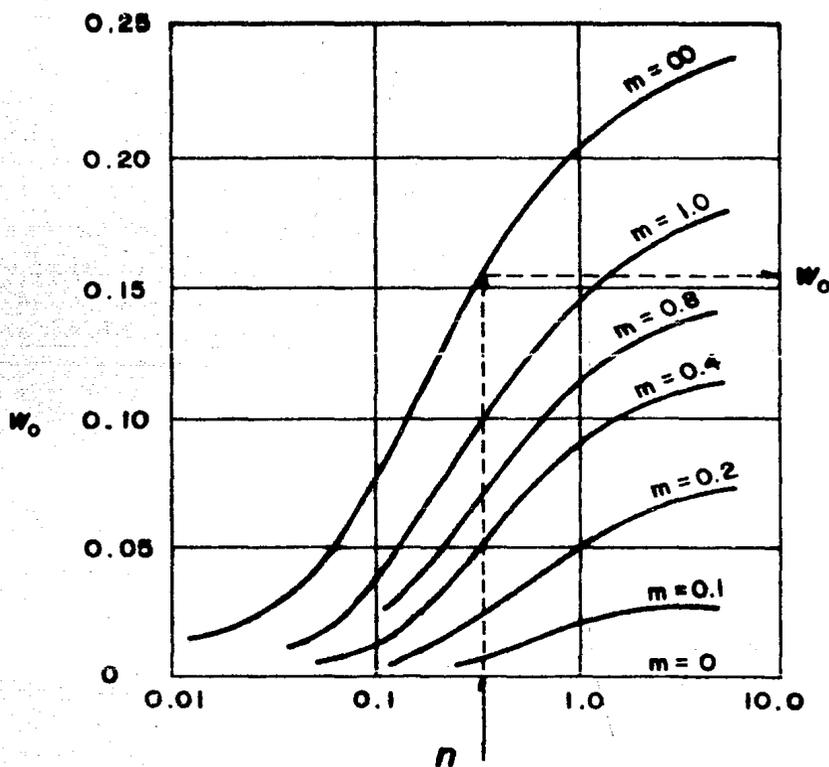


FIGURA 4.16

"Valores de influencia para una carga uniformemente repartida en un área rectangular"

" Incremento de presión para un punto ubicado dentro del área cargada.

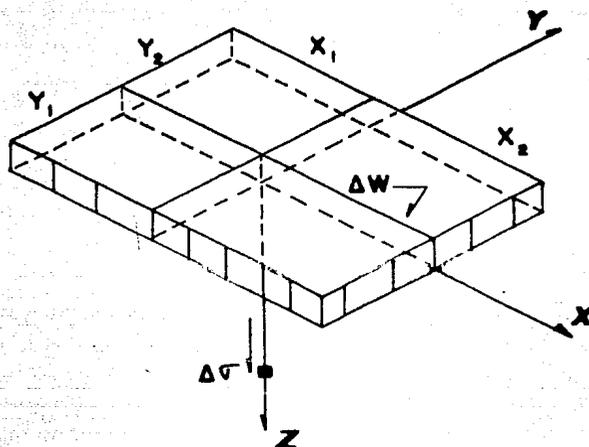


FIGURA 4.17

" Incrementos de presión para un punto dentro del área cargada "

a) Se estima $\Delta\sigma_1$ para el área de dimensiones: x_1, y_1 .

b) Se estima $\Delta\sigma_2$ para el área de dimensiones: x_1, y_2 .

c) Se estima $\Delta\sigma_3$ para el área de dimensiones: x_2, y_1 .

d) Se estima $\Delta\sigma_4$ para el área de dimensiones: x_2, y_2 .

Por lo tanto:
$$\Delta\sigma = \sum_{i=1}^4 \Delta\sigma_i \quad \dots\dots 4.51$$

"" Incremento de presión para un punto ubicado fuera del área cargada.

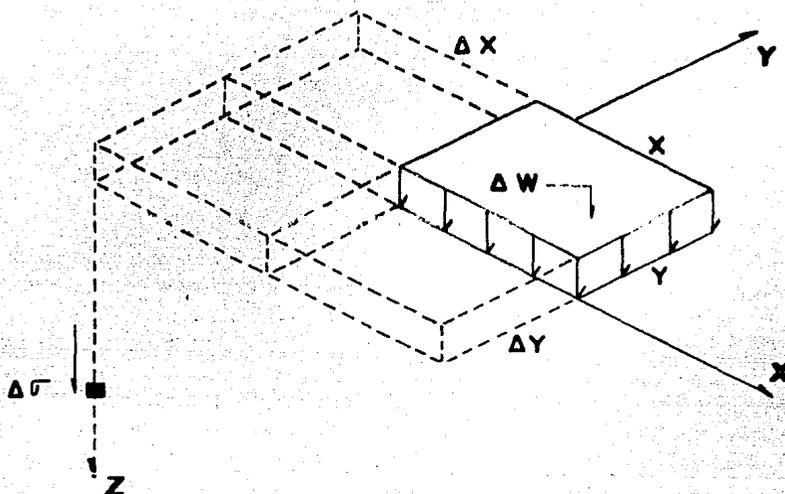


FIGURA 4.18

"Incrementos de presión para un punto fuera del área cargada"

- Se estima $\Delta\sigma_1$ suponiendo la carga Δw aplicada en el área de dimensiones: $x + \Delta x$, $y + \Delta y$.
- Se estima $\Delta\sigma_2$ suponiendo la carga Δw aplicada en el área de dimensiones: $x + \Delta x$, Δy .
- Se estima $\Delta\sigma_3$ suponiendo la carga Δw aplicada en el área de dimensiones: Δx , $y + \Delta y$.
- Se estima $\Delta\sigma_4$ suponiendo la carga Δw aplicada en el área de dimensiones: Δx , Δy .

Por lo tanto:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3 + \Delta\sigma_4$$

..... 4.52

- 4.- Incrementos de presión debidos a una carga uniformemente repartida - en un área circular flexible.

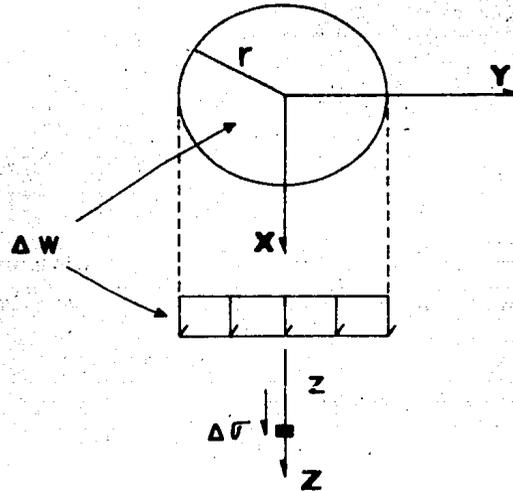


FIGURA 4.19

"Incrementos de presión inducidos por una carga uniformemente repartida en un área circular"

$$\Delta \sigma = \Delta w \left[1 - \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{3/2} \right] \quad \dots \quad 4.53$$

°° Carta de Newmark.

Newmark desarrolló en 1942 un método gráfico que permite obtener los incrementos de presión transmitidos al suelo para cualquier condición de carga uniformemente repartida en un área cualquiera. De la ecuación 4.53:

$$\frac{r}{z} = \left[\left[1 - \frac{\Delta \sigma}{\Delta w} \right]^{-2/3} - 1 \right]^{1/2} \quad \dots \quad 4.54$$

Al hacer en la ecuación 4.54 a $\Delta \sigma / \Delta w = 0.1$, se obtiene a $r/z = 0.27$, es de

cir, se tiene un círculo cargado de radio $r = 0.27z$ que transmite a un punto ubicado a la profundidad z sobre la normal a dicho círculo un incremento de presión $\Delta\sigma = 0.1\Delta w$.

Al hacer $\Delta\sigma/\Delta w = 0.2$, se obtiene $r/z = 0.40$, es decir, se tiene un círculo cargado de radio $r = 0.4z$ que transmite al mismo punto ubicado a la profundidad z , un incremento de presión $\Delta\sigma = 0.2\Delta w$. Como el primer círculo produce en dicho punto un $\Delta\sigma = 0.1\Delta w$, se deduce que la corona circular agregada produce el otro $\Delta\sigma = 0.1\Delta w$.

Al darse a $\Delta\sigma/\Delta w$ los valores: 0.3, 0.4, 0.5, etc., se obtienen círculos de radios $0.51z$, $0.63z$, $0.76z$, etc., cuyas coronas circulares contribuyen con un $\Delta\sigma = 0.1\Delta w$ cada una. Para $\Delta\sigma/\Delta w = 1.0$, $r = \infty$. Sin embargo, esta corona también contribuye con un $\Delta\sigma = 0.1\Delta w$.

Al dividir al círculo y las coronas circulares así formadas, en 20 segmentos iguales, cada segmento (ya sea del círculo o de cualquier corona) induce un incremento de presión que vale:

$$I_n = \frac{0.1\Delta w}{20} = 0.005\Delta w \quad \dots 4.55$$

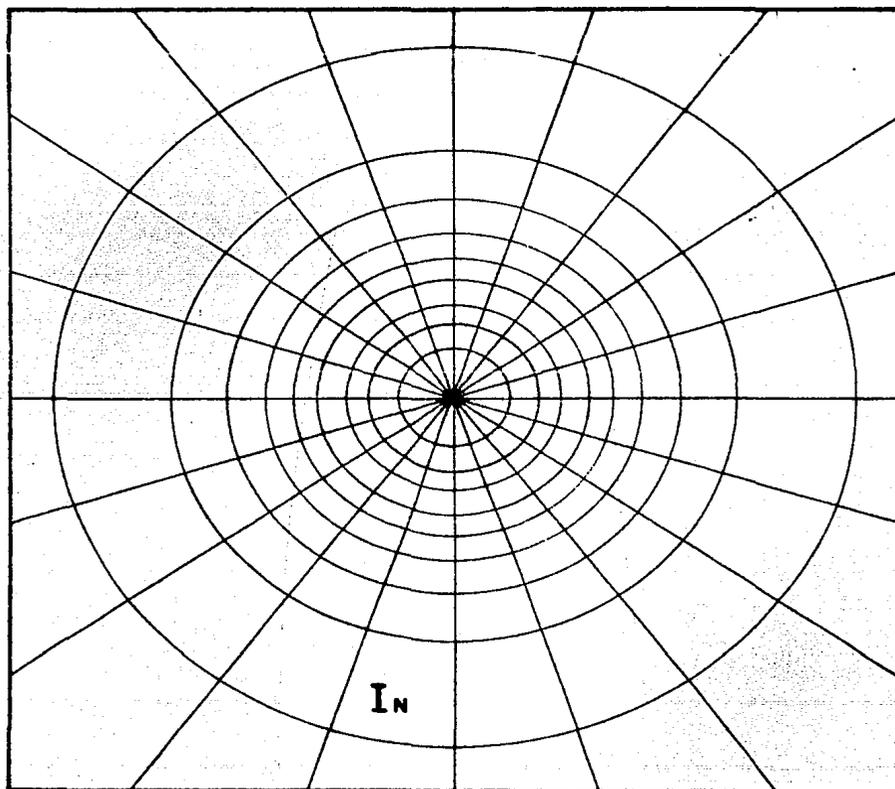
La cantidad 0.005, es el valor de influencia de cada segmento. Los segmentos en que se divide a la corona en que $r = \infty$, también cooperan con 0.005w al incremento de presión total; sin embargo, como las dimensiones de las áreas cargadas con que se trabaja son finitas, el efecto de la última corona no se toma en cuenta.

La carta de Newmark así construida, se utiliza en tal forma que su cen--

tro coincida con el punto bajo el cual ha de calcularse el incremento de presión; se cuentan los segmentos que engloba el área cargada, aproximando las fracciones. La suma de estos, multiplicada por el valor de influencia común, da la magnitud del $\Delta\sigma$ inducido. En la práctica, se construye una carta y varias plantillas del área cargada, de acuerdo con la relación de escala:

$$1 : E_p = 1 : \frac{z_{\text{real}}}{z_{\text{carta}}} \quad \dots\dots 4.56$$

La máxima utilidad de la carta se obtiene tanto para una zona con cargas de diferente magnitud, como para mediciones en puntos ubicados fuera del área cargada.



$Z_{\text{CARTA}} = 3 \text{ cm}$

FIGURA 4.20
" Carta de Newmark "

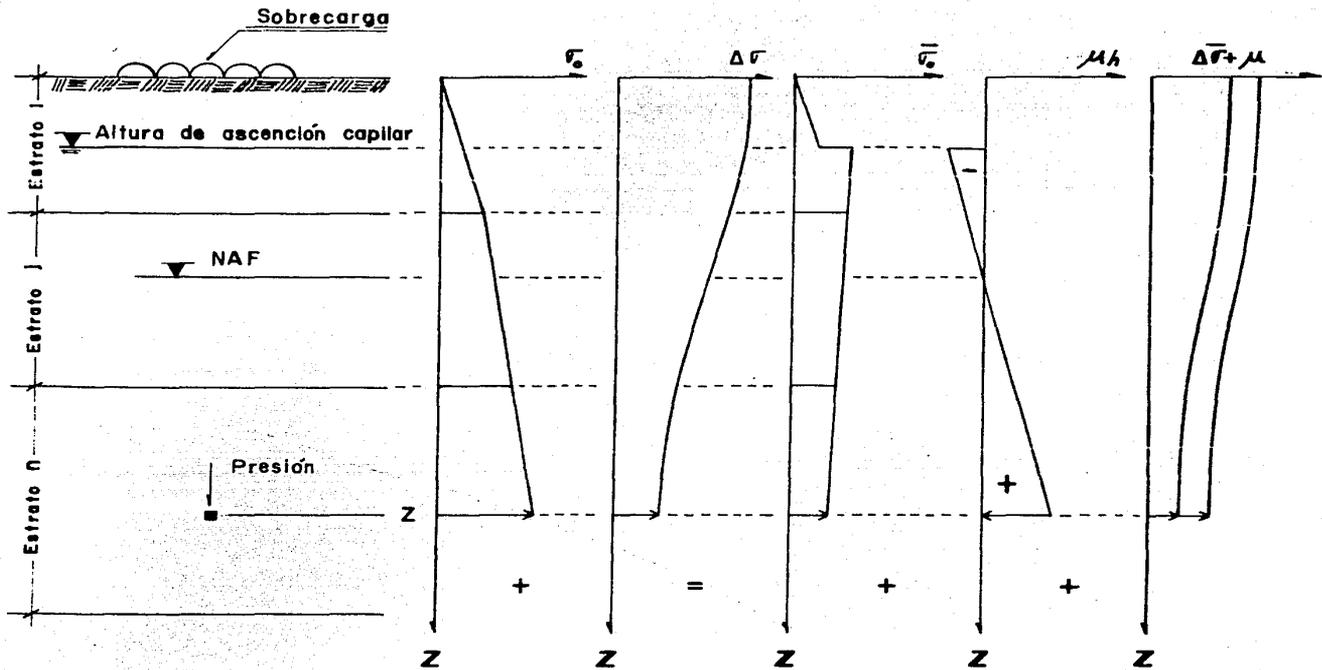
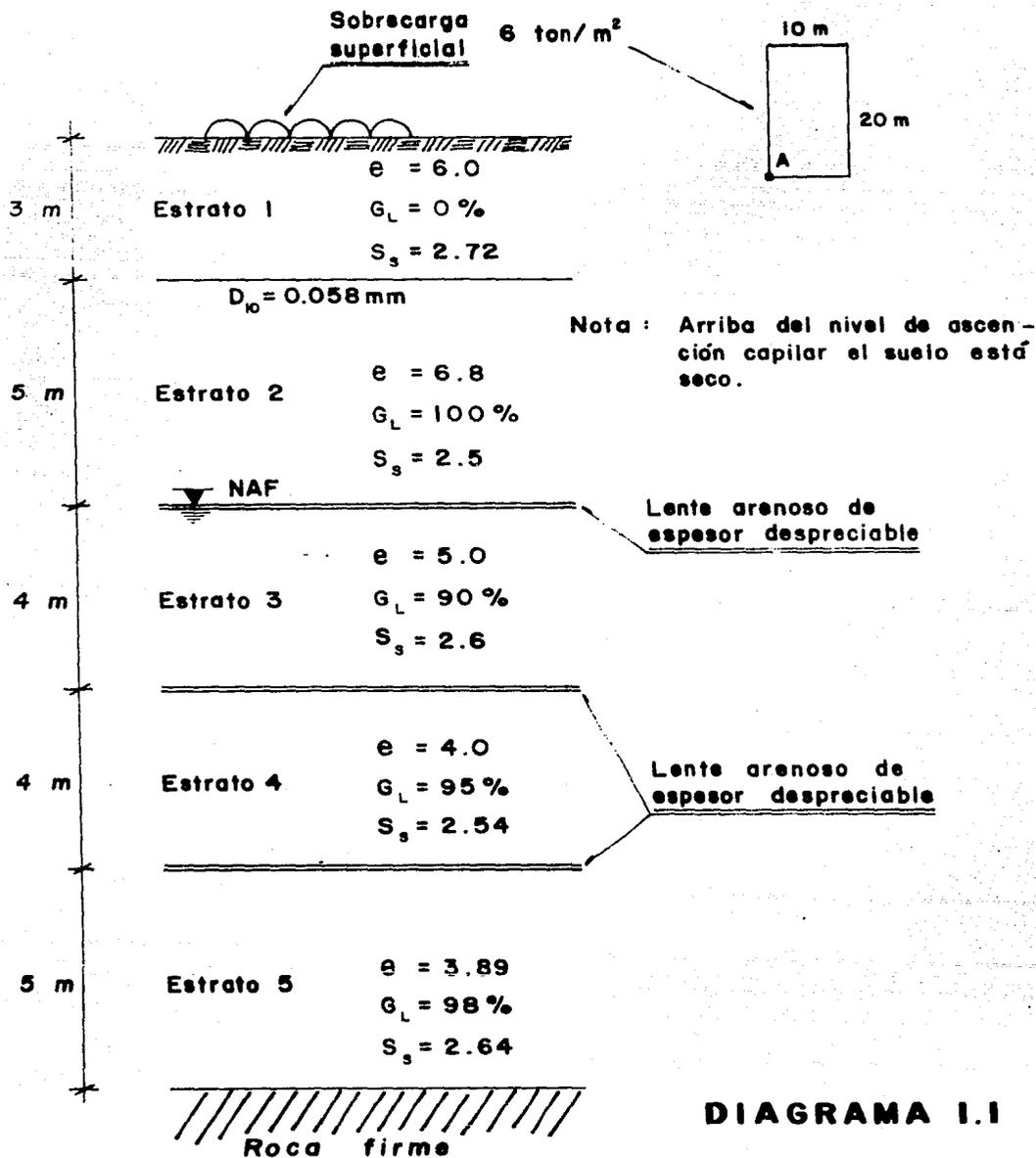


FIGURA 4.21

"Representación gráfica del estado de presiones en los suelos"

Ejemplo de aplicación

Determinar los diagramas de presiones totales, hidrostáticas y efectivas así como el bulbo de presiones inducidas, para las condiciones del depósito de suelo que aparecen en el diagrama siguiente:



Solución

El primer paso para resolver el problema consiste en determinar la altura a que asciende el agua por capilaridad.

De la ecuación 4.35 y del diagrama 1.1:

$$H = \frac{1.46}{D_{10}} = \frac{1.46}{0.058/10} = 251.7 \approx 2.52 \text{ m}$$

H : cm., D_{10} : cm.

En consecuencia los primeros 2.48 metros del estrato 2 están secos mientras que los restantes 2.52 metros se encuentran saturados por capilaridad.

A partir de los datos de cada estrato, se observa que se pueden obtener los pesos volumétricos en función de la relación de vacíos, el grado de saturación y la densidad de sólidos.

Sea una muestra de suelo parcialmente saturada:

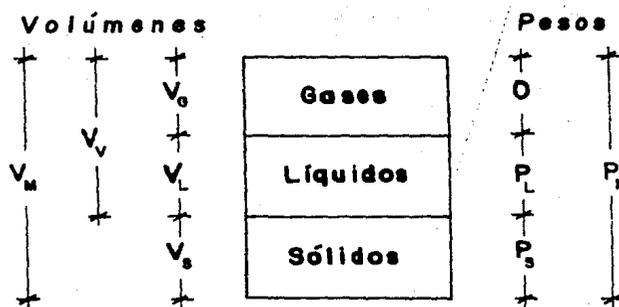


DIAGRAMA 1.2

Del capítulo II:

$$e = \frac{V_V}{V_s} \quad (\text{ec. 2.5}) \quad \dots 1$$

$$G_L = \frac{V_1}{V_V} \text{ (ec. 2.8) } \dots\dots 2$$

$$S_S = \frac{P_S}{V_S \gamma_0} \text{ (ec. 2.15) } \dots\dots 3$$

$$\gamma_0 = \frac{P_1}{V_1} \text{ (ec. 2.12) } \dots\dots 4$$

$$V_m = V_V + V_S \text{ (ec. 2.2) } \dots\dots 5$$

$$P_m = P_S + P_1 \text{ (ec. 2.4) } \dots\dots 6$$

De la ecuación 1:

$$V_V = e \cdot V_S \dots\dots 7$$

El volumen de muestra se obtiene al sustituir la ecuación 7 en la ecuación 5:

$$V_m = e V_S + V_S = V_S (1+e) \dots\dots 8$$

Sustituyendo la ecuación 7 en la ecuación 2 y despejando el volumen de los líquidos:

$$V_1 = G_L \cdot e \cdot V_S \dots\dots 9$$

Sustituyendo la ecuación 9 en la ecuación 4 y despejando al peso de los líquidos:

$$P_L = G_L \cdot e \cdot V_S \cdot \gamma_0 \quad \dots\dots 10$$

De la ecuación 3:

$$P_S = S_S V_S \gamma_0 \quad \dots\dots 11$$

Sustituyendo las ecuaciones 10 y 11 en la ecuación 6 se obtiene el peso de la muestra:

$$P_m = \gamma_0 V_S (G_L \cdot e + S_S) \quad \dots\dots 12$$

a) Peso volumétrico seco. Se obtiene al sustituir las ecuaciones 8 y 11 en la ecuación 2.11 del capítulo II:

$$\gamma_d = \frac{P_S}{V_m} = \frac{S_S V_S \gamma_0}{V_S (1+e)}$$

De donde:

$$\gamma_d = \frac{S_S \gamma_0}{1+e} \quad \dots\dots 13$$

b) Peso húmedo. Se obtiene al sustituir las ecuaciones 8 y 12 en la ecuación 2.10 del capítulo II.

$$\gamma_m = \frac{P_m}{V_m} = \frac{\gamma_0 V_S (G_L \cdot e + S_S)}{V_S (1+e)}$$

De donde:

$$\gamma_m = \frac{\gamma_0 (G_L \cdot e + S_s)}{1 + e} \quad \dots 14$$

Los pesos volumétricos para los estratos se obtienen de aplicar las --- ecuaciones 13 y 14 a los datos de la figura 1, además de considerar que $\gamma_0 = \gamma_T = 1 \text{ ton/m}^3$.

Estrato	Profundidad		G_L (%)	e	S_s	γ_d (ton/m ³)	γ'_m (ton/m ³)
	D_e (m)	A (m)					
1	0.00	3.00	0.0	6.00	2.72	0.39	—
2	3.00	5.48	0.0	6.80	2.50	0.32	—
	5.48	8.00	100.0	6.80	2.50	—	1.19
3	8.00	12.00	90.0	5.00	2.60	—	1.18
4	12.00	16.00	95.0	4.00	2.54	—	1.27
5	16.00	21.00	98.0	3.89	2.64	—	1.32

TABLA 1.1

A continuación y con los pesos volumétricos de la tabla 1.1 se calculará la presión total:

Estrato	Profundidad (m)	Espesor (m)	Peso volumétrico (ton/m ³)	Presión en la base del estrato (ton/m ²)	Presión total (ton/m ²)
1	0.00	0.00	0.39	0.00	0.00
1, 2	3.00	3.00	0.39	1.17	1.17
2	5.48	2.48	0.32	0.79	1.96
2, 3	8.00	2.52	1.19	3.00	4.96
3, 4	12.00	4.00	1.18	4.72	9.68
4, 5	16.00	4.00	1.27	5.08	14.76
5	21.00	5.00	1.32	6.60	21.36

TABLA 1.2

Para calcular la presión hidrostática, se hace la tabla siguiente:

Estrato	Profundidad (m)	Espesor (m)	Peso volumétrico (ton/m ³)	Presión hidrostática (ton/m ²)
1	0.00	0.00	1.00	0.00
1, 2	3.00	3.00	1.00	0.00
2	5.48	2.48	1.00	-2.52
2, 3	8.00 ∇ NAF	H = 2.52	1.00	0.00
3, 4	12.00	4.00	1.00	4.00
4, 5	16.00	4.00	1.00	8.00
5	21.00	5.00	1.00	13.00

TABLA 1.3

Con los datos de las tablas 1.2 y 1.3 se construye la gráfica siguiente, de donde se obtiene la presión efectiva:

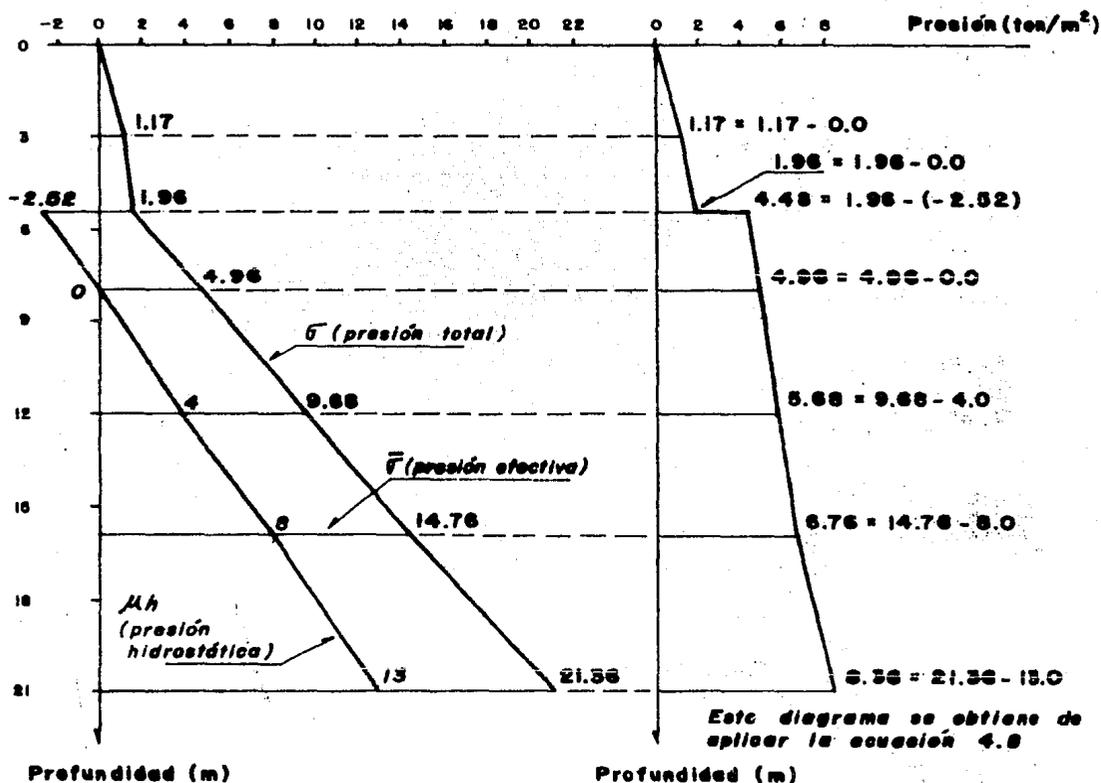


DIAGRAMA 1.3

A partir de los datos del diagrama 1.1 y con la ecuación 4.49 se estimarán a continuación los incrementos de presión inducidos por la sobrecarga bajo el punto A.

Del diagrama 1.1 :

$x = 10.0$ m 15
$y = 20.0$ m 16
$\Delta w = 6.0$ ton/m ² 17
$z = 0.0; 3.0; 8.0; 12.0; 16.0; 21.0$ 18

De la ecuación 4.49:

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta w}{4\pi} \left[\frac{AB^{\frac{1}{2}}}{B+C} \cdot \frac{B+1}{B} + \tan^{-1} \left[\frac{AB^{\frac{1}{2}}}{B-C} \right] \right] \quad \text{..... 19}$$

Donde:

$A = 2$ mn 20
$B = m^2+n^2+1$ 21
$C = m^2n^2$ 22
$m = x/z$ (ecuación 4.44) 23
$n = y/z$ (ecuación 4.45) 24

Con los datos del problema y las ecuaciones 15 a 24 se forma la tabla siguiente:

Z (m)	m	n	A	B	C	\tan^{-1} (rad)	\tan^{-1} corregida	$\Delta\sigma$ (ton/m ²)
0.0	—	—	—	—	—	—	—	1.50
3.0	3.33	6.67	44.42	56.58	493.33	-0.653	2.49	1.48
8.0	1.25	2.50	6.25	8.81	9.78	-1.519	1.62	1.30
12.0	0.83	1.67	2.77	4.46	1.92	1.15	1.15	1.09
16.0	0.63	1.25	1.58	2.96	0.62	0.86	0.86	0.90
21.0	0.48	0.95	0.91	2.13	0.21	0.61	0.61	0.69

TABLA 1.4

Con los resultados de la tabla 1.4 se construye el diagrama de presiones inducidas.

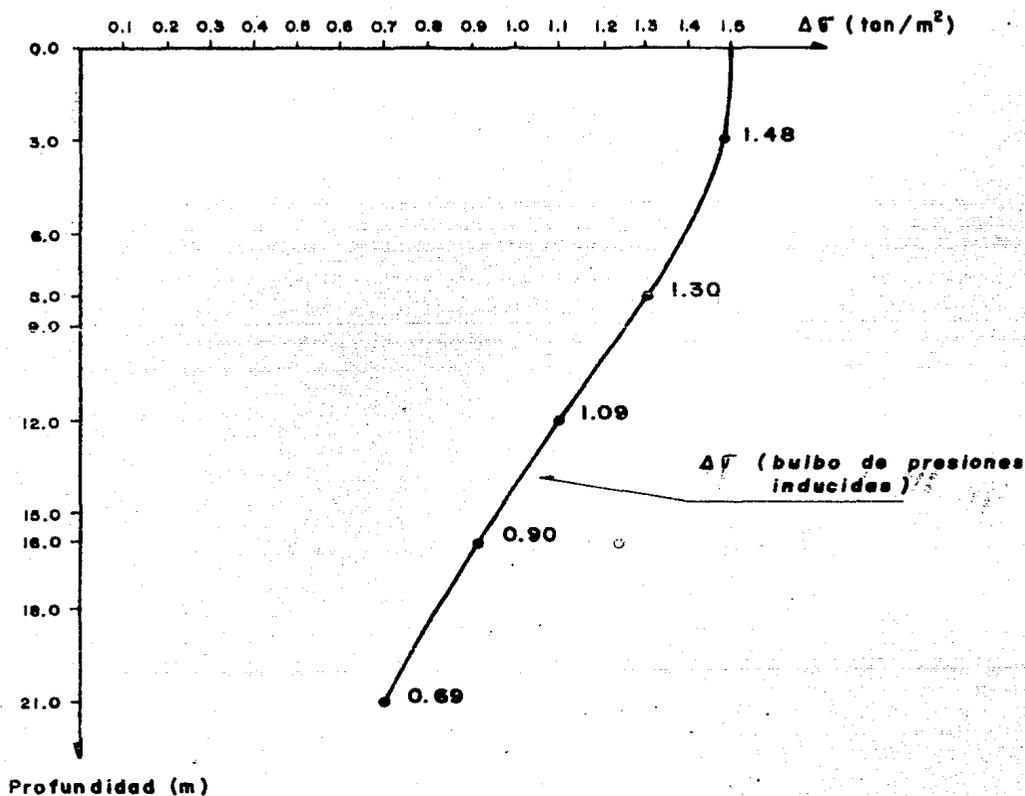


DIAGRAMA 1.4

CAPITULO V
"FLUJO DE AGUA EN SUELOS"

Objetivo: Comprender la teoría de flujo de agua en una masa de suelo y sus efectos; los métodos para determinar el coeficiente de permeabilidad, así como las teorías existentes para el cálculo de asentamientos de suelos saturados.

V.1 Aspectos Fundamentales del Flujo de Agua

Ley de Darcy

El flujo de agua a través de medios porosos está gobernado por la Ley Experimental de Darcy, quien trabajando con dispositivos como el de la figura - determinó que para flujo laminar, el gasto que pasa a través del filtro está dado por la relación:

$$Q = k_i A_T \dots 5.1$$

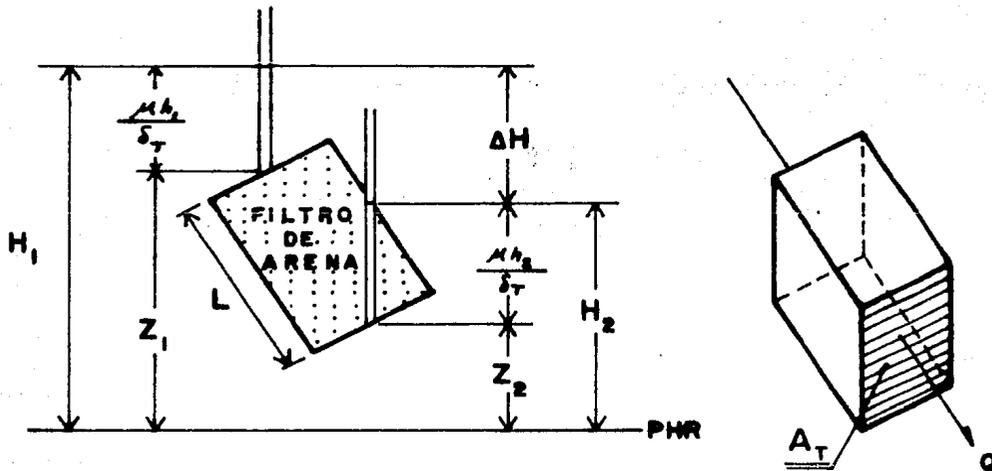


FIGURA 5.1

"Flujo de agua a través de filtros de arena"

En este sentido cabe recordar que el flujo laminar es aquél que se pre--

senta cuando las líneas de corriente en el agua permanecen sin juntarse entre sí en toda su longitud, excepción hecha del efecto microscópico de mezcla molecular. Una línea de corriente o de flujo es la línea ideal que en cada punto tiene la dirección de éste en el instante de que se trate, de manera que en todo punto el vector velocidad y la línea de flujo que pasa por él son tangentes.

En la ecuación 5.1 "i" es el gradiente hidráulico medido con la expresión:

$$i = \frac{\Delta H}{L} \quad \dots\dots 5.2$$

(adimensional)

donde: $\Delta H = H_2 - H_1$

Por continuidad, el gasto infiltrado se mide con la expresión:

$$Q = v \cdot A_T \quad \dots\dots 5.3$$

donde v: velocidad de descarga

igualando las ecuaciones 5.1 y 5.3

$$k \cdot i \cdot A_T = v \cdot A_T \quad \dots\dots 5.4$$

de donde: $v = k \cdot i \quad \dots\dots 5.5$

Es decir, que en flujo laminar, la velocidad de descarga es proporcional a "i". La constante de proporcionalidad k de la ecuación 5.5 es el "Coeficiente de permeabilidad", que mide la facilidad con que el agua fluye a través del suelo. Siendo "i" adimensional, se deduce que k tiene unidades de velocidad, por lo tanto se puede considerar que dicho coeficiente es igual a la velocidad del agua cuando ésta se encuentra sometida a un gradiente unitario.

Límite de Validez de la Ley de Darcy

La naturaleza del flujo de agua a través de una masa de suelo depende de

su velocidad, de tal manera que para velocidades muy pequeñas el flujo siempre resulta ser laminar. Reynolds propuso para un flujo dado, una relación entre la fuerza de inercia y la fuerza viscosa.

$$R = \frac{v \cdot D \cdot \rho}{\mu} \quad \dots 5.6$$

v: velocidad de descarga en cm/seg.

D: diámetro promedio de las partículas en cm.

ρ : densidad del flujo en gr/cm³.

μ : coeficiente de viscosidad del fluido en gr·cm/cm².

El valor límite del "número de Reynolds" para el que el flujo deja de ser laminar oscila entre 1 y 12; sustituyendo en la ecuación 5.6 los valores de ρ y μ para el agua, aceptando $v = 0.25$ cm/seg. como muy conservadora por lo alto para el flujo de agua en suelos, se tiene que $R \leq 1$ con tal que $D \leq 0.4$ mm. que corresponde con una arena gruesa.

Métodos para Determinar el Valor de k

1.- Métodos Directos

- 1.1 Permeámetro de Carga Constante. Consiste en determinar el valor de k una vez que se ha medido el volumen de agua que pasa a través de una muestra de suelo muy permeable, sometida a carga hidráulica constante.

Sea la figura siguiente:

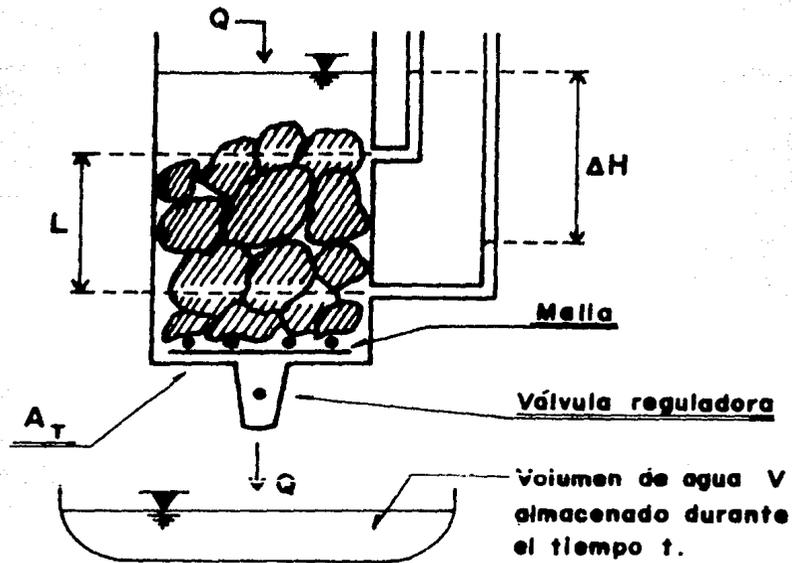


FIGURA 5.2
"Permeámetro de carga constante"

$$Q = \frac{V}{t} \quad \dots\dots 5.7$$

igualando las ecuaciones 5.1 y 5.7:

$$\frac{V}{t} = k \cdot i \cdot A_T \quad \dots\dots 5.8$$

sustituyendo la ecuación 5.2 en 5.8:

$$\frac{V}{t} = k \cdot \frac{\Delta H}{L} \cdot A_T \quad \dots\dots 5.9$$

de donde:

$$k = \frac{VL}{\Delta H \cdot t \cdot A_T} \quad \dots\dots 5.10$$

1.2 Permeámetro de carga variable. En este tipo de permeámetro, se mide la cantidad de agua que atraviesa la muestra de suelo, por diferencia de niveles de un tubo alimentador.

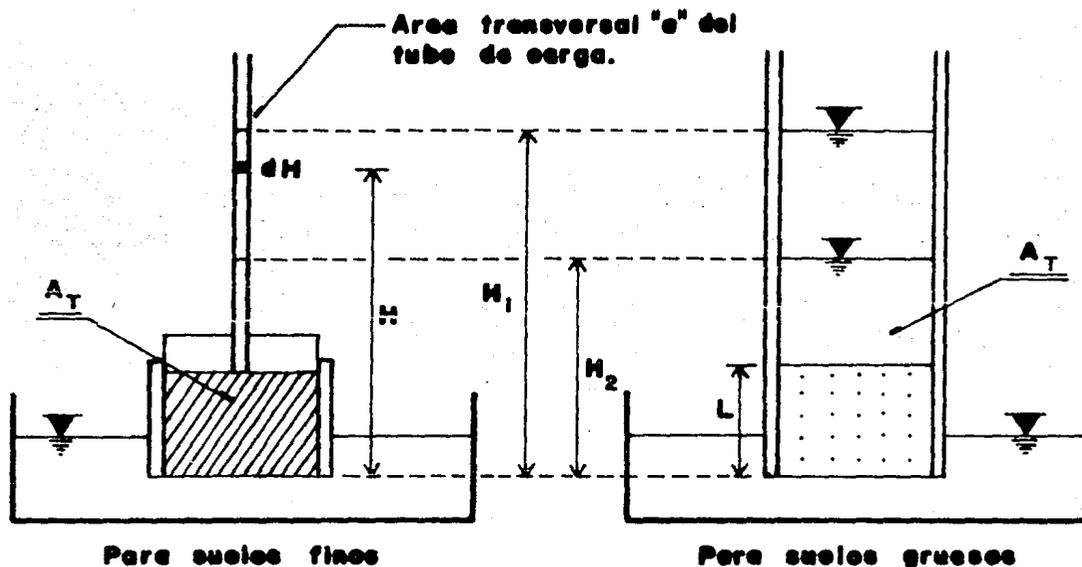


FIGURA 5.3

" Permeámetro de carga variable, para suelos finos y para suelos gruesos "

Referido al permeámetro para suelos finos, en que al transcurrir el tiempo dt después de iniciada la prueba el volumen de agua desalojado del tubo de carga vale:

$$dV = a \cdot dH \quad \dots 5.11$$

Por Darcy: $dV = k \cdot i \cdot A_T \cdot dt \quad \dots 5.12$

sustituyendo la ecuación 5.2 en 5.12:

$$dV = k \cdot \frac{H}{L} \cdot A_T \cdot dH \quad \dots 5.13$$

igualando las ecuaciones 5.11 y 5.13:

$$\frac{dH}{H} = \frac{k \cdot A_T}{L \cdot a} \cdot dt \quad \dots\dots 5.14$$

integrando para el tiempo de duración de la prueba:

$$\ln H \Big|_{H_1}^{H_2} = \frac{k \cdot A_T}{L \cdot a} \cdot t \Big|_0^t \quad \dots\dots 5.15$$

de donde:

$$k = \frac{L \cdot a \cdot \ln(H_2/H_1)}{A_T \cdot t} \quad \dots\dots 5.16$$

Para el permeámetro de carga variable para suelos gruesos:

$$a = A_T \quad \dots\dots 5.17$$

sustituyendo la ecuación 5.17 en 5.16:

$$k = \frac{L \cdot \ln(H_2/H_1)}{t} \quad \dots\dots 5.18$$

La determinación precisa de la permeabilidad en el laboratorio para $G_{L\%} < 100$ es muy difícil, ya que la migración de burbujas de aire en la dirección del flujo hace que éste tarde mucho en ser estacionario. Esta dificultad hace preferible medir la permeabilidad previa saturación de la muestra.

Los factores que más afectan la permeabilidad son la estructuración y orientación de las partículas, de ahí que se obtengan valores diferentes de k , se prueba a los suelos alterados o inalterados.

2.- Métodos Indirectos

2.1 A partir de la relación de vacíos. La relación entre e y k para un suelo dado es de la forma:

$$k = k' F(e) \quad \dots\dots 5.19$$

k' : Coeficiente de permeabilidad del suelo para $e=1$.

$$F(e) = e^2 \quad \dots\dots 5.20$$

para arenas se cumple la relación:

$$k = k' \cdot e^2 \quad \dots\dots 5.21$$

para arcillas:

$$k = k' \cdot (e - e_0)^2 \cdot c_3 \quad \dots\dots 5.22$$

e_0 : constante para cada suelo. Según Terzaghi y Schlichter puede tomarse:

$$e_0 = 0.1 \quad \dots\dots 5.23$$

c_3 : constante de ajuste según la cual $k' = k$ para $e = 1$.

haciendo en la ecuación 5.22 $k' = k$, $e = 1$ y con la ecuación 5.23:

$$c_3 = 0.9^{-2} \quad \dots\dots 5.24$$

para suelos plásticos, graficando Taylor a la relación de vacíos contra el logaritmo de k , observó que la tendencia corresponde a la de una recta, de ahí que desarrolló la expresión:

$$k = \text{antilog} \left[\frac{e - e_0}{c_1 - e_0} \cdot \log \left(\frac{k_1}{k_2} \right) + \log k_2 \right] \quad \dots\dots 5.25$$

2.2 A partir de la curva granulométrica. Todas las expresiones de es te tipo parten de la fórmula experimental de Allen Hazen y son - de valor muy limitado.

Fórmula de Hazen:

$$k = c \cdot D_{10}^2 \quad \dots\dots 5.26$$

(cm/seg)

Se obtuvo esta expresión trabajando con arenas uniformes en que:

$$C_u < 5 \text{ y } 0.1 \leq D_{10} \leq 3 \text{ mm.}$$

C	T I P O D E A R E N A
40 - 80	Muy fina, bien graduada o con bastantes finos.
80 - 120	Media a gruesa, mal graduada, limpia, gruesa pero bien graduada.
120 - 150	Muy gruesa, mal graduada, gravosa, limpia.

TABLA 5.1

" Valores de C para diferentes tipos de arenas "

2.2.1 Tomando en cuenta a la temperatura que influye en el valor de k (ya que altera la viscosidad del agua) en la fórmula de Hazen:

$$k = c \cdot (0.7 + 0.03T) \cdot D_{10}^2 \quad \dots\dots 5.27$$

cm/seg

T: en grados centígrados.

2.2.2 Schlichter tomó en cuenta la densidad relativa.

$$k = \frac{771}{D_R} \cdot (0.7 + 0.03T) \cdot D_{10}^2 \quad \dots\dots 5.28$$

cm/seg

D_R : depende de la porosidad.

n %	26	38	46
D_R %	83.4	24.1	12.8

TABLA 5.2

' Valores de D_R % en función de la porosidad "

2.2.3 Terzaghi da para los suelos arenosos la expresión:

$$k = c_1 \cdot (0.7 + 0.03T) \cdot D_{10}^2 \quad \dots\dots 5.29$$

cm/seg

$$c_1 = c_0 \left[\frac{n-0.13}{(1-n)^{1/3}} \right]^2 \quad \dots\dots 5.30$$

n: porosidad en decimales.

C_0	TIPO DE ARENA
800	De grano redondeado
460	De grano anguloso
≤ 400	Con limo

TABLA 5.3

"Valores de C_0 para diferentes tipos de arenas"

2.3 Valores típicos de k.

Coefficiente de permeabilidad k en cm/seg.

Grava limpia	Arenas limpias, mezcla de gravas y arenas limpias.	Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos arcilla estratificada, - mezcla de arena, limo y arcilla.	Arcillas homogéneas							
10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	
CONDICIONES DE DRENAJE										
B u e n o					M a l o			Prácticamente impermeable		
DETERMINACION EN EL LABORATORIO										
Carga constante									Requiere mucha experiencia.	
					Carga variable					

TABLA 5.4

"Variación del coeficiente de permeabilidad, condiciones de drenaje y determinación en laboratorio, para diferentes tipos de suelos"

Todos los cálculos de diseño de estructuras de tierra o sobre tierra, se basan en una idealización de los suelos (la "estratigrafía supuesta") en la que éstos aparecen formados por pocas capas homogéneas. La realidad es distinta y en ocasiones se hace preciso modificar los criterios aplicados, a medida que durante la construcción se vayan descubriendo las características reales.

Flujo de Agua a través de Formaciones Heterogéneas

Al estudiar el problema de flujo de agua a través de medios heterogéneos un caso aparece como el más importante en virtud de su aplicación práctica; - es el que se refiere a las formaciones estratificadas, en que cada estrato está constituido por un material isótropo y homogéneo en sí mismo; la heterogeneidad nace en el momento en que se consideran en conjunto a los diversos estratos cuyas propiedades sí difieren de unos a otros. En este caso, es posible llegar a una solución más o menos sencilla en que se considera que el flujo ocurre a través de un medio equivalente homogéneo y no estratificado.

Permeabilidad Equivalente en Medios Estratificados.

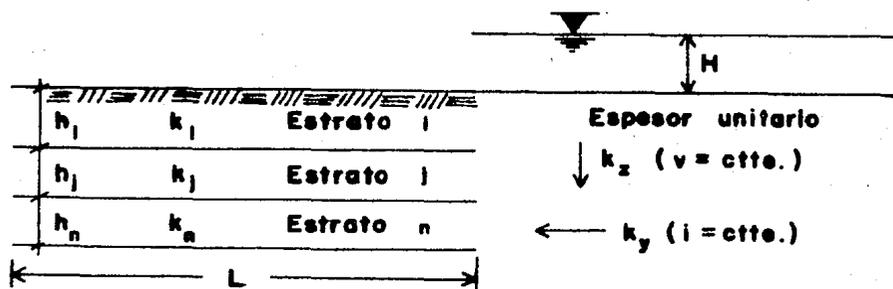


FIGURA 5.4

" Permeabilidad equivalente en medios estratificados "

a) Sentido Horizontal. Condición a satisfacer:

$$Q_{entra} = Q_{sale}$$

Por Darcy:

$$\sum_{j=1}^n k_j \cdot i \cdot A_j = k_y \cdot i \cdot A_T \quad \dots\dots 5.31$$

$$A_j = h_j \quad \dots\dots 5.32$$

$$\sum_{j=1}^n h_j = A_T \quad \dots\dots 5.33$$

$$i = \frac{H}{L} \quad \dots\dots 5.34$$

sustituyendo las ecuaciones 5.32, 5.33 y 5.34 en 5.31 y despejando a k_y :

$$k_y = \frac{\sum_{j=1}^n k_j \cdot h_j}{\sum_{j=1}^n h_j} \quad \dots\dots 5.35$$

b) Sentido Vertical. Condición a satisfacer:

$$Q = v \cdot A_T$$

como: $Q = \text{ctte.}$ y $A_T = \text{ctte.}$ por lo tanto $v = \text{ctte.}$

$$v = k_j \cdot i_j \quad \dots\dots 5.36$$

$$v = k_z \cdot i \quad \dots\dots 5.37$$

$$i_j = \frac{H_j}{h_j} \quad \dots\dots 5.38$$

H_j : Pérdida de carga hidráulica en el estrato j .

$$i = \frac{H}{\sum_{j=1}^n h_j} \quad \dots\dots 5.39$$

sustituyendo la ecuación 5.38 en 5.36:

$$\frac{H_j}{v} = \frac{h_j}{k_j} \quad \dots\dots 5.40$$

sumando en toda la masa del suelo:

$$\frac{1}{V} \sum_{j=1}^n H_j = \frac{H}{V} = \frac{\sum_{j=1}^n (h_j/k_j)}{\dots} \quad \dots 5.41$$

sustituyendo las ecuaciones 5.37 y 5.39 en 5.41 y despejando a k_z :

$$k_z = \frac{\sum_{j=1}^n h_j}{\sum_{j=1}^n (h_j/k_j)} \quad \dots 5.42$$

Ecuación General Diferencial del Flujo de Agua en Suelos.

La deducción de la ecuación parte de las hipótesis siguientes:

- El régimen es establecido
- El suelo está saturado
- El agua y las partículas sólidas son incompresibles en sí mismas
- El flujo no modifica la estructura del suelo
- Se supone válida la Ley de Darcy

Sea la figura siguiente:

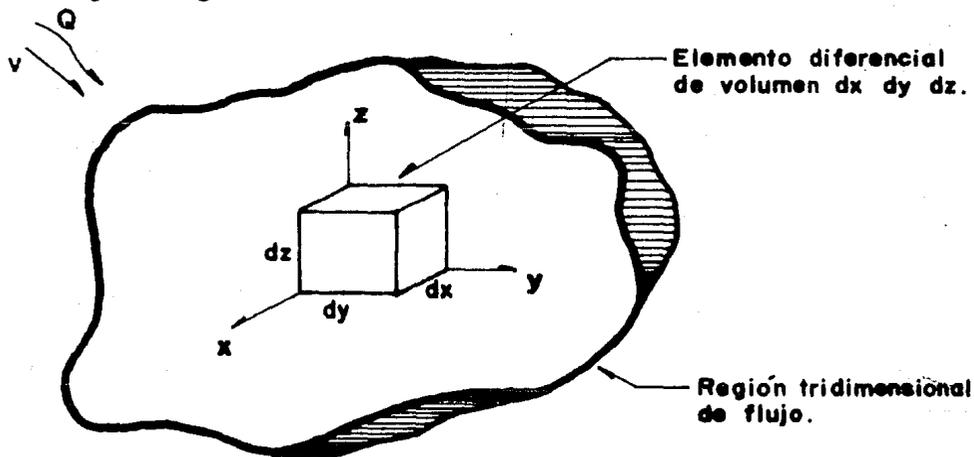


FIGURA 5.5

"Flujo a través de un elemento diferencial"

Las componentes ortogonales de la velocidad "v" con que el agua fluye a través del elemento diferencial de volumen son las siguientes:

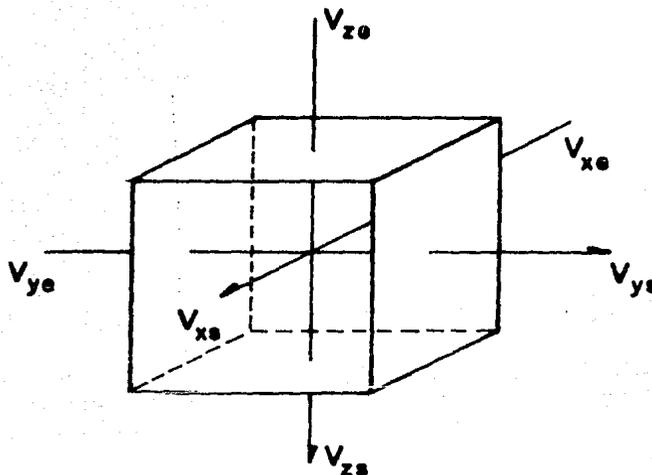


FIGURA 5.6

"Componentes ortogonales de la velocidad"

Al entrar el agua:

$$\left. \begin{aligned} V_{xe} &= V_x \\ V_{ye} &= V_y \\ V_{ze} &= V_z \end{aligned} \right\} \dots\dots 5.43$$

Al salir el agua:

$$\left. \begin{aligned} V_{xs} &= V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx \\ V_{ys} &= V_y + \frac{\partial V_y}{\partial y} dy \\ V_{zs} &= V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz \end{aligned} \right\} \dots\dots 5.44$$

Por continuidad, el gasto que entra al elemento se obtiene al sustituir

la ecuación 5.43 en 5.3:

$$dQ_e = V_x dydz + V_y dx dz + V_z dx dy \quad \dots\dots 5.45$$

El gasto que sale del elemento se obtiene al sustituir la ecuación 5.44 en 5.3:

$$dQ_s = [V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx] dydz + [V_y + \frac{\partial V_y}{\partial y} dy] dx dz + [V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz] dx dy \quad \dots\dots 5.46$$

El gasto almacenado en el elemento está dado por la relación:

$$\Delta Q = dQ_e - dQ_s \quad \dots\dots 5.47$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.45 y 5.46 en 5.47:

$$\Delta Q = - [\frac{\partial V_x}{\partial x} x + \frac{\partial V_y}{\partial y} y + \frac{\partial V_z}{\partial z} z] \cdot dx dy dz \quad \dots\dots 5.48$$

Del análisis de la ecuación 5.48 se desprenden tres posibilidades:

1.- Que el gasto almacenado sea mayor que cero; $\Delta Q > 0$.

En este caso se tiene macrofísicamente una expansión, ya que el suelo incrementa su volumen en la medida en que se incrementa el del agua. Este es un problema de flujo no establecido.

2.- Que el gasto almacenado sea menor que cero; $\Delta Q < 0$.

En este caso se tiene macrofísicamente una contracción, en la medida en que disminuye el volumen de agua. Este es un problema de flujo no establecido.

3.- Que el gasto almacenado sea nulo; $\Delta Q = 0$.

En este caso el flujo es establecido, por lo que debe cumplirse que:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad \dots\dots 5.49$$

ecuación de continuidad

V.2 Flujo Establecido

De acuerdo con la ecuación 5.5 se cumple lo siguiente:

$$\left. \begin{aligned} v_x &= k_x \cdot i_x \\ v_y &= k_y \cdot i_y \\ v_z &= k_z \cdot i_z \end{aligned} \right\} \dots\dots 5.50$$

Y por la ecuación 5.2:

$$i_l = \frac{\partial H}{\partial l} \quad \dots\dots 5.51$$

l=x,y,z.

Sustituyendo la ecuación 5.51 en 5.50:

$$\left. \begin{aligned} v_x &= k_x \frac{\partial H}{\partial x} \\ v_y &= k_y \frac{\partial H}{\partial y} \\ v_z &= k_z \frac{\partial H}{\partial z} \end{aligned} \right\} \dots\dots 5.52$$

Sustituyendo la ecuación 5.52 en 5.49:

$$k_x \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad \dots\dots 5.53$$

Que es la ecuación general diferencial del flujo de agua en suelos.

Por simplicidad, los problemas de flujo de agua se pueden reducir de --- tres a dos dimensiones haciendo a "x" unitaria; por lo anterior, la ecuación -- 5.53 queda de la manera siguiente:

$$k_y \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad \dots\dots 5.54$$

Antes de obtener la solución de la ecuación 5.54, es necesario hacer dos consideraciones:

1.- Si se cumple que $k_y \neq k_z$, es necesario hacer una transformación de las dimensiones verticales u horizontales de la región en estudio, con objeto de obtener una región en que $k_y = k_z$ para la que las condiciones de flujo --- sean iguales a las prevalecientes en la región original. A dicha transformación se le conoce como "Sección Transformada".

Sección Transformada

Sea una nueva coordenada vertical:

$$z' = \left[\frac{k_y}{k_z} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot z \quad \dots\dots 5.55$$

La derivada de z' respecto a z es:

$$\frac{dz'}{dz} = \left[\frac{k_y}{k_z} \right]^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots 5.56$$

La derivada de H respecto a z es:

$$\frac{\partial H}{\partial z} = \frac{\partial H}{\partial z'} \cdot \frac{dz'}{dz} \quad \dots\dots 5.57$$

Sustituyendo la ecuación 5.56 en 5.57:

$$\frac{\partial H}{\partial z} = \frac{\partial H}{\partial z'} \left[\frac{k_y}{k_z} \right]^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots 5.58$$

La segunda derivada de H respecto a z es:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{\partial H}{\partial z'} \left[\frac{k_y}{k_z} \right]^{\frac{1}{2}} \right] = \frac{\partial}{\partial z'} \left[\frac{\partial H}{\partial z'} \left[\frac{k_y}{k_z} \right]^{\frac{1}{2}} \right] \quad \dots\dots 5.59$$

Sustituyendo la ecuación 5.58 en 5.59:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \frac{\partial H}{\partial z'} \left[\frac{\partial H}{\partial z'} \left[\frac{k_y}{k_z} \right]^{\frac{1}{2}} \left[\frac{k_y}{k_z} \right]^{\frac{1}{2}} \right] = \frac{\partial^2 H}{\partial z'^2} \cdot \frac{k_y}{k_z} \quad \dots\dots 5.60$$

Sustituyendo la ecuación 5.60 en 5.54:

$$k_y \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z'^2} \cdot \frac{k_y}{k_z} = 0 \quad \dots\dots 5.61$$

$$k_y \left[\frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z'^2} \right] = 0 \quad \dots\dots 5.62$$

Como k_y no es nula:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z'^2} = 0 = \nabla^2 H \quad \dots\dots 5.63$$

(ecuación de Laplace o Laplaciano)

Permeabilidad Equivalente en la Sección Transformada

Por Darcy:

$$dQ = k_y \frac{\partial H}{\partial y} \cdot dz \cdot 1 + k_z \frac{\partial H}{\partial z} \cdot dy \cdot 1 \quad \dots\dots 5.64$$

De la ecuación 5.56:

$$dz = dz' \left[\frac{k_z}{k_y} \right]^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots 5.65$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.58 y 5.65 en 5.64:

$$dQ = k_y \frac{\partial H}{\partial y} \cdot dz' \left[\frac{k_z}{k_y} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot 1 + k_z \frac{\partial H}{\partial z'} \left[\frac{k_y}{k_z} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot dy \cdot 1 \quad \dots\dots 5.66$$

Operando y factorizando:

$$dQ = [k_y \cdot k_z]^{\frac{1}{2}} \cdot \left[\frac{\partial H}{\partial y} \cdot dz' \cdot 1 + \frac{\partial H}{\partial z'} \cdot dy \cdot 1 \right] \quad \dots\dots 5.67$$

Concluyéndose que en el medio transformado, la permeabilidad equivalente está dada por:

$$k_e = [k_y \cdot k_z]^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots 5.68$$

Misma que deberá tomarse en cuenta en todos los cálculos.

2.- Si se cumple que $k_y = k_z = k_e$, la ecuación 5.54 queda como sigue:

$$k_e \left[\frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \right] = 0 \quad \dots\dots 5.69$$

Como k_e no es nulo:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 = \nabla^2 \cdot H \quad \dots\dots 5.70$$

(ecuación de Laplace)

Bases para la Solución de la Ecuación de Laplace

La solución general de la ecuación de Laplace está dada por dos funciones armónicas, $\phi = \text{ctte.}$, $\psi = \text{ctte.}$

Cuando en un problema específico estas dos funciones satisfacen las condiciones de frontera, se obtiene la solución particular del mismo.

Demostración de que las Funciones ϕ y ψ Satisfacen el Laplaciano

Considerando un problema de flujo bidimensional, se define a la "Función Potencial de Velocidades" ϕ como:

$$\phi = -kH + c \quad \dots\dots 5.71$$

y a la "Función de Flujo o Corriente" ψ tal que:

$$V_y = - \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad \dots\dots 5.72$$

$$V_z = \frac{\partial \psi}{\partial y} \quad \dots\dots 5.73$$

De acuerdo con las ecuaciones 5.5 y 5.51 se tiene que:

$$V_y = k_y \frac{\partial H}{\partial y} \quad \dots\dots 5.74$$

$$V_z = k_z \frac{\partial H}{\partial z} \quad \dots\dots 5.75$$

Derivando la ecuación 5.71 respecto a "y" y "z":

$$\frac{\partial \phi}{\partial y} = -k_y \frac{\partial H}{\partial y} \quad \dots\dots 5.76$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = -k_z \frac{\partial H}{\partial z} \quad \dots\dots 5.77$$

Sustituyendo la ecuación 5.74 en 5.76 y la ecuación 5.75 en 5.77:

$$\frac{\partial \phi}{\partial y} = -V_y \quad \dots\dots 5.78$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = -V_z \quad \dots\dots 5.79$$

Sustituyendo la ecuación 5.72 en 5.78 y la ecuación 5.73 en 5.79:

$$\frac{\partial \phi}{\partial y} = \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad \dots\dots 5.80$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = -\frac{\partial \psi}{\partial y} \quad \dots\dots 5.81$$

Derivando la ecuación 5.80 respecto a "y" y la ecuación 5.81 respecto a "z":

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial y \partial z} \quad \dots\dots 5.82$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = -\frac{\partial^2 \psi}{\partial y \partial z} \quad \dots\dots 5.83$$

Sumando término a término las ecuaciones 5.82 y 5.83:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 = \nabla^2 \cdot \phi \quad \dots\dots 5.84$$

(ecuación de Laplace)

En forma análoga, derivando la ecuación 5.80 respecto a "z" y la ecuación 5.81 respecto a "y" se obtiene:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = 0 = \nabla^2 \cdot \psi \quad \dots\dots 5.85$$

(ecuación de Laplace)

De ahí que las funciones ϕ y ψ satisfacen el Laplaciano y son su solución general.

Físicamente las curvas de la función $\phi = \text{cte.}$, unen puntos de la región de flujo para los que la carga hidráulica total H es constante, de ahí que se les conozca como "Líneas Equipotenciales".

La familia de curvas de la función $\psi = \text{cte.}$, representa las trayectorias reales del agua a través de la región de flujo, de ahí que se les denomine como "Líneas de Flujo o Corriente".

Una característica importante de las funciones ϕ y ψ es que en la región de flujo se intersectan a 90° .

Demostración de que las Funciones ϕ y $\psi = \text{cte}$ son Mutuamente Ortogonales

Obteniendo las derivadas totales de las funciones ϕ y ψ :

$$d\phi = \frac{\partial\phi}{\partial y} dy + \frac{\partial\phi}{\partial z} dz = 0 \quad \dots\dots 5.86$$

$$d\psi = \frac{\partial\psi}{\partial y} dy + \frac{\partial\psi}{\partial z} dz = 0 \quad \dots\dots 5.87$$

Las pendientes de las ecuaciones 5.86 y 5.87 son:

$$\text{De 5.86:} \quad m_\phi = \left[\frac{dz}{dy} \right]_\phi = - \frac{\frac{\partial\phi}{\partial y}}{\frac{\partial\phi}{\partial z}} \quad \dots\dots 5.88$$

$$\text{De 5.87:} \quad m_\psi = \left[\frac{dz}{dy} \right]_\psi = - \frac{\frac{\partial\psi}{\partial y}}{\frac{\partial\psi}{\partial z}} \quad \dots\dots 5.89$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.80 y 5.81 en 5.88:

$$m_{\phi} = \frac{\frac{\partial \psi}{\partial z}}{\frac{\partial \psi}{\partial y}} \quad \dots\dots 5.90$$

Obteniendo el recíproco de la ecuación 5.90:

$$\frac{1}{m_{\phi}} = \frac{\frac{\partial \psi}{\partial y}}{\frac{\partial \psi}{\partial z}} \quad \dots\dots 5.91$$

Igualando las ecuaciones 5.89 y 5.91:

$$m_{\psi} = -\frac{1}{m_{\phi}} \quad \dots\dots 5.92$$

De manera que se cumple la ortogonalidad entre las funciones ϕ y ψ .

Las líneas de flujo no pueden cortarse dentro de la región infiltrada, ya que en la intersección no hay área para el paso del gasto, que por continuidad es constante.

Demostración de que las Líneas de Flujo no se Cortan dentro de la Región Infiltrada

Sea la figura siguiente:

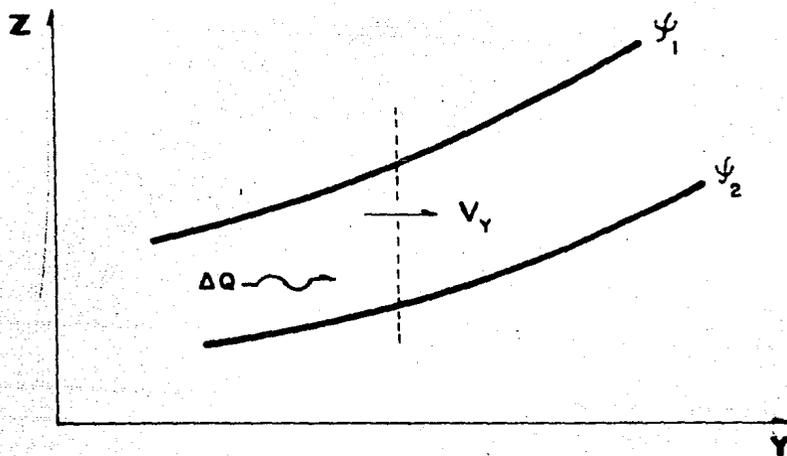


FIGURA 5.7

"Flujo de agua a través de un canal"

Por continuidad:

$$\Delta Q = \int_{\psi_2}^{\psi_1} V_y \cdot dz \cdot 1 \quad \dots\dots 5.93$$

Sustituyendo la ecuación 5.72 en 5.93:

$$\Delta Q = \int_{\psi_2}^{\psi_1} \frac{\partial \psi}{\partial z} \cdot dz \cdot 1 \quad \dots\dots 5.94$$

Integrando 5.94:

$$\Delta Q = \psi_1 - \psi_2 + c \quad \dots\dots 5.95$$

De ahí que si las líneas de flujo se cortan, el gasto se anula. Para gas to constante, la disminución de la distancia entre las líneas de flujo, trae como consecuencia que la velocidad de filtración aumente.

Análogamente, las líneas equipotenciales tampoco se cortan en la región infiltrada, ya que el punto de intersección no puede tener dos cargas hidráulicas totales diferentes simultáneamente.

Solución de la Ecuación de Laplace.

Dada la dificultad de resolver para cada región de flujo en particular - la ecuación de Laplace, se han desarrollado varios métodos de solución más o menos simples entre los que destaca el Método Gráfico de Forchheimer y Casagrande, conocido como "Método Gráfico de las Redes de Flujo".

Método Gráfico de las Redes de Flujo

El trazo de una red de flujo aplicado al corazón impermeable de una pre-

2.1 Frontera Impermeable (línea B-C). A través de ella el agua no puede fluir; tal frontera define a una línea de flujo; recíprocamente, toda línea de flujo puede tratarse como una frontera impermeable.

2.2 Frontera entre Suelo Infiltrado y Suelo No Infiltrado (línea A-D). Esta frontera es una línea de flujo en la que la presión es constante e igual a la atmosférica, de ahí que la carga hidráulica total sea carga de posición. Lo anterior indica que si se trazan equipotenciales con caída de carga $\Delta H = \text{cte.}$, la diferencia de elevaciones entre dos vecinas será constante e igual a ΔH .

2.3 Frontera entre Cuerpo de Agua y Suelo Infiltrado (línea A-B). A lo largo de esta frontera la carga hidráulica total es constante; por lo tanto representa una línea equipotencial.

2.4 Frontera entre Suelo Infiltrado y Aire (línea D-C). Esta línea no es de flujo ni equipotencial. Por estar a la presión atmosférica, se cumple que la carga hidráulica total es de posición. Esta es la línea de descarga, misma que se puede interpretar como una frontera geométrica propia de la región infiltrada.

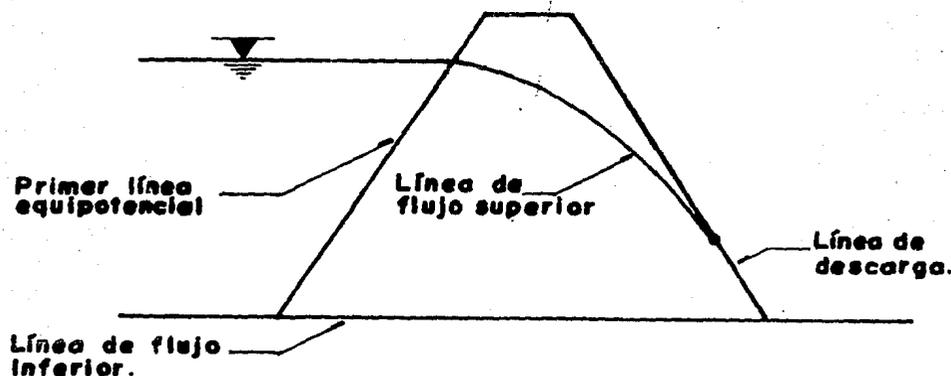


FIGURA 5.10
" Condiciones de frontera "

3.- Se divide la carga hidráulica total H en N_e caídas de energía, obteniéndose N_e+1 líneas equipotenciales. El punto definido por cada caída de potencial se proyecta sobre la línea de flujo superior y sobre la de descarga.

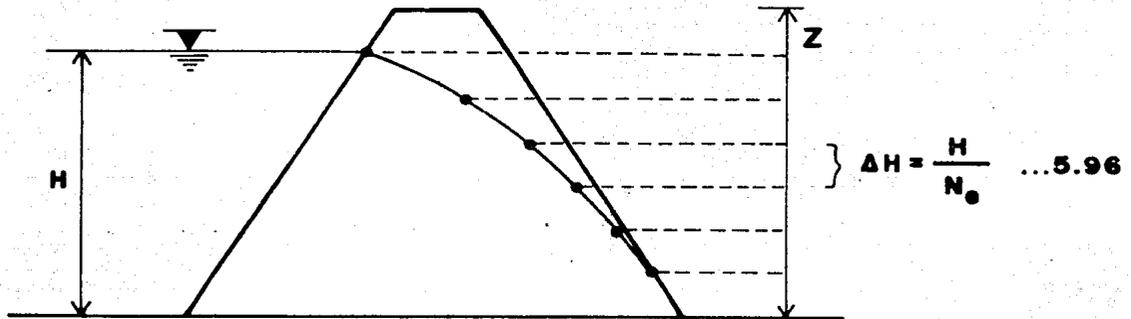


FIGURA 5.11

" Posición de partida de las líneas equipotenciales "

4.- Se propone el número de canales de flujo N_f , obteniéndose N_f+1 líneas de corriente.

5.- Se dibuja la red de flujo.

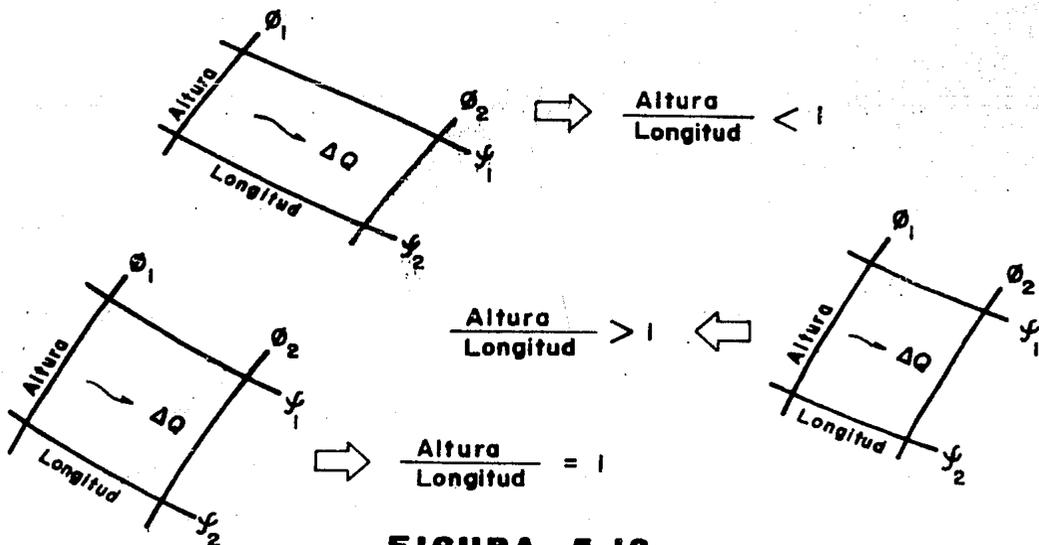


FIGURA 5.12

" Variantes de la relación altura/longitud de los elementos de una red de flujo "

Para que la red cumpla la condición de que por cada canal pase el mismo gasto:

$$\Delta Q = \frac{Q}{N_f} \quad \dots\dots 5.97$$

y que entre dos líneas equipotenciales, haya la misma caída de potencial ΔH , se deberá dibujar a las líneas ϕ y ψ de tal manera que en toda la región la relación entre la altura y la longitud de cada figura regular formada sea constante.

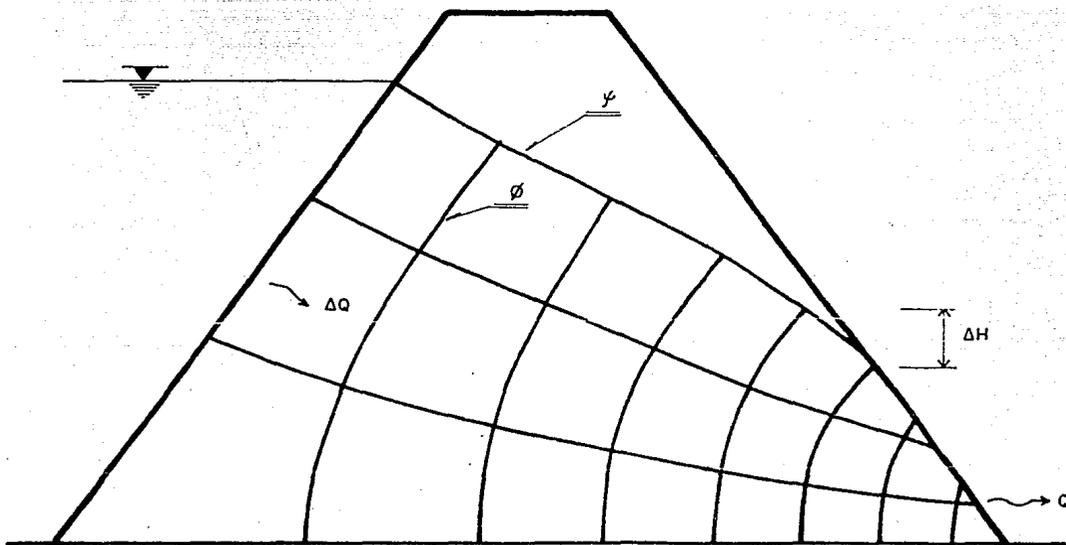
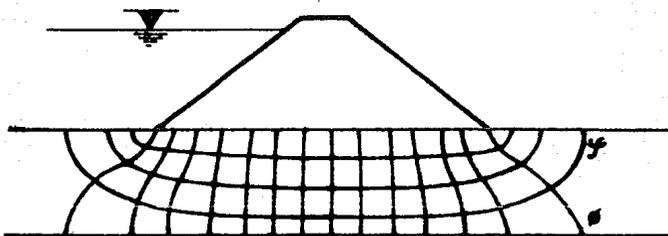


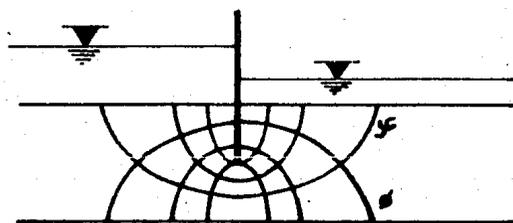
FIGURA 5.13
"Red de flujo"

La relación recomendable es aquella en que la altura es igual a la longitud, con lo que se forman cuadrados curvilíneos que simplifican los cálculos posteriores al trazo de la red de flujo.

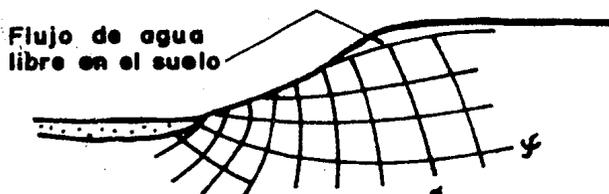
En la figura siguiente podemos observar algunos ejemplos de trazos de redes de flujo:



Flujo de agua por la cimentación de una presa



Flujo de agua por una tablestaca



Flujo de agua a través de un talud

FIGURA 5.14
"Ejemplos de redes de flujo"

Cuadrados Singulares

Hay ocasiones en que las características geométricas de la región de flujo dan lugar a que algunos cuadrados curvilíneos se salgan (aparentemente) de la regla común.

Sea la figura siguiente:

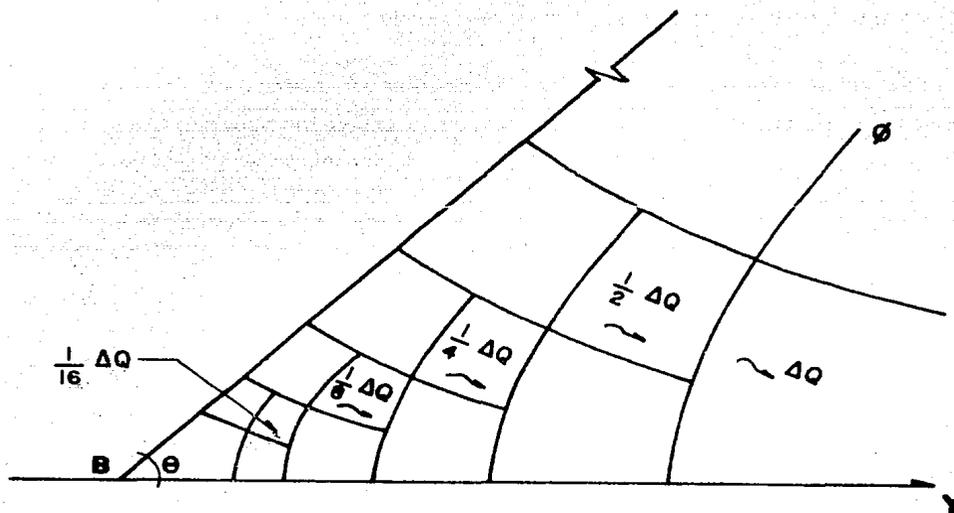


FIGURA 5.15

"Flujo de agua a través de la cortina de una presa"

En el punto B se intersectan una línea de flujo y una equipotencial formando un ángulo $\theta < 90^\circ$. Al hacer subdivisiones al canal de flujo original, se forman nuevos canales para los que se obtienen gastos iguales a la mitad del anterior. Sin embargo, la relación entre la sección a través de la que ocurre el gasto más próxima a B y la más alejada, se vuelve cada vez más grande que la anterior. Consecuentemente, la velocidad de filtración va disminuyendo cuanto más cerca se esté del punto B, de manera que en dicho punto la velocidad se anula.

Por regla general entonces, cuando una línea de flujo y una equipoten---
cial se cortan por singularidad en la red de flujo a un ángulo de $0 \leq \theta < 90^\circ$
en el punto de intersección la velocidad de filtración del agua vale cero.

Sea la figura siguiente:

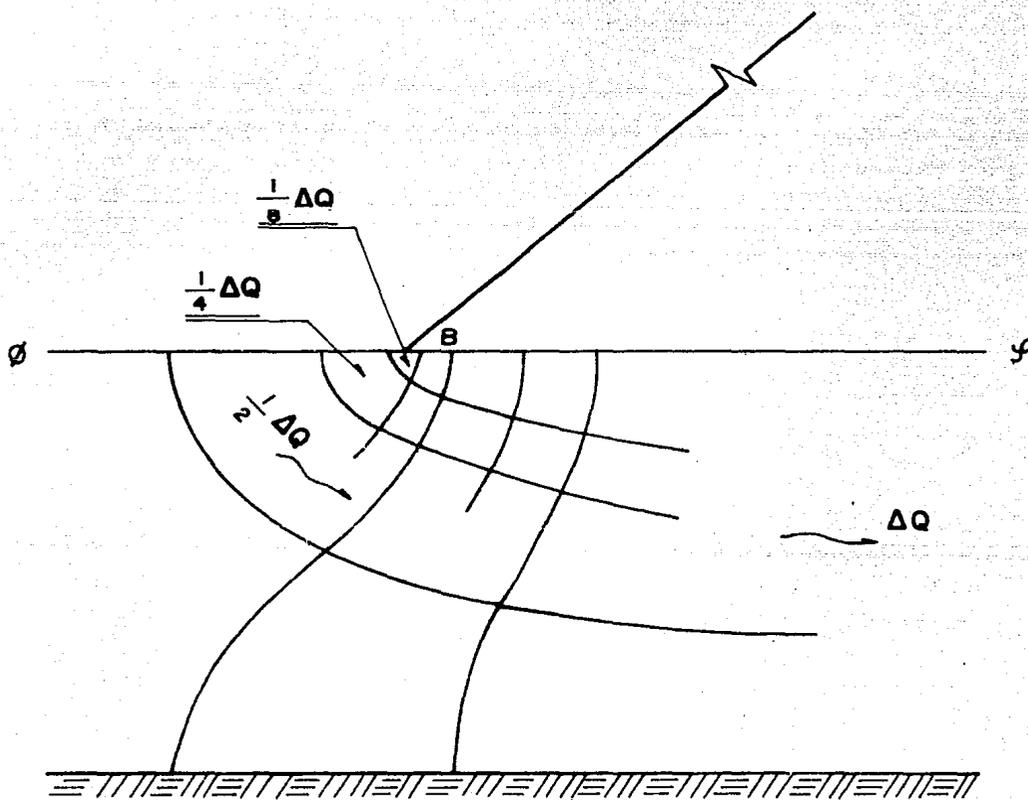


FIGURA 5.16

" Flujo de agua a través del terreno de cimentación
de una presa "

En el punto B se intersectan una línea de flujo y una equipotencial for-

mando un ángulo $\theta = 180^\circ$. Al hacer subdivisiones al canal de flujo original, se obtienen nuevos canales para los que los gastos son iguales a la mitad del anterior. Sin embargo, la relación entre la sección a través de la cual ocurre el gasto más próxima a B y la más alejada, se vuelve cada vez menor que la anterior; consecuentemente, la velocidad de filtración va aumentando cuanto más cerca se esté de B, concentrándose el flujo y haciendo de ésta una zona crítica desde el punto de vista de erosiones, arrastres, etc. En teoría, la velocidad en B es infinita, lo cual no es válido desde el punto de vista de la Teoría de Darcy. Por regla general, entonces, cuando estas líneas se corten a un ángulo $90^\circ < \theta \leq 180^\circ$ la velocidad tenderá a valores muy grandes.

Cálculos a Partir de la Red de Flujo.

Las bases para el análisis racional de los problemas prácticos en que interviene el flujo de agua a través de los suelos fueron establecidas por Darcy y Forchheimer. Al resolver un problema práctico de flujo de agua se obtiene información respecto a tres cuestiones fundamentales.

- 1.- El gasto infiltrado a través de la zona de flujo.
- 2.- La influencia del flujo del agua sobre la estabilidad general de la masa de suelo a través de la que ocurre.
- 3.- La posibilidad que tiene el agua de infiltración de producir erosiones.

A continuación se desarrollarán las ecuaciones que permiten cuantificar el gasto de filtración a partir de la red de flujo y se sentarán las bases para el análisis de la estabilidad del cuerpo infiltrado.

1.- Gasto de Filtración. Sea un cuadrado curvilíneo de espesor unitario:

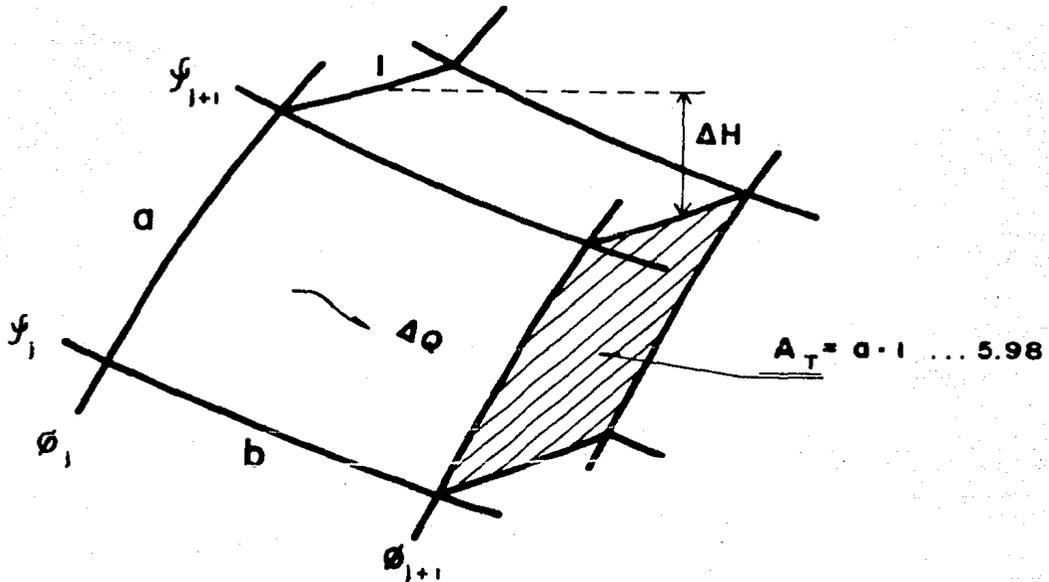


FIGURA 5.17

"Elementos de un cuadrado curvilíneo"

Por la ecuación 5.1:

$$\Delta Q = k_e \cdot i \cdot A_T \quad \dots\dots 5.99$$

Por la ecuación 5.2:

$$i = \frac{\Delta H}{b} \quad \dots\dots 5.100$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.98 y 5.100 en 5.99:

$$\Delta Q = k_e \cdot \frac{\Delta H}{b} \cdot a \cdot 1 \quad \dots\dots 5.101$$

Aceptando que la red de flujo se dibuja a base de cuadrados curvilíneos:

$$\frac{a}{b} = 1 \quad \dots\dots 5.102$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.96, 5.97 y 5.102 en 5.101 y despejando Q:

$$Q = k_e \cdot H \cdot \frac{N_f}{N_e} \quad \dots\dots 5.103$$

2.- Carga Hidráulica Total, Carga de Posición y Carga de Presión (Subpresión o Presión Hidrodinámica).

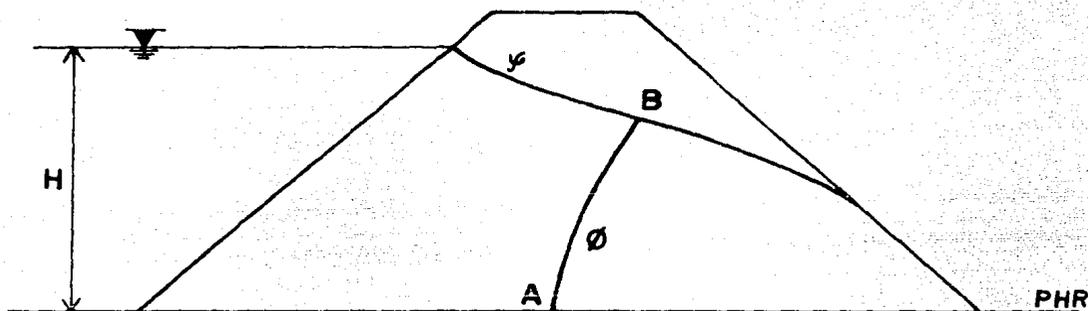


FIGURA 5.18

" Determinación de la carga hidráulica total, de posición y de presión "

Por Bernoulli: $H = z + \frac{vh}{\delta_T}$ 5.104

$$\frac{v^2}{2g} \doteq 0 \quad \dots\dots 5.105$$

Aplicando la ecuación 5.104 al punto A:

$$H_A = 0 + (H - n\Delta H) \cdot \frac{\delta_T}{\delta_T} = H - n\Delta H \quad \dots\dots 5.106$$

Aplicando la ecuación 5.104 al punto B:

$$H_B = (H - n\Delta H) \cdot \frac{\delta_T}{\delta_T} + 0 = H - n\Delta H \quad \dots\dots 5.107$$

Igualando las ecuaciones 5.106 y 5.107:

$$H_A = H_B \quad \dots\dots 5.108$$

Por tal motivo, teniendo definida la posición del PHR, la carga hidráulica total de cualquier punto se obtiene directamente de la línea equipotencial en que se encuentre. La carga de posición está dada por la distancia del punto al PHR y la carga de presión se obtiene restando a la carga hidráulica to-

tal la carga de posición.

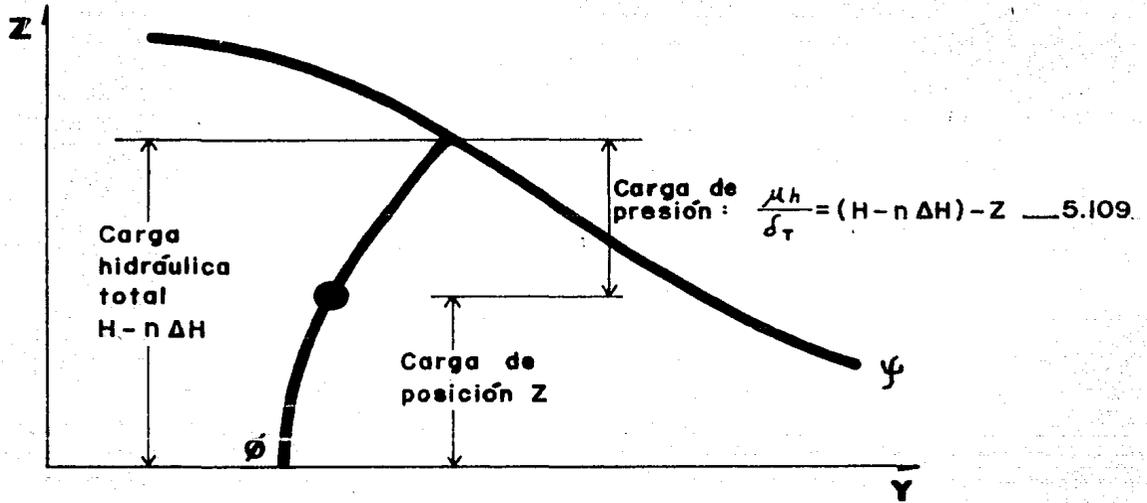


FIGURA 5.19

"Carga de presión"

Cálculo de las Subpresiones bajo una Estructura Impermeable

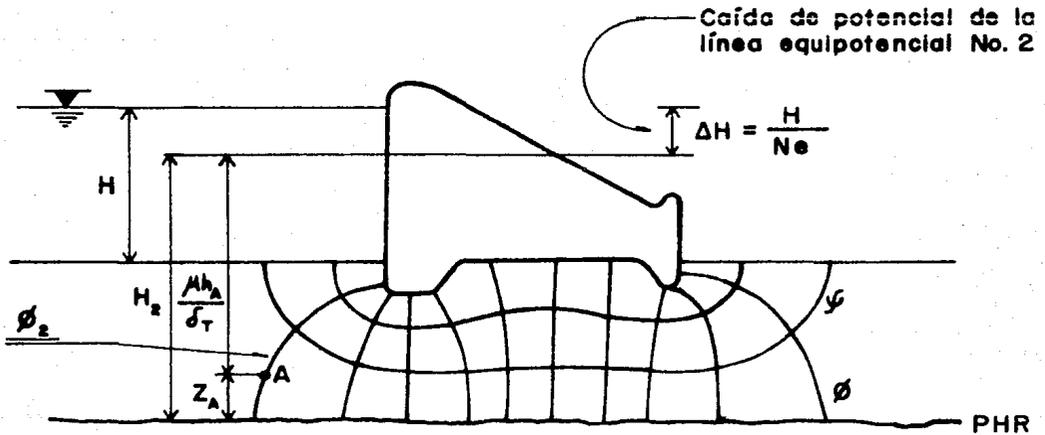


FIGURA 5.20

"Flujo de agua a través de el terreno de cimentación"

$\mu h_A = H_2 - Z_A$ 5.110

3.- Fuerza de Filtración. Cuando el agua fluye a través de una masa de suelo, se ejerce sobre las partículas sólidas una presión en la dirección del flujo dada por:

$$\sigma_F = \Delta H \cdot \delta_T \quad \dots\dots 5.111$$

Por esta presión, se produce una fuerza conocida como "Fuerza de Filtración" que vale:

$$J = \sigma_F \cdot A_T = \Delta H \cdot \delta_T \cdot a \cdot 1 \quad \dots\dots 5.112$$

Que está aplicada en el centroide de cada cuadrado curvilíneo y que deberá tomarse en cuenta en los cálculos de estabilidad del conjunto.

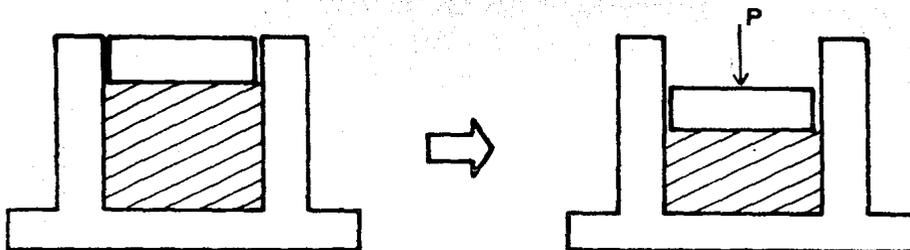
V.3 Flujo no Establecido

En esta sección se considera el comportamiento de los suelos al estar sometidos a la prueba de consolidación unidimensional.

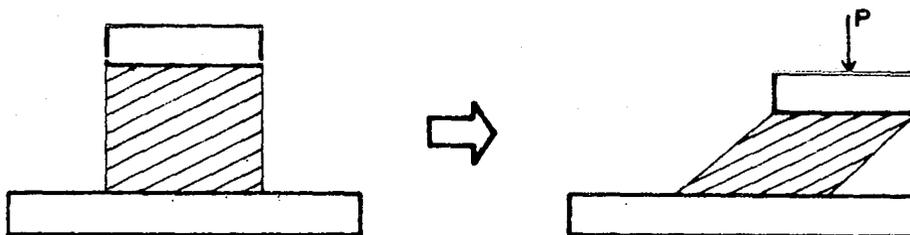
La consolidación unidimensional o unidireccional, es el efecto que ocurre durante el proceso de consolidación, en el que el desplazamiento lateral de las partículas sólidas es prácticamente nulo ($\tau=0$), manifestándose el movimiento en una sola dirección (en este caso la vertical). El proceso de consolidación, es un fenómeno de flujo que se manifiesta cuando las partículas sólidas ocupan parte de los vacíos que deja el aire y/o el agua desalojados o puestos en movimiento, ocasionando la deformación del suelo.

En este sentido, la consolidación unidimensional es semejante a la deformación volumétrica, componente de la deformación total, según la cual un cuerpo cambia de volumen manteniendo su forma, al aplicarle una carga. En rigor,

a todo cambio de volumen corresponde una nueva forma aún cuando la configuración original se mantiene.



Deformación por cambio de volumen o plana ; $\tau = 0$ y $V_M = \text{variable}$



Deformación por cambio de forma ; $\tau \neq 0$ y $V_M \neq \text{cte.}$

FIGURA 5.21.

" Deformación por cambio de volumen y deformación por cambio de forma "

Compresibilidad de Suelos Gruesos

Aproximadamente el 80% de la disminución de volumen ocurre en forma prácticamente instantánea cuando el suelo está seco y es de espesor reducido. El resto del decremento volumétrico ocurre a lo largo del tiempo, a causa del retardamiento producido por la fricción entre las partículas. Si los vacíos están llenos de agua, la deformación volumétrica instantánea puede retardarse debido a la dificultad que tiene el agua para fluir; esta deformación también se retarda cuando la masa de suelo es grande. Pueden disminuirse los vacíos de un suelo grueso bajo cargas fuertes quedando su estructura sin cambio; el único modo de lograr un cambio estructural es por vibrado, varillado u otro -

medio dinámico equivalente. Al adicionar al suelo grueso partículas finas -- (aún en pequeños porcentajes) sus características de compresibilidad tienden a asemejarse a las de los suelos finos.

Compresibilidad de Suelos Finos

° Ecuación Diferencial de la Consolidación Unidimensional

La deducción de la ecuación parte de las hipótesis siguientes:

- °° El suelo está saturado.
- °° El flujo es no establecido
- °° El agua y las partículas sólidas son incompresibles en sí mismas
- °° El suelo está drenado por dos caras
- °° El incremento de presión aplicado es constante en todo el espesor
- °° Se supone válida la Ley de Darcy

°° Subsiste únicamente la "Consolidación Primaria", la cual es la parte de la consolidación debida a la dificultad en el desalojo del agua (retraso - hidrodinámico de la deformación). La parte de la consolidación debida al retardamiento por fricción de las partículas se le conoce como consolidación secundaria. Sea la figura siguiente:

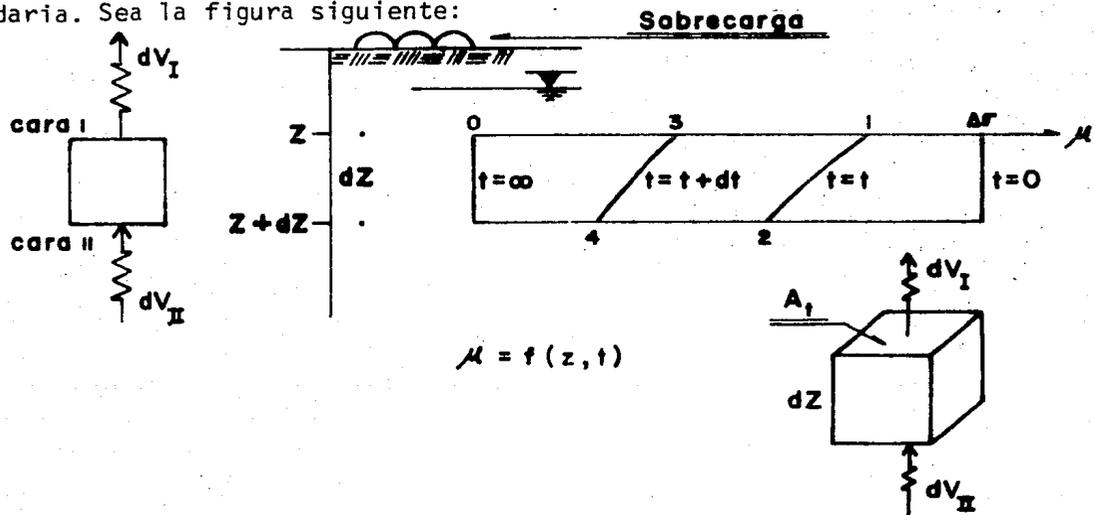


FIGURA 5.22

"Deformación de un elemento diferencial, sometido a un incremento de presión ΔV "

Punto	Tiempo	Profundidad	Presión en exceso a la hidrostática	Ecuación
1	t	Z	μ	5.113
2	t	Z + dz	$\mu + \frac{\partial \mu}{\partial z} dz$	5.114
3	t + dt	Z	$\mu + \frac{\partial \mu}{\partial t} dt$	5.115
4	t + dt	Z + dz	$\mu + \frac{\partial \mu}{\partial z} dz + \frac{\partial \mu}{\partial t} dt + \frac{\partial^2 \mu}{\partial z \partial t} dz dt$	5.116

TABLA 5.5
" Presiones en exceso a la hidrostática "

Sea:

$$i = \frac{1}{\delta_T} \cdot \frac{\partial \mu}{\partial z} \quad \dots\dots 5.117$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.113, 5.114, 5.115 y 5.116 en 5.117 se forma la tabla siguiente:

Punto	Tiempo	Profundidad	Gradiente hidráulico	Ecuación
1	t	Z	$\frac{1}{\delta_T} \frac{\partial \mu}{\partial z}$	5.118
2	t	Z + dz	$\frac{1}{\delta_T} \frac{\partial}{\partial z} \left[\mu + \frac{\partial \mu}{\partial z} dz \right]$	5.119
3	t + dt	Z	$\frac{1}{\delta_T} \frac{\partial}{\partial z} \left[\mu + \frac{\partial \mu}{\partial t} dt \right]$	5.120
4	t + dt	Z + dz	$\frac{1}{\delta_T} \frac{\partial}{\partial z} \left[\mu + \frac{\partial \mu}{\partial z} dz + \frac{\partial \mu}{\partial t} dt + \frac{\partial^2 \mu}{\partial z \partial t} dz dt \right]$	5.121

TABLA 5.6
" Gradientes hidráulicos "

a) Análisis del flujo en sentido vertical.

Por Darcy:

$$\text{Volumen que entra: } dV_{II} = k \cdot i_{II} \cdot A_T \cdot dt \quad \dots\dots 5.122$$

$$\text{Volumen que sale: } dV_I = k \cdot i_I \cdot A_T \cdot dt \quad \dots\dots 5.123$$

$$\text{Volumen neto que sale: } dV = dV_I - dV_{II} \quad \dots\dots 5.124$$

Para el intervalo de tiempo dt , sustituyendo las ecuaciones 5.118 y --- 5.119 (para los puntos 1 y 2) en 5.124:

$$dV = - \frac{k}{\delta_T} \cdot \frac{\partial^2 \mu}{\partial z^2} \cdot dz \cdot dt \quad \dots\dots 5.125$$

Posterior al tiempo $t+dt$, en los puntos 3 y 4 sustituyendo las ecuaciones 5.120 y 5.121 en 5.124:

$$dV = - \frac{k}{\delta_T} \left[\frac{\partial^2 \mu}{\partial z^2} \cdot dz + \frac{\partial^3 \mu}{\partial z^2 \partial t} \cdot dz \cdot dt \right] \cdot dt \quad \dots\dots 5.126$$

(despreciando esta magnitud de orden superior, 5.125 = 5.126)

b) Análisis del flujo en sentido horizontal.

Sea la figura siguiente:

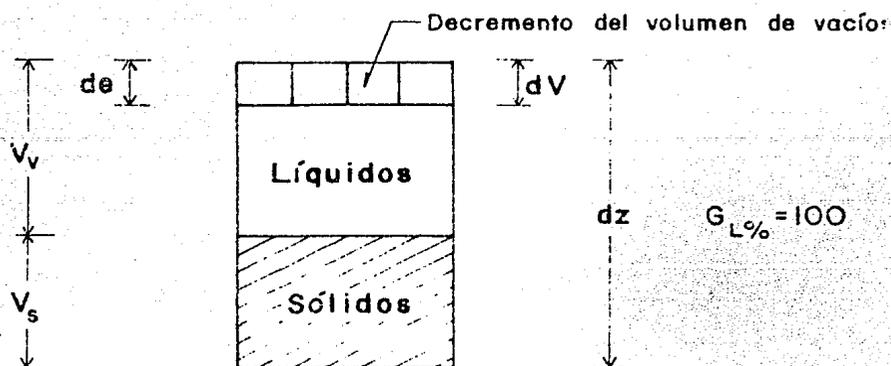


FIGURA 5.23

" Idealización de una muestra de suelo sometida a un incremento de presión $\Delta \bar{v}$ "

$$\text{Haciendo: } v_s = 1 \quad \dots\dots 5.127$$

Sustituyendo la ecuación 5.127 en 2.5:

$$v_v = e_0 \quad \dots\dots 5.128$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.127 y 5.128 en 2.2:

$$V_m = 1 + e_o \quad \dots\dots 5.129$$

Deformación Volumétrica Unitaria:

$$E_v = \frac{d e}{V_m} = \frac{d e}{1+e_o} \quad \dots\dots 5.130$$

También:

$$E_v = \frac{dV}{dz} \quad \dots\dots 5.131$$

Iguando las ecuaciones 5.130 y 5.131:

$$dV = \frac{de}{1+e_o} \cdot dz \quad \dots\dots 5.132$$

Sea el "Coeficiente de Compresibilidad", definido como la pendiente de la curva de compresibilidad en escala aritmética.

$$a_v = \frac{de}{d\sigma} \quad \text{(tangente)} \quad \dots\dots 5.133$$

Sustituyendo la ecuación 5.133 en 5.132:

$$dV = \frac{a_v}{1+e_o} \cdot d\sigma \cdot dz \quad \dots\dots 5.134$$

Así mismo, el "Módulo de Variación Volumétrica", es definido como el recíproco de la rigidez confinada del suelo, en la prueba de Consolidación Unidimensional, tal que:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_o} \quad \dots\dots 5.135$$

Sustituyendo la ecuación 5.135 en 5.134:

$$dV = m_v \cdot d\sigma \cdot dz \quad \dots\dots 5.136$$

Derivando la ecuación 4.12 en la que para $z=ctte.$, $\sigma=ctte.$, y $u_h=ctte.$

$$0 = d\sigma + d\mu \quad \dots\dots 5.137$$

En la cara I entre los tiempos $t = t$ y $t = t+dt$ existe la diferencia de presiones $d\mu$ que vale:

$$d\mu = \frac{\partial \mu}{\partial t} \cdot dt \quad \dots\dots 5.138$$

En la cara II:

$$d\mu = \frac{\partial \mu}{\partial t} dt + \underbrace{\frac{\partial^2 \mu}{\partial z \partial t} dz dt}_{\text{despreciando esta magnitud de orden superior}} \quad \dots\dots 5.139$$

despreciando esta magnitud de orden superior 5.138 = 5.139

Sustituyendo la ecuación 5.138 en 5.137:

$$d\sigma = - \frac{\partial \mu}{\partial t} dt \quad \dots\dots 5.140$$

Sustituyendo la ecuación 5.140 en 5.136:

$$dV = - m_v \frac{\partial \mu}{\partial t} dt = dz \quad \dots\dots 5.141$$

La cantidad de agua que sale del elemento diferencial es proporcional al cambio de volumen del mismo; por lo anterior, igualando las ecuaciones 5.125 y 5.141:

$$\frac{k}{m_v \delta_T} \cdot \frac{\partial^2 \mu}{\partial z^2} = \frac{\partial \mu}{\partial t} \quad \dots\dots 5.142$$

Sea el "coeficiente de consolidación", tal que:

$$C_v = \frac{k}{m_v \delta_T} \quad \dots\dots 5.143$$

Sustituyendo la ecuación 5.143 en 5.142:

$$C_v \cdot \frac{\partial^2 \mu}{\partial z^2} = \frac{\partial \mu}{\partial t} \quad \dots\dots 5.144$$

Que es la Ecuación Diferencial de la Consolidación Unidimensional.

Solución de la Ecuación Diferencial de la Consolidación Unidimensional

Condiciones de frontera: Se cumplen las señaladas por las ecuaciones 4.9, 4.10 y 4.11.

Sea la figura siguiente:

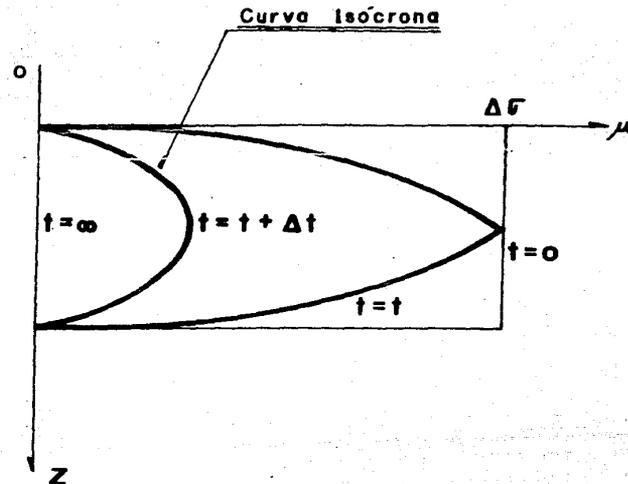
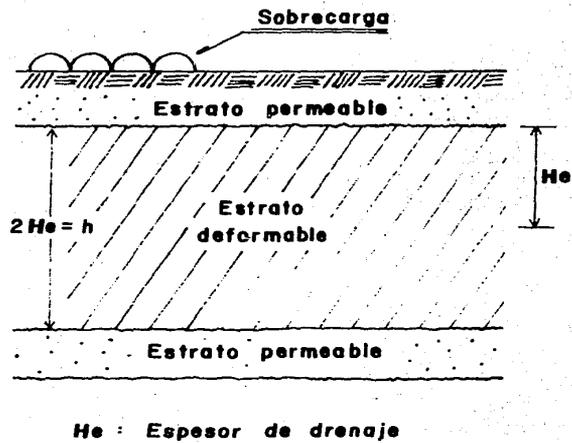


FIGURA 5.24

"Bases para la solución de la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional"

Al integrar la ecuación 5.144, μ queda expresada en términos de una serie convergente.

$$\mu = \Delta\sigma \sum_{n=0}^{\infty} \left[\frac{4}{(2n+1)\pi} \cdot \text{sen} \left[\frac{(2n+1)\pi}{2} \cdot \frac{z}{H_e} \right] \cdot e_n^{\left[\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v \cdot t}{4H_e} \right]} \right] \dots 5.145$$

valor tangente $f(z,t)$

e_n : Base de los logaritmos Neperianos.

Sea la figura siguiente:

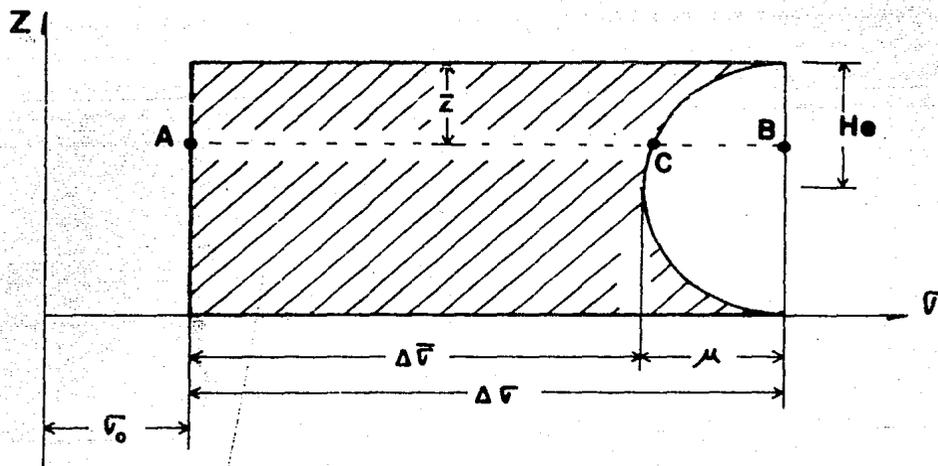


FIGURA 5.25

"Determinación del grado medio de consolidación"

A la profundidad z , $\Delta\bar{\sigma}$ está representada por el segmento \overline{AC} y μ por el segmento \overline{CB} . La presión inducida $\Delta\sigma$ está representada por el segmento \overline{AB} .

El "grado de consolidación" queda definido en términos de la relación:

$$U_{z\%} = 100 \cdot \frac{\overline{AC}}{\overline{AB}} = 100 \cdot \left[\frac{\Delta\bar{\sigma} - \mu}{\Delta\sigma} \right] \dots 5.146$$

valor tangente $f(z,t)$

En este momento se hace necesario definir al "Grado Medio de Consolida--

ción", como la relación:

$$U_{\%} = 100 \frac{\int_0^{2He} (\Delta\sigma - \mu) dz}{\Delta\sigma \cdot 2He} = 100 \left[1 - \frac{\int_0^{2He} \mu dz}{\Delta\sigma \cdot 2He} \right] \quad \dots\dots 5.147$$

Sustituyendo la ecuación 5.145 en 5.147 se resuelve la integral de μdz .

$$\int_0^{2He} \mu dz = \Delta\sigma \cdot 2He \sum_{n=0}^{n=\infty} \left[\frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} \cdot e_n^{-\left[\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T}{4}\right]} \right] \quad \dots\dots 5.148$$

En la ecuación 5.148 el "factor tiempo", es la relación:

$$T = \frac{Cv \cdot t}{He^2} \quad \dots\dots 5.149$$

adimensional

Sustituyendo la ecuación 5.149 en 5.147:

$$U_{\%} = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{n=\infty} \left[\frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} \cdot e_n^{-\left[\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T}{4}\right]} \right] \right] \quad \dots\dots 5.150$$

Dando valores a T, se forma la tabla siguiente:

T	U%								
0.000	0	0.049	25	0.159	45	0.342	65	0.684	85
0.008	10	0.071	30	0.197	50	0.405	70	0.848	90
0.018	15	0.096	35	0.238	55	0.477	75	1.127	95
0.031	20	0.127	40	0.287	60	0.565	80	∞	100

TABLA 5.7
"Variación de U% respecto a T"

Al graficar los valores de la tabla 5.7, se obtiene la "Curva Teórica de Consolidación"

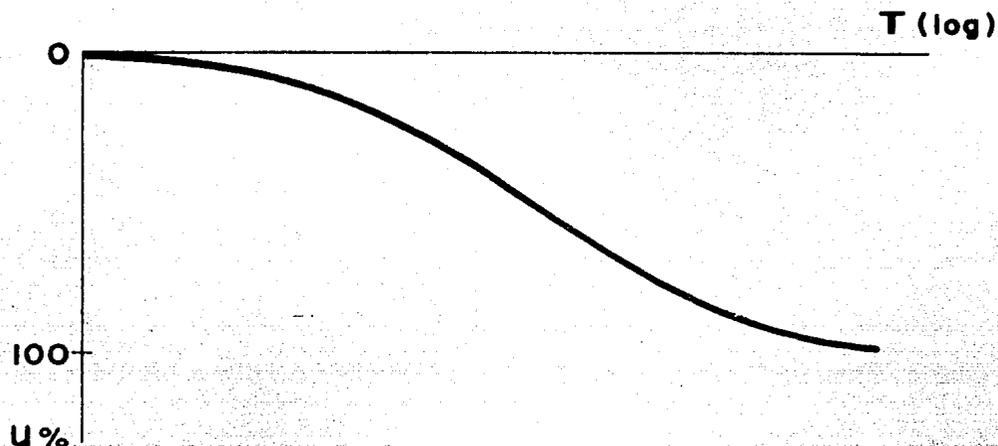


FIGURA 5.26

" Curva teórica de consolidación "

Prueba de Consolidación Unidimensional

A grandes rasgos se lleva a cabo de la manera siguiente:

1.- Se labra una muestra cilíndrica de suelo de 50 cm^2 de área transversal y 2.5 cms. de altura. Se introduce en un anillo metálico que le proporciona confinamiento lateral completo. Para permitir el drenaje, se coloca en cada cara de la muestra una piedra porosa cilíndrica de diámetro menor que el del anillo metálico.

2.- Se monta el conjunto en la cazuela del "Consolidómetro de Anillo Flotante". El "Consolidómetro de Anillo Fijo" se sigue usando únicamente para hacer la prueba de permeabilidad junto con la de consolidación.

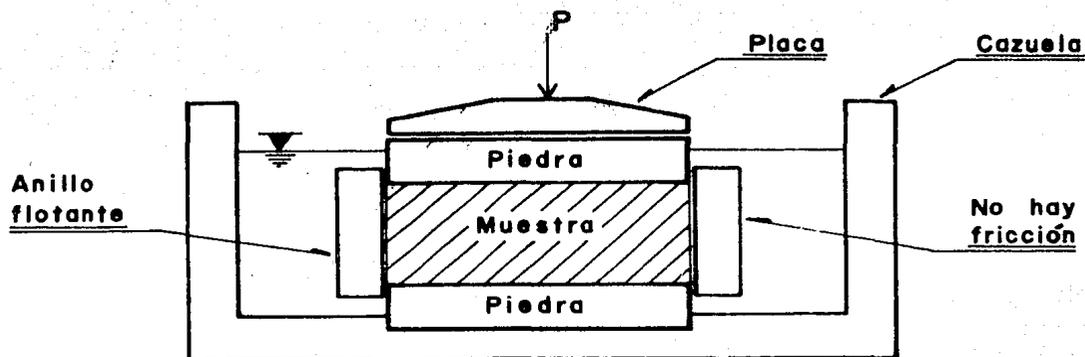


FIGURA 5.27
"Consolidómetro de anillo flotante"

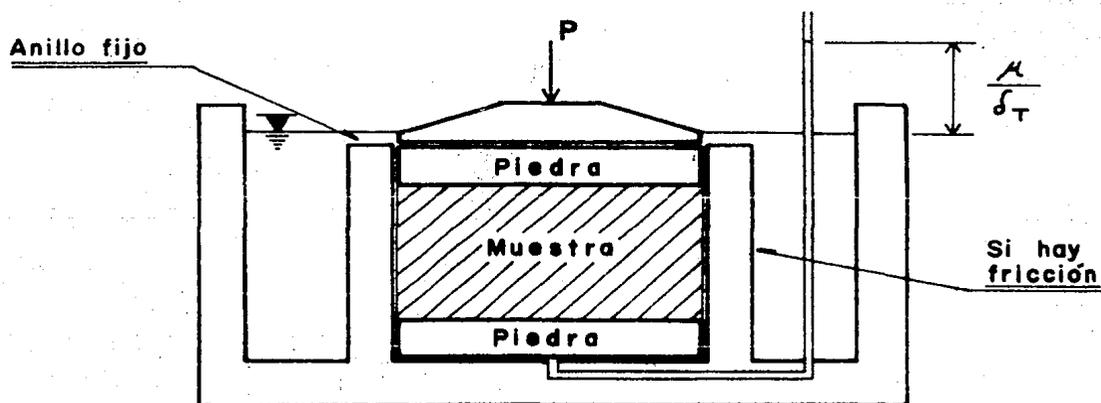


FIGURA 5.28
"Consolidómetro de anillo fijo"

3.- Se aplica carga de incrementos de presión a la muestra permitiendo que cada incremento obre lo suficiente para permitir que la velocidad de de--

formación se reduzca prácticamente a cero. En cada incremento se hacen lecturas en los diferentes tiempos en un micrómetro; el resultado para cada incremento se grafica teniendo a los tiempos como abscisas en escala logarítmica y a las lecturas del micrómetro como ordenadas en escala natural obteniéndose así la "Curva de Consolidación de Laboratorio Asociada al Incremento de Presión $\Delta\sigma$ Aplicado".

4.- Se compara cada curva de consolidación de laboratorio con la curva teórica de consolidación, para determinar el inicio ($U_{\%} = 0$) y el término ($U_{\%} = 100$) de la Consolidación Primaria.

4.1 Determinación del 0% de Consolidación.

- a) Se escoge un tiempo t , arbitrario tal que $t_1 < t_{50}$.
- b) Se obtiene el tiempo $t_1/4$ y se determina la diferencia de ordenadas "a" de los dos puntos. El 0% de Consolidación se encuentra a una distancia "a" arriba de la ordenada del punto en que el tiempo vale $t_1/4$.

4.2 Determinación del 100% de Consolidación.

- a) Se traza la tangente que pasa por el punto de inflexión del tramo de Consolidación Primaria.
- b) Se prolonga la recta correspondiente al tramo de consolidación secundaria hasta intersectar a la tangente al tramo de consolidación primaria. La línea horizontal que pasa por el

punto de intersección y que corta a la Curva de Consolidación define al 100% de Consolidación.

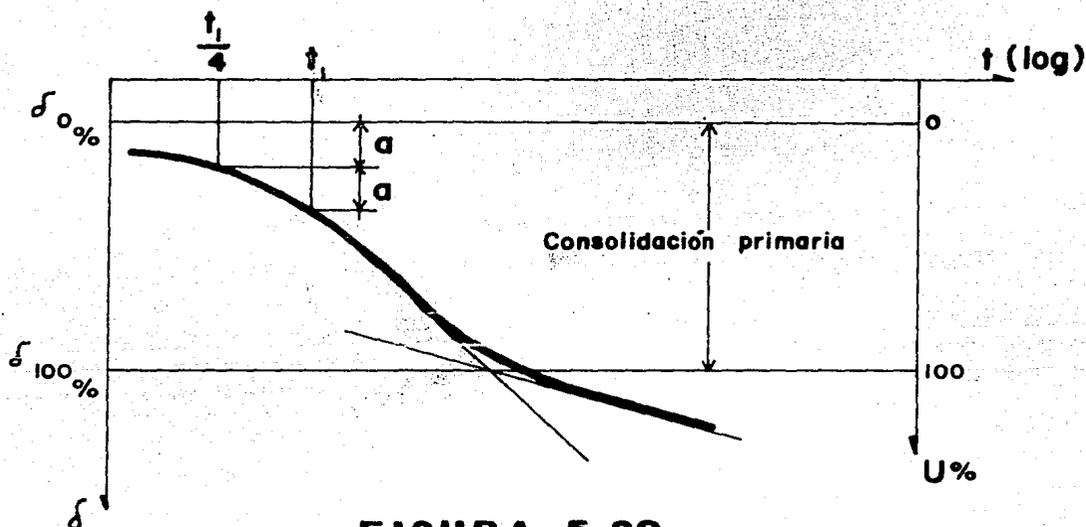


FIGURA 5.29

"Determinación del 0% y del 100% de consolidación primaria"

Aunque no es correcto, para facilitar la determinación del 0% y del 100% de consolidación, los incrementos de presión $\Delta\sigma$ se aplican a la muestra de acuerdo con la secuencia de carga siguiente: 0.125, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 16.0 kg/cm^2 .

5.- Se calcula la relación de vacíos asociada al 0% de Consolidación Primaria, asociada a su vez al incremento de presión aplicada.

De la ecuación 5.132:

$$\Delta h = \frac{\Delta e}{1+e_0} \cdot h \quad \dots 5.151$$

Δh : Deformación primaria de la muestra: $\Delta h = \delta_{100\%} - \delta_0\%$ 5.152

h : Altura inicial.

e_0 : Relación de vacíos inicial.

Δe : Decremento de la relación de vacíos: $\Delta e = e_0 - e$ 5.153

Sustituyendo las ecuaciones 5.152 y 5.153 en 5.151 y para cualquier incremento de presión aplicado:

$$e = e_0 \left[1 - \frac{\sum_{j=1}^{j=k} (\delta_{100\%} - \delta_0\%)_j}{n} \right] \quad \text{..... 5.154}$$

6.- El resultado se grafica teniendo a las presiones como abscisas en escala logarítmica y a las relaciones de vacíos como ordenadas en escala natural, obteniéndose la "Curva de Compresibilidad de la Muestra".

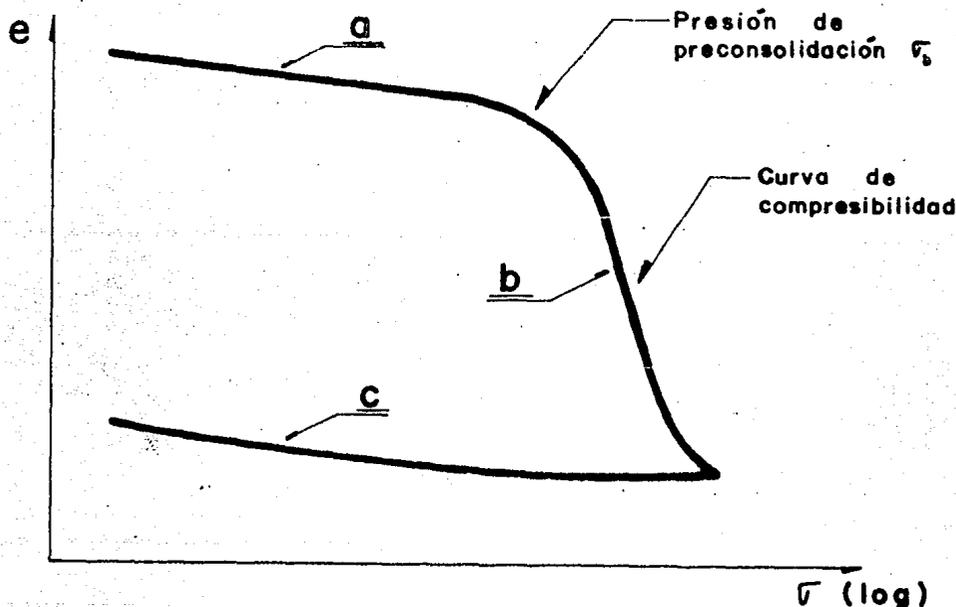


FIGURA 5.30

"Curva de compresibilidad"

En la curva de compresibilidad (figura 5.30) se definen tres tramos diferentes; el a, conocido como "Línea de Recompresión o Recarga", el b como "Lí-

nea Virgen", y el c como "Línea de Descarga".

La línea de recompresión representa la deformabilidad del suelo, bajo presiones que ya ha experimentado. La línea virgen representa la deformabilidad del suelo bajo presiones que nunca ha soportado.

Un suelo normalmente consolidado es aquel en que la magnitud de la presión efectiva inicial es igual a la de la presión de preconsolidación. Se le denota con las siglas "NC", mientras que un suelo preconsolidado, es aquel en que la magnitud de la presión efectiva inicial es menor a la de la presión de preconsolidación. Se le denota con las siglas "OC".

La magnitud de la presión de preconsolidación se obtiene por medio del empírico propuesto por Casagrande.

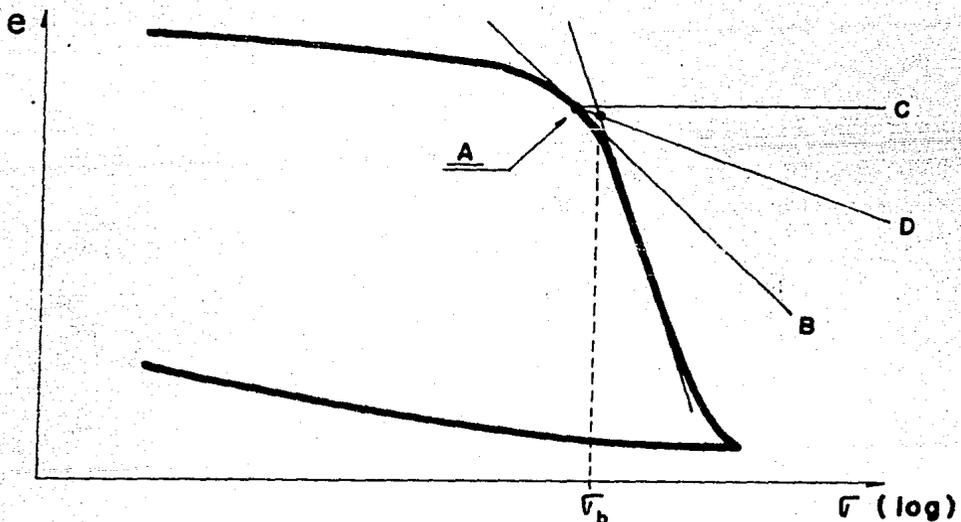


FIGURA 5.31

"Determinación de la presión de preconsolidación"

- 1.- Se localiza el punto de mayor curvatura (A) y se traza por él la -- tangente \overline{AB} a la curva y la horizontal \overline{AC} .
- 2.- Se traza la bisectriz \overline{AD} del ángulo BAC.
- 3.- Se prolonga la línea virgen hasta cortar a la bisectriz. El punto de intersección define a la presión de preconsolidación.

Cálculo de Deformaciones (asentamientos) en Suelos Finos Plásticos, debido a la Consolidación Primaria.

Metodología de Cálculo:

- 1.- Se concentran los datos siguientes:

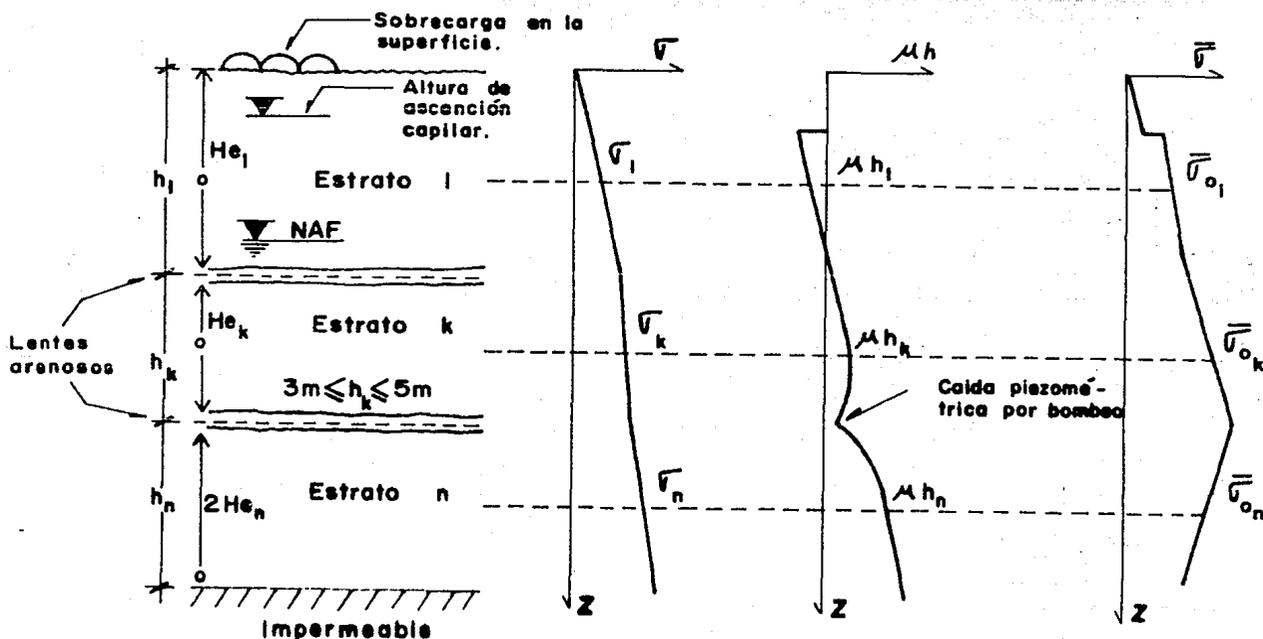


FIGURA 5.32

" Datos de partida para analizar los asentamientos por consolidación primaria "

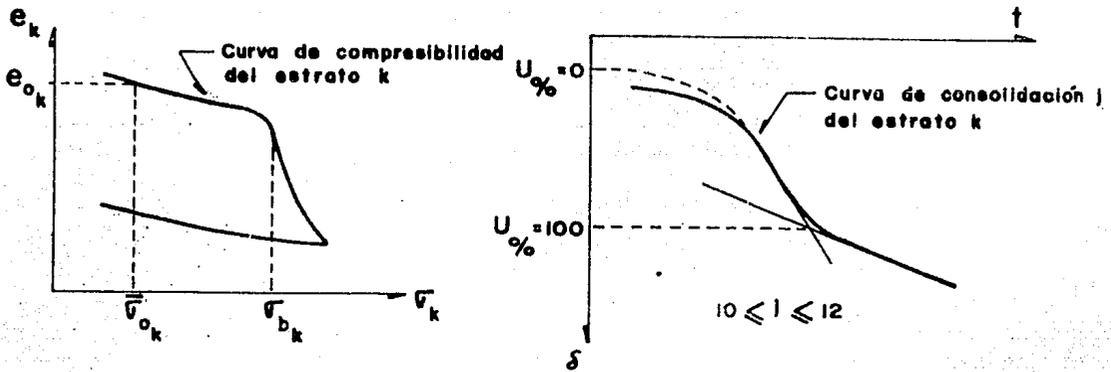


FIGURA 5.33

"Curva de compresibilidad y curvas de consolidación del estrato k"

2.- Se define el nivel de desplante D_f de la sobrecarga como una función de la deformación permisible para toda la masa del suelo: Δh_{Tperm} .

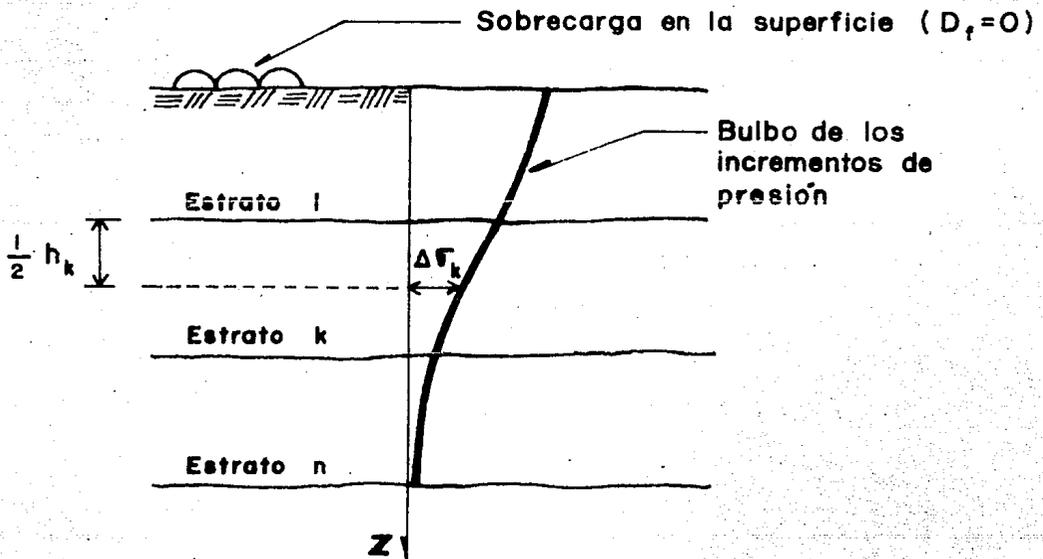


FIGURA 5.34

"Bulbo de presiones inducidas"

De la ecuación 5.151:

$$\Delta h_{Tmax} = \sum_{k=1}^n \left[\frac{\Delta e}{1 + e_{0k}} h \right]_k \quad \dots \dots 5.155$$

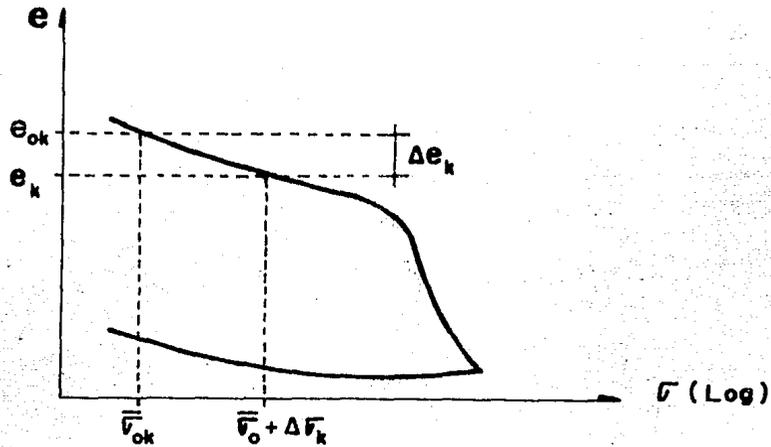


FIGURA 5.35

"Determinación del decremento de la relación de vacíos"

Si se cumple que la deformación máxima es menor o igual a la deformación permisible se hará una cimentación somera o se aprovecharán mejor las propiedades del suelo. Si no se cumple lo anterior se hará un estudio que garantice que la sobrecarga no sufrirá ni producirá daños, se disminuirá el valor de la sobrecarga o se hará una compensación parcial. Para hacer la compensación parcial, se determina primero el nivel D_{fmax} en que la deformación es nula.

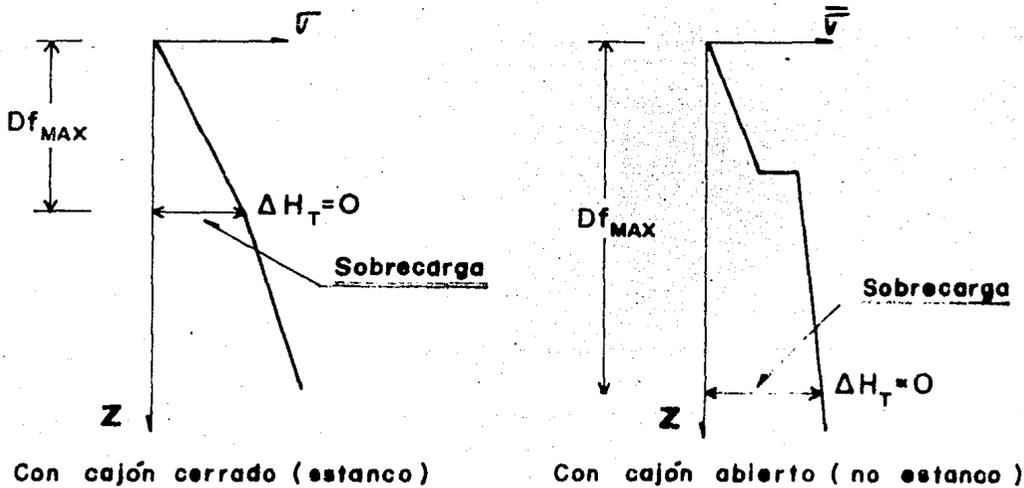


FIGURA 5.36

"Determinación del nivel en que la deformación es nula, para cajones abierto y cerrado"

Posteriormente y por tanteos, se determinará el nivel D_{fperm} en que la deformación es aproximadamente igual a la permisible.

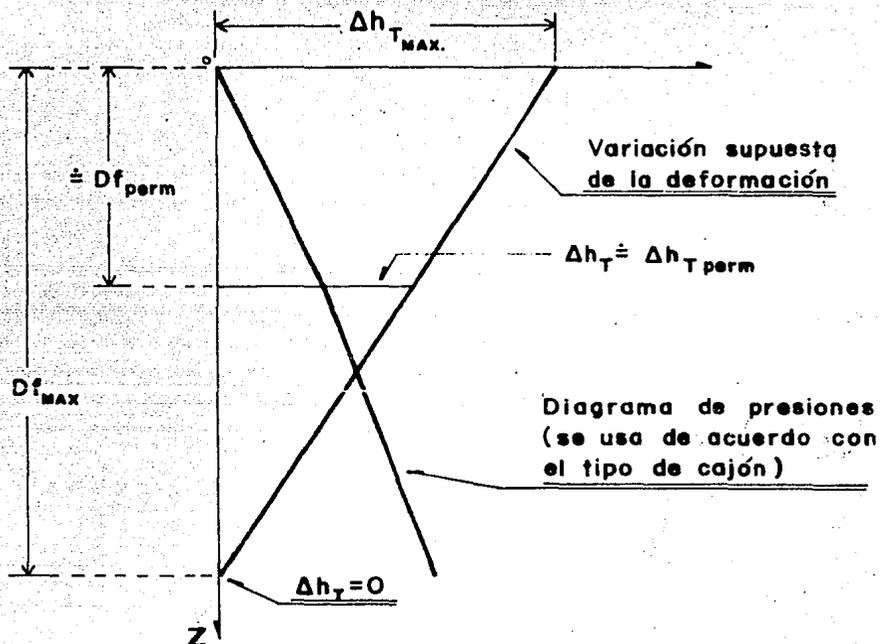


FIGURA 5.37

"Determinación del nivel de desplante para la deformación permisible"

Por triángulos semejantes:

$$D_{fperm} = D_{fmax} \left[1 - \frac{\Delta h_{Tperm}}{\Delta h_{Tmax}} \right] \quad \dots 5.156$$

3.- Se calcula la descarga neta en el nivel de desplante D_{fperm} .

$$\text{Descarga neta} = \text{Sobrecarga en la Superficie} - \text{Presión en el nivel } D_{fperm}. \quad \dots 5.157$$

4.- Se estiman las presiones inducidas por la descarga neta a partir del nivel de desplante D_{fperm} .

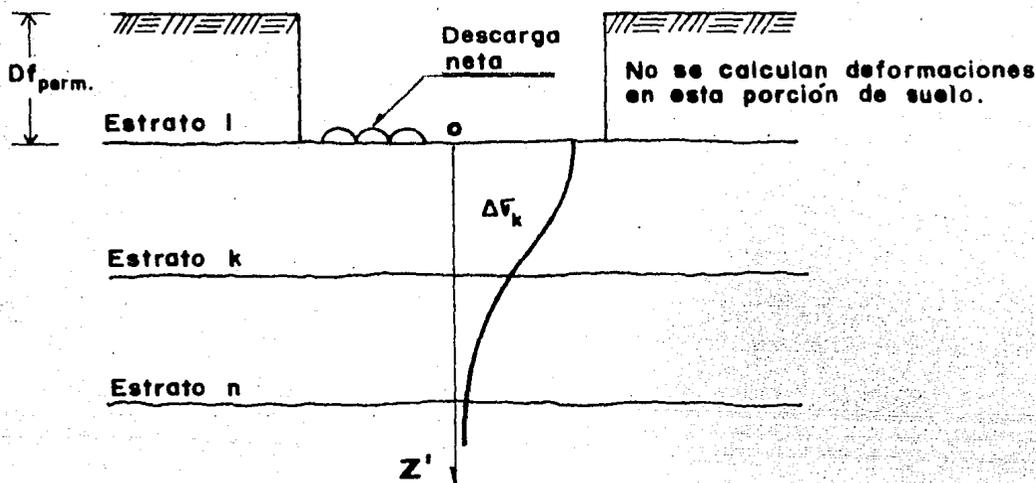


FIGURA 5.38

"Bulbo de presiones inducidas por la descarga neta"

Para estimar las presiones inducidas por la descarga neta, el valor de $z=0$ de la teoría de Boussinesq coincide con el del nivel de desplante $D_{f\text{perm.}}$. Siempre y cuando se tenga control del agua del subsuelo y el tiempo que transcurra desde la excavación hasta que se compense el material excavado sea corto, se podrá considerar que los diagramas de presiones total, efectiva e hidrostática no varían.

5.- Se calcula el tiempo que tarda en deformarse cada estrato, para posteriormente determinar el tiempo de deformación de la masa de suelo; al graficar el resultado para la masa de suelo, se obtiene la "Curva de Consolidación de Gabinete".

- a) Tiempo en que se deforma el estrato k; deformación para cualquier --- tiempo.
 - a.1) Entrando a la Curva de Consolidación j del estrato k con $U_{\%} = 50$, se obtiene el tiempo t_{50jk} .

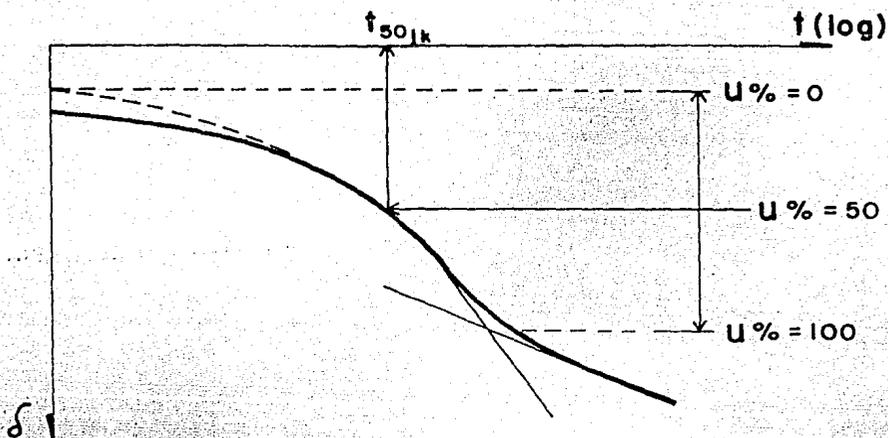
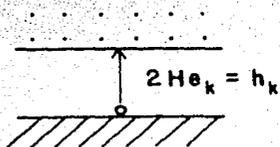


FIGURA 5.39

"Obtención del t_{50jk} "

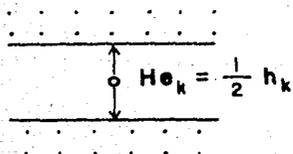
a.2) Para $U_{\%} = 50$ de la tabla 5.7 se obtiene $T_{50} = 0.197$ y, congruente con las condiciones de drenaje del estrato k , se calcula el coeficiente de consolidación $C_{v,jk}$.

De la ecuación 5.149:



Drenaje por una cara

$$\therefore C_{v50jk} = \frac{0.197 (h_k)^2}{t_{50jk}} \quad 5.158$$



Drenaje por dos caras

$$\therefore C_{v50jk} = \frac{0.197 \left(\frac{1}{2} h_k\right)^2}{t_{50jk}} \quad 5.159$$

FIGURA 5.40

"Condiciones de drenaje"

- a.3) Se construye para el estrato k la curva de variación del coeficiente de consolidación C_{V50jk} contra la presión inducida $\Delta\sigma_j$. Posteriormente y congruente con el nivel del $\Delta\sigma_k$, se obtiene el C_{V50k} .

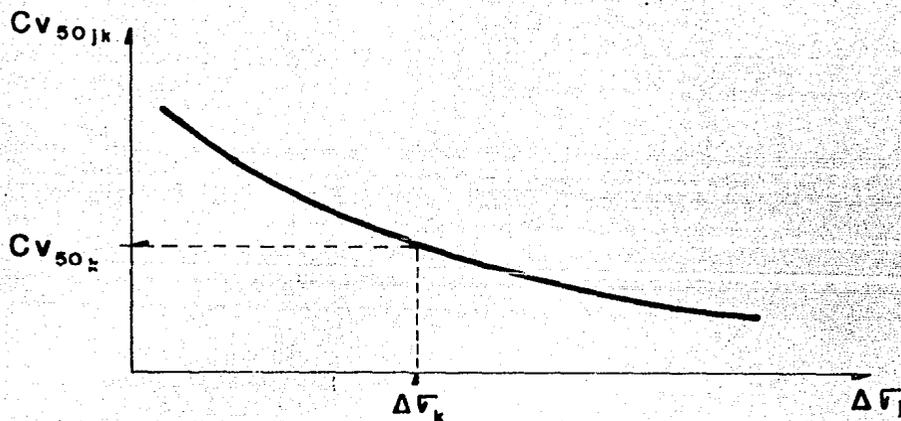


FIGURA 5.41

"Variación del coeficiente de consolidación"

- a.4) Se calculan las deformaciones para cualquier tiempo en el estrato k .

De la ecuación 5.149:

- ° Si el estrato está drenado por una cara:

$$T_t = \frac{C_{V50k} \cdot t}{h_k^2} \quad \dots\dots 5.160$$

- ° Si el estrato está drenado por dos caras:

$$T_t = \frac{C_{V50k} \cdot t}{\left[\frac{1}{2} h_k\right]^2} \quad \dots\dots 5.161$$

Conocido el valor de T_t , de la tabla 5.7 se obtiene el de $U_{\%t}$.

De la ecuación 5.146:

$$\Delta h_{kt} = \frac{U_{\%}t}{100} \cdot \Delta h_k \quad \dots\dots 5.162$$

Δh_{kt} : Deformación del estrato k en el tiempo t.

El tiempo asociado al 95% de la deformación se obtiene al sustituir ya sea en la ecuación 5.160 ó en la ecuación 5.161 el valor de $T_{95} = 1.127$ que corresponde con el valor $U_{\%} = 95$ en la Curva Teórica de Consolidación. Δh_{k95} se obtiene al hacer en la ecuación 5.162 que $U_{\%} = 95$.

No tiene sentido práctico hablar del tiempo asociado a $U_{\%} = 100$ ya que $T_{100} = \infty$.

Al graficar a los tiempos como abscisas en escala logarítmica y a las deformaciones como ordenadas en escala natural se obtiene la "Curva de Consolidación de Gabinete del estrato k".

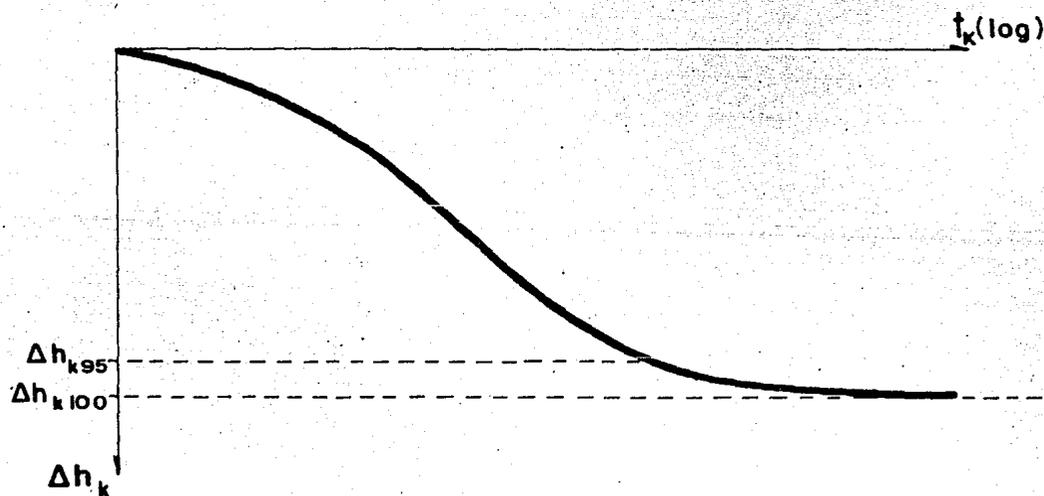


FIGURA 5.42

" Curva de consolidación de gabinete del estrato k "

6.- Se superponen todas las curvas de consolidación de gabinete de los -

estratos, para obtener la curva de consolidación de gabinete de la masa del suelo; en ella, las ordenadas son la suma de las ordenadas de las curvas de los estratos por cada tiempo.

Si se hacen nivelaciones en campo, se obtendrá la "Curva de Consolidación Real de la masa de Suelo", que se compara con la curva de gabinete con objeto de verificar la calidad de la teoría. De estudios realizados en este sentido, se sabe que los asentamientos reales son menores que los calculados.

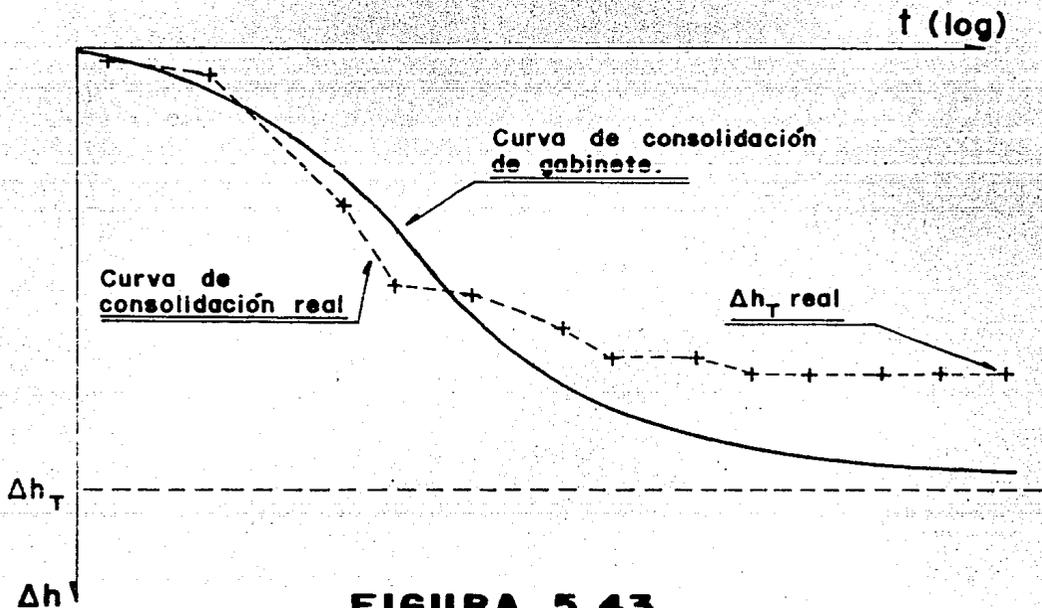


FIGURA 5.43
"Curvas de consolidación de gabinete y real para toda la masa de suelo"

Extensión de la Fórmula de Terzaghi para el Cálculo de Asentamientos.

Sea la ecuación 5.133:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{\sigma}} \quad \text{..... 5.163}$$

(secante)

Sustituyendo la ecuación 5.163 en 5.151:

$$\Delta h = \frac{a_v}{1+e_0} \cdot \Delta \bar{\sigma} \cdot h \quad \text{..... 5.164}$$

Sustituyendo la ecuación 5.135 en 5.164:

$$\Delta h = m_v \cdot \Delta \bar{\sigma} \cdot h \quad \dots 5.165$$

La ecuación 5.165 es válida solo si el espesor del estrato es tan pequeño que se pueda considerar a $\Delta \bar{\sigma}$ constante en el espesor.

Método Rápido para el Cálculo de Asentamientos en Suelos Finos.

Algunas veces no se cuenta con información de los parámetros de consolidación necesarios para trazar las curvas de compresibilidad; para casos como estos, Terzaghi propuso las siguientes correlaciones empíricas:

$$\text{Para arcillas remoldeadas: } C_c = 0.007 (w_{LL\%} - 10) \quad \dots 5.166$$

$$\text{Para arcillas inalteradas NC: } C_c = 0.009 (w_{LL\%} - 10) \quad \dots 5.167$$

El Índice de Compresibilidad C_c de las ecuaciones 5.166 y 5.167 es la pendiente de la línea virgen de la Curva de Compresibilidad en escala semilogarítmica, es decir:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \left[1 + \frac{\Delta \sigma}{\bar{\sigma}_0} \right]} \quad \dots 5.168$$

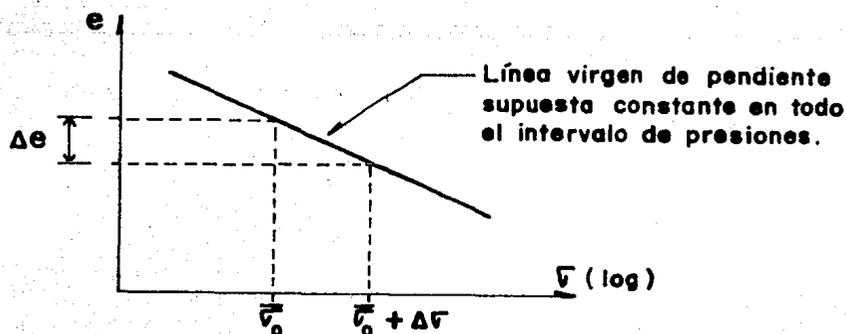


FIGURA 5.44

"Determinación del C_c "

Sustituyendo la ecuación 5.168 en 5.151:

$$\Delta h = \frac{C_c}{1+e_0} \cdot h_0 \log \left[1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma_0} \right] \quad \dots\dots 5.169$$

Valores Típicos de Propiedades Índice y Parámetros en la Cd. de México.

PARAMETRO	FORMACION ARCILLOSA	
	SUPERIOR	INFERIOR
W%	285.0	197.0
S _s	2.419	2.409
e ₀	6.90	4.74
WLL%	289.10	212.90
WLP%	85.30	68.80
IP%	203.90	142.90
e _{av max.}	5.83	4.12
Q _{VR} (cm ² /kg)	0.745	0.223
Q _{VRb} (cm ² /kg)	1.621	0.460
Q _{v max.} (cm ² /kg)	2.285	0.662
Γ _b (kg/cm ²)	1.37	2.61
Γ _{av max.} (kg/cm ²)	1.65	3.10
C _{VR} (10 ⁻³ cm ² /s)	6.62	11.19
C _{VRb} (10 ⁻³ cm ² /s)	1.61	3.32
C _{VV} (10 ⁻³ cm ² /s)	0.52	0.69
C _c	0.47	0.518

TABLA 5.8

"Valores medios de propiedades índice y parámetros de las formaciones arcillosas superior e inferior en la Ciudad de México"

Ejemplos de aplicación

Problema # 1

Sea el diagrama 1.1, en el que se tiene una presa sometida a un tirante hidráulico $H = 50$ m. Se pide:

- Trazar la red de flujo del terreno de cimentación de la presa, suponiendo que el cuerpo de la misma es impermeable.
- Calcular el gasto de filtración y las subpresiones bajo el cuerpo de la estructura.

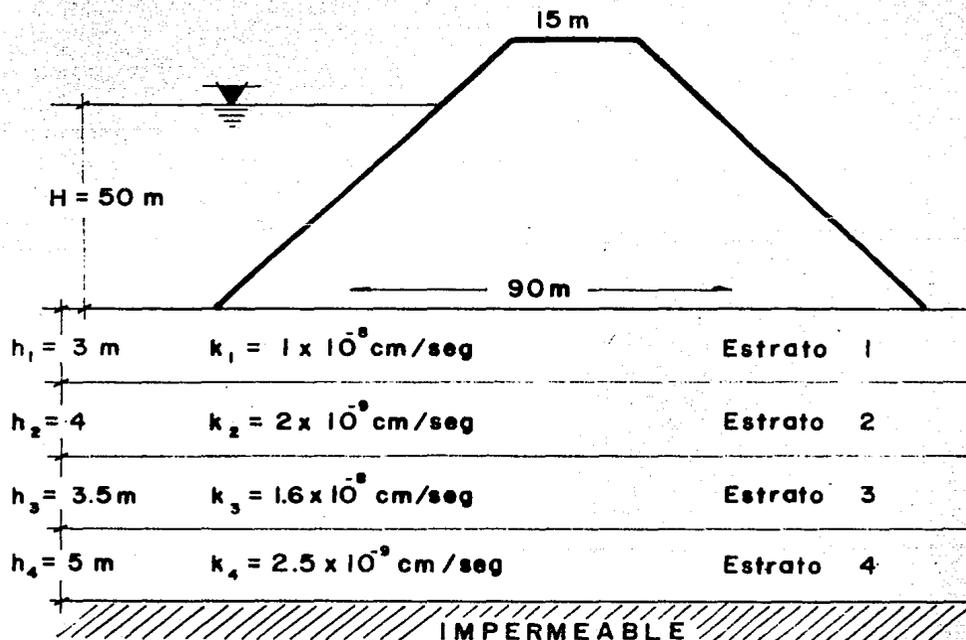


DIAGRAMA 1.1

Solución

a) Como primer paso se determinan los valores de las permeabilidades horizontal y vertical, suponiendo que el terreno de cimentación pasa a ser homogéneo. De las ecuaciones:

$$k_y = \frac{\sum_{j=1}^n k_j \cdot h_j}{\sum_{j=1}^n h_j} \quad \dots (5.35) \dots \quad \dots 1$$

$$k_z = \frac{\sum_{j=1}^n h_j}{\sum_{j=1}^n (h_j/k_j)} \quad \dots (5.42) \dots \quad \dots 2$$

Sustituyendo valores del diagrama 1.1 en las ecuaciones 1 y 2 se tiene:

$$k_y = \frac{(1 \times 10^{-8})(300) + (2 \times 10^{-9})(400) + (1.6 \times 10^{-8})(350) + (2.5 \times 10^{-9})(500)}{(300+400+350+500)}$$

$$k_y = 6.87 \times 10^{-9} \text{ cm/seg} \quad \dots 3$$

$$k_z = \frac{(300+400+350+500)}{(300/1 \times 10^{-8}) + (400/2 \times 10^{-9}) + (350/1.6 \times 10^{-8}) + (500/2.5 \times 10^{-9})}$$

$$k_z = 3.43 \times 10^{-9} \text{ cm/seg} \quad \dots 4$$

Ya que k_y es diferente de k_z , se hace necesaria la transformación de la sección, a fin de analizar el flujo del agua en un medio homogéneo e isotrópico. En este sentido, dicha transformación se obtiene al aplicar la ecuación 5.55

$$z' = \left(\frac{k_y}{k_z}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot z \quad \dots (5.55) \dots \quad \dots 5$$

Sustituyendo en la ecuación 5 los valores de las ecuaciones 3 y 4:

$$z' = \left(\frac{6.87 \times 10^{-9}}{3.43 \times 10^{-9}}\right)^{\frac{1}{2}} z = 1.415 z \quad \dots 6$$

A continuación se traza la red de flujo suponiendo cuatro canales de flujo ($N_f=4$) y veinte caídas de potencial ($N_e=20$).

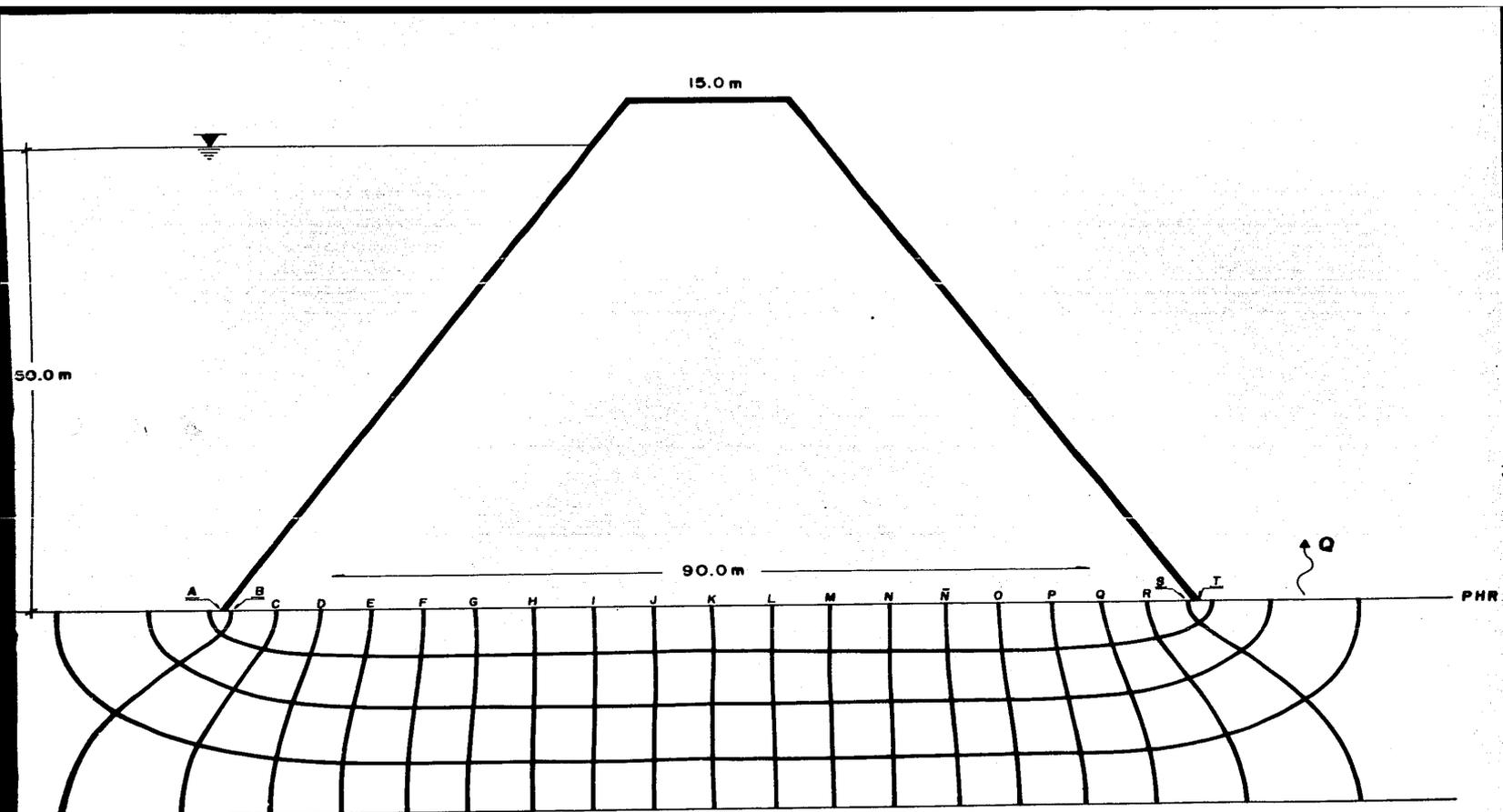


DIAGRAMA 1.2

b) Para el cálculo del gasto de filtración es necesario, en primer lugar, determinar el valor de la permeabilidad equivalente k_e . Así tenemos que de la ecuación 5.68:

$$k_e = (k_y \cdot k_z)^{\frac{1}{2}} \quad \dots(5.68)\dots \quad \dots\dots 7$$

Sustituyendo 3 y 4 en 7:

$$k_e = (6.87 \times 10^{-9} \times 3.43 \times 10^{-9})^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots\dots$$

$$k_e = 4.85 \times 10^{-9} \text{ cm/seg} \quad \dots\dots\dots 8$$

Conocida k_e , el gasto se obtiene de aplicar la ecuación 5.103, por lo tanto:

$$Q = k_e H \frac{N_f}{N_e} \quad \dots(5.103)\dots \quad \dots\dots 9$$

Sustituyendo valores en 9:

$$Q = (4.85 \times 10^{-9}) \times 5000 \times \frac{4}{20} \times 100$$

$$Q = 4.85 \times 10^{-4} \text{ cm}^3/\text{seg/metro de ancho} \quad \dots\dots\dots 10$$

Cálculo de las subpresiones:

Sean las ecuaciones 5.96 y 5.109:

$$\Delta H = \frac{H}{N_e} \quad \dots(5.96)\dots \quad \dots\dots\dots 11$$

$$\left(\frac{uh}{\delta_T}\right)_n = (H - n\Delta H) - z \quad \dots(5.109)\dots \quad \dots\dots\dots 12$$

Sustituyendo el valor de N_e y $H=50$ m., en 11:

$$\Delta H = \frac{50}{20} = 2.5 \text{ m} \quad \dots\dots\dots 13$$

Sustituyendo 13 y $H = 50$ m en 12:

$$\left(\frac{uh}{\delta_T}\right)_n = (50 - 2.5n) - z \quad \dots\dots\dots 14$$

Se pide determinar el nivel de desplante de la sobrecarga de 6 ton/m^2 , - cuya geometría se muestra, de manera que el asentamiento total en el punto A sea de 8 cm., o menos. Asimismo, calcular el tiempo necesario para que la masa del suelo alcance en dicho punto, el 80% de la deformación total.

Solución

El primer paso es calcular la deformación total al nivel de desplante de la superficie ($D_f = 0.0 \text{ m.}$), a fin de determinar si el asentamiento bajo esas condiciones se encuentra dentro del rango especificado. En este sentido, sustituyendo en la ecuación 5.164 los datos de los diagramas 2.3 y 2.4, se construye la tabla siguiente:

$$\Delta h = \frac{a_v}{1+e_o} \Delta \bar{\sigma} \cdot h \quad (\text{ecuación 5.164}) \quad \dots 1$$

Estrato	Q_v (cm^2/kg)	e_o	$\Delta \bar{\sigma}$ (kg/cm^2)	h (cm)	Δh (cm)
1	0.715	6.0	0.149	300	4.56
2	0.625	6.8	0.140	500	5.61
3	0.730	5.0	0.118	400	5.74
4	0.610	4.0	0.100	400	4.88
5	0.592	3.89	0.076	500	4.60

TABLA 2.1

El asentamiento total se obtiene al sumar las deformaciones de todos los estratos, tal que:

$$\Delta h_T = \sum_{i=1}^5 \Delta h_i = 25.39 \text{ cm.} \quad \dots 2$$

Esta deformación es mayor que 8 cm., por lo que se hace necesaria una -- compensación parcial.

Suponiendo que se tiene un cajón de cimentación cerrado, al sustituir la sobrecarga $w = 6 \text{ ton/m}^2$ en el bulbo de presiones totales (diagrama 2.2), el nivel de desplante para que la deformación total sea nula resulta ser de 9.0 metros. Asimismo, suponiendo como primer intento que la variación de las deformaciones con la profundidad es lineal, se traza el siguiente diagrama para obtener el nivel en el que se tendría un asentamiento de 8 cm.

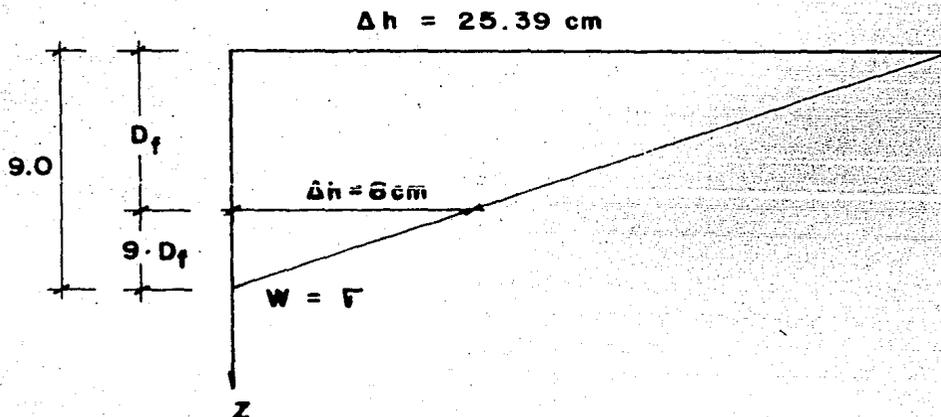


DIAGRAMA 2.5

Por triángulos semejantes:

$$\frac{25.39}{9} = \frac{8}{9 - D_f} \quad \dots\dots 3$$

De donde:

$$D_f = 9 - \left(\frac{8 \times 9}{25.39} \right) = 6.16 \text{ m.} \quad \dots\dots 4$$

Del resultado anterior, se propone que la compensación parcial se hará hasta los 8 cm., de profundidad. En este sentido, es necesario volver a determinar las presiones inducidas por la descarga neta que resulta de descontarle a la sobrecarga la presión total que se tiene a esa profundidad, es decir:

$$q_{\text{neto}} = w - \sigma_8 \quad \dots\dots 5$$

Sustituyendo del diagrama 2.2 en la ecuación 5:

$$q_{\text{neta}} = 6 - 4.96 = 1.04 \text{ ton/m}^2 \quad \dots\dots 6$$

A partir de los datos del diagrama 2.1 y con las ecuaciones 6 y 4.49 se estimarán los nuevos incrementos de presión inducidos por la descarga neta bajo el punto A. Del diagrama 2.1:

$$x = 10.0 \text{ m.} \quad \dots\dots 7$$

$$y = 20.0 \text{ m.} \quad \dots\dots 8$$

$$z = 2.0; 6.0; 10.5 \text{ m.} \quad \dots\dots 9$$

De la ecuación 4.49:

$$\Delta\sigma = \frac{q_{\text{neta}}}{4\pi} \left[\frac{AB^{\frac{1}{2}}}{B+C} \cdot \frac{B+1}{B} + \tan^{-1} \left[\frac{AB^{\frac{1}{2}}}{B-C} \right] \right] \quad \dots\dots 10$$

donde:

$$A = 2mn \quad \dots\dots 11$$

$$B = m^2 + n^2 + 1 \quad \dots\dots 12$$

$$C = m^2 n^2 \quad \dots\dots 13$$

$$m = x/z \quad \dots\dots 14$$

$$n = y/z \quad \dots\dots 15$$

Con los datos del problema y las ecuaciones 6 a 15 se forma la tabla siguiente:

Z (m)	m	n	A	B	C	\tan^{-1} (rad)	\tan^{-1} (corregida)	$\Delta\sigma$ (ton/m ²)
2.0	5	10	100	126	2500	-0.44	2.7	0.26
6.0	1.67	3.3	11.12	14.68	30.37	-1.22	1.92	0.24
10.5	0.95	1.90	3.61	5.51	3.26	1.31	1.31	0.20

TABLA 2.2

Sustituyendo en la ecuación 1 los datos del diagrama 2.4 y de la tabla - 2.2 se obtiene el resultado siguiente:

Estrato	Q_v (cm ² /kg)	e_o	$\Delta \bar{v}$ (kg/cm ²)	h (cm)	Δh (cm)
3	0.730	5.0	0.026	400	1.27
4	0.61	4.0	0.024	400	1.17
5	0.592	3.89	0.02	500	1.21

TABLA 2.3

El asentamiento total vale:

$$\Delta h_T = \sum_{i=1}^3 \Delta h_i = 3.65 \text{ cm.} \quad \dots\dots 16$$

Esta deformación es menor que 8 cm., pero mayor que cero, por lo que se acepta el nivel de desplante $D_f = 8 \text{ m.}$, propuesto.

A continuación se procederá a calcular el tiempo en que ocurre el 80% -- del asentamiento total de la masa del suelo.

Como primer paso se sustituirán en la ecuación 5.149 el coeficiente de consolidación y las características de drenaje de los estratos 3, 4 y 5, a -- fin de obtener la variación deformación-tiempo de cada uno de ellos.

$$T = \frac{C_v \cdot t}{h_e^2} \quad (\text{ecuación 5.149}) \quad \dots\dots 17$$

a) Estrato 3:

Del diagrama 2.4 y de la tabla 2.3:

$$C_v = 6.4 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg} \quad \dots\dots 18$$

$$h_e = 200 \text{ cm.} \quad \dots\dots 19$$

$$\Delta h = 1.27 \text{ cm.} \quad \dots\dots 20$$

Sustituyendo las ecuaciones 18 y 19 en la ecuación 17 y despejando t:

$$t = \frac{(200)^2 \times T}{6.4 \times 10^{-3}} = 6'250\ 000 T \text{ seg} \quad \dots\dots 21$$

$$t = 72.34 T \text{ días} \quad \dots\dots 22$$

Sustituyendo en la ecuación 22 los valores de la tabla 5.7 se obtiene el grado medio de consolidación y el tiempo en que éste sucede. Asimismo, al sustituir dicho grado medio de consolidación en la ecuación 5.162, se determina la deformación asociada. El resultado a que se llega es el siguiente:

$$\Delta h_t = \frac{u\%t}{100} \cdot \Delta h \quad (\text{ecuación 5.162}) \quad \dots\dots 23$$

T	t (días)	U %	Δh_t (cm)
0	0	0	0.0
0.031	2.24	20	0.25
0.127	9.19	40	0.51
0.287	20.76	60	0.76
0.565	40.87	80	1.02
1.127	81.53	95	1.21

TABLA 2.4

b) Estrato 4:

Del diagrama 2.4 y de la tabla 2.3:

$$C_v = 6.01 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg} \quad \dots\dots 24$$

$$h_e = 200 \text{ cm.} \quad \dots\dots 25$$

$$\Delta h = 1.17 \text{ cm.} \quad \dots\dots 26$$

Sustituyendo las ecuaciones 24 y 25 en la ecuación 17 y despejando a t:

$$t = \frac{(200)^2 \times T}{6.01 \times 10^{-3}} = 6'655\ 574\ T \text{ seg} \dots\dots 27$$

$$t = 77.03\ T \text{ días} \dots\dots 28$$

Con el resultado anterior, la tabla 5.7 y la ecuación 5.162 se forma la tabla siguiente:

T	t (días)	U %	Δh (cm)
0	0	0	0.0
0.031	2.39	20	0.23
0.127	9.78	40	0.47
0.287	22.11	60	0.70
0.565	43.52	80	0.94
1.127	86.81	95	1.11

TABLA 2.5

c) Estrato 5:

Del diagrama 2.4 y de la tabla 2.3:

$$C_v = 5.98 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg.} \dots\dots 29$$

$$h_e = 500 \text{ cm.} \dots\dots 30$$

$$\Delta h = 1.21 \text{ cm.} \dots\dots 31$$

Sustituyendo las ecuaciones 29 y 30 en la ecuación 17 y despejando a t:

$$t = \frac{(500)^2 \times T}{5.98 \times 10^{-3}} = 41'806\ 620\ T \text{ seg.} \dots\dots 32$$

$$t = 483.9\ T \text{ días} \dots\dots 33$$

Con el resultado anterior, la tabla 5.7 y la ecuación 5.162 se forma la

T	t (días)	U %	Δh_t (cm)
0	0	0	0.0
0.031	15.0	20	0.24
0.127	61.46	40	0.48
0.287	138.88	60	0.73
0.565	273.39	80	0.97
1.127	545.32	95	1.15

TABLA 2.6

Al graficar los tiempos contra las deformaciones de las tablas 2.4, 2.5 y 2.6 se obtienen las curvas de consolidación de cada estrato; al superponer dichas curvas se obtiene la de la masa del suelo, esto es lo siguiente:

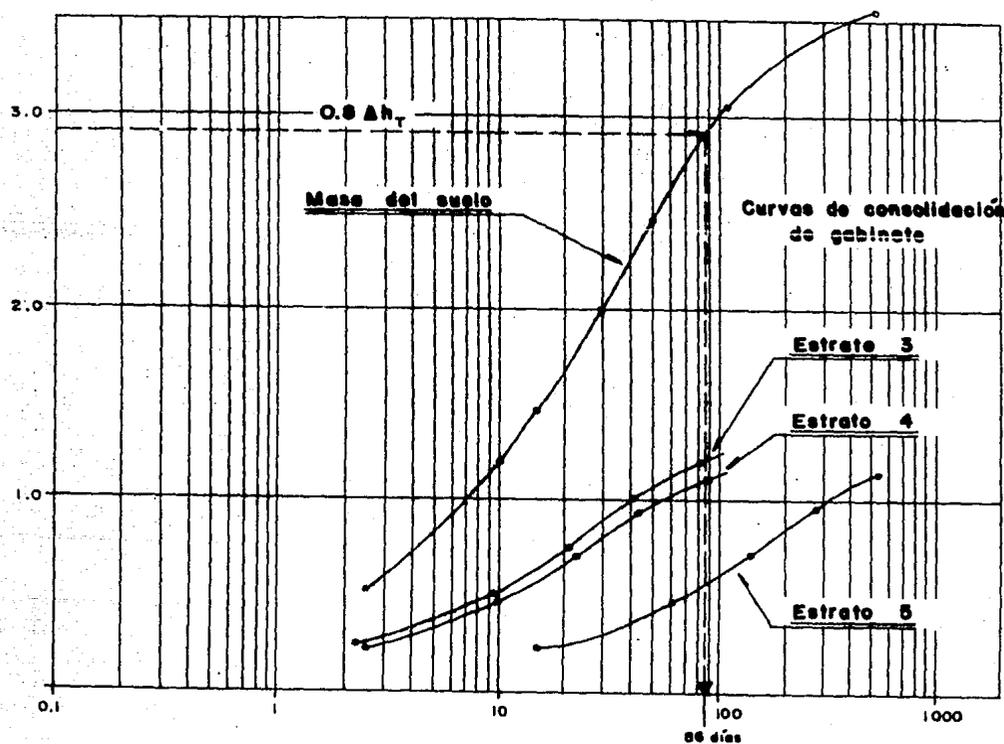


DIAGRAMA 2.6

Para determinar el tiempo en que sucede el 80% de la deformación total, se entra a la curva de consolidación de la masa del suelo con la ordenada cuyo valor es $0.8 \Delta h_T$. De la ecuación 16:

$$0.8 (3.65) = 2.92 \text{ cm.} \quad \dots 34$$

Con 34 se obtiene en consecuencia:

$$t_{80} = 86 \text{ días} \quad \dots 35$$

C A P I T U L O V I

"CONCLUSIONES"

Antes de comenzar a desarrollar el contenido de este trabajo, se plantearon los capítulos tal y como fueron descritos inicialmente, ya que se pensó -- que ésa era la manera más adecuada y sencilla para ir presentando los conceptos para que el estudiante pudiera asimilar y comprender mejor el contenido de los temas.

Sin embargo, conforme se fueron desarrollando éstos, surgió la conveniencia de ampliarlos y estructurarlos de manera diferente. A manera de ejemplo, valgan las siguientes consideraciones.

A partir del análisis granulométrico o plástico, dos suelos pueden ser iguales porque sus partículas son del mismo tamaño pero, desde el punto de vista de su comportamiento físico pueden ser diferentes debido a que su estructuración no sea igual. En este sentido, para lograr una correcta clasificación de ambos agregados, es necesario apoyarse en las propiedades índice de cada uno de ellos. Por tal motivo, surge la conveniencia de integrar en un mismo capítulo tanto a las propiedades índice como a la identificación y clasificación de suelos.

Por lo que toca al flujo de agua, se integró en este capítulo el cambio volumétrico (que no deformación volumétrica, ya que incluye cambio de forma y de volumen) ya que se pensó que es un fenómeno de flujo de agua en su condi-ción no establecida, para lo cual el cambio de volumen de un suelo seco se --

concibió como un caso particular de ciertos suelos. Pensando que este hecho - se presta a confusiones, surgió la necesidad de plantear por separado el flujo de agua en suelos y su cambio volumétrico.

Como puede verse, en el cuerpo de este trabajo se han presentado aspectos básicos de la Mecánica de Suelos, que no obstante están incompletos desde el momento en que no se aborda la parte relativa a la resistencia al corte de los agregados térreos. Además algunos conceptos importantes como el de la sensibilidad de las arcillas tampoco fueron abordados no obstante ser un renglón importante para la correcta clasificación de los suelos. Por todo lo anterior al lector interesado en la Mecánica de Suelos, quedan a nivel de reflexión estas consideraciones así como la propuesta de un nuevo temario, el que a continuación se describe, para que si es de su interés lo desarrolle:

"Aspectos básicos de la Mecánica de Suelos"

Capítulo I: Introducción a la Mecánica de Suelos.

- I.1 Función de la Geología y de la Geotecnia.
- I.2 Forma y Tamaño de las Partículas.
- I.3 Minerales Constitutivos de los Suelos.
- I.4 Físico-Química de las Arcillas.
- I.5 Estructuración de los Suelos

Capítulo II: Identificación y Clasificación de Suelos

- II.1 Necesidad de Identificar y Clasificar los Suelos.
- II.2 Antecedentes Históricos.
- II.3 Propiedades Índice.

II.4 Granulometría.

II.5 Plasticidad.

II.6 Identificación en Campo y Laboratorio.

II.7 Clasificación de Suelos.

II.8 Ejemplos de Aplicación.

Capítulo III: Estado de Esfuerzos en la Masa del Suelo.

III.1 Aspectos Básicos.

III.2 Ecuación General

a) Presión Total.

b) Presión Hidrostática.

c) Presión Efectiva.

d) Estimación de las Presiones Inducidas.

III.3 Ejemplos de Aplicación.

Capítulo IV: Flujo de Agua en Suelos.

IV.1 Aspectos Básicos.

IV.2 Ley de Darcy.

IV.3 Determinación de la Permeabilidad en Campo y Laboratorio.

IV.4 Permeabilidad Equivalente en Medios Estratificados.

IV.5 Ecuación General Diferencial del Flujo de Agua en Suelos.

IV.6 Solución de la Ecuación de Laplace.

a) Sección Transformada.

b) Permeabilidad Equivalente en la Sección Transformada.

IV.7 Método de las Redes de Flujo.

a) Gasto de Filtración.

b) Subpresiones.

IV.8 Ejemplos de Aplicación.

Capítulo V: Cambio Volumétrico.**V.1 Aspectos Básicos.****V.2 Ecuación de Consolidación de Terzaghi, para Suelos Finos Saturados.****V.3 Prueba de la Consolidación Unidimensional.****V.4 Estimación de Asentamientos de Suelos Finos Saturados.****V.5 Ejemplos de Aplicación.****Capítulo VI: Resistencia al Corte de los Suelos.****VI.1 Aspectos Básicos.****VI.2 Teorías de Falla.****VI.3 Determinación de la Resistencia al Corte en Campo y Laboratorio.****VI.4 Círculo de Mohr.****VI.5 Teoría del Polo.****VI.6 Ejemplos de Aplicación.**

B I B L I O G R A F I A

- * Lambe T. William y Whitman Robert V.
Mecánica de Suelos
Editorial Limusa, México 1984.
- * Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso.
Mecánica de Suelos, tomos I,II y III
Editorial Limusa, México 1980, 1982
- * Sowers George B. y Sowers George F.
Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones
Editorial Limusa, México 1983.
- * Flamand Rodríguez Carlos L.
Introducción a la Mecánica de Suelos
Universidad Autónoma de Chapingo, México 1981.
- * Terzaghi Karl y Peck Ralph B.
Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica
Editorial El Ateneo, Barcelona, España 1968.
- * Notas del Curso de Geotecnia II.