



# UNIVERSIDAD VILLA RICA

---

ESTUDIOS INCORPORADOS A LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“APUNTES DE COMPORTAMIENTO DE  
SUELOS”**

**TESIS**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

**JORGE EDUARDO DEL VALLE VALENZUELA**

**Director de Tesis:**  
ING. JUAN FRANCISCO CAPALLERA CABADA

**Revisor de Tesis:**  
ING. JORGE ANTONIO MIRANDA MORENO

BOCA DEL RIO, VER.

2011



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## AGRADECIMIENTOS

A Dios y a la Virgen María de Guadalupe, por mostrarme la luz al final del camino que parecía oscuro e interminable.

A mis padres, por ser mi ejemplo a seguir y por motivarme siempre a lograr mis objetivos

A mis abuelitos, por darme tanto amor, confianza y las mejores palabras en los peores momentos.

A mi hermana y Fam., por ayudarme cuando los necesite y por darme mi espacio cuando lo necesitaba.

A Carolina y Fam., por soportarme por todos estos años y tomarme como miembro de su familia.

A mis padrinos, por quererme como a un hijo y darme más de lo que merezco.

A toda mi familia, por esperar con ansias el término de este sueño para celebrarlo conmigo.

A todos ustedes les dedico la culminación de mis estudios de licenciatura. Sin el apoyo de todos ustedes nada de esto hubiera sido posible, muchas gracias por tenerme siempre en cuenta y por esperar lo mejor de mí, sé que nunca les fallare y que llegare a ser mejor de lo que imaginan.

¡Esto es por y para ustedes!

Dios los bendiga y gracias por todo.

¡Los Amo!

## RECONOCIMIENTOS

Siento necesario dar reconocimiento a dos personas que a mi parecer sin ellas nunca habría podido lograr esta meta, una fue muy un importante para empezarla y otra para terminarla.

A mi maestra Dorena Noble:

Maestra, sé que mucha gente reconoce que usted es la mejor maestra de matemáticas que existe, pero yo aparte de reconocerle quisiera agradecerle infinitamente por darme la mejor enseñanza que pude haber tenido, sin usted, el estudio de mi licenciatura habría sido muy complicada, pero desde el principio me enseñó a razonar y a darme cuenta que para llegar a un resultado existen muchos caminos correctos, simplemente hay que conocerlos todos para poder elegir el más fácil, eso siempre lo aplique en mi vida y es por ello que he llegado hasta aquí siendo un hombre de bien que nunca se ha ido por un camino equivocado.

Usted aparte de darme muchos consejos para los estudios me los dio también para mi vida, así que yo siempre podre decir que todo tiene su lugar y su tiempo simplemente con una frase, "Siempre se deben tener las peras con las peras, y las manzanas con las manzanas".

A mi novia Carolina López:

Este reconocimiento es por tenerme tanta paciencia, por comprenderme y ayudarme cuando más lo necesitaba, sin ti no habría tenido una motivación para superarme día a día. El amor que me has dado hasta ahora es el combustible que me da las fuerzas para conseguir todo lo que quiero, gracias por siempre verme como el mejor, nunca te decepcionare y sé que contigo a mi lado nada ni nadie pueden hacerme caer.

Simplemente sin ti nunca me habría esforzado más de lo que sentía que podía.

**INDICE**

<b>INDICE.....</b>	<b>ii</b>
<b>LISTAS DE TABLAS.....</b>	<b>v</b>
<b>LISTAS DE FIGURAS.....</b>	<b>vi</b>
<b>INTRODUCCION.....</b>	<b>1</b>
<b>OBJETIVOS Y ALCANCES.....</b>	<b>3</b>
<b>1. INTRODUCCION AL COMPORTAMIENTO DE SUELOS.....</b>	<b>4</b>
1.1 DEFINICION DE LOS SUELOS.....	4
1.2 COMPORTAMIENTO DE SUELOS.....	5
1.3 ANTECEDENTES.....	5
1.4 PRINCIPALES AUTORES.....	6
<b>2. RELACIONES DE FASE Y CLASIFICACION DE SUELOS.....</b>	<b>9</b>
2.1 RELACIONES DE FASE.....	9
2.2 RELACIONES DE PESO Y VOLUMENES.....	12
2.3 RELACIONES FUNDAMENTALES.....	13
<i>PROBLEMAS DE APLICACIÓN.....</i>	<i>15</i>

<i>PROBLEMAS PROPUESTOS</i> .....	20
2.4 ESTRUCTURA DE LOS SUELOS.....	22
2.5 FISICO-QUIMICA DE LAS ARCILLAS.....	30
2.6 ANALISIS GRANULOMETRICOS.....	35
2.7 ESTADOS DE CONSISTENCIA (PLASTICIDAD).....	41
<i>PROBLEMAS DE APLICACIÓN</i> .....	47
<i>PROBLEMAS PROPUESTOS</i> .....	52
2.8 CLASIFICACION DE SUELOS SEGÚN EL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS).....	53
<i>PROBLEMAS DE APLICACIÓN</i> .....	54
<i>PROBLEMAS PROPUESTOS</i> .....	59
<b>3. PROPIEDADES HIDRAULICAS Y FLUJO ESTABLECIDO DE AGUAS EN SUELOS</b> .....	<b>61</b>
3.1 FENOMENO DE CAPILARIDAD Y EL PROCESO DE CONTRACCION DE AGUA EN SUELOS.....	63
<i>PROBLEMAS DE APLICACIÓN</i> .....	65
<i>PROBLEMAS PROPUESTOS</i> .....	74
3.2 CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA (PERMEABILIDAD).....	76
3.3 METODOS DIRECTOS E INDIRECTOS PARA LA DETERMINACION DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA.....	84
<i>PROBLEMAS DE APLICACIÓN</i> .....	91
3.4 TEORIA DEL FLUJO BIDIMENSIONAL.....	96
3.5 REDES DE FLUJO Y SECCION TRANSFORMADA.....	99
<i>PROBLEMAS DE APLICACIÓN</i> .....	101
3.6 ESFUERZOS EFECTIVOS EN LA MASA DEL SUELO EN CONDICIONES HIDROSTATICAS E HIDRODINAMICAS.....	108
<i>PROBLEMAS DE APLICACIÓN</i> .....	110
<b>PROBLEMAS DE RESUMEN DE LOS CAPITULOS 2 Y 3</b> .....	<b>117</b>
<b>4. MODIFICACION DEL ESTADO DE ESFUERZO EN LA MASA DE SUELO, INDUCIDA POR CARGAS Y DESCARGAS</b> .....	<b>123</b>
4.1 PRESIONES DE CONTACTO ENTRE CIMENTACION Y SUELO.....	123
4.2 APLICACIÓN DE LA TEORIA DE ELASTICIDAD PARA EL CALCULO DEL INCREMENTO DE ESFUERZO VERTICAL Y HORIZONTAL.....	128

4.3 INTEGRACION DE LA ECUACION DE BOUSSINESQ PARA CARGAS SUPERFICIALES CONCENTRADAS Y UNIFORMEMENTE REPARTIDAS: CASOS I, II, III, IV.....	130
4.4 CARGAS EN EL INTERIOR DE UN MEDIO ELASTICO.....	138
4.5 PROCEDIMIENTO PARA EL CALCULO DE INCREMENTO DE ESFUERZO VERTICAL DEBIDO A UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA EN SUPERFICIES POLIGONALES.....	141
<b>5. ANALISIS DE DESPLAZAMIENTOS EN SUELOS.....</b>	<b>144</b>
5.1 FENOMENO DE DESPLAZAMIENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES DE LOS SUELOS.....	145
5.2 EXPANSIONES Y ASENTAMIENTOS INMEDIATOS.....	147
5.3 TEORIA DE CONSOLIDACION PRIMARIA Y SECUNDARIA EN SUELOS FINOS SATURADOS.....	148
PROBLEMAS DE APLICACIÓN.....	169
5.4 CALCULO DE ASENTAMIENTOS INMEDIATOS DIFERIDOS EN OBRAS CIVILES.....	193
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>196</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>198</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>209</b>

**LISTA DE TABLAS.**

**Tabla 1.** Identificación de la consistencia de los suelos. (Pág. 30)

**Tabla 2.** Tamaño de mallas estándar. (Pág. 37)

**Tabla 3.** Valores típicos de coeficientes de permeabilidad. (Pág. 78)

**Tabla 4.** Resultados ordenados del ejemplo1. (Pág. 111)

**Tabla 5.** Resultados ordenados del ejemplo 2. (Pág. 113)

**Tabla 6.** Resultado de una prueba de deformación en consolidómetro. (Pág.155)

**Tabla 7.** Tabla del grado de consolidación con respecto al tiempo. (Pág.166)



**LISTA DE FIGURAS.**

- Figura 2-1.** Esquema de una muestra de suelo (Ref.1). (Pág. 10)
- Figura 2-2.** Tres fases separadas de un elemento de suelo (Ref.1). (Pág. 11)
- Figura 2-3.** Compacidad de un conjunto de esferas iguales. (Ref.2). (Pág. 23)
- Figura 2-4.** Ejemplo de estructura panaloide (Ref.2). (Pág. 23)
- Figura 2-5.** Ejemplo de estructura floculenta (Ref.2). (Pág. 24)
- Figura 2-6.** Ejemplo de estructura compuesta. (Ref.2). (Pág.25)
- Figura 2-7.** Ejemplo de estructura en castillo de naipes (Ref.2). (Pág. 26)
- Figura 2-8.** Ejemplo de estructura dispersa (Ref.2). (Pág. 27)
- Figura 2-9.** Compacidad de los suelos. (Pág. 28)
- Figura 2-10.** Consistencia de los suelos. (Pág. 29)
- Figura 2-11.** Conjunto de mallas para una prueba de laboratorio (Ref.1). (Pág. 36)
- Figura 2-12.** Ejemplo de curva granulométrica. (Ref.1). (Pág. 38)
- Figura 2-13.** Ejemplo de distintos tipos de curvas granulométricas (Ref.1).(Pág.40)
- Figura 2-14.** Límites de Atterberg (Ref.1). (Pág. 42)
- Figura 2-15.** Dispositivo para determinar el límite líquido del suelo(Ref.1). (Pág.43)
- Figura 2-16.** Prueba del Limite Plástico (Ref.1). (Pág. 44)

- Figura 2-17.** Prueba del límite de contracción. (Ref.1). (Pág. 45)
- Figura 3-1.**Propiedades de los suelos. (Pág. 62)
- Figura 3-2.**Diagrama explicativo. (Pág. 68)
- Figura 3-3.**Resultado del problema 5. (Pág. 71)
- Figura 3-4.**Diagrama explicativo. (Pág. 71)
- Figura 3-5.**Problema propuesto 1. (Pág. 74)
- Figura 3-6.**Problema propuesto 2. (Pág. 75)
- Figura 3-7.**Problema propuesto 3. (Pág. 75)
- Figura 3-8.**Excavación a cielo abierto. (Pág. 77)
- Figura 3-9.** Consolidación por terraplén. (Pág.77)
- Figura 3-10.** Método de Terzaghi para estimación del coeficiente de permeabilidad. (Ref.4). (Pág. 78)
- Figura 3-11.** Diagrama esquemático del dispositivo de Darcy. (Ref.4). (Pág. 79)
- Figura 3-12.** Método para determinar la permeabilidad de los suelos. (Pág. 84)
- Figura 3-13.** Permeámetro de carga constante (Ref.2). (Pág. 85)
- Figura 3-14.** Permeámetro de carga variable (Ref.2). (Pág. 87)
- Figura 3-15.** Consolidómetro. (Ref.1). (Pág. 89)
- Figura 3-16.** Método de curva granulométrica. (Ref.4). (Pág. 90)
- Figura 3-17.**Tablaestacas hincadas en un estrato permeable. (Ref.1). (Pág.96)

**Figura 3-18.**Flujo en tablestacas hincadas en un estrato permeable. (Ref.1).

(Pág.97)

**Figura 3-19.**Linea de flujo y línea equipotencial. (Ref.1). (Pág. 99)

**Figura 3-20.** Red de flujo. (Ref.1). (Pág. 100)

**Figura 3-21.** Flujo bajo un tablestacado. (Pág. 101)

**Figura 3-22.** Filtración a través de una presa de tierra. (Pág. 102)

**Figura 3-23.**Filtración bajo una presa. (Pág. 103)

**Figura 3-24.** Flujo bajo tres presas. (Pág. 104)

**Figura 3-25.** (a)Sistema de tablestacado, (b)Red de flujo debajo de la tablestaca.

(Pág. 105)

**Figura 3-26.** Diagrama de presa para el problema 5. (Pág. 107)

**Figura 3-27.** Diagrama de esfuerzo efectivo en la masa de suelo. (Pág. 108)

**Figura 3-28.**Esfuerzo efectivo en un suelo saturado. (Pág. 109)

**Figura 3-29.**Diagrama de suelo estratificado del ejemplo 1. (Pág. 110)

**Figura 3-30.** Diagrama de resultados del ejemplo 1. (Pág. 111)

**Figura 3-31.**Diagrama de suelo estratificado del ejemplo 2. (Pág. 112)

**Figura 3-32** Diagrama de resultados del ejemplo 2. (Pág. 113)

**Figura 3-33** Diagrama del cálculo del gradiente hidráulico crítico. (Pág. 114)

- Figura 4-1** Diagrama de una cimentación. (Pág. 123)
- Figura 4-2** Cálculo de esfuerzo en una cimentación cuadrada. (Pág. 125)
- Figura 4-3** Cálculo de esfuerzo en una cimentación rectangular. (Pág. 126)
- Figura 4-4** Cálculo de esfuerzo en una cimentación circular. (Pág. 127)
- Figura 4-5** Diagrama esfuerzo-deformación. (Ref.4). (Pág. 129)
- Figura 4-6** Esfuerzo provocado en un punto por una carga concentrada (Ref.3).  
(Pág. 131)
- Figura 4-7** Distribución de esfuerzos con una carga lineal (Ref.3). (Pág. 133)
- Figura 4-8** Esfuerzo provocado por una carga rectangular uniforme (Ref.3).  
(Pág.134)
- Figura 4-9** Divisiones típicas de áreas. (Pág. 135)
- Figura 4-10** Ejemplo de cálculo de esfuerzos del caso III. (Pág. 136)
- Figura 4-11** Esfuerzo provocado en un punto por una carga circular (Ref.3).  
(Pág.137)
- Figura 4-12** Ejemplo de cálculo de esfuerzos del caso IV. (Pág. 138)
- Figura 4-13** Carta de Newmark. (Ref.3). (Pág. 140)
- Figura 4-14** Distribución de esfuerzos bajo una carga rectangular de longitud infinita. (Ref.3). (Pág. 141)
- Figura 4-15** Distribución de esfuerzos bajo una carga triangular de longitud infinita.  
(Ref.3). (Pág. 142)
- Figura 5-1** Desplazamiento que sufren los suelos por cargas aplicadas. (Pág.144)
- Figura 5-2** Curva de consolidación en distintos tipos de suelos. (Pág. 144)

**Figura 5-3** Asentamientos de cimentaciones. (Pág.146)

**Figura 5-4** Expansiones en suelos. (Pág. 147)

**Figura 5-5** Asentamientos en suelos. (Pág. 147)

**Figura 5-6** Cambios volumétricos en suelos. (Ref.4). (Pág. 149)

**Figura 5-7** Deformaciones elásticas. (Pág. 152)

**Figura 5-8** Deformaciones plásticas. (Pág. 152)

**Figura 5-9** Consolidómetro (Ref.1). (Pág. 154)

**Figura 5-10** Diagrama de un consolidómetro. (Pág. 154)

**Figura 5-11** Curva de compresibilidad. (Ref.4). (Pág. 155)

**Figura 5-12** Curva de compresibilidad para procesos de carga y descarga.

(Pág.156)

**Figura 5-13** Suelo normalmente consolidado. (Pág. 158)

**Figura 5-14** Distintos tipos de zonas de compresión en una curva de compresibilidad (Ref.1). (Pág. 159)

**Figura 5-15** Procedimiento para encontrar la carga de pre consolidación (Ref.2). (Pág. 160)

**Figura 5-16** Esquema del modelo mecánico de Terzaghi. (Ref.4). (Pág. 161)

**Figura 5-17** Grafica semi-logaritmica del grado de consolidación. (Ref.1). (Pág.165)

**Figura 5-18** Método de Casagrande para la determinación del grado de consolidación (Ref.2). (Pág. 166)

**Figura 5-19** Consolidación secundaria (Ref.1). (Pág. 167)

**Figura 5-20** Problema de aplicación de asentamientos inmediatos. (Pág. 192)

## INTRODUCCION

“Los suelos son el más viejo material de construcción y el más complejo. Su variedad es enorme y sus propiedades, variables en el tiempo y en el espacio, son difíciles de entender y de medir”, (*Dr. Nabor Carrillo, ex rector de la Universidad Nacional Autónoma de México*).

Quise empezar esta tesis con la cita anterior para mostrar porque es tan importante el estudio de los suelos para cualquier rama de la construcción.

Las estructuras que los ingenieros realizamos, transfieren cargas al suelo sobre el que están apoyadas, y aunque muchos lo ignoran esto es un problema, porque el suelo no es igual en todas partes, lo que provoca que la reacción que se produce por dichas cargas puede ocasionar daños a corto o a largo plazo en las estructuras, por ello es importante conocer el comportamiento de los suelos, para evitar problemas como: deslaves, hundimientos, licuación, fallas, etc.

Durante mi época de estudiante, en la que lleve la materia de comportamiento de suelos, me di cuenta que muchos estudiantes sufren de las complejidades con la que los libros de textos llevan esta materia, esto debido a que la misma naturaleza de esta no permite hacerla tan fácil de entender.

En la carrera ingeniería civil, esta materia es la segunda relacionada a los suelos (solo después de geología), pero es en la que ya se ve una aplicación en las causas y efectos que se provocan en la rama de la construcción, por ello es fundamental aprenderla de manera correcta, para llevar buenos fundamentos a las

materias relacionadas con los suelos en los semestres posteriores (mecánica de suelos y cimentaciones).

Si bien es cierto, que en futuros cursos a este de comportamiento de suelos se dirá que el trabajo de mantener una estructura estable es una buena cimentación, también hay que tener presente que esta se debe diseñar, calcular y construir, dependiendo el tipo de suelo sobre la que se encuentre desplantada.

El propósito de esta tesis es, que mediante resúmenes, recopilaciones y apuntes con un lenguaje sencillo, pero del nivel de un estudiante de ingeniería civil, se pueda comprender la materia.

En otras palabras es hacer de este documento un manual o guía que permitirá facilitar al estudiante la comprensión de la materia y, a la vez, sea un instrumento introductorio para la consulta de la bibliografía que recomienda el programa en curso.

## **OBJETIVOS Y ALCANCES**

El objetivo general de esta tesis es integrar los apuntes de clases y en combinación con la bibliografía correspondiente, lograr un texto para la clase de comportamiento de suelos, para consulta y estudio de los futuros alumnos de la carrera de ingeniería civil.

El alcance de esta tesis va desde la definición de suelo hasta el análisis de desplazamientos de los mismos, pasando por su clasificación, sus propiedades hidráulicas y por la modificación del estado de esfuerzos en su masa, inducida por cargas.



## **1. INTRODUCCION AL COMPORTAMIENTO DE SUELOS.**

### **1.1 DEFINICION DE LOS SUELOS**

En investigaciones es de común creencia que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, no sujetas a ninguna organización. Pero en realidad se trata de un conjunto con organización definida y propiedades que varían vectorialmente. En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápidamente que en la horizontal.

Para fines prácticos en esta tesis simplificaremos dando dos definiciones que son las más acertadas para su uso en la ingeniería civil:

- 1.- Son el producto de la desintegración mecánica y/o descomposición química de las rocas.
- 2.- Todo agregado de partículas minerales y eventualmente orgánicas desintegrables por medios mecánicos de baja intensidad. Por ejemplo el agua.

Desde el punto de vista de la ingeniería, suelo es el sustrato físico sobre el que se realizan las obras, del que importan las propiedades físico-químicas, especialmente las propiedades mecánicas.

## **1.2 COMPORTAMIENTO DE SUELOS**

La materia de comportamiento de suelos tiene como fin que el alumno comprenda el comportamiento mecánico de los suelos en cuanto a sus esfuerzos, a sus deformaciones, a su relación (esfuerzo-deformación) y a su variación con el tiempo, con el propósito de que las obras de ingeniería que tienen relación con los suelos sean de calidad, o sea, que resuelvan funciones económicas, seguras y armónicas con la naturaleza en forma simultánea.

## **1.3 ANTECEDENTES**

La materia de comportamiento de suelos es una rama de la mecánica de suelos por ello que los antecedentes históricos investigados son sobre esta materia que es la más importante en suelos.

### **HISTORIA DE LA MECÁNICA DE SUELOS**

La llamada Mecánica de Suelos es un fruto característico de la ingeniería de nuestro tiempo: fue a principios del siglo XX, en 1913, en los Estados Unidos y en Suecia, donde se intentó por primera vez, en forma sistemática y organizada, realizar estudios que corrigieron vicios seculares en el tratamiento de suelos.

Poco después, un hombre hizo investigaciones en un laboratorio muy modesto, con el auxilio de sus cajas de puros, en una Universidad en cercano Oriente. Allí nació verdaderamente la Mecánica de Suelos. Este hombre fue el profesor Karl Terzaghi, quien publicó en 1925 su Mecánica de Suelos en Viena.

## 1.4 PRINCIPALES AUTORES

Entre los pioneros de la Mecánica de Suelos cabe destacar los nombres de:

Carlos A. de Coulomb (1736-1806)

Alexander Collin ( )

Thomas Telford (1757-1834)

Juan V. Poncelet (1788-1867)

Guillermo Rankine (1820-1872)

Karl Culmann (1821-1881)

O. Mohr (1835-1918)

José V. Boussinesq (1842-1929)

**Coulomb, Poncelet, Collin y Rankine** aportaron valiosas experiencias en el análisis de presiones de tierras. Las contribuciones del ingeniero militar francés Coulomb tienen todavía vigencia, en fricción, electricidad y magnetismo. Poncelet ofreció en 1840 un método gráfico para la determinación directa de la superficie de falla y las presiones de tierra activa y pasiva. Collin publicó en 1846 su trabajo "Recherches Expérimentales sur les Glissements Spontanés des Terrains Argileux". Guillermo M. Rankine fue un ingeniero y físico escocés que se distinguió, también, por sus trabajos en termodinámica.

**Culmann** le dio una solución gráfica a la teoría Coulomb - Poncelet, permitiendo la resolución de problemas complejos de presiones de tierras.

**Tomás Telford** fue un ingeniero inglés, constructor de puentes, puertos y canales, primer presidente de la Asociación Británica de Ingenieros Civiles, en 1820. Sus investigaciones le llevaron a desarrollar una modalidad de pavimentos.

**Mohr** ideó un método gráfico para representar esfuerzos normales y tangenciales actuantes en planos inclinados, cuando el material se somete a esfuerzos biaxiales, de útil aplicación en el campo de los suelos.

De **Boussinesq** hemos aprovechado sus ecuaciones para establecer los valores de las componentes verticales de esfuerzos generados por la aplicación de cargas.

**Karl Terzaghi**, el padre indiscutible de la mecánica de suelos, nació en Praga, Checoslovaquia, y murió en los Estados Unidos de Norteamérica, a los ochenta (80) años de edad. Trabajó en Austria, Hungría y Rusia, de 1915 a 1911. Fue profesor del Robert College de Constantinopla, de 1915 a 1925. Enseñó ingeniería de fundaciones en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, entre 1925 a 1929, dedicándose simultáneamente a la práctica consultiva en Norte y Centro América. Catedrático en Viena, de 1929 a 1938, comenzó a laborar a partir de este último año con la Universidad de Harvard. Su obra "Erdbaumechanik", publicada en 1925, en Viena y en idioma alemán, marcó el nacimiento de una nueva disciplina.

**A. Atterberg**, sueco, estableció una serie de ensayos para determinar el comportamiento plástico de los suelos cohesivos, de amplia difusión mundial, hoy en día, en cuyos resultados están basados todos los sistemas de clasificación.

**Fellenius**, trabajando para la Comisión Geotécnica de los Ferrocarriles del Estado Sueco, creó un método para analizar y diseñar taludes que se designa con su apellido o es denominado "Método Sueco", el cual se ha convertido en el procedimiento indispensable para el estudio de taludes de presas, carreteras o de cualquier otro tipo.

**Artur Casagrande**, Austriaco de origen, emigró a los EE.UU. en 1926. Alumno sobresaliente y compañero de Terzaghi, es después del maestro la figura más relevante en la mecánica de suelos; siendo notables sus contribuciones en equipos y sistemas al estudio de la plasticidad, consolidación y clasificación de los suelos. Organizó junto al Dr. Terzaghi el Primer Congreso de Mecánica de Suelos y Fundaciones, celebrado en la Universidad de Harvard, Cambridge, Massachusetts, en el año de 1936, habiendo sido presidente de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

## 2 RELACIONES DE FASE Y CLASIFICACION DE SUELOS.

### 2.1 RELACIONES DE FASE

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo; la líquida por el agua, aunque en los suelos pueden existir otros líquidos de menor importancia; la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, si bien pueden estar presentes otros gases.

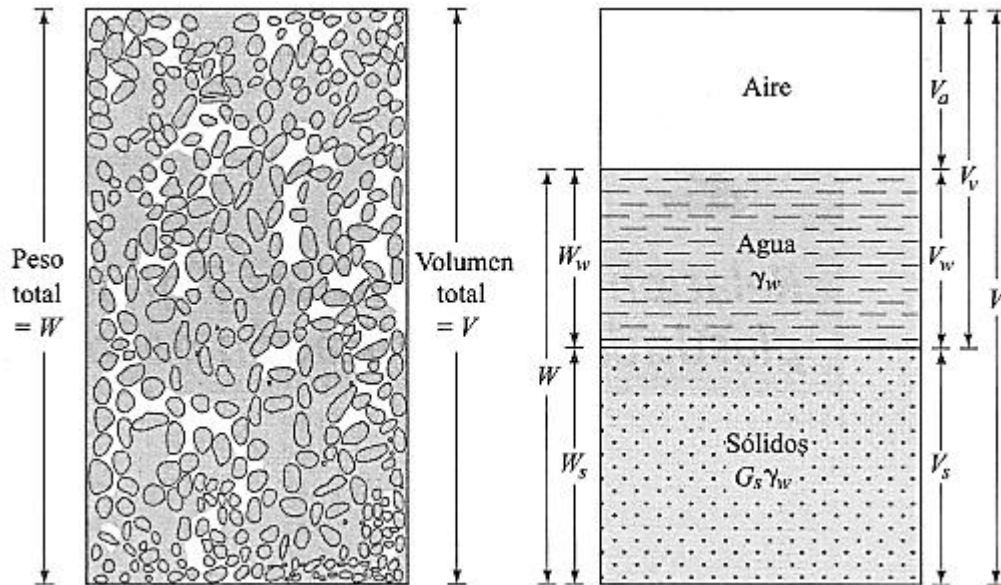
Las fases líquidas y gaseosas del suelo suelen comprenderse en el *Volumen de Vacíos*, mientras que la fase sólida constituye el *Volumen de los Sólidos*.

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

Los suelos que se encuentran por debajo del nivel de aguas freáticas son un ejemplo de los suelos saturados.

Las siguientes figuras representan el esquema de una muestra de suelo:

Figura 2-1. Esquema de una muestra de suelo (Ref.1)

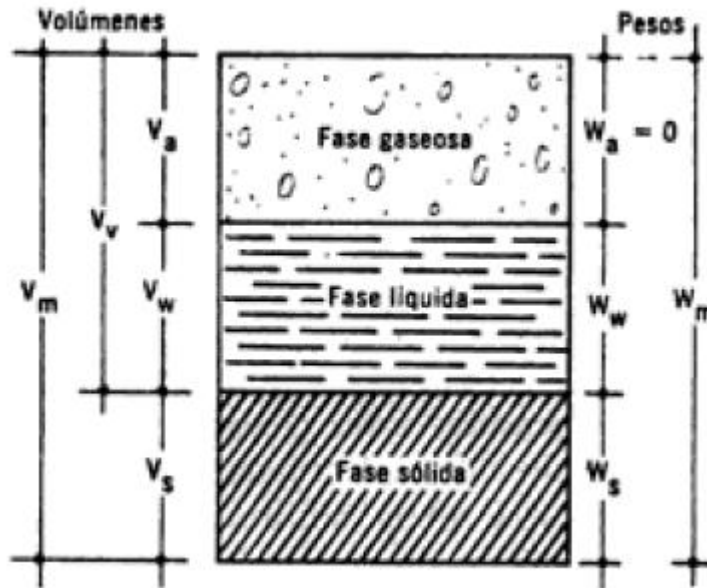


Fase sólida: Fragmentos de roca, minerales individuales, materiales orgánicos.

Fase líquida: Agua, sales, bases y ácidos disueltos, incluso hielo.

Fase gaseosa: Aire, gases, vapor de agua

Figura 2-2. Tres fases separadas de un elemento de suelo (Ref. 1)



$V_T$  = Volumen total de la muestra de suelo (Volumen de masa)

$V_s$  = Volumen de la fase sólida de la muestra (Volumen de sólidos)

$V_v$  = Volumen de vacíos

$V_w$  = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra.

$V_a$  = Volumen de la fase gaseosa de la muestra.

$W_T$  = Peso total de la muestra del suelo (Peso de la masa)

$W_s$  = Peso de la fase sólida de la muestra de suelo (Peso de los sólidos)

$W_w$  = Peso de la fase líquida de la muestra.

$W_a$  = Peso de la fase gaseosa de la muestra (Generalmente es igual a 0)

Existe problema para definir el peso de sólidos, o sea del suelo seco, obtenido eliminando la fase líquida. El problema proviene del hecho de que la película de agua adsorbida no desaparece por completo al someter al suelo a una



evaporación en horno, a temperaturas practicas; esto esta convencionalmente resuelto en esta materia al definir como estado seco de un suelo al que se obtiene tras someter el mismo a un proceso de evaporación en un horno, con temperaturas de 105 °C a 110 °C y durante un periodo suficiente para llegar a peso constante, lo que se logra generalmente en 18 o 24 horas.

## 2.2 RELACIONES DE PESO Y VOLUMENES

La materia de comportamiento de suelos tiene sus bases en la mecánica de suelos (como ya se había visto) por ello al igual que en ésta, se relaciona el peso de las distintas fases con sus volúmenes correspondientes, por medio del concepto de peso específico, es decir, de la relación entre el peso de la sustancia y su volumen.

En este punto se distinguen los siguientes pesos específicos:

$$\gamma_0 = \text{Peso específico del agua} = 1 \text{ Ton}/m^3$$

$$\gamma_m = \text{Peso específico de la masa de suelo} = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

$$\gamma_s = \text{Peso específico de la fase solida del suelo} = \frac{W_s}{V_s}$$

El peso específico relativo se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua.

Se distinguen los siguientes pesos específicos relativos.

$$S_m = \text{Peso específico relativo de la masa del suelo} = \frac{\gamma_m}{\gamma_0} = \frac{W_m}{V_m \gamma_0}$$

$$S_s = \text{Peso específico relativo de la fase solida del suelo} = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

## 2.3 RELACIONES FUNDAMENTALES

Las relaciones que se dan a continuación son muy importantes, para el manejo comprensible de las propiedades mecánicas de los suelos y un completo dominio de su significado y sentido físico.

- a) Se denomina relación de vacíos ( $e$ ), Oquedad o Índice de poros a la relación entre el volumen de los vacíos y el de los sólidos de un suelo:

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

- b) Se llama porosidad de un suelo ( $n$ ) a la relación entre su volumen de vacíos y el volumen de su masa. Se expresa en porcentaje:

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} (100)$$

\*Para los suelos los valores reales oscilan entre 20% y 95%

- c) Se denomina grado de saturación de un suelo ( $G$ ) a la relación entre su volumen de agua y el volumen de sus vacíos. Suele expresarse también como porcentaje:

$$G(\%) = \frac{V_w}{V_v} (100)$$

\*Varia de 0 (suelo seco) a 100% (suelo totalmente saturado)

- d) Se conoce como contenido de agua o humedad de un suelo ( $\omega$ ), la relación entre el peso de agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida. Suele expresarse en porcentaje:

$$\omega(\%) = \frac{W_w}{W_s} (100)$$

Como su nombre lo indica, estas son las relaciones fundamentales, con las cuales se pueden deducir las siguientes que pongo como ejemplo, dejando en claro que todas provienen de deducciones, igualaciones y despejes de las anteriores:

Teniendo en cuenta que en una muestra de suelo el valor de  $V_v = 1$  podemos deducir lo siguiente:

$$\text{Si } V_s = 1 \text{ y } e = \frac{V_v}{V_s} \therefore V_v = eV_s = e \times 1 = e$$

También tomando este mismo valor de  $V_s = 1$  podemos tener otro ejemplo utilizando el peso específico relativo:

$$\text{Si } S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} = \frac{W_s}{(1)\gamma_0} = \frac{W_s}{\gamma_0} \therefore W_s = S_s \gamma_0$$

## PROBLEMAS DE APLICACIÓN

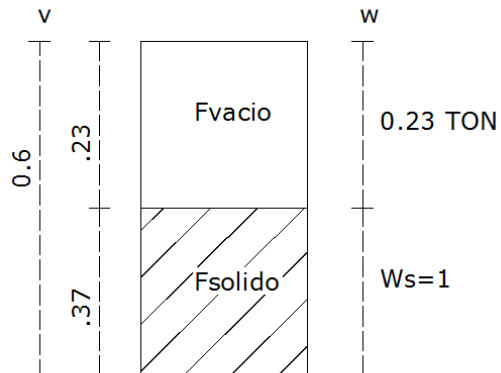
1. En un suelo saturado se conoce el peso específico húmedo ( $\gamma_m$ ) y su contenido de agua ( $w$ ). Encontrar la densidad relativa de dicho suelo.

Datos:

$$\gamma_m = 2050 \text{ kg/m}^3 = \frac{W_m}{V_m} = 2.05 \text{ Ton/m}^3$$

$$w = 23\% = \frac{W_w}{W_s}$$

$$S_s = i? = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{\gamma_0 V_s}$$



Solución:

$$W_w = w(W_s) = 0.23(1)$$

$$W_w = 0.23 \text{ Ton}$$

Si:

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

$$V_m = \frac{1.23}{2.05} = 0.6 \text{ m}^3$$

$$\gamma_0 = \frac{W_w}{V_w}$$

Donde:

$$\gamma_0 = 1 \text{ Ton}/m^3$$

$$W_w = 0.23 \text{ Ton}/m^3$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_0} = \frac{0.23}{1} = 0.23m^3$$

$$V_s = V_m - V_w$$

$$V_s = 0.6 - 0.23 = 0.37m^3$$

Una vez que conseguimos los datos necesarios podemos realizar directamente lo siguiente:

$$S_s = \frac{W_s}{\gamma_0 V_s} = \frac{1}{1(0.37)}$$

$$S_s = 2.7$$

2. En un suelo saturado  $S_s = 2.65$  y  $S_m = 1.8$ . Calcular la relación de vacíos y el contenido natural de agua ( $\rho$  y  $\omega$ ).

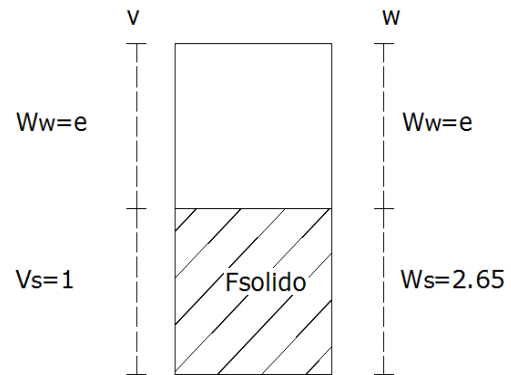
Recordando que:

$$\rho = \frac{V_v}{V_s} \quad y \quad \omega = \frac{W_w}{W_s}$$

Datos:

$$S_s = 2.65 = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{\gamma_0 V_s}$$

$$S_m = 1.8 = \frac{\gamma_m}{\gamma_0} = \frac{W_m}{\gamma_0 V_m}$$



En este tipo de caso es posible considerar como unidad cualquier de las incógnitas, en este caso tomaremos  $V_s = 1$ . Por lo tanto:

$$S_s = 2.65 = \frac{W_s}{1(1)} \quad \therefore \quad W_s = 2.65$$

$$\rho = \frac{V_v}{1} \quad \therefore \quad \rho = V_v$$

$$\gamma_0 = \frac{W_w}{V_w}$$

$$(1)V_w = W_w \quad \therefore \quad W_w = \rho$$

Solución:

$$S_m = 1.8 = \frac{\rho + 2.65}{\gamma_0(1 + \rho)} \quad \text{recordando que } \gamma_0 = 1 \text{ Ton/m}^3$$

$$1.8 + 1.8\rho = \rho + 2.65$$

$$\rho = \frac{0.85}{0.8} = 1.06$$

$$\omega = \frac{W_w}{W_s}$$

$$\omega = \frac{1.06}{2.65} = 0.4$$

$$\omega = 40\%$$

3. Una muestra de arcilla saturada pesa 1526 gr. Después de secar al horno su peso pasa a ser de 1053 gr. Si la densidad relativa de los sólidos vale 2.7.

Calcular la relación de vacíos ( $\rho$ ), la porosidad ( $n$ ), el contenido de agua ( $\omega$ ), el peso volumétrico de la masa ( $\gamma_m$ ) y el peso volumétrico seco del suelo.

Datos:

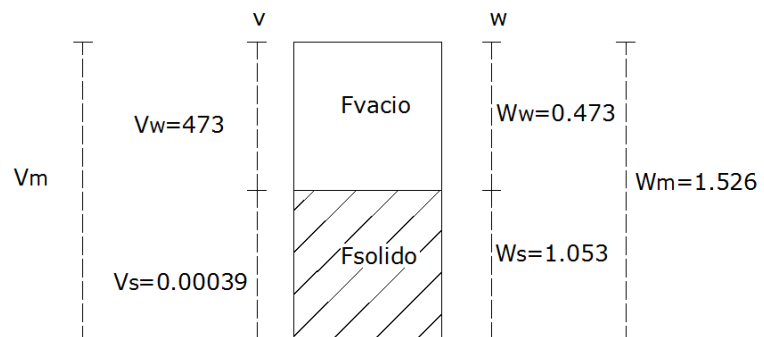
$$S_s = 2.7 = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{\gamma_0 V_s}$$

$$W_m = 1.526 \text{ Kg.}$$

$$W_s = 1.053 \text{ Kg.}$$

$$W_w = 0.473 \text{ Kg.}$$

$$\gamma_0 = 1000 \text{ kg/m}^3$$



Utilizando las relaciones fundamentales empezamos a encontrar lo que se nos pide:

Para encontrar  $\omega$ :

$$\omega = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0.473}{1.053} = 0.449$$

$$\omega = 44.9\%$$

Para encontrar  $\rho$ :

$$S_s = 2.7 = \frac{1.053}{V_s(1000)} = \frac{1053 \text{ gr.}}{V_s(1 \text{ gr/cm}^3)}$$

$$V_s = \frac{1.053}{2700} = 0.00039 \text{ m}^3 = 390 \text{ cm}^3$$

$$\gamma_0 = \frac{W_w}{V_w}$$

$$1 = \frac{473}{V_w} \quad \therefore \quad V_w = 473 \text{ gr.}$$

$$\rho = \frac{473}{390} = 1.212$$

$$n = \frac{V_v}{V_m}$$

$$n = \frac{473}{863} = 0.548$$

$$n = 54.8\%$$

$$\gamma_m = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

$$\gamma_m = \frac{1053 + 473}{863}$$



$$\gamma_m = 1.768 \text{ gr/cm}^3$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

$$\gamma_d = \frac{1053}{863}$$

$$\gamma_d = 1.22 \text{ gr/cm}^3$$

## PROBLEMAS PROPUESTOS

1. El contenido de agua de un suelo saturado es  $\omega = 40\%$  y la densidad relativa de los sólidos es  $S_s = 2.65$ .

Calcular la relación de vacíos y el peso volumétrico de la masa.

Resultado:

$$\gamma_m = 1.8 \text{ Ton/m}^3$$

$$\rho = 1.06$$

2. Se determinaron las características mecánicas de un estrato de arena encontrándose que, al obtener una muestra representativa, su volumen era de  $420 \text{ cm}^3$  y su peso húmedo de 737 gr. Después de secado en un horno, el espécimen pesó 617 gr. Si su densidad absoluta relativa fue de 2.63, determinar:

- Porcentaje de humedad de la muestra.
- Relación de vacíos de la arena en su estado natural.
- Porosidad de la arena en su estado natural
- Grado de saturación de la arena.
- Peso volumétrico húmedo de la arena
- Peso volumétrico seco de la arena

Resultados:

$$\omega = 19.449\%$$

$$\rho = 0.79$$

$$n = 44.13\%$$

$$G = 64.72\%$$

$$\gamma_w = 1.7547 \text{ gr/cm}^3$$

$$\gamma_d = 1.468 \text{ gr/cm}^3$$

3. Una muestra de arena totalmente seca llena un cilindro metálico de  $200\text{cm}^3$  y pesa  $W_s = 260$  gr, teniendo  $S_s = 2.6$ . Calcule  $\rho$ .

Respuesta:

$$\rho = 1$$

4. El contenido de agua de un suelo saturado es 40%. El  $S_s$  de sus partículas es 2.65. Calcule para tal suelo  $\rho$  y  $\gamma_m$ .

Respuesta:

$$\rho = 1.06$$

$$\gamma_m = 1800 \text{ kg/m}^3$$

## 2.4 ESTRUCTURA DE LOS SUELOS

El término estructura de los suelos hace referencia a la orientación y distribución de las partículas en una masa de suelo y a las fuerzas entre partículas de suelo adyacente.

Las partículas minerales adoptan disposiciones para dar lugar al conjunto llamado suelo. Éstas se disponen siempre en forma organizada, siguiendo algunas leyes.

En los suelos formados por partículas relativamente grandes (gravas y arenas) no hay discusión respecto al mecanismo de estructuración que es verificable a simple vista.

Por el contrario, en los suelos formados por partículas muy pequeñas (limos y arcillas), las estructuras resultan solo parcialmente verificables por métodos indirectos.

El comportamiento mecánico de un elemento de suelo dependerá en gran parte de la estructura que posea.

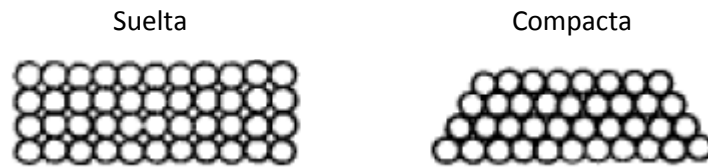
Las estructuras típicas son:

- a) Simple
- b) Panaloide
- c) Floculenta
- d) Compuesta
- e) Castillo de naipes
- f) Dispersa

Los principales objetivos de la clasificación ingenieril de los suelos son el establecimiento de un lenguaje común para comunicación técnica y el arreglo de los suelos en grupos basados en sus aplicaciones en ingeniería.

- a) **Estructura Simple:** Es aquella cuando las fuerzas debidas al campo gravitacional terrestre son claramente predominantes en la disposición de las partículas; por ello es típica de los suelos de grano grueso de masa comparativamente importante.

*Figura 2-3. Compacidad de un conjunto de esferas iguales. (Ref.2)*

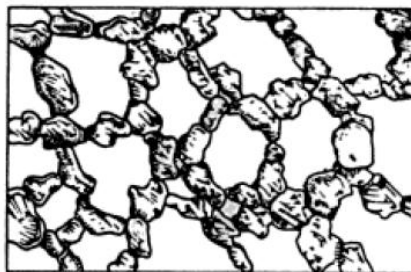


Ejemplo de Estructura simple

- b) **Estructura Panaloide:** Este tipo de estructura se considera típica en granos de pequeño tamaño que se depositan en un medio continuo, normalmente agua y, en ocasiones aire.

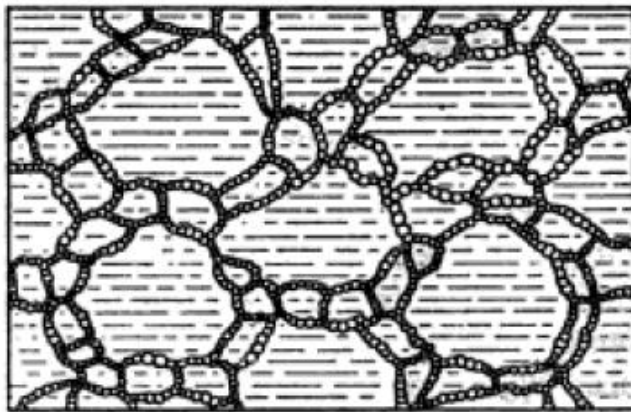
Aquí la gravitación ejerce un efecto que hace que tiendan a sedimentarse, pero dada su pequeña masa, otras fuerzas naturales pueden hacerse de magnitud comparable; esto significa que si una partícula, que es afectada por la fuerza de gravedad, antes de llegar al fondo del depósito, toca otra partícula ya depositada, la fuerza de adherencia desarrollada entre ambas, puede neutralizar al peso, haciendo que la partícula puede ahora añadirsele y el conjunto de ellas podrá llegar a formar una celda, con cantidad importante de vacíos, a modo de panal. De aquí toma su nombre esta estructura.

*Figura 2-4. Ejemplo de estructura panaloide (Ref.2)*



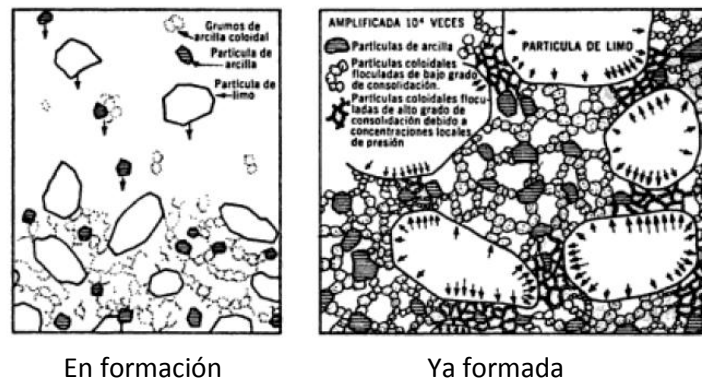
- c) **Estructura floculenta:** Este tipo de estructura es similar a la de panaloide ya que cuando en el proceso de sedimentación, dos partículas de diámetros menores a 0.02mm llegan a tocarse, se adhieren con fuerza y se sedimentan juntas; así, otras partículas pueden unirse al grupo, formando un grumo, con estructura similar a un panal (he aquí la similitud) pero, cuando estos grumos llegan al fondo forman a su vez panales, cuyas bóvedas no están ya formadas por partículas individuales, sino por los grumos mencionados. El mecanismo anterior produce una estructura muy blanda y suelta, con gran volumen de vacíos, llamada floculenta.

Figura 2-5. Ejemplo de estructura floculenta (Ref.2)



- d) **Estructura compuesta:** Se considera que las estructuras anteriores rara vez se presentan puras en la naturaleza, pues la sedimentación comprende partículas de todos los tamaños y tipos, para las que rigen las leyes de la naturaleza de modo diferente. En estas formaciones se define un esqueleto constituido por los granos gruesos y por masas coloidales de flóculos que proporcionan nexo entre ellos.

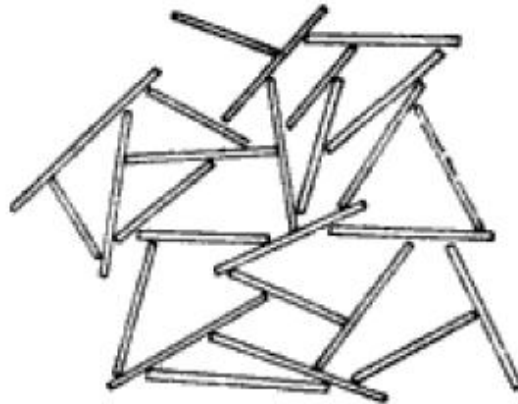
Figura 2-6. Ejemplo de estructura compuesta. (Ref.2)



La estructura que aparece en la Figura se ha formado en condiciones que permiten la sedimentación de partículas gruesas y finas simultáneamente; esto ocurre frecuentemente en agua de mar o lagos, con contenido de sales apreciable, donde el efecto floculante de las sales coexiste con el arrastre de vientos, corrientes de agua, etc.

- e) **Estructura en “castillo de naipes”**: Esta estructura es considerada después de que algunos investigadores indican que la forma laminar típica de los minerales de arcilla es fundamental en la estructuración resultante para los suelos finos. Estas investigaciones permiten estimar como es la superficie específica de estas partículas, así como que se notó que , si bien una partícula de suelo posee carga negativa, parece cierto que en sus aristas existe concentración de carga positiva que hace que esa zona localizada se atraiga con la superficie de cualquier partícula vecina. Por ello se propuso para las arcillas esta estructura, por su singular forma.

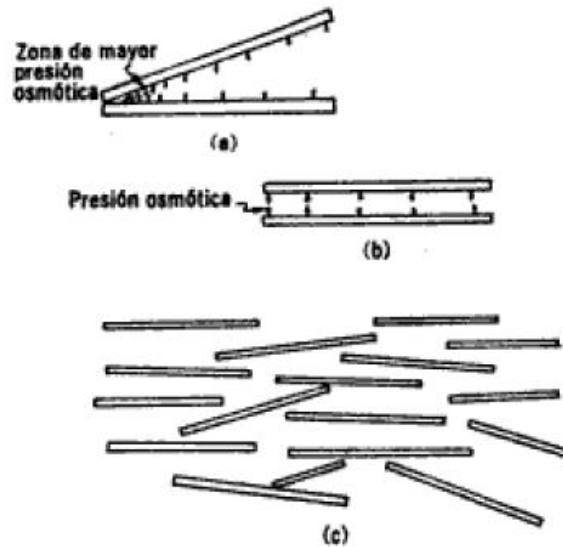
Figura 2-7. Ejemplo de estructura en castillo de naipes (Ref.2)



- f) **Estructura dispersa:** Algunas investigaciones modernas han indicado que una hipótesis estructural como la de castillo de naipes se acepta como real, pero no es tan estable como pudiera pensarse, ya que cualquier perturbación que pueda existir tiende a disminuir los ángulos entre las diferentes láminas de material. Y mientras esto suceda actúan entre las partículas presiones osmóticas inversamente proporcionales al espaciamiento entre ellas. Las presiones osmóticas tienden a hacer que las partículas se separen y adopten una posición tal como la que se presenta en la figura 2-8.

En las partes a) y b) de la figura se muestra el mecanismo por el cual la presión osmótica tiende a hacer, para llegar a una condición más uniforme, que las partículas se separen. En la parte c) se muestra la estructura en su condición final.

Figura 2-8. Ejemplo de estructura dispersa (Ref.2)

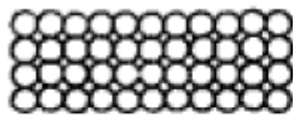
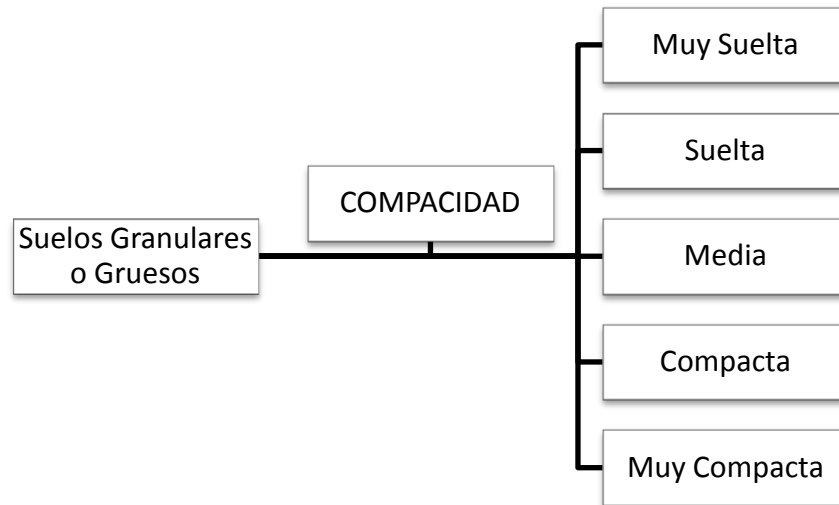


En el análisis de la estructuración de los suelos es muy importante el grado de compactación (para suelos granulares o gruesos), o la consistencia (suelos finos o cohesivos) en la que se encuentran en la naturaleza.

El término compactación se refiere al grado de acomodación alcanzado por las partículas del suelo, dejando más o menos vacíos entre ellas. En un suelo muy compacto, las partículas sólidas que lo constituyen tienen un alto grado de acomodación y la capacidad de deformación bajo carga del conjunto será pequeña. En suelos poco compactos el grado de acomodación es menor; en ellos el volumen de vacíos será mayor.

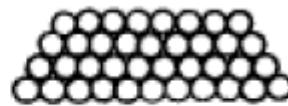


Figura 2-9. Compacidad de los suelos.



( a )

Estado más suelto



( b )

Estado más compacto

Compacidad de un conjunto de esferas iguales.

La consistencia del suelo es usualmente definida como la manifestación de las fuerzas físicas de cohesión y adhesión, actuando dentro del suelo a varios contenidos de humedad.

Estas manifestaciones incluyen:

- El comportamiento con respecto a la gravedad, presión y tensión.
- La tendencia de la masa del suelo de adhesión a cuerpos extraños o sustancias.

- Las sensaciones que son evidenciadas y sentidas por los dedos del observador.

Figura 2-10. Consistencia de los suelos.

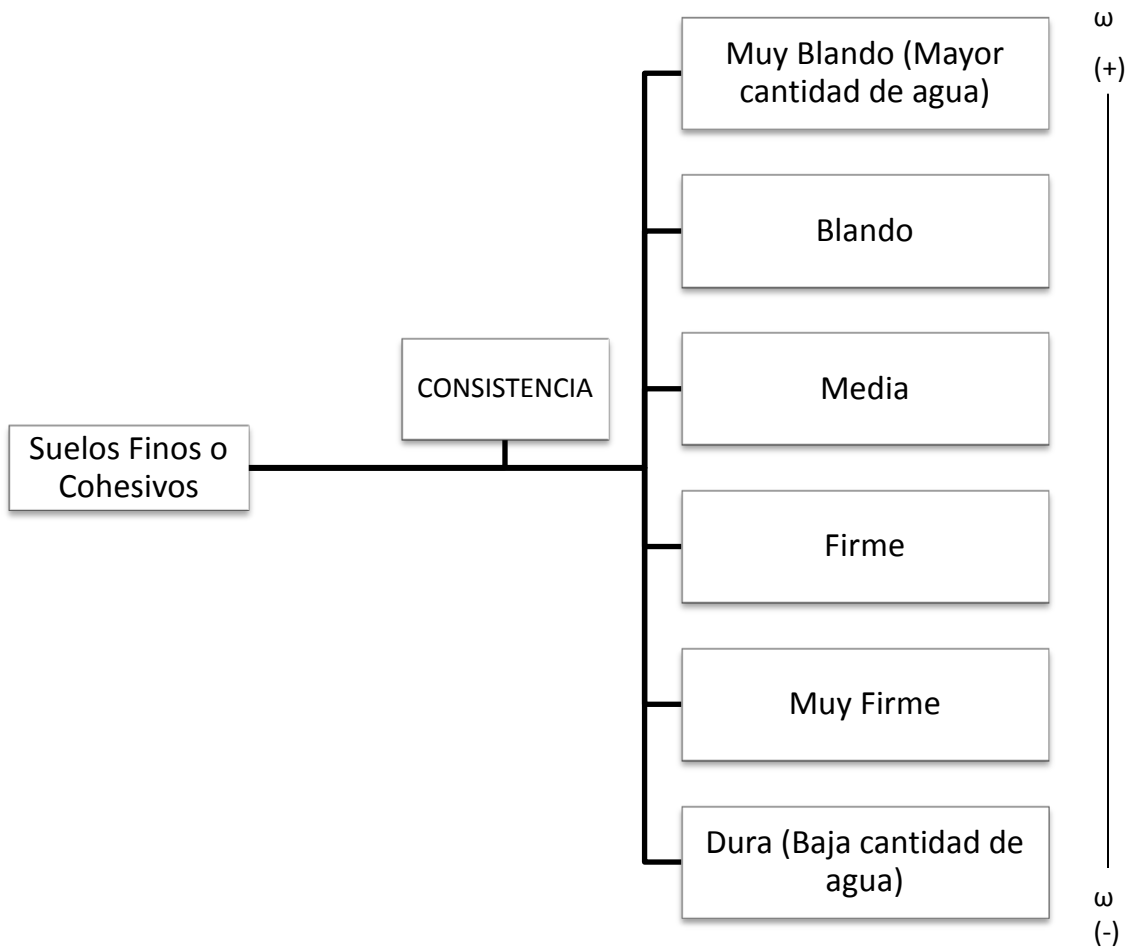


Tabla 1. Identificación de la consistencia de los suelos.

<b>CONSISTENCIA</b>	<b>IDENTIFICACION DE CAMPO</b>	<b>RESPUESTA AL TACTO</b>
<b>Muy Blanda</b>	El puño penetra con facilidad varios centímetros en el suelo	Falla plástica a frágil prácticamente sin esfuerzo. El material se vuelve pegajoso y extremadamente blando casi fluido con el remoldeo.
<b>Blanda</b>	El pulgar puede penetrar con facilidad varios centímetros	Falla plástica a frágil. La consistencia disminuye con el remoldeo y se siente más pegajoso.
<b>Media</b>	Puede hacerse penetrar el pulgar varios centímetros con un esfuerzo moderado	Falla plástica, cediendo gradualmente hasta exhibir una respuesta frágil. Puede desmoronarse, pero los grumos pueden volver a agruparse.
<b>Firme</b>	Se marca el pulgar, pero solo puede hacerse penetrar con un gran esfuerzo.	Falla frágil. El material se disgrega, los grumos se pueden amasar con dificultad.
<b>Muy Firme</b>	Se puede marcar con la uña.	Falla frágil, el material disgregado es imposible de amasar y reunir.
<b>Dura</b>	Con dificultad se puede macar con la uña.	Prácticamente imposible afectar al material por su dureza.

## 2.5 FISICO-QUIMICA DE LAS ARCILLAS

### GENERALIDADES

El término arcilla se usa habitualmente con diferentes significados:

- Desde el punto de vista mineralógico, engloba a un grupo de minerales (minerales de la arcilla), filosilicatos en su mayor parte, cuyas propiedades físico-químicas dependen de su estructura y de su tamaño de grano, muy fino (inferior a 2 mm).
- Desde el punto de vista petrológico la arcilla es una roca sedimentaria, en la mayor parte de los casos de origen detrítico, con características bien definidas.

Para un sedimentólogo, arcilla es un término granulométrico, que abarca los sedimentos con un tamaño de grano inferior a 2 mm.

- Para un ceramista una arcilla es un material natural que cuando se mezcla con agua en la cantidad adecuada se convierte en una pasta plástica. Desde el punto de vista económico las arcillas son un grupo de minerales industriales con diferentes características mineralógicas y genéticas y con distintas propiedades tecnológicas y aplicaciones.

Por tanto, el término arcilla no sólo tiene connotaciones mineralógicas, sino también de tamaño de partícula, en este sentido se consideran arcillas todas las fracciones con un tamaño de grano inferior a 2 mm. Las arcillas son constituyentes esenciales de gran parte de los suelos y sedimentos debido a que son, en su mayor parte, productos finales de la meteorización de los silicatos que, formados a mayores presiones y temperaturas, en el medio exógeno se hidrolizan.

## PROPIEDADES FISICO-QUÍMICAS

Las importantes aplicaciones industriales de este grupo de minerales radican en sus propiedades físico-químicas. Dichas propiedades derivan, principalmente, de:

- \* Su extremadamente pequeño tamaño de partícula (inferior a 2 mm)
- \* Su morfología laminar (filosilicatos)
- \* Las sustituciones isomórficas, que dan lugar a la aparición de carga eléctrica en las láminas y a la presencia de cationes débilmente ligados en el espacio interlaminar.

Como consecuencia de estos factores, presentan, por una parte, un valor elevado del área superficial y, a la vez, la presencia de una gran cantidad de superficie activa, con enlaces no saturados. Por ello pueden interaccionar con muy diversas sustancias, en especial compuestos polares, por lo que tienen comportamiento

plástico en mezclas arcilla-agua con elevada proporción sólido/líquido y son capaces en algunos casos de hinchar, con el desarrollo de propiedades reológicas en suspensiones acuosas.

Por otra parte, la existencia de carga en las láminas se compensa, con la entrada en el espacio interlaminar de cationes débilmente ligados y con estado variable de hidratación, que pueden ser intercambiados fácilmente mediante la puesta en contacto de la arcilla con una solución saturada en otros cationes, a esta propiedad se la conoce como capacidad de intercambio catiónico.

- **Superficie específica**

La superficie específica o área superficial de una arcilla se define como el área de la superficie externa más el área de la superficie interna (en el caso de que esta exista) de las partículas constituyentes, por unidad de masa, expresada en  $m^2/g$ .

Las arcillas poseen una elevada superficie específica, muy importante para ciertos usos industriales en los que la interacción sólido-fluido depende directamente de esta propiedad.

- **Capacidad de Intercambio catiónico**

Es una propiedad fundamental de las esmectitas. Son capaces de cambiar, fácilmente, los iones fijados en la superficie exterior de sus cristales, en los espacios interlaminares, o en otros espacios interiores de las estructuras, por otros existentes en las soluciones acuosas envolventes. La capacidad de intercambio catiónico (CEC) se puede definir como la suma de todos los cationes de cambio que un mineral puede adsorber a un determinado pH. Es equivalente a la medida del total de cargas negativas del mineral. Estas cargas negativas pueden ser generadas de tres formas diferentes:

- Sustituciones isomórficas dentro de la estructura.
- Enlaces insaturados en los bordes y superficies externas.
- Disociación de los grupos hidroxilos accesibles.

- **Capacidad de absorción**

Algunas arcillas encuentran su principal campo de aplicación en el sector de los absorbentes ya que pueden absorber agua u otras moléculas en el espacio interlaminar (esmeclitas) o en los canales estructurales (sepiolita y paligorskita).

La capacidad de absorción está directamente relacionada con las características texturales (superficie específica y porosidad) y se puede hablar de dos tipos de procesos que difícilmente se dan de forma aislada: absorción (cuando se trata fundamentalmente de procesos físicos como la retención por capilaridad) y adsorción (cuando existe una interacción de tipo químico entre el adsorbente, en este caso la arcilla, y el líquido o gas adsorbido, denominado adsorbato).

La capacidad de adsorción se expresa en porcentaje de adsorbato con respecto a la masa y depende, para una misma arcilla, de la sustancia de que se trate. La absorción de agua de arcillas absorbentes es mayor del 100% con respecto al peso.

- **Hidratación e hinchamiento**

La hidratación y deshidratación del espacio interlaminar son propiedades características de las esmeclitas, y cuya importancia es crucial en los diferentes usos industriales. Aunque hidratación y deshidratación ocurren con independencia del tipo de catión de cambio presente, el grado de hidratación sí está ligado a la naturaleza del catión interlaminar y a la carga de la lámina.

La absorción de agua en el espacio interlaminar tiene como consecuencia la separación de las láminas dando lugar al hinchamiento. Este proceso depende del balance entre la atracción electrostática catión-lámina y la energía de hidratación del catión. A medida que se intercalan capas de agua y la separación entre las

láminas aumenta, las fuerzas que predominan son de repulsión electrostática entre láminas, lo que contribuye a que el proceso de hinchamiento pueda llegar a disociar completamente unas láminas de otras. Cuando el catión interlaminaar es el sodio, las esmectitas tienen una gran capacidad de hinchamiento, pudiendo llegar a producirse la completa disociación de cristales individuales de esmectita, teniendo como resultado un alto grado de dispersión y un máximo desarrollo de propiedades coloidales. Si por el contrario, tienen Ca o Mg como cationes de cambio su capacidad de hinchamiento será mucho más reducida.

- **Plasticidad**

Las arcillas son eminentemente plásticas. Esta propiedad se debe a que el agua forma una envoltura sobre las partículas laminares produciendo un efecto lubricante que facilita el deslizamiento de unas partículas sobre otras cuando se ejerce un esfuerzo sobre ellas.

La elevada plasticidad de las arcillas es consecuencia, nuevamente, de su morfología laminar, tamaño de partícula extremadamente pequeño (elevada área superficial) y alta capacidad de hinchamiento.

Generalmente, esta plasticidad puede ser cuantificada mediante la determinación de los límites de Atterberg (Límite Líquido, Límite Plástico y Límite de Retracción). Estos límites marcan una separación arbitraria entre los cuatro estados o modos de comportamiento de un suelo sólido, semisólido, plástico y semilíquido o viscoso.

La relación existente entre el límite líquido y el índice de plasticidad ofrece una gran información sobre la composición granulométrica, comportamiento, naturaleza y calidad de la arcilla. Existe una gran variación entre los límites de Atterberg de diferentes minerales de la arcilla, e incluso para un mismo mineral arcilloso, en función del catión de cambio. En gran parte, esta variación se debe a la diferencia en el tamaño de partícula y al grado de perfección del cristal. En

general, cuanto más pequeñas son las partículas y más imperfecta su estructura, más plástico es el material.

- **Tixotropía**

La tixotropía se define como el fenómeno consistente en la pérdida de resistencia de un coloide, al amasarlo, y su posterior recuperación con el tiempo. Las arcillas tixotrópicas cuando son amasadas se convierten en un verdadero líquido. Si, a continuación, se las deja en reposo recuperan la cohesión, así como el comportamiento sólido. Para que una arcilla tixotrópica muestre este especial comportamiento deberá poseer un contenido en agua próximo a su límite líquido. Por el contrario, en torno a su límite plástico no existe posibilidad de comportamiento tixotrópico.

## **2.6 ANALISIS GRANULOMETRICOS**

El objetivo de un análisis granulométrico o análisis mecánico es determinar el tamaño y distribución de las partículas de un suelo, expresado como un porcentaje del peso (o masa) seco total.

Bajo este título (análisis granulométrico) se comprenden todos los métodos para la separación de un suelo en diferentes fracciones, según sus tamaños. De tales métodos existen dos que merecen atención para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo: 1) análisis con cribado, para tamaños de partículas mayores de 0.075mm de diámetro, y 2) análisis hidrométrico, para tamaños de partículas menores de 0.075 mm de diámetro.



- 1) **Análisis por cribado:** consiste en sacudir la muestra de suelo a través de un conjunto de mallas que tienen aberturas progresivamente más pequeñas.

El procedimiento para hacer este análisis es, primero, el suelo se seca en horno, y luego los grumos se disgregan en partículas pequeñas antes de ser pasados por las mallas. Después de que el periodo de vibración concluye, se determina la masa del suelo retenido en cada malla. Cuando se analizan suelos cohesivos, resulta difícil disgregar los grumos en partículas individuales. En tal caso, el suelo se mezcla con agua para formar una lechada que luego se lava a través de mallas. Las porciones retenidas en cada malla se recolectan por separado y se secan en horno antes de que la masa retenida en cada malla sea determinada.

Figura 2-11. Conjunto de mallas para una prueba de laboratorio (Ref. 1)



Tabla 2. Tamaño de mallas estándar.

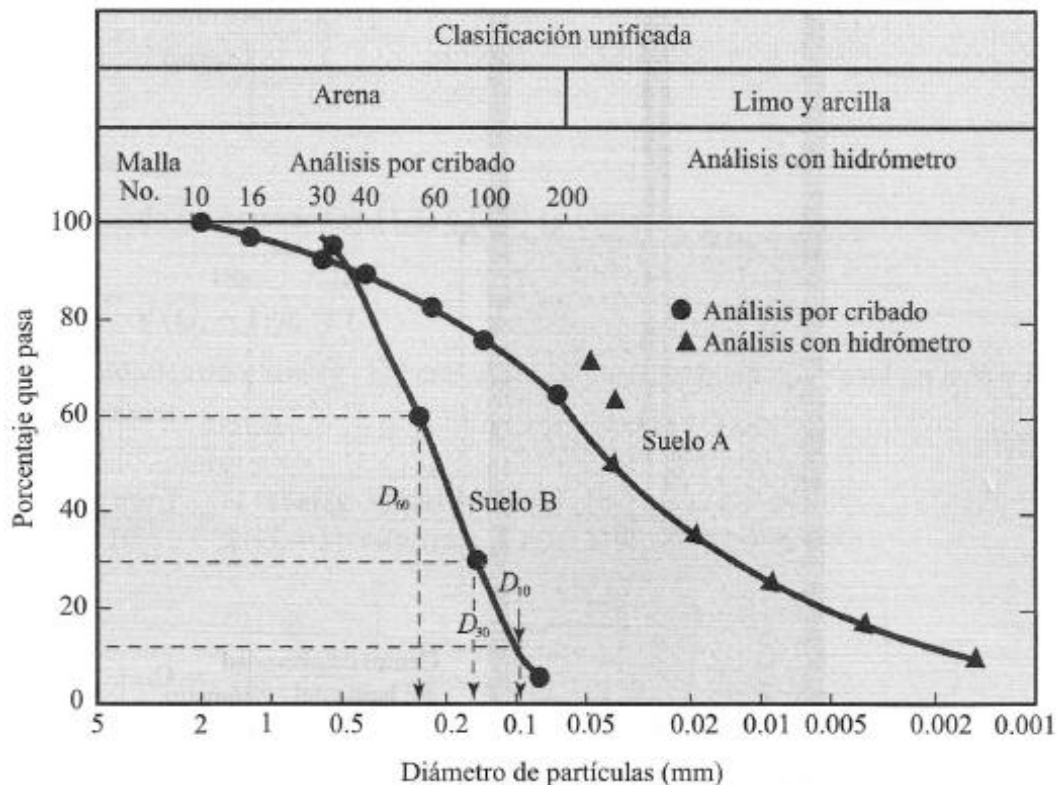
<b>Numero o Tamiz</b>	<b>Abertura</b>	<b>Tipo de suelo</b>
<b>(Malla)</b>	<b>(mm)</b>	
4"	-	Grava
2"	50.8	Grava
1"	25.4	Grava
¾"	19.1	Grava
½"	12.7	Grava
3/8"	9.52	Grava
¼"	6.35	Grava
4	4.76	Arena
6	-	Arena
8	-	Arena
10	2.0	Arena
12	-	Arena
16	-	Arena
20	0.84	Arena
30	-	Arena
40	0.42	Arena
50	-	Arena
60	0.25	Arena
70	-	Arena
100	0.149	Arena
140	0.105	Arena
200	0.74	Finos
270	-	Finos
400	-	Finos

Para realizar un análisis granulométrico correcto, utilizaremos el Anexo-1

2) **Análisis hidrométrico:** se basa en el principio de la sedimentación de granos de suelo en agua. Cuando un espécimen de suelo se dispersa en agua, las partículas se asientan a diferentes velocidades, dependiendo de sus formas, tamaños y pesos. Por simplicidad, se supone que todas las partículas de suelo son esferas y que la velocidad de las partículas se expresa por la ley de Stokes (proporciona una relación entre velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de estas partículas).

Los resultados del análisis mecánico (análisis por cribado e hidrométrico) se presentan generalmente en graficas semilogarítmicas como curvas de distribución granulométrica (o de tamaño de grano). Los diámetros de las partículas se grafican en escala logarítmica y el porcentaje correspondiente de finos en escala aritmética.

Figura 2-12. Ejemplo de curva granulométrica. (Ref.1)



Las curvas granulométricas se usan para comparar diferentes suelos. Además, tres parámetros básicos del suelo se determinan con esas curvas que se usan para clasificar los suelos granulares. Los tres parámetros del suelo son:

1. Diámetro efectivo.
2. Coeficiente de uniformidad
3. Coeficiente de curvatura.

El diámetro en la curva de distribución del tamaño de las partículas correspondiente al 10% de finos se define como diámetro efectivo, o  $D_{10}$ . El coeficiente de uniformidad está dado por la relación.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Dónde:

$C_u$  = coeficiente de uniformidad

$D_{60}$  = diámetro correspondiente al 60% de finos en la curva de distribución granulométrica.

El coeficiente de curvatura se expresa como:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Dónde:

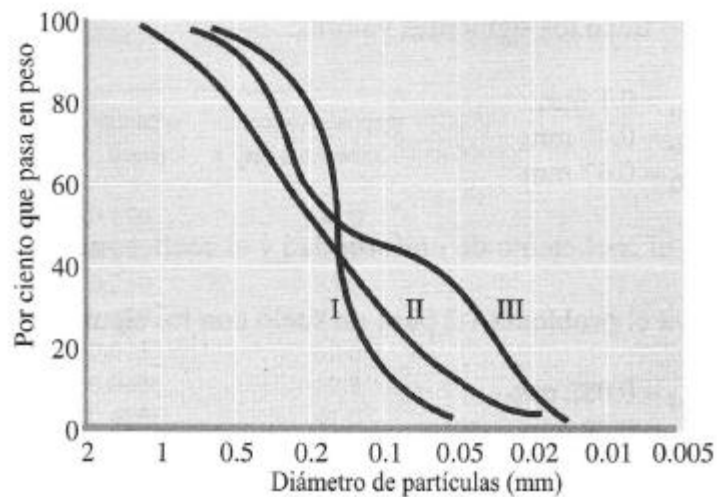
$C_c$  = coeficiente de curvatura.

$D_{30}$  = diámetro correspondiente al 30% de finos.

La curva de distribución granulométrica no solo muestra el rango de los tamaños de partículas presentes en un suelo, sino también la distribución de varios tamaños de partículas.

En la siguiente figura se muestran tres curvas, en donde, la curva I representa un tipo de suelo en el que la mayoría de los granos son del mismo tamaño, y se le llama suelo mal graduado. La curva II representa un suelo en el que los tamaños de las partículas están distribuidos sobre un amplio rango y se le llama bien graduado. Un suelo puede tener una combinación de dos o más fracciones uniformemente graduadas. La curva III representa tal suelo y se le llama de granulometría discontinua.

Figura 2-13. Ejemplo de distintos tipos de curvas granulométricas (Ref. 1)



*Para gravas bien graduadas:*

$$C_u > 4$$

$$1 \leq C_c \leq 3$$

*Para arenas bien graduadas:*

$$C_u > 6$$

$$1 \leq C_c \leq 3$$

## 2.7 ESTADOS DE CONSISTENCIA. (PLASTICIDAD)

La plasticidad se define como la capacidad que tienen los suelos, o cualquier otro material, de deformarse rápidamente sin presentar rebote elástico, sin agrietarse u sin desmoronarse, con un cambio volumétrico apreciable.

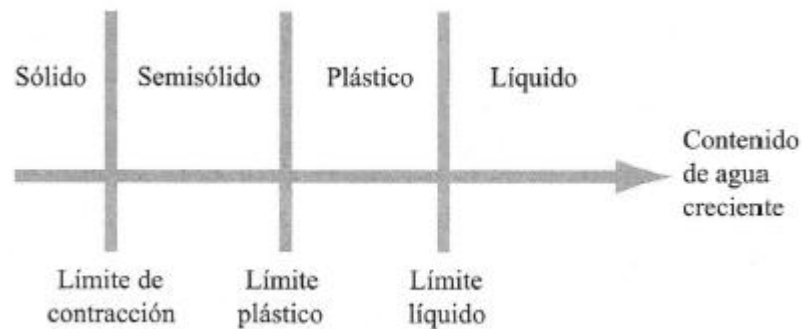
Cuando existen minerales de arcilla en un suelo de grano fino, éste puede ser remodelado en presencia de alguna humedad sin desmoronarse. Esta naturaleza cohesiva es debida al agua adsorbida que rodea a las partículas de arcilla. A principios de 1900, un científico sueco, Albert Mauritz Atterberg, desarrollo un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con contenido de agua variables. A muy bajo contenido de agua, el suelo se comporta más como un sólido frágil. Cuando el contenido de agua es muy alto, el suelo y el agua fluyen como un líquido. Por tanto, dependiendo del contenido de agua, la naturaleza del comportamiento del suelo se clasifica arbitrariamente en 5 estados básicos:

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 que el suelo se comporta plásticamente.

4. **Estado semisólido**, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aun disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
5. **Estado sólido**, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

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

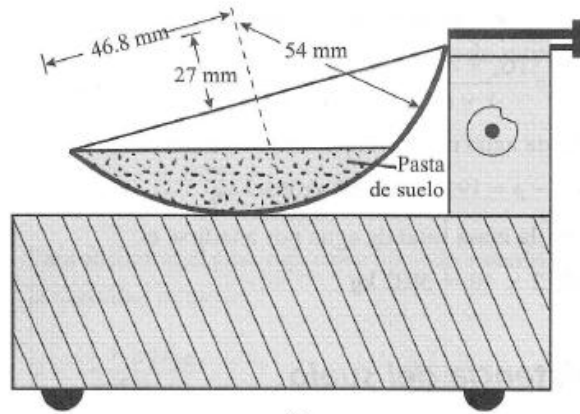
Figura 2-14. Límites de Atterberg (Ref.1)



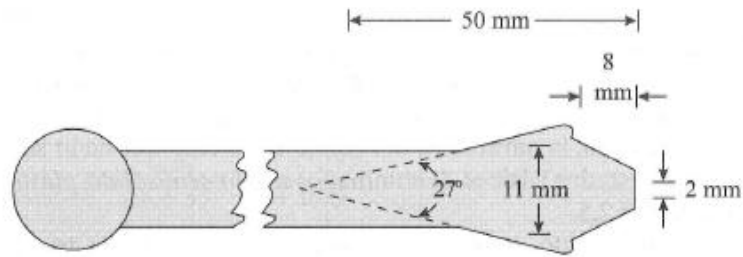
### LIMITE LÍQUIDO (LL).

Un dispositivo para determinar el límite líquido, conocido como copa de Casagrande, consiste en una copa de bronce y una base de hule duro. La copa de bronce se deja caer sobre la base por una leva operada por una manivela. Para la prueba del límite líquido se coloca una pasta de suelo en la copa. Se corta una ranura en el centro de la pasta de suelo, usando la herramienta de corte estándar. Luego, con la leva operada por la manivela, se levanta la copa y se deja caer desde una altura de 10 mm. El contenido de agua, en porcentaje requerido para cerrar una distancia de 12.7 mm a lo largo del fondo de la ranura a los 25 golpes se define como límite líquido.

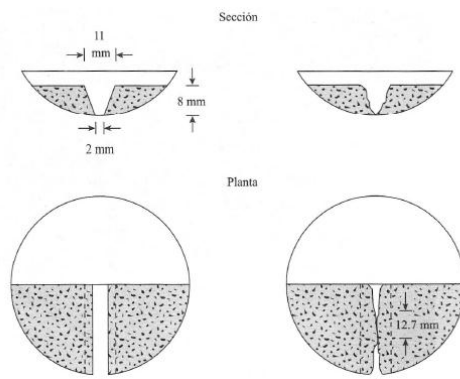
Figura 2-15. Dispositivo para determinar el límite líquido del suelo (Ref.1)



Dispositivo para la prueba (Copa de Casagrande)



Ranurador



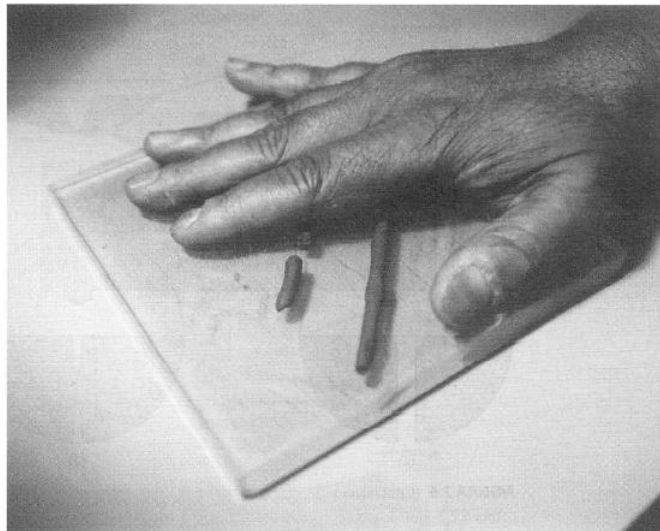
Pasta del suelo antes y después de la prueba.



## LIMITE PLASTICO (LP)

El limite plastico se define como el contenido de agua, en porcentaje, con el cual el suelo, al ser enrollado en rollitos de 3.2 mm de diametro, se desmorona. El limite plastico es el limite inferior de la etapa plastica del suelo. La prueba es simple y se lleva a cabo enrollando, repetidamente, a mano sobre una placa de vidrio una masa de suelo de forma elipsoidal.

Figura 2-16. Prueba del Limite Plástico (Ref. 1)



El indice de plasticidad (IP) es la diferencia entre el limite liquido y el limite plastico de un suelo, expresado:

$$IP = LL - LP$$

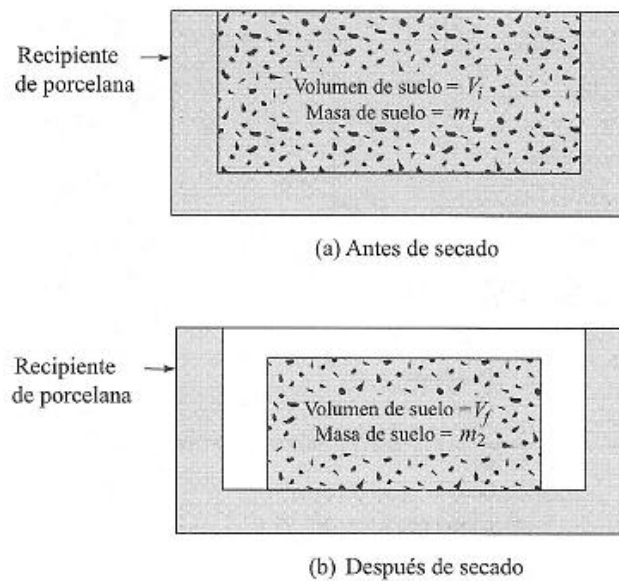
## LIMITE DE CONTRACCION (LC)

La masa de suelo se contrae conforme se pierde gradualmente el agua del suelo. Con una pérdida continua de agua, se alcanza una etapa de equilibrio en la que

más pérdida de agua conducirá a que no haya cambio de volumen. El contenido de agua en porcentaje, bajo el cual el cambio de volumen de la masa del suelo cesa, se define como límite de contracción.

Las pruebas del límite de contracción se efectúan en el laboratorio con un recipiente de porcelana de aproximadamente 44 mm de diámetro y 13 mm de altura. El interior del recipiente está recubierto con aceite de petróleo que luego se llena completamente con suelo húmedo. El exceso de suelo que queda fuera del borde se retira con una regleta. Se registra la masa de suelo húmedo dentro del recipiente. Luego, la masa de suelo en el recipiente se seca en horno y se determina nuevamente la masa del suelo seco.

Figura 2-17. Prueba del límite de contracción. (Ref. 1)



El índice de contracción (IC) es la diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción de un suelo, y se expresa:

$$IC = LP - LC$$

## CARTA DE PLASTICIDAD

Los límites líquido y plástico son determinados por medio de pruebas de laboratorio relativamente simples que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos cohesivos. Las pruebas son usadas ampliamente por ingenieros para correlacionar varios parámetros físicos del suelo así como para la identificación del mismo. Casagrande estudio la relación del índice de plasticidad respecto al límite líquido de una amplia variedad de suelos naturales. Con base en los resultados de pruebas, propuso una carta de plasticidad. La característica importante de esta carta es la línea A empírica, dada por la ecuación:

$$IP = 0.73(LL - 20)$$

La línea A separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos. Las arcillas inorgánicas se encuentran arriba de la línea A y los limos inorgánicos se encuentran debajo de la línea A. Los limos orgánicos se grafican en la misma región (debajo de la línea A y con el LL variando entre 30 y 50) que los limos inorgánicos de compresibilidad media. Las arcillas orgánicas se grafican en la misma región que los limos inorgánicos de alta compresibilidad (debajo de la línea A y LL mayor que 50) la información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificación de los suelos de grano fino en el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos, (SUCS).

La carta de plasticidad se presenta en el Anexo-3

**PROBLEMAS DE APLICACIÓN.**

Para resolver este tipo de problemas es necesario apoyarnos en el Anexo-2.

1. En una prueba de límite líquido de una arcilla se obtuvieron los siguientes resultados:

N° de pruebas	1	2	3	4
N° de golpes	9	15	22	30
$\omega(\%)$	85.1	80.2	76.5	73.9

Dos determinaciones del límite plástico dieron valores de 30.2% y 30.7%

LIMITE PLASTICO	
Prueba N°	$\omega(\%)$
1	30.2
2	30.7

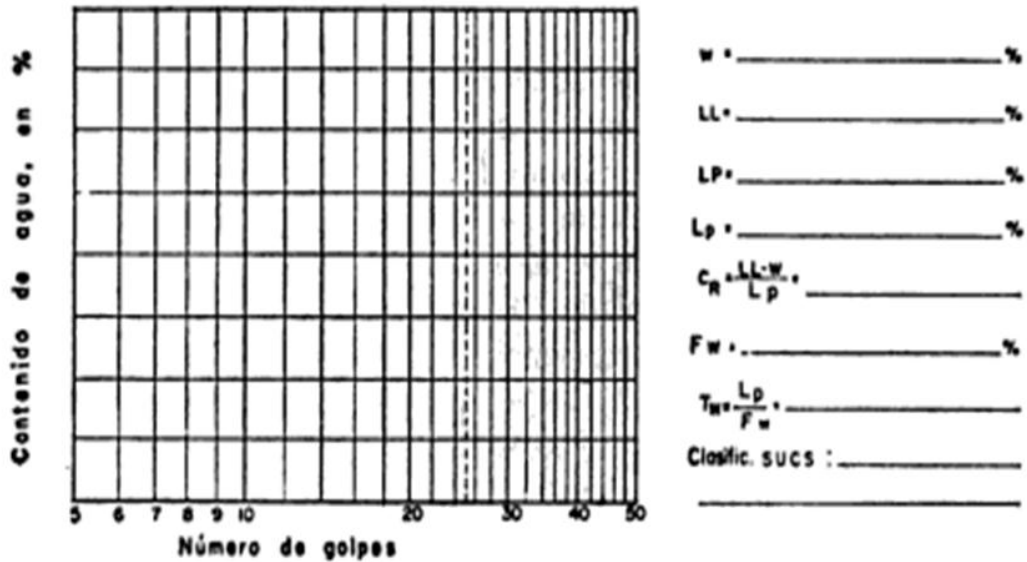
- Determine el límite líquido, el límite plástico, el índice de plasticidad, el índice de fluencia y el índice de tenacidad.

Solución:

Para obtener el límite plástico que utilizaremos, es necesario sacar el límite plástico promedio de estos resultados. Entonces:

$$LP = \frac{30.2 + 30.7}{2} = 30.5\%$$

Para poder calcular todo lo que se nos pide es de mucha ayuda el utilizar la segunda sección de Anexo-2 que muestro a continuación:



Como ya se mencionó el límite líquido ( $LL$ ) se obtiene a los 25 golpes de la prueba; es por ello que en la gráfica se indica con una línea punteada dicho límite y con los datos obtenidos en las distintas pruebas (de la misma muestra) es fácil conocer el contenido de agua de la muestra en su límite líquido.

Por lo tanto graficando tenemos:

$$LL = 75\%$$

Índice de plasticidad:

$$IP = LL - LP$$

$$IP = 76 - 30.5 = 44.5\%$$

Índice de fluencia:

$$m = F_W = \frac{\omega_1 - \omega_n}{\log \frac{N_n}{N_1}}$$

$$F_W = \frac{85.1 - 73.9}{\log \frac{30}{9}} = \frac{11.2}{0.52} = 21.4\%$$

Índice de tenacidad:

$$T_W = \frac{IP}{F_W}$$

$$T_W = \frac{45.5}{21.4} = 2.13$$

2. En una prueba de limite liquido se obtuvieron los siguientes resultados:

N° de pruebas	1	2	3	4
N° de golpes	28	22	13	7
$\omega(\%)$	51.6	52.2	53.8	55.E

Se encontró:

$$LP = 24.5\%$$

Calcule  $LL$ ,  $IP$ ,  $F_W$  y  $T_W$ .

Respuesta:

$$LL = 51.8\%$$

$$IP = 27.3\%$$

$$F_W = 4.93\%$$

$$T_W = 4.99$$

3. En una prueba de limite líquido y limite plástico se obtuvieron los siguientes resultados:

#### LIMITE LÍQUIDO

Prueba	Nº de golpes	Peso capsula + Suelo húmedo	Peso capsula + Suelo seco	Peso de capsula
---	---	gr	gr	gr
1	35-35	35.77	22.48	14.15
2	24-25	36.55	24.40	16.85
3	15-16	33.42	21.03	13.45
4	7-8	35.17	21.65	13.50

#### LIMITE PLASTICO

Prueba	Nº de golpes	Peso capsula + Suelo húmedo	Peso capsula + Suelo seco	Peso de capsula
---	---	gr	gr	gr
1	---	17.30	16.00	13.95
2	---	16.86	15.50	13.48

Calcule  $LL$ ,  $IP$ ,  $LP$ ,  $F_w$  y  $T_w$ .

Para calcular lo que se nos pide se sigue el mismo procedimiento que los problemas anteriores, la única diferencia de esta prueba de laboratorio es que no se nos da el contenido de agua ( $\omega$ ). Para encontrarlo de una manera fácil se procederá a hacer lo siguiente:

Es necesario conocer el peso del agua ( $W_w$ ) y el peso del suelo seco ( $W_s$ ).

Para obtener el peso del agua la forma más fácil, con los datos que tenemos es obtener la diferencia del peso de la capsula con el suelo húmedo, y el peso de la capsula con el suelo seco.

Peso capsula + Suelo húmedo	Peso capsula + Suelo seco	Diferencia (Peso del agua) $W_w$
gr	gr	gr
35.77	22.48	13.22
36.55	24.40	12.15
33.42	21.03	12.39
35.17	21.65	13.52

Ahora solo es necesario conocer el peso del suelo seco, esto lo conseguimos restándole al peso de la capsula con el suelo seco, el peso de la capsula.

Peso capsula + Suelo seco	Peso de capsula	(Peso del suelo seco) $W_s$
gr	gr	gr
22.48	14.15	8.33
24.40	16.85	7.55
21.03	13.45	7.58
21.65	13.50	8.15

Teniendo estos datos ya podemos calcular el contenido de agua ( $\omega$ ), recordando la fórmula para calcularlo.

$$\omega = \frac{W_w}{W_s}$$

Contenido de agua:

Prueba	Contenido de agua ( $\omega$ )
---	%
1	158.7
2	160.9
3	163.4
4	165.88

- Con los datos anteriores dibuje la curva de flujo.

Respuesta:

$$LL = 160.8\%$$

$$LP = 65.36\%$$

$$IP = 95.5\%$$

$$F_w = 10\%$$

$$T_w = 9.55$$



## PROBLEMAS PROPUESTOS

1. En un conjunto de pruebas de límites de plasticidad en arcilla del Valle de México se obtuvieron los siguientes resultados:

### LIMITE LÍQUIDO

Prueba	N° de golpes	Peso capsula + Suelo húmedo	Peso capsula + Suelo seco	Peso de capsula
---	---	gr	gr	gr
1	34-35	35.10	19.84	14.74
2	24-25	34.72	19.36	14.26
3	15-16	35.94	20.68	15.69
4	8-9	34.61	19.08	14.12

### LIMITE PLASTICO

Prueba	N° de golpes	Peso capsula + Suelo húmedo	Peso capsula + Suelo seco	Peso de capsula
---	---	gr	gr	gr
1	---	16.05	14.68	13.15
2	---	15.97	14.47	12.85

Calcule  $LL$ ,  $IP$ ,  $LP$ ,  $F_w$  y  $T_w$ .

Respuesta:

$$LL = 301.2\%$$

$$LP = 91.06\%$$

$$IP = 210.14\%$$

$$F_w = 22.84\%$$

$$T_w = 3.98$$

2. En una copa de Casagrande se hizo una prueba de LL con altura de caída de 0.7 cm y abertura en la ranura de 1 mm. Discuta el efecto de cada uno de estos errores en el valor final obtenido y diga si este es mayor, igual o menor que el valor estándar.

## **2.8 CLASIFICACION DE SUELOS SEGÚN EL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS, (SUCS).**

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados comúnmente por ingenieros de suelos. Estos son el sistema de clasificación AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

En esta tesis solo analizaremos el SUCS; en él se clasifican los suelos en dos amplias categorías.

1. Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos de 50% pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G o S. G significa grava o suelo gravoso y S significa arena o suelo arenoso.
2. Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica u O para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos que también son usados para la clasificación son:

- W: bien graduado
- P: mal graduado
- L: baja plasticidad (límite líquido menor que 50)
- H: alta plasticidad (límite líquido mayor que 50)

Para una clasificación apropiada con este sistema, debe conocerse algo o todo de la información siguiente:

1. Porcentaje de grava, es decir, la fracción que pasa por la malla de 76.2 mm y es retenida por la malla No. 4
2. Porcentaje de arena, es decir, la fracción que pasa la malla No. 4 y es retenida en la malla No. 200
3. Porcentaje de limo y arcilla, es decir, la fracción de finos que pasan la malla No. 200
4. Coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ) y coeficiente de curvatura ( $C_c$ )
5. Límite líquido e índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla No. 40

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos se presenta en el Anexo-4.

### **PROBLEMAS DE APLICACIÓN.**

1. Clasifique el suelo:
  - Retenido en la malla 200 = 20% (respecto al total)
  - Pasa la malla N°4 = 92% (respecto al total)

En la fracción fina:

- LL= 250%
- LP= 100%

Solución:

El suelo tiene un apreciable contenido de materia orgánica.

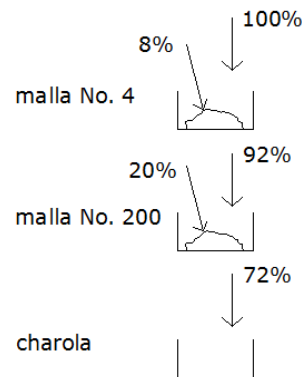
$$G = 8\%$$

$$S = 20\%$$

$$F = 72\%$$

$$IP = LL - LP$$

$$IP = 250 - 100 = 150$$



Respuesta:

OH (Limo orgánico de alta plasticidad)

2. Clasifique el siguiente suelo:

- Retenido en la malla N°4: 10%
- Pasa N° 4 y es retenido en la 200: 60%
- Pasa 200: 30%

$$C_u = 4 ; C_c = 2$$

Fracción Fina:

$$LL = 40\%$$

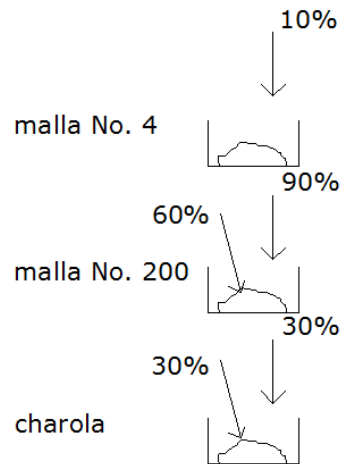
$$LP = 25\%$$

Solución:

$$G = 10\%$$

$$S = 20\%$$

$$F = 30\%$$



Respuesta:

SC

3. Clasifique el siguiente suelo:

- 2% del material se retiene en la malla 4
- 90% del material se retiene en la N°200
- 8% del material pasa la malla N° 200

De la curva granulométrica se obtiene:

$$C_u = 8 ; C_c = 2$$

En la fracción fina:

$$LL = 45\%$$

$$IP = 14\%$$

Solución:

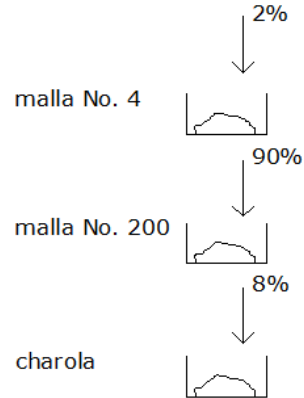
$$G = 2\%$$

$$S = 90\%$$

$$F = 8\%$$

Resultado:

SW-SM (Arena poco limosa bien graduada)



4. Clasifique el siguiente suelo:

- Retenido en la malla 200: 20%
- Pasa la malla N°4: 92% de la muestra total.

$$C_u = 4 ; C_c = 1.5$$

En la fracción fina:

$$LL = 250\%$$

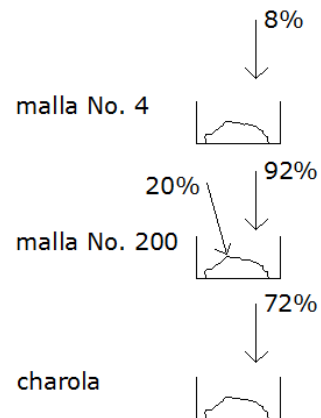
$$LP = 150\%$$

Solución:

$$G = 8\%$$

$$S = 20\%$$

$$F = 72\%$$



Respuesta:

MH

5. Clasifique el siguiente suelo:

- Pasa la malla N°200: 8%
- Pasa la malla N°4: 60% de la fracción gruesa.

$$C_u = 7 ; C_c = 5$$

En la fracción fina:

$$LL = 60\%$$

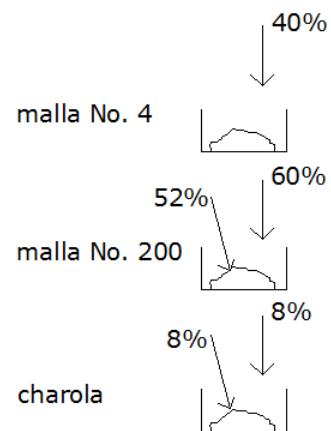
$$LP = 40\%$$

Solución:

$$G = 40\%$$

$$S = 52\%$$

$$F = 8\%$$



Respuesta:

SP-SM (Arena poco limosa mal graduada).

**PROBLEMAS PROPUESTOS**

1. Un suelo tiene los siguientes valores:

- Fracción de grava (retenida en la malla No.4) = 30%
- Fracción de arena (pasa la malla No. 4 pero es retenida en la malla No. 200) = 40%
- Limo y arcilla (pasa la malla No. 200) = 30%
- LL= 33%
- IP= 12%

Clasifique el suelo según SUCS, dando el símbolo del grupo y el nombre del grupo.

2. Un suelo tiene los siguientes valores:

- Fracción de grava (retenida en la malla No. 4) = 10%
- Fracción de arena (que pasa la malla No. 4 pero es retenida en la malla No. 200) = 82%
- Limo y arcilla (que pasa la malla No. 200) = 8%
- LL=39%
- IP= 8%
- $C_u = 3.9$  y  $C_c = 2.1$

Clasifique el suelo de acuerdo con SUCS, dando el símbolo del grupo y el nombre del grupo.



3. Para un suelo dado:

- Porcentaje que pasa la malla No. 4 = 100%
- Porcentaje que pasa la malla No. 200 = 86%
- LL= 55%
- IP=28%

Clasifique el suelo usando SUCS, dando el símbolo del grupo y el nombre del grupo.

### **3. PROPIEDADES HIDRAULICAS Y FLUJO ESTABLECIDO DE AGUAS EN SUELOS**

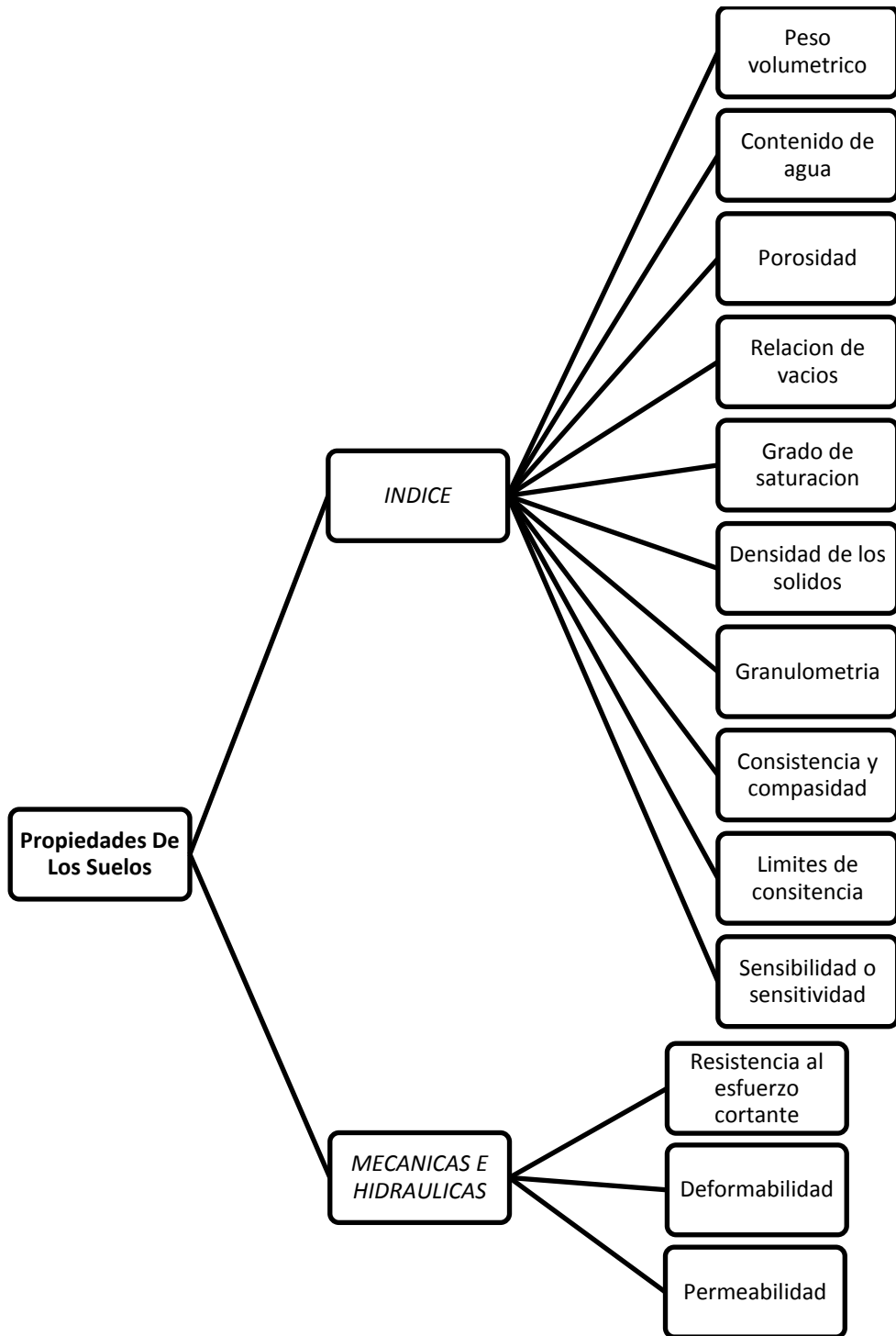
Las propiedades índices de los suelos sirven para:

- Identificar y clasificar el suelo
- Estimar su comportamiento mecánico
- Establecer parámetros mecánicos aproximados para fines de ingeniería.

Las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos sirven para:

- Diseño de cimentaciones y obras terreas.
- Evaluar el comportamiento de la masa de suelo.
  - Cimentaciones superficiales
  - Cimentaciones profundas
  - Muros de contención.
  - Estabilidad de taludes
  - Terraplenes
  - Mejoramiento masivo de suelos.

Figura 3-1. Propiedades de los suelos.



### 3.1 FENOMENO DE CAPILARIDAD Y EL PROCESO DE CONTRACCION DE AGUA EN SUELOS

- **Fenómeno de capilaridad.**

La capilaridad es la elevación o depresión de la superficie de un líquido en la zona de contacto con un sólido, por ejemplo, en las paredes de un tubo. Este fenómeno es una excepción a la ley hidrostática de los vasos comunicantes, según la cual una masa de líquido tiene el mismo nivel en todos los puntos; el efecto se produce de forma más marcada en tubos capilares, es decir, tubos de diámetro muy pequeño. La capilaridad depende de las fuerzas creadas por la tensión superficial y por el mojado de las paredes del tubo. Si las fuerzas de adhesión del líquido al sólido (mojado) superan a las fuerzas de cohesión dentro del líquido (tensión superficial), la superficie del líquido será cóncava (formando meniscos) y el líquido subirá por el tubo, es decir, ascenderá por encima del nivel hidrostático.

El agua sube por el suelo por el efecto de capilaridad.

Una demostración simple y convincente (Terzaghi) de la existencia y acción de la presión capilar en una masa porosa, es la siguiente:

Un pedazo de algodón absorbente se satura con agua; después, dentro del agua, se comprime con la mano y seguidamente se suelta; podrá observarse que la masa se recupera, con cierta rapidez. Sin embargo, si después de comprimido se saca del agua y se abandona a sí mismo en el aire, se notará que no se presenta recuperación visible, permaneciendo la masa comprimida. Si, posteriormente, el algodón vuelve a sumergirse, la recuperación volverá a presentarse. Este experimento se comprende fácilmente en términos de tensión capilar en el agua y presión en las paredes de los tubos capilares que atraviesan el algodón. Cuando el algodón se comprime en estado seco o sumergido, sus fibras se recuperan elásticamente al quitárseles la presión, pero si esto sucede en el aire, una muy pequeña expansión producirá los meniscos en cada canalículo y la tensión en estos contrarresta la tendencia expansiva, dejando deformada a la masa. Al volver

a sumergir la masa, los meniscos se destruyen y la expansión puede proseguir otra vez.

- **Proceso de contracción de agua en suelos.**

El mecanismo de contracción de los suelos finos se puede comprender de la siguiente manera:

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

En el suelo los poros y canalículos ocupados por el agua no son de tamaño uniforme, sino que varían entre amplios límites, por lo que el agua no se retraerá al mismo tiempo hacia el interior de la masa, comenzando el proceso en los poros de mayor diámetro.

## PROBLEMAS DE APLICACIÓN

1. Calcular la tensión capilar máxima, en  $gr/cm^2$ , en un tubo con 0.005 mm de diámetro. Calcule la ascensión capilar máxima del agua en dicho tubo.

Solución:

Aplicando la expresión:

$$u = \frac{2T_s}{R}$$

Dónde:

$T_s$  = Coeficiente de tensión superficial.

$R$  = Radio del menisco

$u$  = Esfuerzo de tensión

Entonces:

$$u = \frac{2 \times 0.074 \frac{gr}{cm}}{0.00025cm} = 592 \frac{gr}{cm^2}$$

También:

$$h = \frac{u}{\gamma_w} = 592 \text{ cm} \therefore h = 5.92 \text{ m}$$

2. ¿Cuál será la altura que alcance el agua en un tubo vertical con  $D = 0.4 \text{ mm}$ , si  $\alpha = 30^\circ$ ?

Según la ecuación:

$$h = \frac{2T_s \cos \alpha}{r\gamma_w}$$

Entonces:

$$h = \frac{2 \times 0.074 \left(\frac{gr}{cm}\right) \cos 30^\circ}{0.02(cm) 1 \left(\frac{gr}{cm^3}\right)} = 6.4 \text{ cm}$$

3. Dos tubos capilares de diámetros  $D_1$  y  $D_2$  se unen para formar un solo tubo. El sistema se llena de agua y se coloca en posición horizontal, dejando que el agua se evapore libremente en ambos extremos del tubo compuesto:
- ¿En qué extremo se tendrá primer el menisco totalmente desarrollado? Explique.
  - Suponiendo que el menisco está totalmente desarrollado en un extremo; obtenga una expresión para el ángulo de contacto en el otro extremo, en función de los diámetros  $D_1$  y  $D_2$ .

Solución:

- a) Sea  $D_1 < D_2$ .

De la fórmula:

$$u = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} = \frac{2T_s}{R},$$

Se sigue que el esfuerzo de tensión en el agua es inversamente proporcional al radio del menisco.

Como el sistema es horizontal, el esfuerzo de tensión en el agua será el mismo en todo punto (despreciando la altura del sistema).

Por lo tanto, la curvatura de ambos meniscos deberá ser la misma en todo instante en ambos extremos, de donde se sigue que el menisco se desarrolla por completo, en primer lugar; en el extremo de mayor diámetro ( $D_2$ ).

- b) Según la fórmula del inciso (a); cuando se desarrolla totalmente el menisco en  $D_2$ :

$$u = \frac{4T_s \cos \alpha}{D_1} = \frac{4T_s}{D_2}$$

De donde:

$$\alpha = \text{ang} \cos \frac{D_1}{D_2}$$

4. La Fig.3-2 muestra un recipiente de vidrio totalmente lleno de agua. En su superficie superior hay un orificio de diámetro  $D_1 = 0.01 \text{ cm}$  y en él el menisco está totalmente desarrollado. En su superficie interior hay otro orificio de diámetro  $D_2$ .

- a) ¿Cuál es el máximo valor que puede tener  $D_2$  si el menisco en ese orificio esta también totalmente desarrollado?
- b) Si  $D_1 = D_2 = 0.01 \text{ cm}$ , encuentre el angulo de contacto,  $\alpha_2$ , en el orificio inferior, cuando en el superior el menisco está totalmente desarrollado.



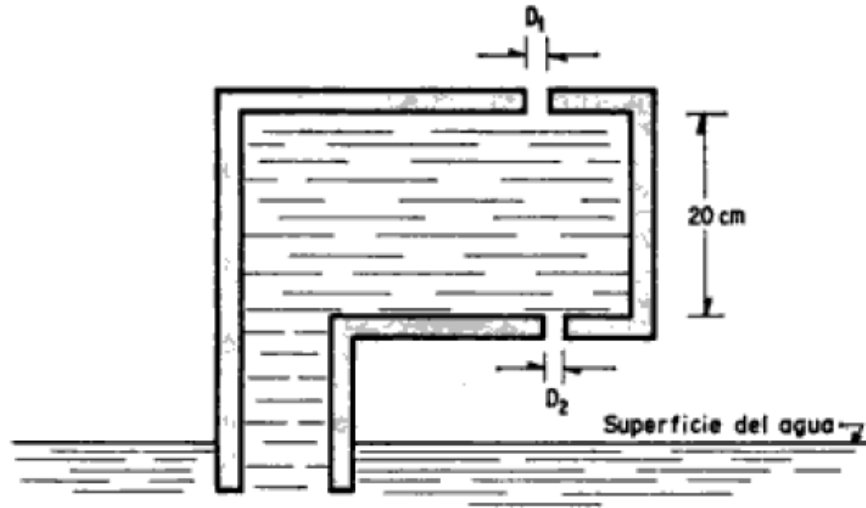


Fig.3-2. Diagrama explicativo.

Solución:

a) De la fórmula:

$$u = \frac{4T_s \cos \alpha}{D_1} = \frac{4T_s}{D_2}$$

La tensión en el menisco del orificio superior será:

$$u_1 = \frac{4 \times T_s}{D_1} = \frac{0.3}{0.01} = 30 \text{ gr/cm}^2$$

La tensión en el orificio inferior, cuando el menisco está totalmente desarrollado será:

$$u_2 = \frac{4 \times T_s}{D_2} = \frac{0.3}{D_2}$$

El equilibrio del sistema es, considerando negativas las tensiones:

$$-\frac{4T_s}{D_1} + 20 = -\frac{4T_s}{D_2}$$

De donde:

$$-30 + 20 = \frac{0.30}{D_2}$$

∴

$$D_2 = 0.03 \text{ cm}$$

b) Con la misma fórmula del inciso anterior y el equilibrio del sistema, puede ponerse:

$$-\frac{4T_s}{D_1} + 20 = -\frac{4T_s \cos \alpha}{D_2}$$

De donde:

$$-\frac{0.3}{0.01} + 20 = -\frac{0.3}{0.01} \cos \alpha$$

∴

$$\alpha = \text{ang} \cos \frac{1}{3}$$

5. Determinar la altura, por ascensión capilar, a la que llegaría el agua en un terraplén a construir en una zona baja inundable donde el tirante de agua se mantendría, por varios meses, a 1.50 m bajo el nivel de subrasante. El terraplén se construirá con material arcilloso que tiene un porcentaje de finos menores a 0.002 mm del 2% y un diámetro efectivo de  $D_{10} = 0.05 \text{ mm}$ . El peso volumétrico seco del material en el terraplén compactado será del 95% del peso volumétrico seco máximo Proctor de  $1760 \text{ kg/m}^3$ . La densidad absoluta relativa del material del terraplén es de 2.7.

Solución:

La ascensión capilar se expresa así:

$$h_c = \frac{0.3}{(e)(D_{10})}$$

Por lo que se necesita encontrar la relación de vacíos que tendrá el terraplén ya construido.

$$e = \frac{D_a}{\gamma_s L} - 1 = \frac{2.7}{(1.76)(0.95)} - 1 = \frac{2.7}{1.672} - 1 = 0.61$$

La altura a la que ascendera el agua sera:

$$h_c = \frac{0.3}{(0.61)(0.005)} = \frac{0.3}{0.003} = 100 \text{ cm} = 1.0 \text{ m}$$

El resultado se representa en la Fig.3-3

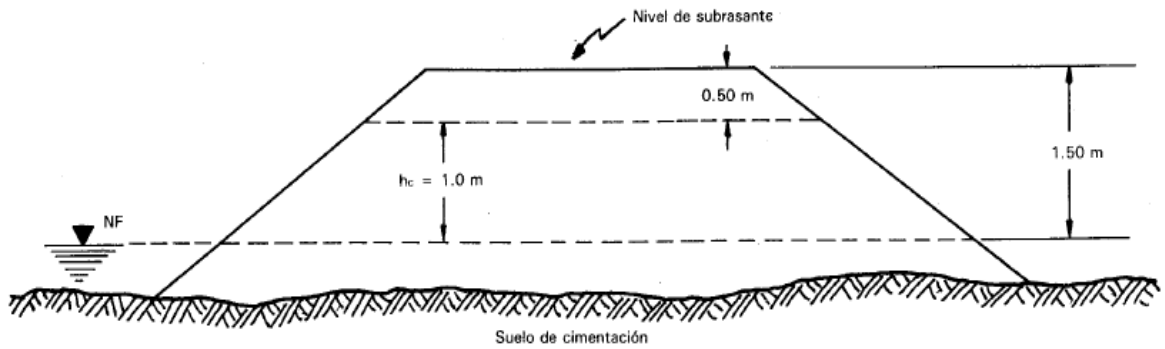


Fig.3-3 Resultado del problema 5

6. Determinar la altura de ascensión capilar en tres diferentes tubos cuyos diámetros se indican a continuación y considerando que la tensión superficial vale  $T_s = 0.075 \text{ cm/seg}$  y  $\alpha = 0^\circ$ ;  $d_1 = 2 \text{ mm}$ ;  $d_2 = 3.0 \text{ mm}$ ;  $d_3 = 4.0 \text{ mm}$ .

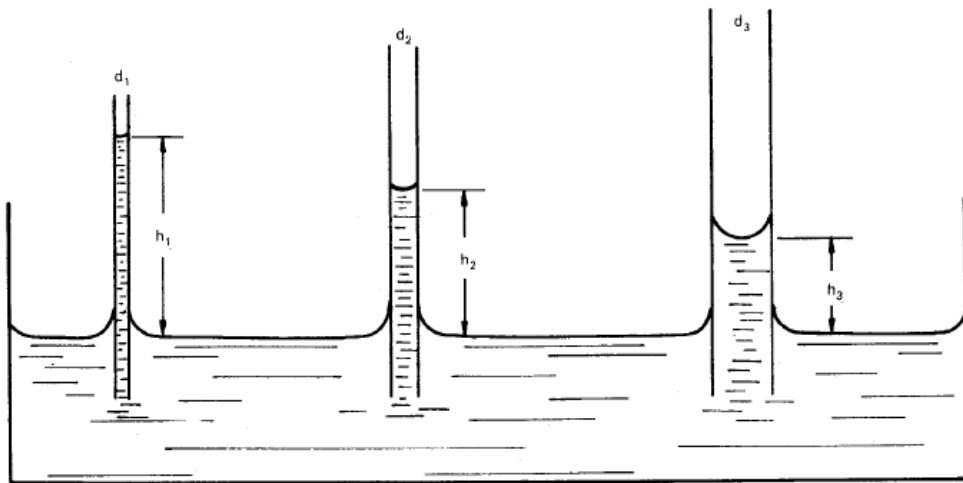


Fig.3-4. Diagrama explicativo

Solución:

De acuerdo con la ecuación:

$$h = \frac{4T_s \cos \alpha}{D_1}$$

Se tiene:

$$h_1 = 4 \times 0.075 \times \frac{1}{2} = 0.15 \text{ cm}$$

$$h_2 = 4 \times 0.075 \times \frac{1}{3} = 0.10 \text{ cm}$$

$$h_3 = 4 \times 0.075 \times \frac{1}{4} = 0.075 \text{ cm}$$

Esto indica que la altura de ascensión capilar es inversamente proporcional al diámetro del tubo; como se muestra en la Fig.3-4

7. Empleando la formula empírica de Hazen para calcular la ascensión capilar en los suelos, determine dicha altura para los siguientes casos:

a) Arena con  $D_{10} = 0.05 \text{ mm}$ ;  $e = 0.65$ ;  $N = 0.3 \text{ cm}^2$

b) Arena con  $D_{10} = 0.002 \text{ mm}$ ;  $e = 0.65$ ;  $N = 0.3 \text{ cm}^2$

Solución:

a)

$$h_c = \frac{0.3}{(0.65)(0.005)} = \frac{0.3}{0.00325} = 92.31 \text{ cm}$$

b)

$$h_c = \frac{0.3}{(0.65)(0.0002)} = \frac{0.3}{0.0001304} = 2,300.6 \text{ cm}$$

Mientras en la arena asciende 0.92 m, en la arcilla podría llegar hasta 23 m de altura, lo que de nuevo demuestra que la altura de ascensión capilar es mayor a medida que el material es más fino, o sea que es inversamente proporcional al diámetro de las partículas. Se escogió el valor de  $N = 0.3 \text{ cm}^2$  como una aproximación, ya que  $N$  varía de  $0.1 \text{ cm}^2$  a  $0.5 \text{ cm}^2$ . Algunos autores emplean el menor valor para materiales con partículas de granos rugosos.

Este efecto se puede ver en el ejemplo que sigue.

8. Determinar la altura de ascensión capilar en una arena limpia y de partículas redondeadas con una relación de vacíos de 0.60 y  $D_{10} = 0.05$ , y en otra arena no limpia, de material rugoso con una relación de vacíos de 0.60 y un  $D_{10} = 0.05$ .

Solución:

a) Para la arena limpia y granos redondeados:

$$h_c = \frac{0.1}{(e)(D_{10})} = \frac{0.1}{(0.60)(0.005)} = \frac{0.1}{0.003} = 33.33 \text{ cm}$$

b) Para la arena no limpia y granos rugosos:

$$h_c = \frac{0.5}{(e)(D_{10})} = \frac{0.5}{(0.60)(0.005)} = \frac{0.5}{0.003} = 166.66 \text{ cm}$$

Obsérvese como varía la altura de ascensión capilar con la naturaleza del grano.

c) Empleando el valor de  $N = 0.3 \text{ cm}^2$  se tiene:

$$h_c = \frac{0.3}{(0.60)(0.005)} = \frac{0.3}{0.003} = 100 \text{ cm}$$

Valor promedio de los dos valores anteriores.

### PROBLEMAS PROPUESTOS

1. Calcule, en la Fig.3-5, la  $h$  máxima compatible con el equilibrio.

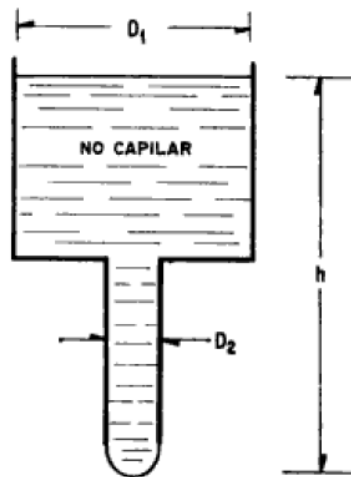


Fig.3-5 Problema propuesto 1

Respuesta:

$$h_{max} = \frac{0.3}{D_2 \gamma_w}$$

2. Si en  $D_1$  (Fig.3-6) el menisco esta totalmente desarrollado proporcione el valor de  $D_2$ .

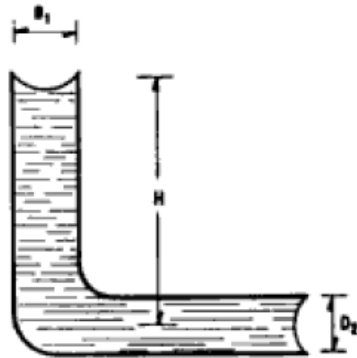


Fig.3-6 Problema propuesto 2

Respuesta:

$$D_2 = \frac{4T_s \cos \alpha_2 D_1}{4T_s - D_1 H \gamma_w}$$

3. Al formarse totalmente el menisco en el extremo en que se forme primero, diga cuánto vale el esfuerzo de tensión en el agua en el sistema de tubos.

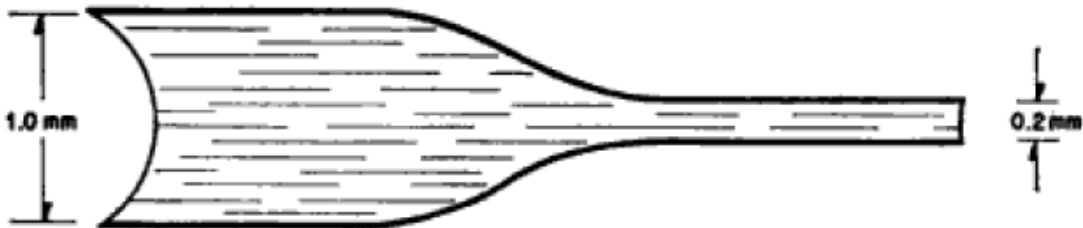


Fig.3-7 Problema propuesto 3

Respuesta:

$$u = 2.96 \text{ gr/cm}^2$$



### 3.2 CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA (PERMEABILIDAD)

La permeabilidad de los suelos se define como la facilidad con que el agua y otros fluidos son capaces de viajar a través del suelo. También se conoce como la conductividad del suelo.

La permeabilidad de los suelos es una de las características más importantes que afectan la velocidad del flujo de agua bajo presas, drenajes de terracerías, expulsión del agua del suelo debido a la aplicación de Vargas sobre este, etc.

Se dice que un material es permeable cuando contiene vacíos continuos. Como tales vacíos existen en todos los suelos, incluyendo las arcillas más compactas y en todos los materiales de construcción no metálicos, comprendidos el granito sano (sin grietas) y el mortero de cemento. Dichos materiales son permeables, la circulación del agua a través de su masa obedece también de manera aproximada a leyes idénticas, de modo que la diferencia entre arena y un granito sano es, en este concepto, solo una diferencia de magnitud (el granito es poco poroso y la arena no).

La permeabilidad depende también de varios factores: viscosidad del fluido, distribución del tamaño de los poros, distribución granulométrica, relación de vacíos, rugosidad de las partículas minerales y grado de saturación del suelo. En los suelos arcillosos, la estructura juega un papel importante en la permeabilidad. Otros factores mayores que afectan la permeabilidad de las arcillas son la concentración iónica y el espesor de las capas de agua adheridas a dichas partículas.

La permeabilidad de los suelos tiene un efecto decisivo sobre el costo y las dificultades que se encuentran en muchas operaciones constructivas como son:

- Las excavaciones a cielo abierto en arenas bajo el nivel de aguas freáticas (NAF). Figura 3-8

- La velocidad de consolidación de un estrato de arcilla blanda bajo el peso de un terraplén. Figura 3-9

Figura 3-8 Excavación a cielo abierto

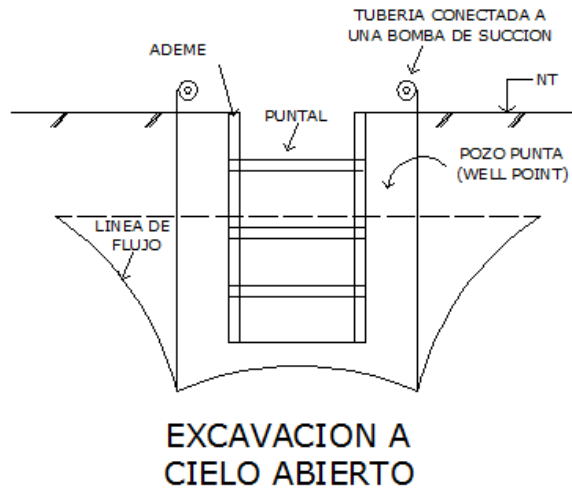
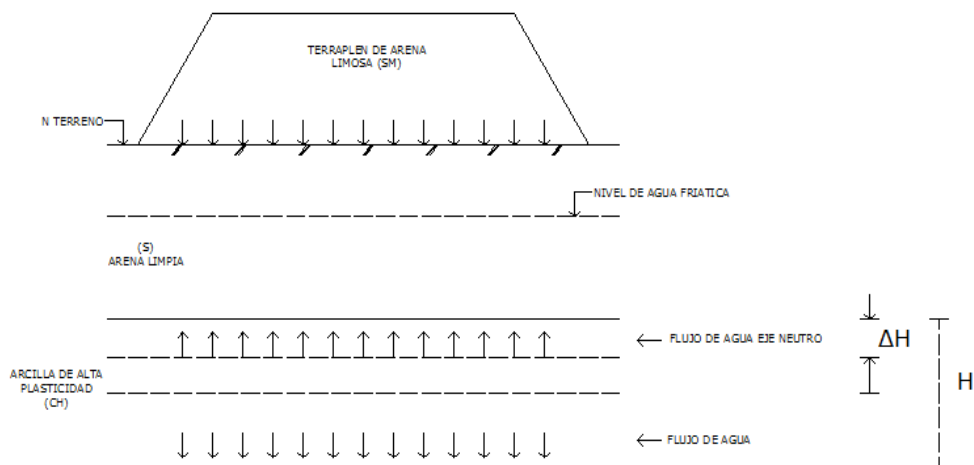
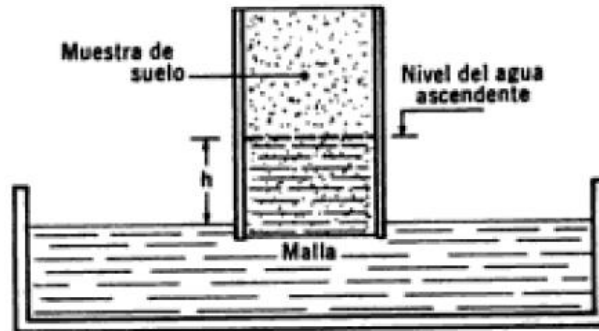


Figura 3-9 Consolidación por terraplén



La permeabilidad se rige por el coeficiente de permeabilidad que es una característica de los suelos, específicamente está ligado a la Ley de Darcy que se refiere al flujo de fluidos a través de los suelos. El coeficiente de permeabilidad representado por la letra  $k$ , es extremadamente variable, según el tipo de suelo.

Figura 3-10. Método de Terzaghi para estimación del coeficiente de permeabilidad (Ref.4).



En la siguiente tabla mostrare unos valores típicos para suelos saturados. La permeabilidad de los suelos no saturados es menor y crece rápidamente con el grado de saturación.

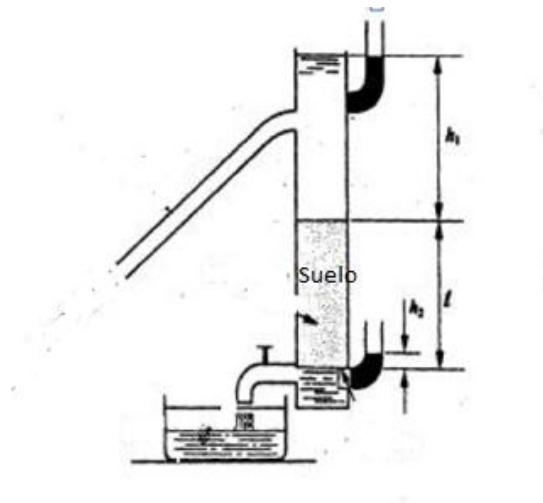
Tabla 3. Valores típicos de coeficientes de permeabilidad.

TIPO DE SUELO	$k$ (cm/s)
Grava limpia	100 - 1
Arena gruesa	1.0 - 0.01
Arena fina	0.01 - 0.001
Arcilla limosa	0.001 - 0.00001
Arcilla	0.000001

## LEY DE DARCY

El flujo de agua a través de medios porosos, de gran interés en la Mecánica de Suelos, está gobernado (como ya se dijo) por una ley descubierta experimentalmente por Henri Darcy en 1856. Darcy investigó las características del flujo del agua a través de filtros, formados precisamente por materiales térreos, lo cual es particularmente afortunado para la aplicación de los resultados de la investigación a la Mecánica de Suelos o en este caso al Comportamiento de Suelos.

Figura 3-11. Diagrama esquemático del dispositivo de Darcy (Ref.4)



Trabajando con su dispositivo diseñado especialmente, Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto se puede encontrar con una fórmula, la cual también dependerá del tipo de flujo que tenga.

➤ Ley de Darcy para flujo laminar:

Para flujo laminar en suelos, con tamaños de partículas menores a 1 mm, la descarga total es:

$$Q = vA = kiA$$

Dónde:

$Q$  =Gasto

$v$  =Velocidad de descarga, que es la cantidad de agua que fluye por unidad de tiempo a través de una sección transversal total unitaria de suelo perpendicular a la dirección del flujo.

$A$  =Area de la sección de la muestra del suelo.

$k$  =Coeficiente de permeabilidad del suelo

$i$  =Gradiente hidráulico =  $\frac{\Delta H}{L}$

Dónde:

$\Delta H$  =Carga hidráulica

$L$  =Longitud de la muestra de suelo.

El coeficiente de permeabilidad se expresa en  $cm/s$  o  $m/s$  y la descarga en  $m^3$ . Debe señalarse que la longitud se expresa en mm o en m, por lo que, el coeficiente de permeabilidad debería expresarse en  $mm/s$  en vez de  $cm/s$ . Sin embargo, los ingenieros en geotecnia continúan usando  $cm/s$  como la unidad del coeficiente de permeabilidad.

\*Nota: En Veracruz el coeficiente de los suelos arenosos es del orden de:

$$k = 10^{-2} \text{ cm/s}$$

- Ley de Darcy para flujo turbulento.

Para flujo turbulento en suelos saturados, con partículas de tamaño mayor a 1 mm, la descarga total se representa:

$$Q = vA = \phi kiA$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de turbulencia, este coeficiente es determinado experimentalmente y tiene un rango de:

$$0.65 \leq \phi \leq 1.0$$

## **VELOCIDAD DE DESCARGA Y VELOCIDAD DE FILTRACION**

La velocidad que se deduce directamente de la ley de Darcy, se llama velocidad de descarga o, simplemente, velocidad. La velocidad que toma en cuenta la existencia de una fase sólida impermeable, se llama velocidad de filtración y es la velocidad media de avance del agua en la dirección del flujo.

Sin embargo, en la obtención de la velocidad de filtración se supuso que el agua tenía trayectoria recta al pasar a lo largo del filtro por lo cual no representa la velocidad con la que el agua se está moviendo.

La fórmula de la velocidad de filtración se obtiene a partir de lo siguiente:

$$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{A_v L}{A_m L} = \frac{A_v}{A_m}$$

Por tanto:

$$A_v = nA_m$$

Y si  $A_m = A$

Entonces:

$$A_v = nA$$

Dónde:

$n$  = Porosidad

$V_v$  = Volumen de vacíos

$V_v$  = Volumen de masa

$L$  = Longitud muestra

$A_m$  = Área de la muestra

$A_v$  = Área de vacíos.

Por continuidad:

$$Q_1 = Q_2$$

$$A_v = A v V_f$$

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

Pero como  $A_v = nA$

Entonces:

$$A_f = \frac{A v}{n A} = \frac{v}{n}$$

Dónde:

$v$  =Velocidad de descarga

$V_f$  =Velocidad de filtración

$n$  =Porosidad

Además:

$$n = \frac{\rho}{1 + \rho} \therefore$$

$$V_f = \frac{v}{\frac{\rho}{1 + \rho}} = \frac{v(1 + \rho)}{\rho}$$

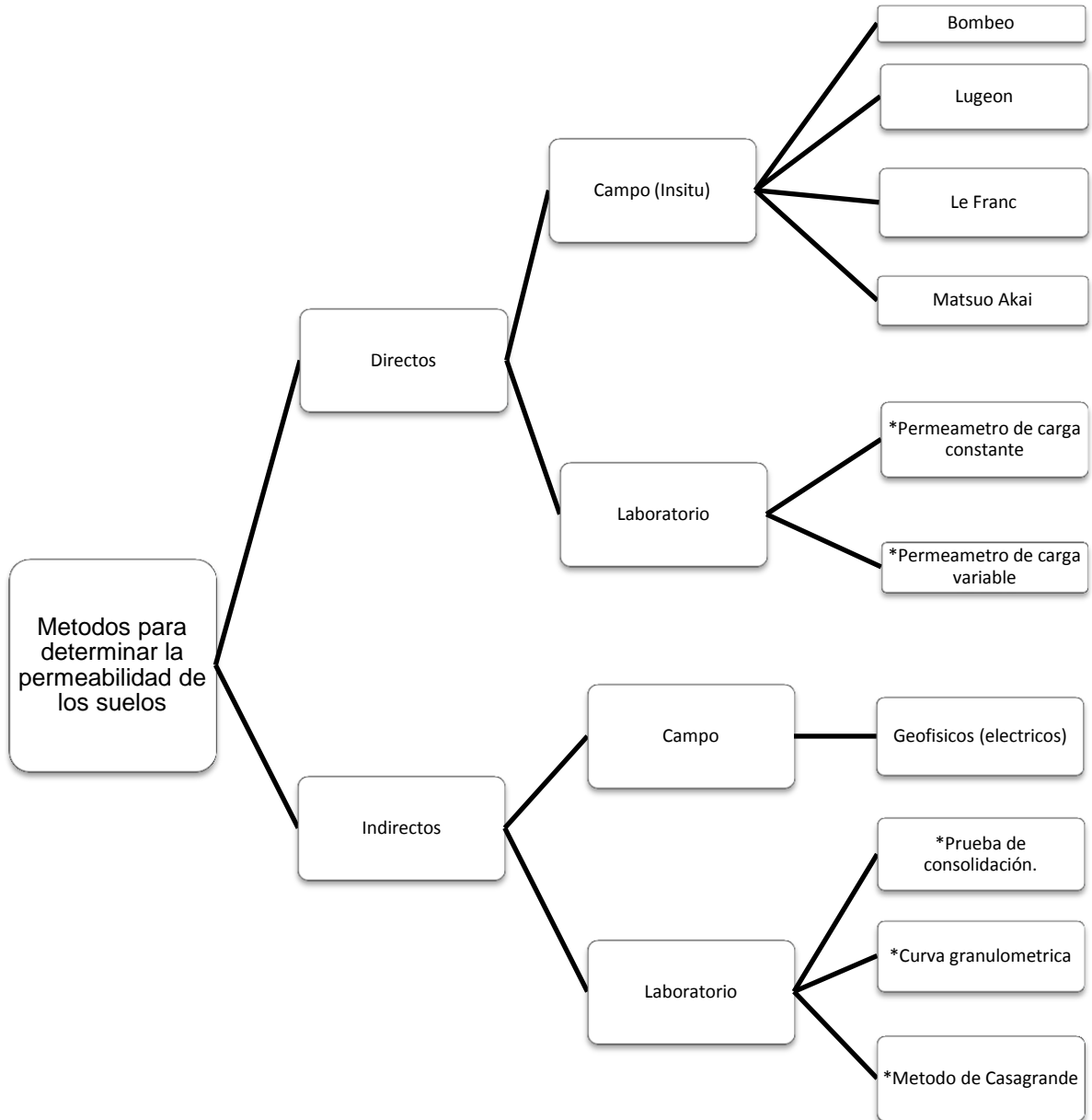
Por lo tanto:

$$V_f = \frac{v(1 + \rho)}{\rho}$$



### 3.3 METODOS DIRECTOS E INDIRECTOS PARA LA DETERMINACION DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA

Figura 3-12. Método para determinar la permeabilidad de los suelos.



\*Los que competen a esta tesis (laboratorio).

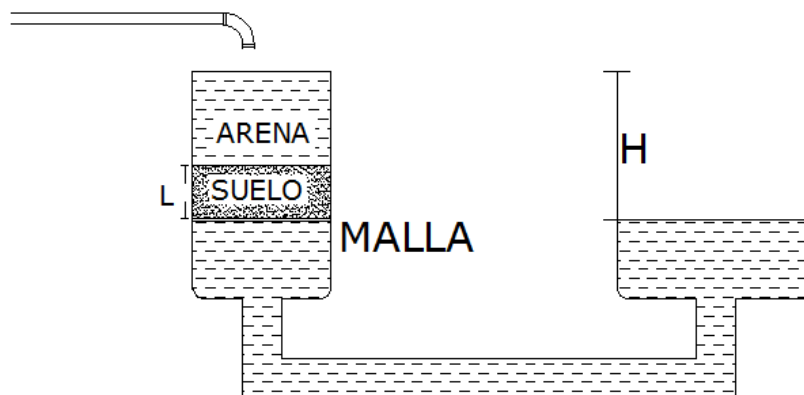
## DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD.

### ➤ Métodos directos.

Dos pruebas estandar de laboratorio se usan para determinar la permeabilidad hidraulica del suelo: 1) la prueba de carga constante y; 2) la prueba de carga variable. La primera se usa principalmente para suelos de grano grueso. Sin embargo, para los de grano fino, las tasas de flujo a traves del suelo son muy pequeñas y se prefieren por ello las pruebas de carga variable. A continuacion se da una breve descripcion de cada prueba.

- 1) Permeámetro de carga constante: Ofrece el metodo mas simple para determinar el coeficiente de permeabilidad de un suelo (arenas y algunos limos). Una muestra de suelo de área transversal "A" y longitud "L", confinada en un tubo, se somete a una carga hidraulica "h". el agua fluye a traves de la muestra, midiendose la cantidad en  $cm^3$  que pasa en el tiempo "t".

Figura 3-13. Permeámetro de carga constante.



Para obtener el coeficiente de permeabilidad se tiene:

$$Q = AV$$

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \textit{Gradiente}$$

$$V = ki$$

$$\frac{V}{t} = Aki$$

$$k = \frac{V}{A i t} = \frac{V}{A \frac{\Delta h}{L} t} = \frac{VL}{A\Delta ht}$$

∴

$$k = \frac{V}{A i t} = \frac{VL}{A\Delta ht}$$

Dónde:

$Q$  = Tasa de flujo

$A$  = Área de la sección transversal.

$k$  = Constante de proporcionalidad.

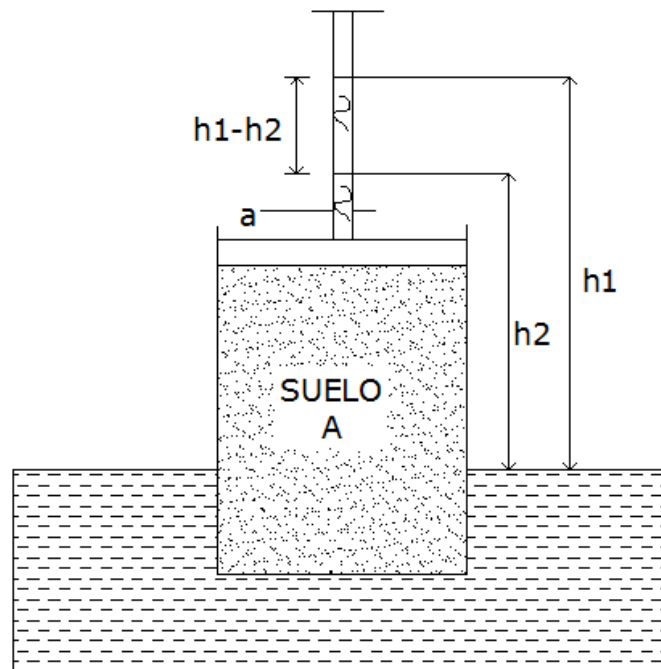
$V$  = Velocidad aparente de flujo.

$L$  = Longitud del empaque de arena.

$\Delta h$  = Diferencia de los niveles manométricos.

- 2) Permeámetro de carga variable: En este tipo de permeámetro se mide la cantidad de agua que atraviesa una muestra de suelo, por diferencia de niveles en un tubo alimentador.

Figura 3-14. Permeámetro de carga variable (Ref.2)



Al ejecutar la prueba se llena de agua el tubo vertical del permeámetro, observándose su descenso a medida que el agua atraviesa la muestra.

$$k = 2.3 \frac{La}{At} \text{Log} \frac{h_1}{h_2} = \frac{Lg}{At} \text{Ln} \frac{h_1}{h_2}$$

$$h_c = \frac{0.3}{d} \leftarrow \text{Altura capilar}$$

Este permeámetro se usa en suelos finos (limos y arcillas)

➤ Métodos indirectos.

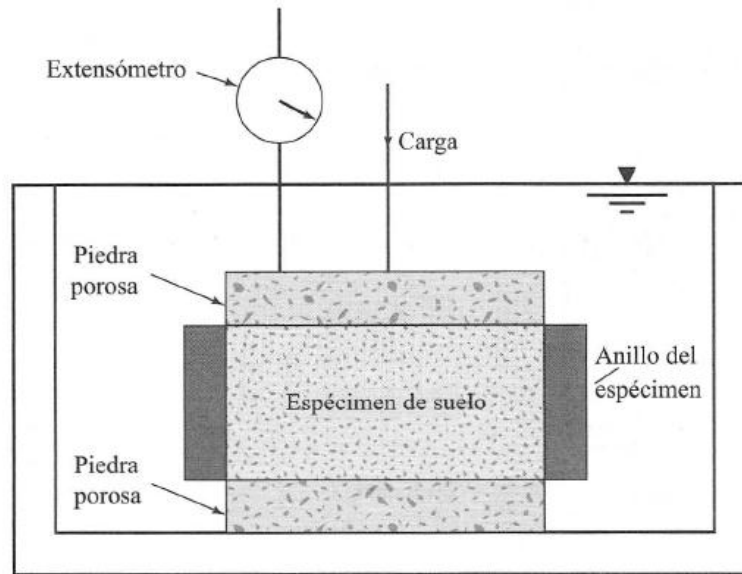
Los métodos indirectos que analizare serán los siguientes:

- 1) Prueba de consolidación.
- 2) Curva granulométrica
- 3) Método de Casagrande.

**1) Prueba de consolidación:** Para fines de esta tesis, más adelante profundizare en el tema de la consolidación, ya que es uno de los más importantes en el comportamiento de los suelos, por ello ahora simplemente daré una breve descripción de cómo se lleva a cabo la prueba de consolidación.

El procedimiento de prueba de la consolidación fue sugerido por Terzaghi, la cual se efectúa en un consolidómetro (llamado a veces odómetro). El espécimen de suelo se coloca dentro de un anillo metálico con dos piedras porosas, una en la parte superior del espécimen y otra en el fondo. Los especímenes son usualmente de 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de espesor. La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide por medio de un micrómetro calibrado. El espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba. Cada carga se mantiene usualmente unas 24 horas. Después se duplica la presión sobre el espécimen y se continúa la medición de compresión. Al final se determina el peso seco del espécimen de la prueba. Y todo se registra en una gráfica de deformación donde se poner la deformación del espécimen con respecto al tiempo.

Figura 3-15. Consolidómetro. (Ref.1)



- 2) A partir de la curva granulométrica:** Se ha intentado establecer correlaciones entre la granulometría de un material y su permeabilidad, como por ejemplo, en suelos arenosos gruesos, los poros entre las partículas minerales son relativamente grandes y por ello la permeabilidad resulta comparativamente alta; en suelos de menor tamaño, los poros y canalículos entre los granos son más pequeños, por lo cual estos materiales son de menor permeabilidad. Pero en la práctica, estas correlaciones tiene un valor muy limitado, sobre todo debido al hecho de que otros factores, aparte del tamaño, ejercen notoria influencia en el valor del coeficiente en estudio, los métodos para obtener un coeficiente ideal son muy costosos y complicados. Por ello para encontrar un coeficiente aceptable se utiliza la formula clásica de Allen Hazen (1892):

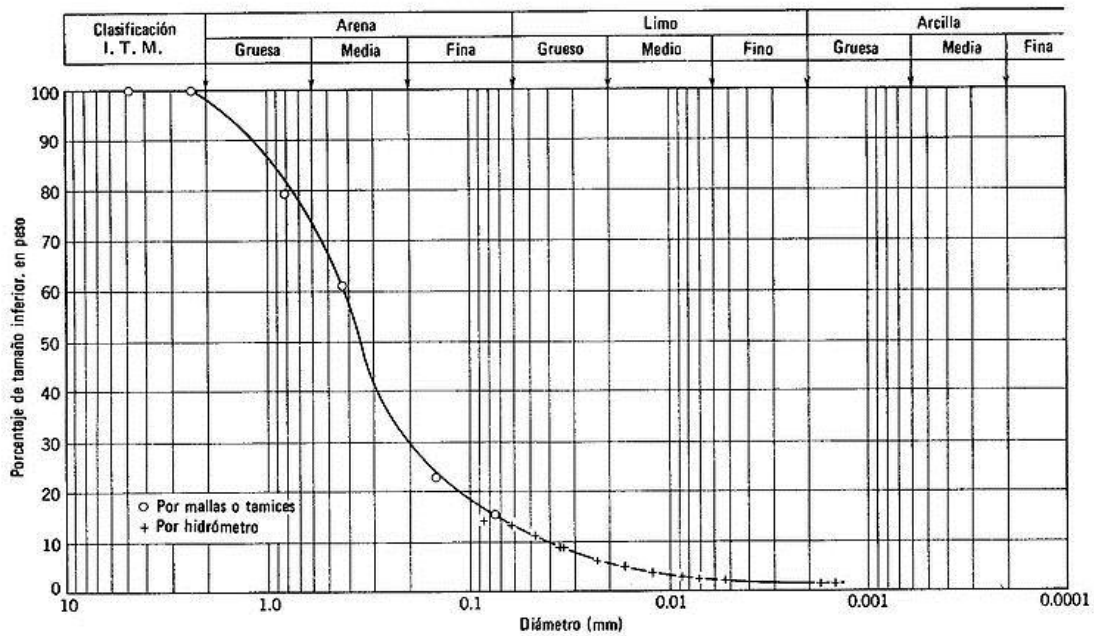
$$k = C(D_{10})^2$$

Dónde:

$C$  = Coeficiente (100-150)cm/s

$D_{10}$  = Diámetro efectivo de la curva, en cm.

Figura 3-16. Método de curva granulométrica (Ref.4)



**3) Método de Casagrande:** Casagrande propone la siguiente ecuación para el coeficiente de permeabilidad  $k$ :

$$k = 1.4\rho^2 k_{0.85}$$

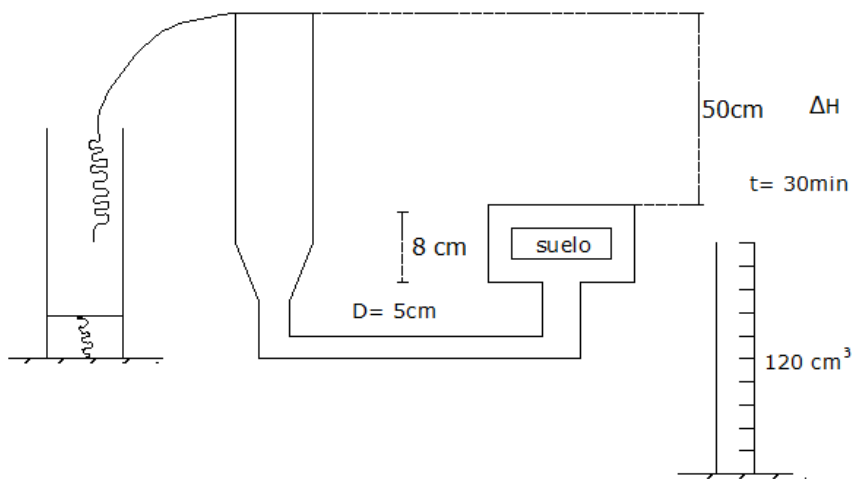
Dónde:

$\rho$  = Relación de vacíos del suelo

$k_{0.85}$  = Coeficiente de permeabilidad para una relación de vacíos  $\rho=0.85$

## PROBLEMAS DE APLICACIÓN

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



$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(5^2)}{4} = 19.63\text{cm}^2$$

$$t = 30 \text{ min}(60\text{seg}) = 1800\text{seg.}$$

Resultado:

$$k = \frac{VL}{A(\Delta H)t}$$

$$k = \frac{120(8)}{(19.63)(50)(1800)}$$

$$k = 5.43 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$$



2. Una muestra de arena de  $35\text{cm}^2$  de arena y 20 cm de longitud se probó en un permeámetro de carga constante. Bajo una carga de 50 cm de agua, el volumen filtrado fue de  $105\text{cm}^3$ , en 5 min el peso seco de la muestra de arena fue de 1105 gr y su  $S_s = 2.67$ . Determine:

- Coeficiente de permeabilidad de la arena
- La velocidad de descarga
- La velocidad de filtración.

Solución:

a)

$$k = \frac{(105)(20)}{(35)(50)(300)}$$

$$k = 4 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$$

b)

$$v = ik \quad ; \quad i = \frac{\Delta H}{L}$$

$$i = \frac{50}{20} = 2.5$$

$$v = (2.5)(4 \times 10^{-3})$$

$$v = 1 \times 10^{-2}$$

c)

$$V_F = \frac{v}{n}$$

Para encontrar  $n$ :

Datos:

$$W_s = 1105 \text{ gr}$$

$$S_s = 2.67$$

$$V_m = (35)(20) = 700 \text{ cm}^3$$

$$S_s \Rightarrow 2.67 \Rightarrow \gamma_s = 2.67 \text{ gr/cm}^3$$

$$\gamma = \frac{W_s}{V_s} \Rightarrow V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{1105}{2.67} = 413.85 \text{ cm}^3$$

$$V_m = V_s + V_v$$

$$V_v = 700 - 413.85 = 286.14$$

$$n = \frac{V_v}{V_s} = \frac{286.14}{700} = 0.4087$$

$$V_F = \frac{1 \times 10^{-2}}{0.4087} = 2.4 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$$

- Determinar la variación de  $e$  respecto a  $k$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{286.15}{413.85} = 0.692 \approx 0.69$$

$$k = 1.4e^2 k_{0.85}$$

$$k_{0.85} = \frac{k}{1.4(e^2)}$$

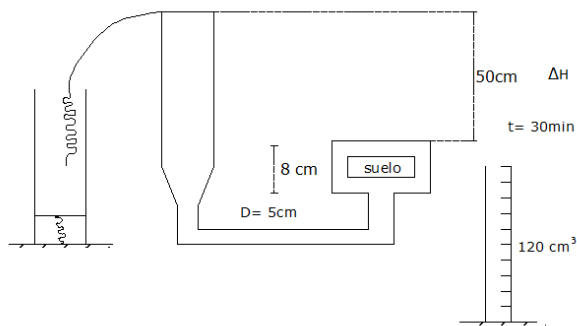
$$k_{0.85} = \frac{4 \times 10^{-3}}{1.4(0.69)^2} = 6 \times 10^{-3}$$

$$e = 0.25; k = 1.4(0.25)^2(6 \times 10^{-3}) = 5.25 \times 10^{-4}$$

$$e = 0.50; k = 1.4(0.50)^2(6 \times 10^{-3}) = 2.1 \times 10^{-3}$$

$$e = 0.75; k = 1.4(0.75)^2(6 \times 10^{-3}) = 4.725 \times 10^{-3}$$

3. En un permeámetro de carga variable de 5 cm de diámetro se probó una muestra de 8 cm de longitud. El tubo de alimentación tenía un diámetro de 2 mm. En 6 min la carga paso de 100 a 50 cm. Calcule el coeficiente  $k$  del suelo.



$$k = 2.3 \frac{aL}{At} \log \frac{h_1}{h_2}$$

$$h_c = \frac{0.3}{d}$$

Solución:

$$a = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi(0.2)^2}{4} = 0.031\text{cm}^2$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(5)^2}{4} = 19.63\text{cm}^2$$

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

$$h_1 = 100 - 1.5 = 98.5\text{cm}$$

$$h_2 = 50 - 1.5 = 48.5\text{cm}$$

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

$$k = 2.3 \frac{(8)(0.031)}{19.63(360)} \log \frac{98.5}{48.5}$$

$$k = 2.48 \times 10^{-5} \text{ cm/seg}$$

4. En un permeámetro de carga constante se recogen  $10\text{cm}^3$  de agua en 10 seg. El espécimen era de  $10\text{cm}^2$  de área y tenía 10 cm de altura. La carga del permeámetro fue 1.0m. Calcule la  $k$  del suelo.

Respuesta:

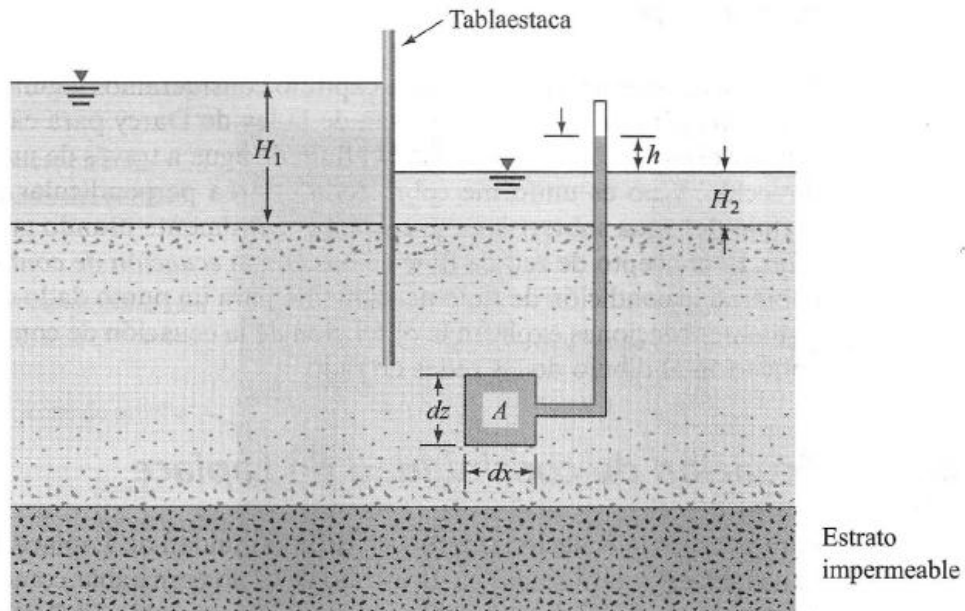
$$k = 10^{-2} \text{ cm/seg}$$

### 3.4 TEORIA DEL FLUJO BIDIMENSIONAL

Se ha visto en flujo unidimensional, con permeámetros horizontales y verticales y para una o varias capas, donde, el flujo unidimensional es una simplificación en la cual todas las propiedades y características del flujo se suponen como funciones de una sola coordenada espacial y el tiempo. Veamos ahora el flujo bidimensional permanente, en suelos isotrópicos, el que se gobierna por la ecuación de flujo de Laplace.

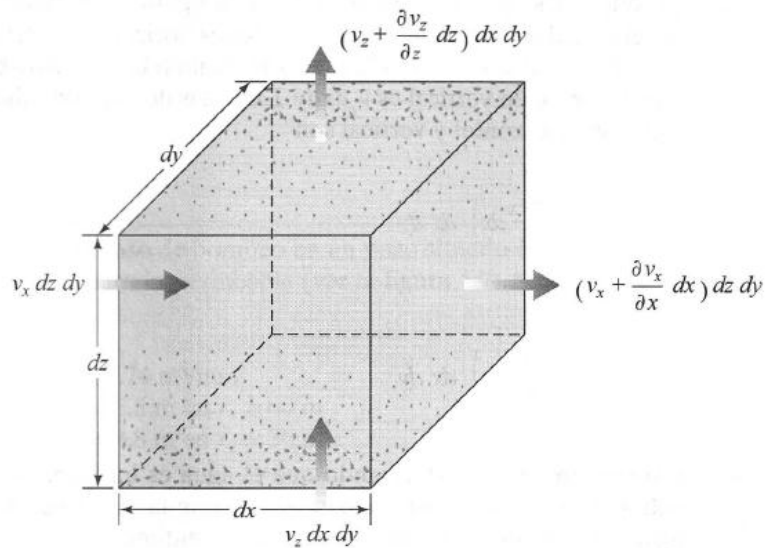
Para obtener la ecuación diferencial de continuidad de Laplace, consideremos una hilera de tablestacas hincadas en un estrato de suelo permeable.

Figura 3-17. Tablaestacas hincadas en un estrato permeable. (Ref. 1)



Suponemos que la hilera de tablestacas es impermeable. El flujo de régimen permanente del agua de la zona aguas arriba a la zona aguas abajo a través del estrato permeable es un flujo bidimensional. Para el flujo en el punto "A", consideramos un bloque elemental de suelo. El bloque tiene dimensiones  $dx$ ,  $dy$  y  $dz$  (la longitud  $dy$  es perpendicular al plano del papel).

Figura 3-18. Flujo en tablestacas hincadas en un estrato permeable. (Ref. 1)



Sean  $v_x dz dy$ , y en la dirección vertical es  $v_z dx dy$ . Las tasas de flujo de salida desde el bloque en las direcciones horizontal y vertical son:

$$\left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dz dy$$

y

$$\left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx dy$$

Respectivamente. Considerando que el agua es incompresible y que no hay cambio de volumen en la masa del suelo, sabemos que la tasa total del flujo de entrada debe ser igual a la tasa del flujo total de salida. Así entonces,

$$\left[ \left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dz dy + \left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx dy \right] - [v_x dz dy + v_z dx dy] = 0$$

o

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

Con la ley de Darcy, las velocidades de descarga se expresan como

$$v_x = k_x i_x = k_x \left( - \frac{\partial h}{\partial x} \right)$$

y

$$v_z = k_z i_z = k_z \left( - \frac{\partial h}{\partial z} \right)$$

Donde  $k_x$  y  $k_z$  son las permeabilidades en las direcciones verticales y horizontales, respectivamente.

De las ecuaciones anteriores se obtiene:

$$k_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + k_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0$$

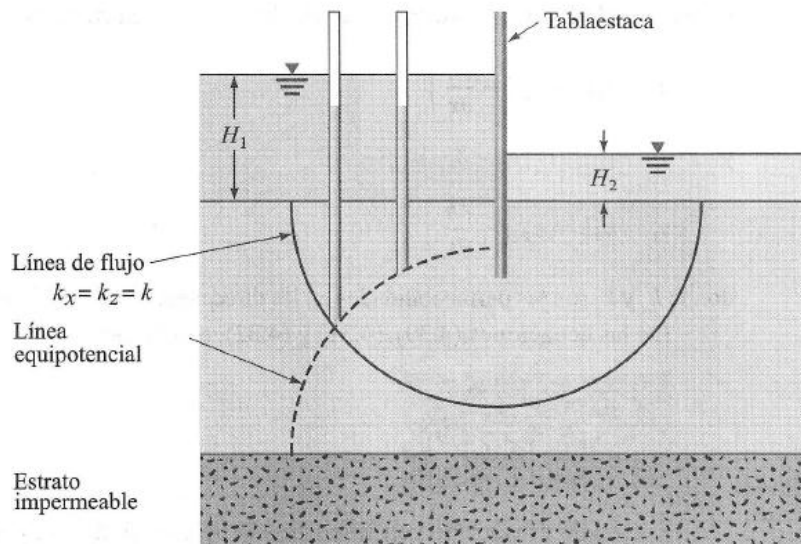
Si el suelo es isótropo con respecto a la permeabilidad, es decir,  $k_x = k_z$  la ecuación anterior de continuidad para flujo bidimensional se simplifica a:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0$$

### 3.5 REDES DE FLUJO Y SECCION TRANSFORMADA

La ecuación de continuidad, mostrada anteriormente, en un medio isotrópico representa dos familias ortogonales de curvas: las líneas de flujo y las líneas equipotenciales. Una “línea de flujo” es una línea a lo largo de la cual una partícula de agua viaja del lado aguas arriba al lado aguas abajo en medio del suelo permeable. Una “línea equipotencial” es una línea a lo largo de la cual la carga de potencial es igual en todos sus puntos. Entonces, si se colocan piezómetros en diferentes puntos a lo largo de una línea equipotencial, el nivel del agua se elevará a la misma altura en todos ellos.

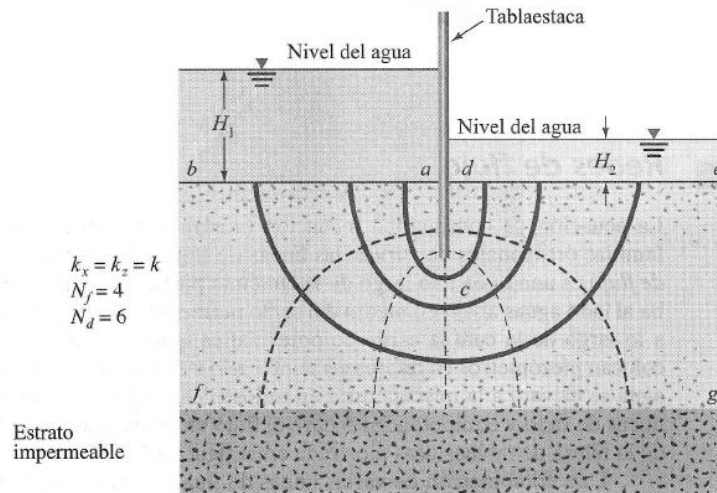
Figura 3-19. Línea de flujo y línea equipotencial. (Ref. 1)



Una combinación de varias líneas de flujo y equipotenciales se llama *red de flujo*. Las redes de flujo se construyen para calcular el flujo del agua en el medio considerado. Para completar la construcción gráfica de una red de flujo, se deben dibujar las líneas de flujo y equipotenciales de manera que las equipotenciales crucen a las de flujo según ángulos rectos y que los elementos de flujo formados sean aproximadamente cuadrados.



Figura 3-20. Red de flujo. (Ref. 1)



Propiedades de las redes de flujo:

- El caudal que fluye entre dos líneas consecutivas es el mismo por unidad de ancho.
- Ni las líneas equipotenciales pueden cortarse entre sí, dentro del medio fluido, ni las líneas de corriente pueden cortarse entre sí dentro del medio fluido.

### TEORÍA DE LA SECCIÓN TRANSFORMADA

La teoría de la sección transformada permite reducir la situación de un suelo anisótropo al caso de un suelo isótropo. Con esta reducción se logra que la ecuación de Laplace y sus soluciones sean aplicables para describir el flujo a través de un medio anisótropo. En esencia la teoría de la sección transformada es un simple artificio de cálculo que se logra por medio de una simple transformación

de coordenadas y del cual se obtiene que la permeabilidad equivalente en la sección transformada a la combinación de permeabilidades de la sección real sea:

$$k = (k_x k_y)^{1/2}$$

**PROBLEMAS DE APLICACIÓN**

1. En la red de flujos de la Fig.3-21. Calcular las presiones intersticiales en los puntos *a* al *i*, gasto de filtración y el gradiente de salida.

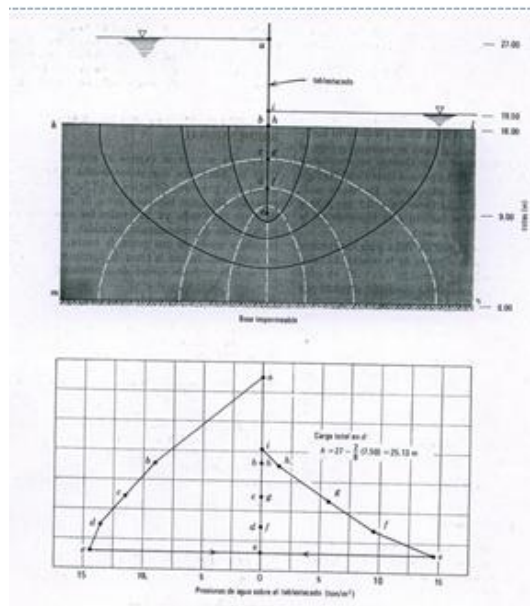


Fig.3-21 Flujo bajo un tablestacado

Solución:

Punto	Carga de Altura (m)	Carga Total (m)	Carga de presión (m)	Presión de Agua (ton/m <sup>2</sup> )
a	27.0	27.00	0	0
b	18.0	27.00	9.00	9.0
c	14.7	26.06	11.36	11.4
d	11.7	25.12	13.42	13.4
e	9.0	23.25	14.25	14.2
f	11.7	21.37	9.67	9.7
g	14.7	20.44	5.73	5.7
h	18.0	19.50	1.50	1.5
i	19.5	19.50	.0	0

Filtración bajo el tablestacado:

$$\frac{Q}{L} = kH \xi = 3 \times 10^{-5} \text{ cm/min} \times 750 \text{ cm} \times \frac{4}{8}$$

$$= 1125 \times 10^{-5} \text{ cm}^3/\text{min}/\text{cm}$$

Gradiente de salida:

$$i = \frac{h\Delta}{l} = \frac{7.50/8}{3.45} = 0.27$$

2. Para la red de flujo de la Fig. 3-22, Calcular el gasto de filtración, el gradiente en el elemento I, las presiones intersticiales a lo largo de una superficie de deslizamiento ED.

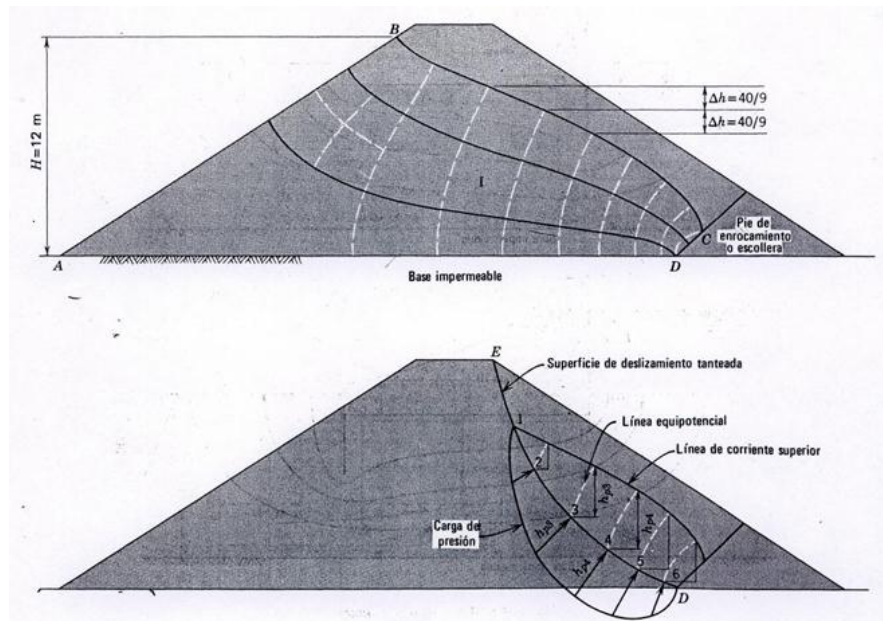


Fig. 3-22 Filtración a través de una presa de tierra

Solución:

El gasto de filtración bajo la presa vale:

$$\frac{Q}{L} = kH\xi$$

Dónde:

$k = \text{Permeabilidad} = 0.9 \text{ cm/min},$

$H = 12 \text{ m}$

$$\xi = \frac{n_f}{n_d} = \frac{2.65}{9} = 0.294$$

Por lo tanto:

$$\frac{Q}{L} = 0.9 \text{ cm/min} \times 1200 \text{ cm} \times 0.294 = 317 \text{ (cm}^3\text{/min)/cm}$$

El gradiente en el elemento I vale:

$$i_I = \frac{\Delta h}{l_I} = \frac{12/9}{3.35} = 0.40$$

3. Para la red de flujo de la Fig. 3-23. Calcular las cargas de presión en los puntos A al H; el gasto de filtración; el gradiente en X

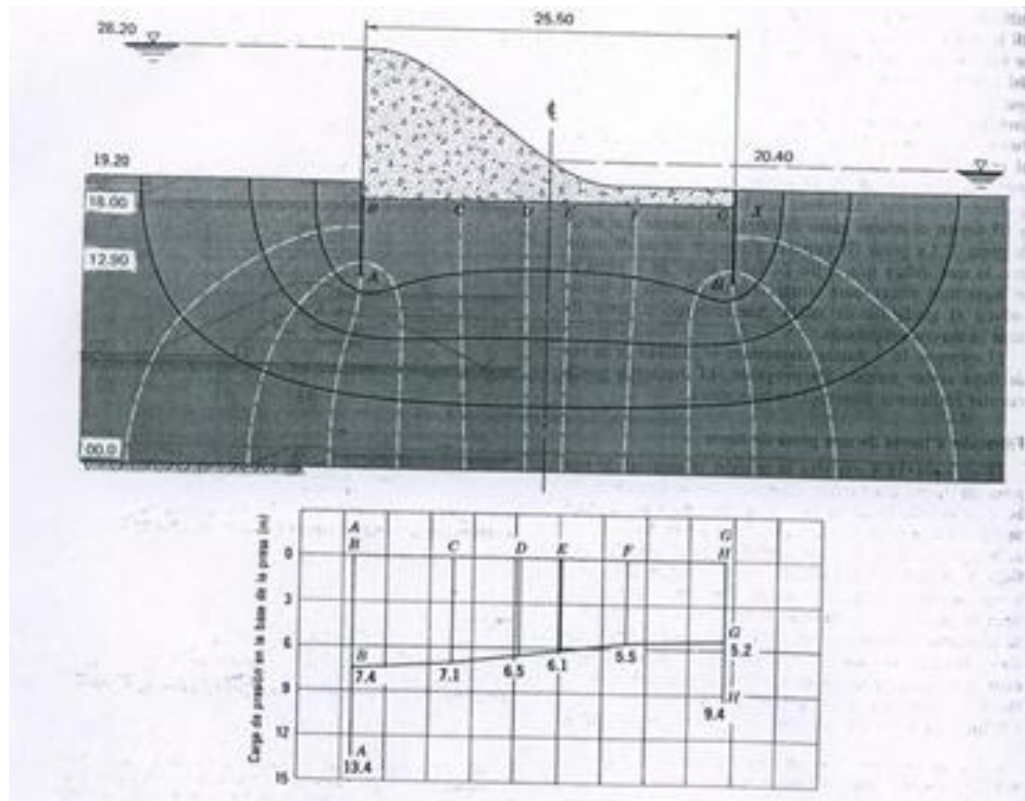


Fig. 3-23 Filtración bajo una presa

Solución:

Las cargas de presión se indican en la Fig. 3-23. Gasto de filtración:

$$n_f = 4 \quad n_d = 3 \text{ cm/min} \quad \xi = \frac{n_f}{n_d} = 0.317$$

$$\frac{Q}{L} = kH\xi = 3 \frac{\text{cm}}{\text{min} \times 780 \text{cm} \times 0.317} =$$

$$= 740 (\text{cm}^3/\text{min})/\text{cm} = 0.074 (\text{cm}^3/\text{min})/\text{m}$$

Gradiente en X:

$$i_l = \frac{\Delta h}{l_l} = \frac{0.629}{3.30} = 0.19$$

4. Para las presas que aparecen en la Fig.3-24. Determinar el gasto de filtración, la subpresión en el punto A y el gradiente de salida máximo [ $K = 3(\text{cm}/\text{min})$ ].

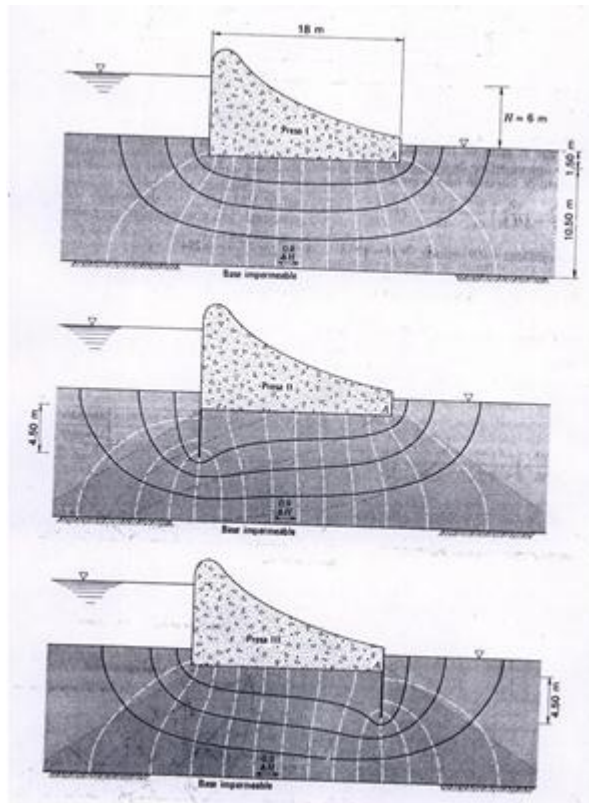


Fig.3-24 Flujo bajo tres presas

Presa	Factor de forma de la red de flujo	Filtración bajo la presa [ $(cm^3/min)/cm$ ]	Subpresión en A (m)	Gradiente de salida
I	4/12	6.00	2.25	0.42
II	4/14	5.14	2.13	0.34
III	4/14	5.14	3.90	0.18

5. Para el sistema de tablestacas que se muestra en la Fig.3-25, calcular el flujo en  $m^3/dia$  mediante la construcción de la red de flujo en las dos condiciones siguientes:

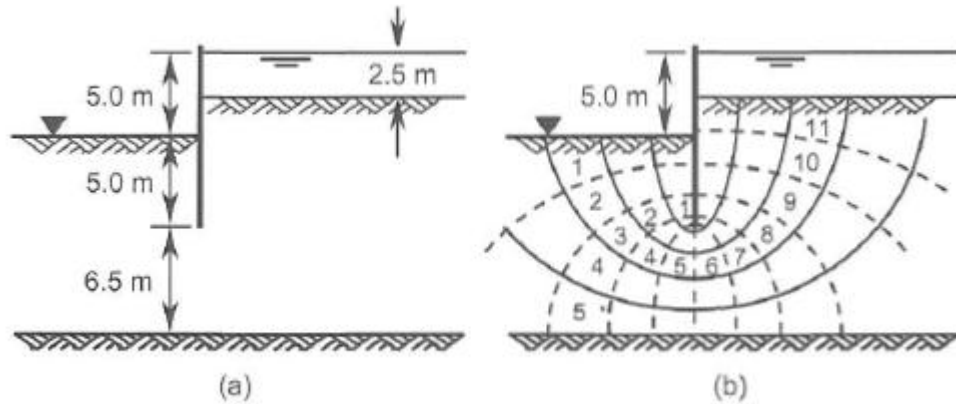


Fig. 3-25. (a) Sistema de tablestacas, (b) red de flujo debajo de la tablestaca.

a)  $k_x = k_z = 5.0 \times 10^{-5} m/s$

b)  $k_x(\text{horizontal}) = 5.0 \times 10^{-5} \frac{m}{s}, k_z(\text{vertical}) = 3.0 \times 10^{-5} m/s$

Solución:

La red de flujo se construye dibujando, como se ilustra en la Fig. 3-25 (b). El flujo se expresa por:

$$q = kh \frac{N_f}{N_d}$$

Donde "h" es la pérdida total debido a la filtración,  $N_d$  es el número de líneas equipotenciales y  $N_f$  es el número total de líneas de flujo.

$N_f = 5, N_d = 11$ ; Por lo tanto:

a)

$$q = \frac{(5.0 \times 10^{-5} \times 5.0 \times 5)3600 \times 24}{11}$$

$$q = 9.82 \text{ m}^3/\text{dia}$$

b) El material puede ser tratado como un suelo isotrópico asumiendo un equivalente isotropo coeficiente de permeabilidad de:

c)

$$k_i = \sqrt{k_x k_z}$$

A medida que el espesor de la tablestaca se reduce y no hay ningún elemento horizontal por lo tanto no hay necesidad de usar la escala transformada y la red de flujo es el mismo que del caso

$$k_i = \sqrt{5.0 \times 10^{-5} \times 3.0 \times 10^{-5}} = 3.87 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$q = \frac{(3.87 \times 10^{-5} \times 5.0 \times 5)3600 \times 24}{11}$$

$$q = 7.60 \text{ m}^3/\text{dia}$$

6. Una presa de concreto retiene 8 metros de agua, como muestra la Fig.3-26. calcular el flujo en  $m^3/dia$  de acuerdo con la red de flujo debajo de la presa.

$$k = 5.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

Solución:

La red de flujo se construye dibujando y se muestra en la Fig. 3-26 (b) de la que:

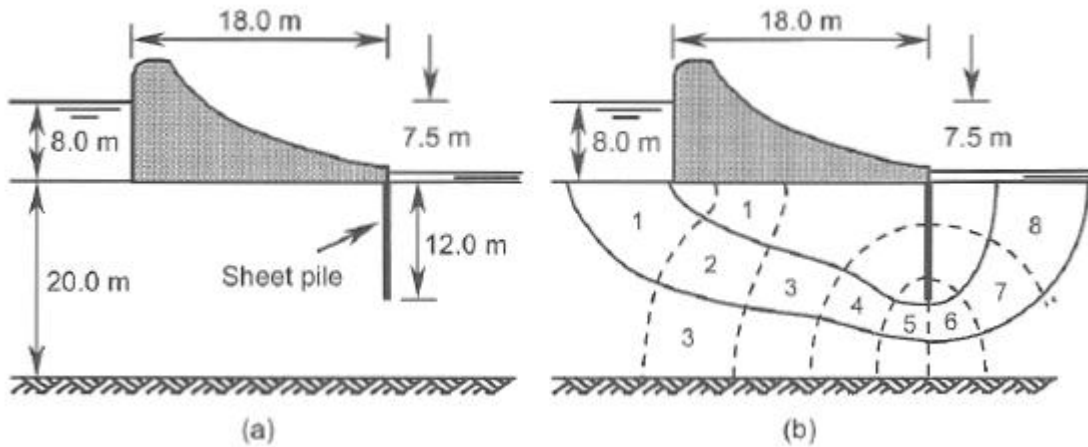


Fig. 3-26 Diagrama de presa para el problema 5

$$q = \frac{(5.0 \times 10^{-5} \times 7.5 \times 3)3600 \times 24}{8}$$

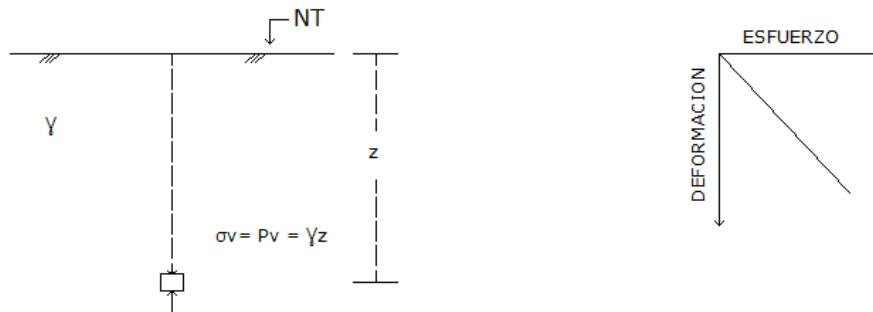
$$q = 12.15 \text{ m}^3/dia$$



### 3.6 ESFUERZOS EFECTIVOS EN LA MASA DEL SUELO EN CONDICIONES HIDROSTATICAS E HIDRODINAMICA.

Como ya se ha explicado, los suelos son sistemas de fase múltiple. En un volumen dado de suelo, las partículas de sólidos están distribuidas al azar con espacios vacíos entre ellas. Los espacios vacíos son continuos y están ocupados por agua, aire o ambos. Para analizar problemas tales como la compresibilidad de suelos, la capacidad de carga de cimentaciones, la estabilidad de terraplenes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras (todo esto se verá en cursos posteriores), es necesario conocer la naturaleza de la distribución de los esfuerzos a lo largo de una sección transversal dada del perfil del suelo, es decir, qué fracción del esfuerzo normal a una profundidad dada en una masa de suelo es tomada por el agua en los espacios vacíos y cual es tomada por el esqueleto del suelo en los puntos de contacto de las partículas del suelo. A esto se denomina *concepto del esfuerzo efectivo*.

Figura 3-27. Diagrama de esfuerzo efectivo en la masa de suelo.



Dónde:

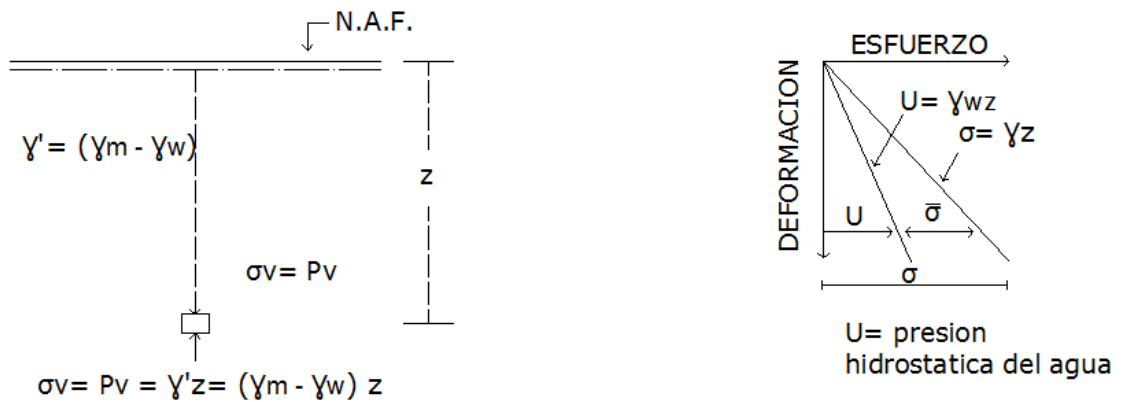
$\sigma_v$  = Esfuerzo efectivo

$\gamma$  =Peso específico.

### Esfuerzos en un suelo saturado sin infiltración.

Cuando se encuentra una columna de suelo saturado sin infiltración de agua en ninguna dirección, el esfuerzo total  $\sigma$  en la elevación de un punto cualquiera se obtiene a partir del peso específico saturado del suelo y del peso específico del agua arriba de él.

Figura 3-28. Esfuerzo efectivo en un suelo saturado.



$$\bar{\sigma}_v = \bar{p}_v = \gamma_m z - \gamma_w z$$

$\therefore$

$$\sigma = \bar{\sigma}_v + U_w$$

Dónde:

$\sigma$  = Esfuerzo total

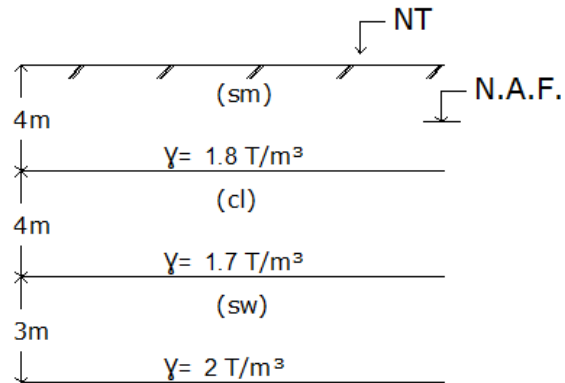
$\bar{\sigma}$  = Esfuerzo efectivo

$U_w$  = Presión hidrostática del agua.

## PROBLEMAS DE APLICACIÓN.

1)

Figura 3-29. Diagrama de suelo estratificado del ejemplo 1.



Con los datos del diagrama anterior se puede calcular lo siguiente:

Ecuaciones:  $(\sigma = \gamma z)$  y  $(u = \gamma_w h)$

$$\sigma_0 = (1.8 \text{ T/m}^3)(0 \text{ m.}) = 0 \text{ T/m}^3$$

$$u_0 = 0$$

$$\sigma_2 = (1.8 \text{ T/m}^3)(2 \text{ m.}) = 3.6 \text{ T/m}^3$$

$$u_2 = 0$$

$$\sigma_4 = 3.6 + (1.8 \text{ T/m}^3)(2 \text{ m.}) = 7.2 \text{ T/m}^3$$

$$u_4 = \left(1 \text{ T/m}^3\right)(2 \text{ m.}) = 2 \text{ T/m}^3$$

$$\sigma_8 = 7.2 + (1.7 \text{ T/m}^3)(4 \text{ m.}) = 14 \text{ T/m}^3$$

$$u_8 = \left(1 \text{ T/m}^3\right)(6 \text{ m.}) = 6 \text{ T/m}^3$$

$$\sigma_{11} = 14 + (2.0 \text{ T/m}^3)(3 \text{ m.}) = 20 \text{ T/m}^3$$

$$u_{11} = \left(1 \text{ T/m}^3\right)(9 \text{ m.}) = 9 \text{ T/m}^3$$

( $u_0$  Y  $u_2$  no existen porque el nivel de aguas freáticas se encuentra por debajo de esas distancias y por ello no afecta el peso volumétrico del suelo.)

Con los datos obtenidos podemos llenar la siguiente tabla que nos sirve para no confundirnos.

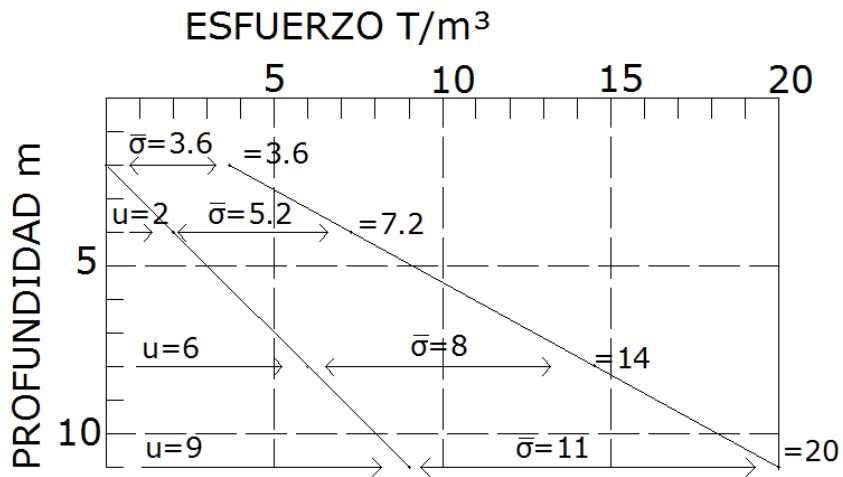
Tabla 4. Resultados ordenados del ejemplo1.

Prof. (m)	P. Vol. $\gamma$ ( $T/m^3$ )	z (m)	$\sigma$ ( $T/m^2$ )	u ( $T/m^2$ )	$\bar{\sigma}$ ( $T/m^2$ )
0	1.8	0	0	0	0
2	1.8	2	3.6	0	3.6
4	1.8	4	7.2	2	5.2
8	1.7	8	14	6	8
11	2.0	11	20	9	11

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

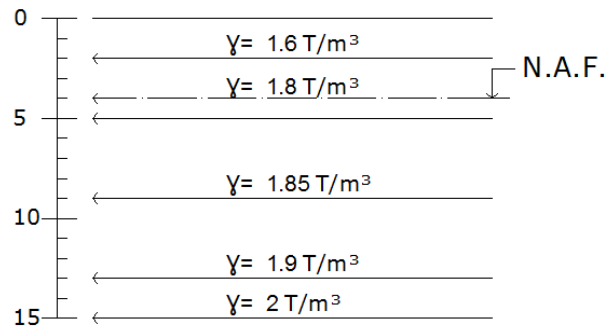
El siguiente paso en este problema es hacer el diagrama con los resultados anteriores:

Figura 3-30 Diagrama de resultados del ejemplo 1



2)

Figura 3-31. Diagrama de suelo estratificado del ejemplo 2.



Con los datos del diagrama anterior se puede calcular lo siguiente:

Ecuaciones: ( $\sigma = \gamma z$ ) y ( $u = \gamma_w h$ )

$$\sigma_0 = (1.6 T/m^3)(0m.) = 0 T/m^3$$

$$u_0 = 0$$

$$\sigma_2 = (1.6 T/m^3)(2m.) = 3.2 T/m^3$$

$$u_2 = 0$$

$$\sigma_4 = 3.2 + (1.8 T/m^3)(2m.) = 6.8 T/m^3$$

$$u_4 = 0$$

$$\sigma_5 = 6.8 + (1.8 T/m^3)(1m.) = 8.6 T/m^3$$

$$u_5 = (1 T/m^3)(1m.) = 1 T/m^3$$

$$\sigma_9 = 8.6 + (1.85 T/m^3)(4m.) = 16 T/m^3$$

$$u_9 = (1 T/m^3)(5m.) = 5 T/m^3$$

$$\sigma_{13} = 16 + (1.9 T/m^3)(4m.) = 23.6 T/m^3$$

$$u_{13} = (1 T/m^3)(9m.) = 9 T/m^3$$

$$\sigma_{15} = 23.6 + (2.0 T/m^3)(2m.) = 27.6 T/m^3$$

$$u_{15} = (1 T/m^3)(11m.) = 11 T/m^3$$

( $u_0$ ,  $u_2$  Y  $u_4$  no existen porque el nivel de aguas freáticas se encuentra por debajo de esas distancias y por ello no afecta el peso volumétrico del suelo.)

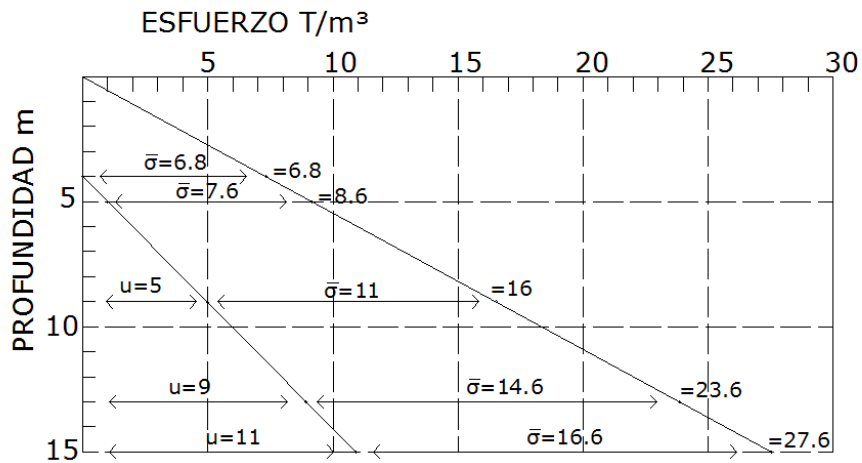
Tabla 5. Resultados ordenados del ejemplo 2

Prof. z (m)	P. Vol. $\gamma$ ( $T/m^3$ )	$\sigma$ ( $T/m^2$ )	u ( $T/m^2$ )	$\bar{\sigma}$ ( $T/m^2$ )
0	1.6	0	0	0
2	1.6	3.2	0	3.2
4	1.8	6.8	0	6.8
5	1.8	8.6	1	7.6
9	1.85	16	5	11
13	1.9	23.6	9	14.6
15	2	27.6	11	16.6

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

Diagrama:

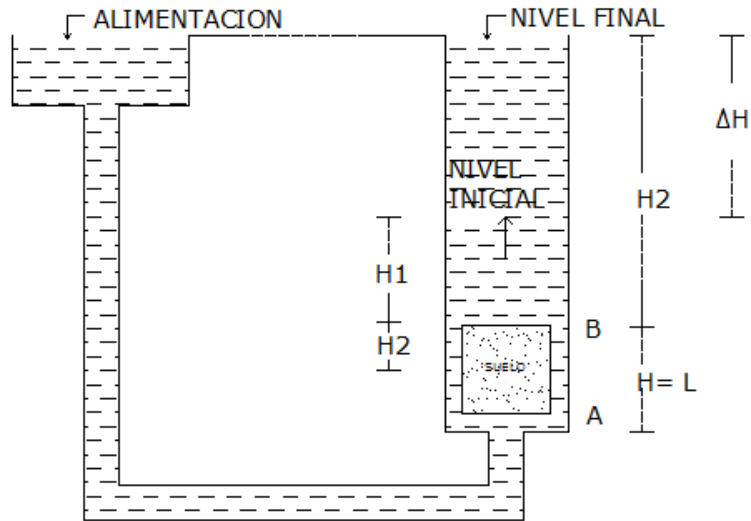
Figura 3-32 Diagrama de resultados del ejemplo 1



➤ **Gradiente hidráulico crítico.**

Este es un tema que ya se ha comentado pero lo retomare para analizar de donde proviene.

Figura 3-33 Diagrama del cálculo del gradiente hidráulico crítico



Del dibujo anterior podemos obtener lo siguiente:

$$\bar{\sigma} = \bar{p} = p - u_w$$

$$\bar{p} = \gamma_w H_1 + \gamma_m z$$

$$u_w = (H_1 + z) \gamma_w$$

∴

$$\bar{p} = \gamma_w H_1 + \gamma_m z - \gamma_w (H_1 + z)$$

$$\bar{p} = \gamma_m z - \gamma_w z = (\gamma_m - \gamma_w) z$$

Si

$$(\gamma_m - \gamma_w) = \gamma'_m$$

Entonces:

$$\bar{p} = \gamma'_m z$$

Si se aumenta la presión del agua un  $\Delta u_w$  entonces:

$$\bar{p} = \gamma'_m z - \Delta u_w$$

Pero:

$$\Delta u_w = \gamma_w \Delta H$$

Entonces:

$$\bar{p} = \gamma'_m z - \gamma_w \Delta H \text{ --- --> (1)}$$

Y como

$$i = \frac{\Delta H}{H}$$

Entonces:

$$\Delta H = iH \text{ --- --> (2)}$$

Sustituyendo (1) en (2) se obtiene:

$$\bar{p} = \gamma'_m z - iH\gamma_w$$

Y de la figura, si  $z = H$ , tenemos:

$$\bar{p} = \gamma'_m H - iH\gamma_w$$

Si  $\bar{p} = 0$  entonces deja de haber contacto entre las partículas del suelo y:

$$0 = \gamma'_m H - iH\gamma_w \text{ --- --> (3)}$$

$$\gamma'_m H = iH\gamma_w$$

$$i = \frac{\gamma'_m}{\gamma_w}$$

Dónde:

$i = i_c = \text{es el gradiente hidraulico critico.}$



Cuando el gradiente hidráulico  $i$  de la ecuación (3) alcanza el valor de  $i_c$ , la presión o esfuerzo efectivo se halla igual a 0 en toda la masa del suelo y es cuando se presenta el fenómeno de licuación o licuefacción del suelo.

### PROBLEMAS DE RESUMEN DE LOS CAPITULOS 2 Y 3

1. Una arena compuesta de elementos sólidos,  $\gamma_m = 2.6 \text{ gr/cm}^3$ , tiene una relación de vacíos de 0.572. Calcule el peso volumétrico de la arena en estado seco, la arena saturada y compare estos valores con el peso volumétrico efectivo de la arena sumergida.

Solución:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

Si:  $V_s = 1 \text{ cm}^3$

$$\rho = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0.572}{1}$$

$$V_v = 0.572 \text{ cm}^3 \Rightarrow V_m = V_v + V_s = 1.572 \text{ cm}^3$$

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad \therefore \quad W_s = \gamma_s V_s = (2.6)(1)$$

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

$\therefore$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{2.6}{1.572} = 1.65 \text{ gr/cm}^3$$

- Para  $G = 100\%$

$$V_v = V_w = 0.572$$

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \quad \therefore \quad W_w = \gamma_w V_w = (1)(0.572)$$

$$\therefore W_w = 0.572 \text{ gr}$$

$$W_m = W_s + W_w$$

$$W_m = 2.6 + 0.572 = 3.172 \text{ gr}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{W_m}{V_m}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{3.172}{1.572} = 2.01 \text{ gr/cm}^3$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$\gamma' = 2.01 - 1 = 1.01 \text{ gr/cm}^3$$

Resultados:

$$\gamma_d = 1.652 \text{ gr/cm}^3$$

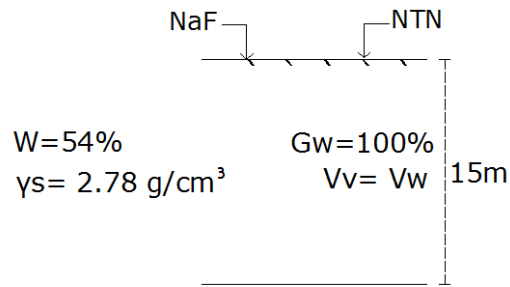
$$\gamma_{sat} = 2.01 \text{ gr/cm}^3$$

$$\gamma' = 1.01 \text{ gr/cm}^3$$

Conclusión:

$$\gamma_{sat} > \gamma_d > \gamma'$$

2. Un estrato sumergido de arcilla tiene un espesor de 15m. El contenido medio de humedad de las muestras tomadas del estrato es de 54% y el peso volumétrico de los sólidos es de  $2.78 \text{ gr/cm}^3$ . Se desea conocer el esfuerzo vertical efectivo en el fondo del estrato originado por el peso del mismo.



$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \Rightarrow W_w = \frac{\omega W_s}{100}$$

$$W_w = \frac{(54)(2.78)}{100}$$

$$W_w = 1.5 \text{ gr}$$

$$W_m = W_s + W_w$$

$$W_m = 2.78 + 1.5$$

$$W_m = 4.28 \text{ gr}$$

Considerando que  $V_s = 1 \text{ cm}^3$

$$W_s = (2.78 \text{ gr/cm}^3)(1\text{cm}^3) = 2.78\text{gr}$$

Como  $G_w = 1 \text{ gr/cm}^3 \Rightarrow V_v = V_w = 1.5\text{cm}^3$

$$V_m = 1 + 1.5 = 2.5\text{cm}^3$$

$$\gamma_m = \gamma' = \frac{W_m}{V_m} = \frac{4.28}{2.5} = 1.71 \text{ gr/cm}^3$$

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

$$\gamma = 1.71 \text{ gr/cm}^3 = 1.71 \text{ Ton/cm}^3$$

$$\gamma' = 1.71 - 1 = 0.71 \text{ Ton/cm}^3$$

Resultado:

$$\bar{P}_v = \gamma' \cdot z$$

$$\bar{P}_v = (0.71)(15)$$

$$\bar{P}_v = 10.65 \text{ Ton/cm}^3$$

3. El peso volumétrico de los sólidos de una arena es de  $2.66 \text{ gr/cm}^3$  y su porosidad en estado suelto es de 45% y en estado denso de 37%. ¿Cuál es el gradiente hidráulico crítico en ambos estados?

Datos:

$$\gamma_s = 2.66 \text{ gr/cm}^3$$

$$n = 45\% \text{ (suelto)}$$

$$n = 37\% \text{ (denso)}$$

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = i ?$$

$$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{V_w}{V_s + V_w}$$

Esto debido a que como  $G_w = 100\%$  entonces:

$$V_v = V_w \quad ; \quad V_m = V_s + V_v \quad \therefore \quad V_v = V_s + V_w$$

Considerando:

$$V_s = 1 \text{ cm}^3 \text{ --- -- -- -- --} \rightarrow \text{Suposición}$$

Entonces:

$$0.45 = \frac{V_w}{V_s + V_w} \Rightarrow 0.45V_s + 0.45V_w = V_w$$

$\therefore$

$$V_w = \frac{0.45}{0.55} (1)$$

$$V_w = 0.818 \text{ cm}^3$$

Como  $\gamma_w = 1 \text{ gr/cm}^3 \Rightarrow W_w = 0.818 \text{ gr}$

$$\gamma_{sat} = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w} = \frac{2.66 + 0.818}{1 + 0.818} = 1.91 \text{ gr/cm}^3$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 1.91 - 1 = 0.91 \text{ gr/cm}^3$$

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{0.91}{1} = 0.9$$

Para  $n = 37\%$ :

$$0.37 = \frac{V_w}{V_s + V_w} \Rightarrow 0.37V_s + 0.37V_w = V_w$$

$\therefore$

$$V_w = \frac{0.37}{0.63} (1)$$

$$V_w = 0.587 \text{ cm}^3$$

$$\gamma_{sat} = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w} = \frac{2.66 + 0.587}{1 + 0.587} = 2.045 \text{ gr/cm}^3$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 2.045 - 1 = 1.045 \text{ gr/cm}^3$$

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{1.045}{1} = 1.045$$

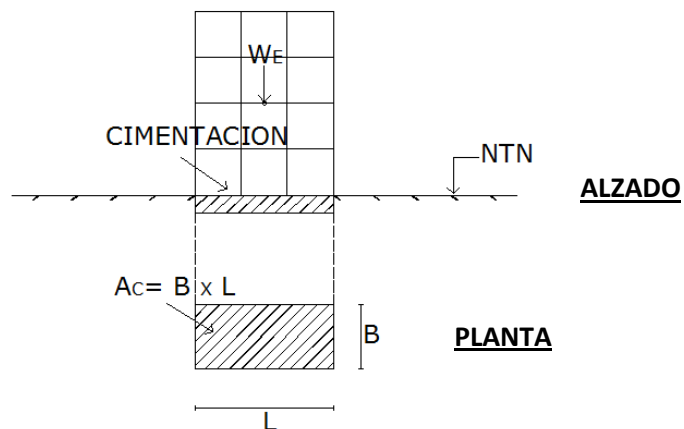
#### 4. MODIFICACION DEL ESTADO DE ESFUERZO EN LA MASA DE SUELO, INDUCIDA POR CARGAS Y DESCARGAS

##### 4.1 PRESIONES DE CONTACTO ENTRE CIMENTACION Y SUELO

Definición.- La presión de contacto entre cimentación y suelo es el esfuerzo o carga por unidad de área que transmite la cimentación de una estructura al subsuelo donde se apoya, modificando su condición natural.

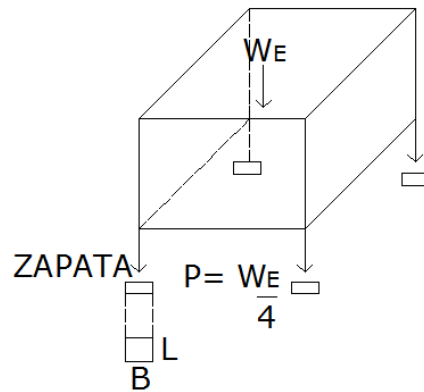
$$\text{Esfuerzo} = \frac{\text{Carga}}{\text{Area}}$$

Figura 4-1 Diagrama de una cimentación.



B= Lado menor





$$q = \frac{W_E}{A_C} = \text{Presion de contacto, esfuerzo inducido o descarga.}$$

Dónde:

$q$  = Esfuerzo en  $Kg/cm^2$ ,  $Ton/m^2$

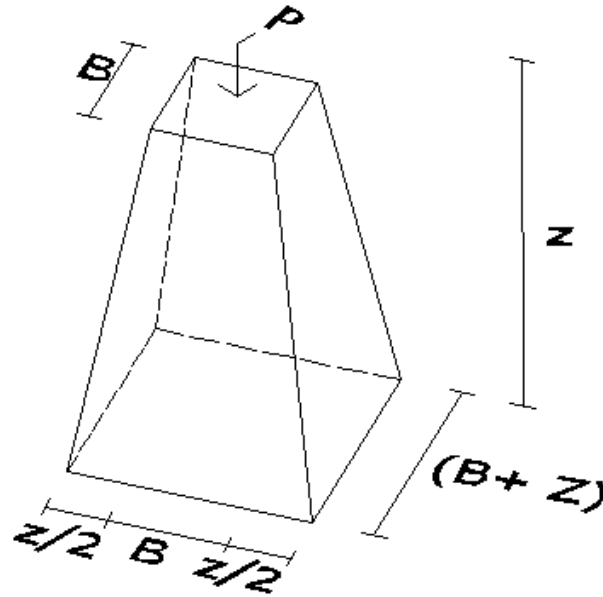
$W_E$  = Carga en lb, ton, etc.

$A_C$  = Area de cimentación en  $m^2$ ,  $cm^2$ ,  $plg^2$ , etc.

*Cimentación: Interfase entre la estructura y el suelo*

- Cimentación cuadrada:

Figura 4-2 Cálculo de esfuerzo en una cimentación cuadrada.



$$q = \frac{P}{(B + Z)(B + Z)}$$

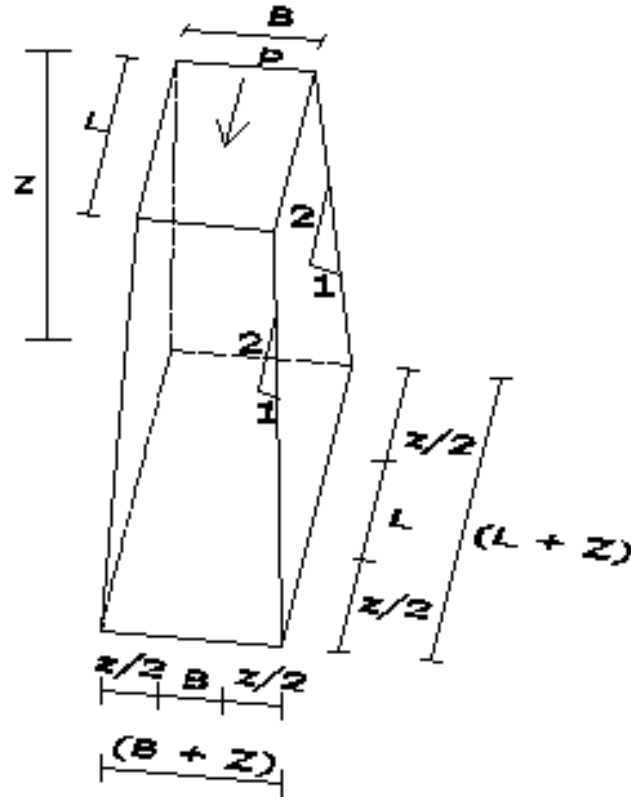
$$q = \frac{P}{(B + Z)^2}$$

Para  $Z=0$

$$q = \frac{P}{(B + 0)^2} = \frac{P}{B^2} = \text{Presión de contacto}$$

- Cimentación rectangular.

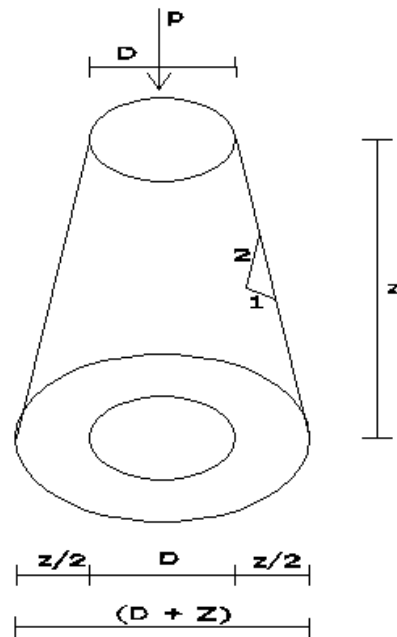
Figura 4-3 Cálculo de esfuerzo en una cimentación rectangular.



$$q = \frac{P}{(B + Z)(L + Z)}$$

- Cimentación circular.

Figura 4-4 Cálculo de esfuerzo en una cimentación circular.



$$q = \frac{P}{A_c}$$

$$q = \frac{P}{\frac{\pi(D + Z)^2}{4}}$$

$$q = \frac{4P}{\pi(D + Z)^2}$$

## 4.2 APLICACIÓN DE LA TEORÍA DE ELASTICIDAD PARA EL CÁLCULO DEL INCREMENTO DE ESFUERZO VERTICAL Y HORIZONTAL

La teoría de la Elasticidad se aplica a los problemas de cimentaciones en forma análoga al diseño estructural; es decir, primeramente se encuentran los esfuerzos que un cierto sistema de cargas exteriores produce en los puntos de la masa de suelo; en segundo lugar se encuentra la resistencia del suelo a ese tipo de esfuerzos. Una comparación entre ambos conceptos indicara si la masa de suelo puede resistir sin que se produzca la falla u ocurran deformaciones excesivas que pongan en peligro la función estructural. El suelo como otro material, puede sufrir deformaciones de dos tipos:

- a) Deformaciones volumétricas: Son debidas tanto a la acción de esfuerzos normales como a la de esfuerzos cortantes.
- b) Distorsiones: Son cambios solo de forma y se deben fundamentalmente a la acción de los esfuerzos tangenciales.

La determinación de los esfuerzos en los puntos de la masa de suelo es un problema teórico para el cual la Teoría de la Elasticidad es útil, aun cuando, por la magnitud de las hipótesis que involucra, rinde frecuentemente soluciones que no son muy apropiadas a los problemas a los que se aplican. La determinación de la resistencia del suelo para fines de comparación es un problema complejo, que comprende aspectos teóricos y muchos de carácter puramente práctico, tales como exploración, muestreo, pruebas de laboratorio.

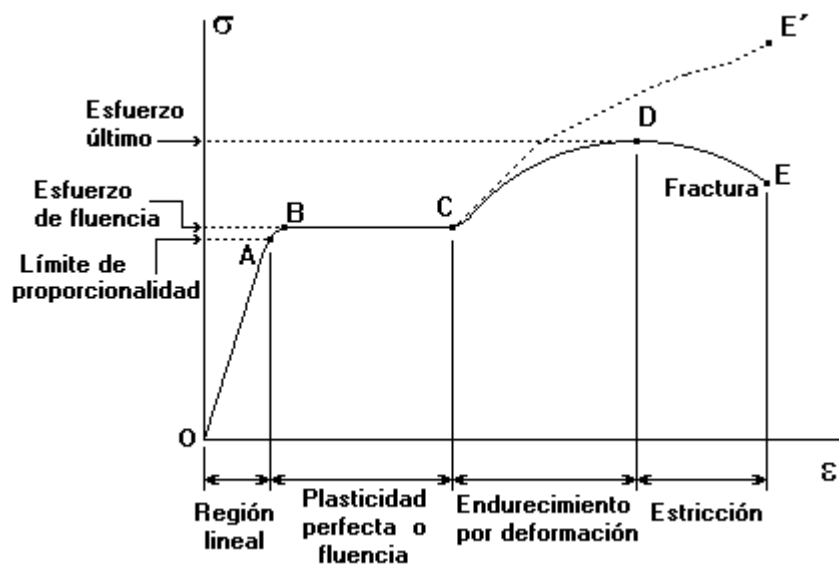
Si al efectuar la comparación resulta que la resistencia del suelo es en todo punto del medio superior a los esfuerzos cortantes inducidos, la respuesta al problema de estabilidad es evidente y la estructura de suelo soportara, dentro del marco de validez del análisis realizado, las cargas impuestas. Por otra parte, puede ocurrir que la resistencia resulte inferior a los esfuerzos inducidos en algún punto o zona del medio; este punto o zona fallara elásticamente hablando. Pero si este punto o zona están confinados en la masa de suelo y rodeados de material con capacidad adicional de resistencia, no necesariamente existe peligro de deslizamiento

general. Lo que sucede es que esa zona cuya resistencia elástica ha sido superada, fluye algo y transmite los esfuerzos que no pueden resistir al material vecino.

La Teoría General de la Elasticidad ha sido, hasta hoy, poco aplicada a los suelos, quizá debido a lo incompleto aun de su campo, en plena etapa de investigación; a las dificultades matemáticas que su aplicación encierra y, sobre todo, a las limitaciones de la propia Teoría, que vuelven relativamente escépticos a muchos especialistas en suelos.

Para la Teoría de la Elasticidad es fundamental el Módulo de Elasticidad.

Figura 4-5 Diagrama esfuerzo-deformación (Ref.4)



El módulo de elasticidad es la pendiente del diagrama esfuerzo-deformación en la región linealmente elástica y su valor depende del material particular que se utilice.

#### **4.3 INTEGRACION DE LA ECUACION DE BOUSSINESQ PARA CARGAS SUPERFICIALES CONCENTRADAS Y UNIFORMEMENTE REPARTIDAS: CASOS I, II, III, IV.**

- METODO ANALITICO (Solución de Boussinesq)

El propósito del análisis de esfuerzo-deformación en sistemas de suelos es la determinación del esfuerzo y deformación en campo generado por las cargas aplicadas en la superficie del suelo o en el subsuelo, debido a la constitución trifásica del suelo, influencia del tiempo, cambios en la humedad y variación de la estructura del suelo (composición). La construcción de un modelo matemático realista para un sistema particular del suelo es muy difícil.

En ausencia de una mejor aproximación y también por simplicidad, el análisis de esfuerzo-deformación de sistemas de suelo ha sido desarrollado sobre la base de la teoría lineal de la elasticidad, conocida como el método de Boussinesq (1885), aun a pesar de sus deficiencias y resultados burdos, este método permanece siendo el más usado como herramienta para el análisis del espacio seminfinito.

Las siguientes propiedades asignadas a un sistema de suelo son las que propone Boussinesq en su método:

1. El sistema (cargas y suelo) se encuentra en estado de equilibrio estático.
2. Todas las cargas han sido aplicadas gradualmente y no hay energía cinética (movimiento)
3. El sistema es conservativo e independiente del tiempo.
4. El suelo no tiene peso, es continuo, homogéneo, isotrópico y linealmente elástico.
5. Las constantes del material son conocidas a partir de experimentos y son independientes del tiempo.

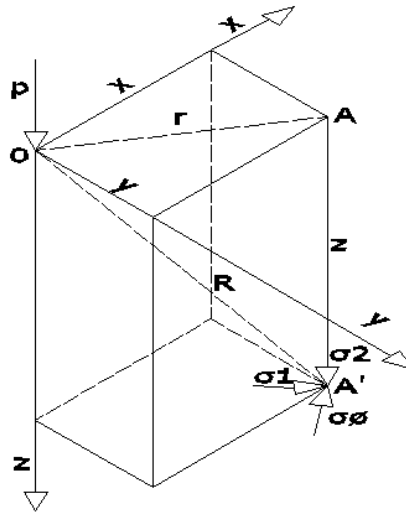
Con excepción de los puntos 1 y 2, el resto de las suposiciones no son y no pueden ser satisfechas por un sistema real.

Debido a la ausencia de otras aproximaciones más realistas, este método es una herramienta valiosa para la estimación de esfuerzos a cualquier profundidad por debajo de la superficie.

- **Caso I.-** Carga concentrada.

Los esfuerzos que una sola carga vertical concentrada actuante en la superficie horizontal de un medio semiinfinito, homogéneo, isotrópico y linealmente elástico, induce en los puntos de cualquier vertical trazada en el medio, fueron calculados por primera vez por Boussinesq.

Figura 4-6 Esfuerzo provocado en un punto por una carga concentrada (Ref.3).



$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{\cos^5 x}{Z^2} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{Z^3}{R^5} \text{-----} (I - 1)$$



Para aplicaciones prácticas de la ecuación (I-1) es conveniente expresarla como sigue:

$$\sigma_z = \frac{3PZ^3}{2\pi R^5} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{Z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

Que puede escribirse en la forma adimensional:

$$\sigma_z = \frac{Z^2}{P} = \frac{3}{2\pi} \left[ \frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2} \text{-----} (I - 2)$$

De donde:

$$\sigma_z = \frac{P}{Z^2} P_0 \text{-----} (I - 3)$$

Y

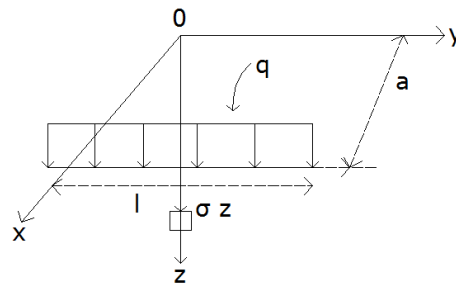
$$P_0 = \frac{3}{2\pi} \left[ \frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2} \text{-----} (I - 4)$$

En el Anexo-5 se presentan los valores de  $P_0$  en función de la relación  $(r/z)$

- **Caso II.- Carga lineal**

La carga única concentrada cuyo efecto ya se analizó, aunque es de acción común en la práctica, no constituye el único caso que es necesario estudiar. En la siguiente figura aparece una carga lineal, uniformemente distribuida en la longitud “y”, de “p” unidades de carga por unidad de longitud. El valor de  $\sigma_z$  en un punto de la masa bajo 0 puede obtenerse fácilmente.

Figura 4-7 Distribución de esfuerzos con una carga lineal (Ref.3).



Para resolver este tipo de problemas se utiliza la fórmula:

$$\sigma_z = -\frac{q}{z} \varphi_z$$

Para encontrar el factor  $\varphi_z$  que se encuentra en el Anexo-6 y para ello es necesario conocer n y m.

$$n = \frac{l}{z}$$

$$m = \frac{a}{z}$$

Ejemplo:

Datos:

$$l = 10\text{m}$$

$$a = 2\text{m}$$

$$z = 5\text{m}$$

$$q = 20\text{Ton/m}$$

Solución:

$$\bullet \quad n = \frac{10}{5} = 2 \quad m = \frac{2}{5} = 0.4$$

Por lo tanto:

$$\varphi_z = 0.235$$

Con esto se tiene:

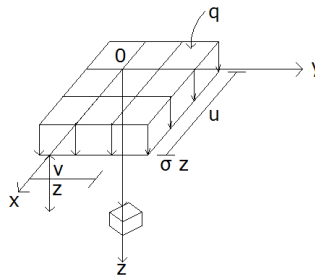
$$\sigma_z = \frac{20}{5} (0.235) = 0.94 \text{ Ton}/m^2$$

- **Caso III.-** Carga rectangular uniforme.

Un caso de condición de carga aún más interesante en la práctica que el anterior es el que corresponde al caso III, en la que se analiza la influencia en la masa del continuo homogéneo, elástico e isótropo de una superficie rectangular uniformemente cargada, con  $q$  unidades de carga por unidad de área.

El esfuerzo  $\sigma_z$  bajo una esquina de la superficie cargada y a una profundidad  $z$ , puede obtenerse por la aplicación de la formula siguiente, en toda el área rectangular.

Figura 4-8 Esfuerzo provocado por una carga rectangular uniforme (Ref.3).



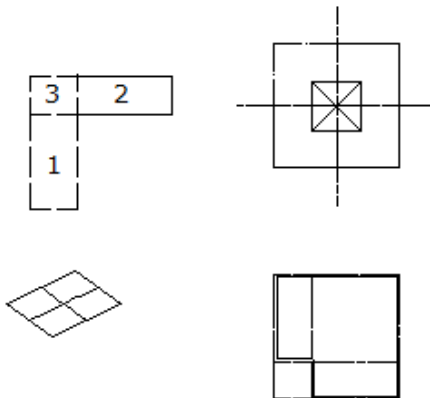
$$\sigma_z = -q\phi_z$$

Al igual que en el caso II, el factor  $\phi_z$  se obtiene obteniendo m y n, para poderlo utilizar en el Anexo-7, la manera de obtener m y n es la siguiente:

$$m = \frac{u}{z} \qquad n = \frac{v}{z}$$

Un punto muy importante en este caso, es que los esfuerzos analizados solo pueden pertenecer a la esquina de una figura, por ello se debe acomodar la manera de analizarlo.

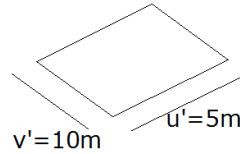
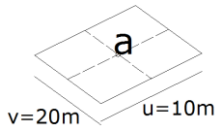
Figura 4-9 Divisiones típicas de áreas.



Estas son algunas formas comunes en las cuales se puede dividir el área que se va a analizar, para cuando el punto que se desea obtener no queda en una esquina.

Ejemplo de aplicación:

Figura 4-10 Ejemplo de cálculo de esfuerzos del caso III.



Para obtener el esfuerzo en el punto "a" con los siguientes datos:

$$q = 50 \text{ Ton}/m^2$$

$$z = 5m$$

Entonces:

$$m = \frac{5}{5} = 1 \quad n = \frac{10}{5} = 2$$

$$\phi_5 = 0.205$$

Por lo tanto:

$$\frac{\sigma}{4} = 50(0.205) = 10.25 \text{ Ton}/m^2$$

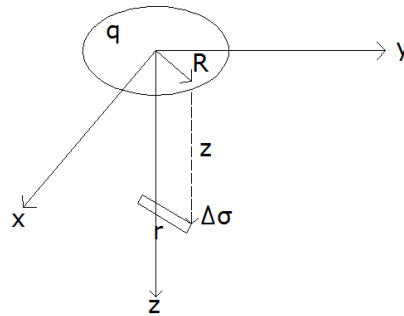
Hay que recordar que este solo es un resultado parcial ya que el área se dividió en cuatro partes (en este caso en particular), entonces hay que multiplicar el resultado por el número de partes divididas para encontrar el esfuerzo total.

$$\sigma_{tot} = 10.25 \times 4 = 41 \text{ Ton}/m^2$$

#### Caso IV.- Carga circular uniforme.

Un caso especial de gran importancia práctica es el que corresponde al cálculo de esfuerzos a lo largo de una normal por el centro de un área circular uniformemente cargada. El esfuerzo  $\sigma_z$  en cualquier punto de la vertical bajada por el centro del círculo cargado puede obtenerse con la formula señalada a continuación:

Figura 4-11 Esfuerzo provocado en un punto por una carga circular (Ref.3).

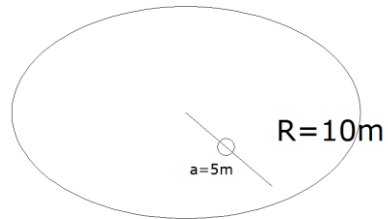


$$\Delta\sigma_z = qI_\sigma$$

Igual que en los casos anteriores es necesario encontrar el factor de influencia, para el incremento de esfuerzo vertical total  $I_\sigma$  bajo un área circular uniformemente cargada. Para esto utilizaremos el Anexo-8, pero primero debemos conocer los factores  $\frac{z}{R}$  y  $\frac{r}{R}$ .

Ejemplo de aplicación:

Figura 4-12 Ejemplo de cálculo de esfuerzos del caso IV.



Si los datos para el punto “a” que es igual a r, son:

$$z = 5m$$

$$q = 10 \text{ Ton}/m^2$$

Entonces:

$$\frac{z}{R} = \frac{5}{10} = 0.5 \qquad \frac{r}{R} = \frac{5}{10} = 0.5$$

Analizando el Anexo-8 se obtiene que:

$$I_{\sigma} = 0.83$$

Por lo tanto:

$$\sigma_5 = (0.83)(10) = 8.3 \text{ Ton}/m^2$$

#### 4.4 CARGA EN EL INTERIOR DE UN MEDIO ELASTICO

❖ La carta de Newmark.

Newmark desarrollo en 1942 un método grafico sencillo que permite obtener rápidamente los esfuerzos verticales ( $\sigma_z$ ) transmitidos a un medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y elástico por cualquier condición de carga uniformemente

repartida sobre la superficie del medio. Esta carta es especialmente útil o cuando se tiene varias áreas cargadas, aplicando cada una de ellas, diferentes presiones a la superficie del medio.

El metodo se basa en la siguiente ecuacion:

$$\sigma_z = \omega \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{3/2} \right]$$

Correspondiente al esfuerzo vertical bajo el control de una área circular uniformemente cargada. Esta ecuación puede escribirse de la siguiente manera:

$$\frac{\sigma_z}{\omega} = 1 - \left( \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{3/2}$$

Si en esta ecuación se da a  $\sigma_z/\omega$  el valor de 0.1 se encuentra que  $r/z$  es 0.27; es decir, que si se tiene un círculo cargado de radio igual a  $0.27z$ , donde  $z$  es la profundidad de un punto a bajo el centro del círculo el esfuerzo de ese punto será igual a  $\sigma_z = 0.1\omega$ .

Si este círculo de  $r = 0.27z$  se divide en un número de segmentos iguales cada uno de ellos contribuirá al esfuerzo ( $\sigma_z$ ) total en la misma proporción si el número es 20, como es usual en las cartas de Newmark, cada segmento cooperara para el esfuerzo ( $\sigma_z$ ) con:  $0.01\omega/20 = 0.005\omega$ . El valor de 0.005 es el valor de influencia correspondiente a cada uno de los segmentos circulares considerados.

Si se toma  $\sigma_z/\omega = 0.2$  resulta que  $r/z = 0.40$ , es decir, para el mismo punto A a la profundidad  $z$  se requiere ahora un círculo cargado de  $r = 0.40z$ , para que el esfuerzo ( $\sigma_z$ ) sea igual a  $0.2\omega$ .

Concéntrico con el anterior puede dibujarse otro círculo con  $r = 0.40z$

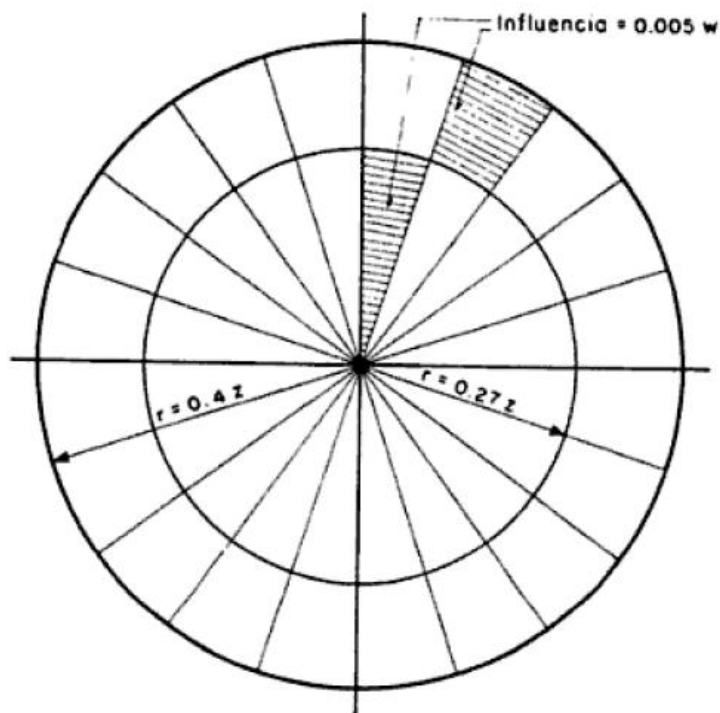


Puesto de otra forma en la práctica se puede hacer funcionar la carta de Newmark de dos maneras distintas:

- a) Usando varias cartas de Newmark.
- b) Usando una sola carta de Newmark para lo cual será preciso disponer de varias plantillas del área cargada cuya influencia se estudia dibujadas a escalas diferentes.

Posiblemente la máxima utilidad del método de Newmark aparezca cuando se tiene una zona con diversas áreas cargadas uniformemente pero con cargas de distintas intensidades, pues en este caso los métodos antes vistos requerirían de muchos cálculos que la carta de Newmark funciona sin mayor dificultad.

Figura 4-13 Carta de Newmark. (Ref.3)



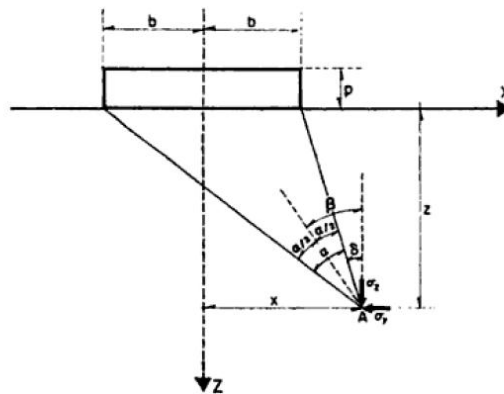
#### 4.5 PROCEDIMIENTOS PARA EL CALCULO DE INCREMENTO DE ESFUERZO VERTICAL DEBIDO A UNA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA EN SUPERFICIES POLIGONALES

A continuación se mencionan dos trabajos tendientes a resolver el problema de transmisión de esfuerzos al continuo semiinfinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, provocados por cargas superficiales obedientes a diferentes leyes de distribución de interés práctico.

**Caso V.-** Carga rectangular de longitud infinita.

Figura 4-14 Distribución de esfuerzos bajo una carga rectangular de longitud infinita.

(Ref.3)



Este caso ha sido resuelto por Terzaghi y Carothers quienes desarrollaron las siguientes ecuaciones y sus soluciones:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos 2\beta]$$

$$\sigma_x = \frac{P}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cos 2\beta]$$

$$T_{xz} = \frac{P}{\pi} \sin \alpha \sin 2\beta$$

Los esfuerzos principales y el cortante máximo están dados por:

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi} (\alpha + \sin \alpha)$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{\pi} (\alpha - \sin \alpha)$$

$$T_{max} = \frac{P}{\pi} \sin \alpha$$

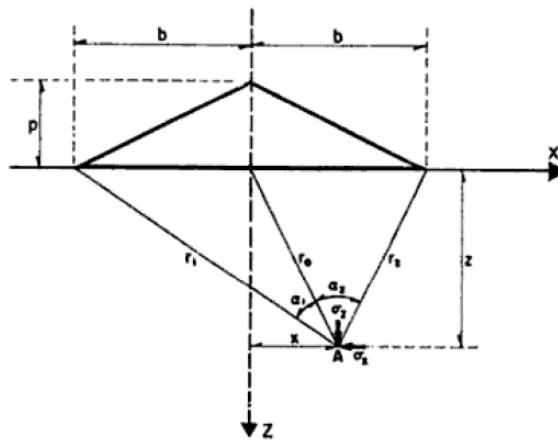
La dirección en que actúa el esfuerzo normal principal mayor  $\sigma_1$ , es la de la bisectriz del ángulo  $\alpha$ .

El esfuerzo  $T_{max}$  actúa a  $45^\circ$  respecto a la anterior dirección.

En el Anexo-9 se presentan las soluciones de las ecuaciones anteriores para los esfuerzos verticales y cortantes máximos bajo una carga rectangular de longitud infinita.

#### Caso VI.- Carga triangular de longitud infinita.

Figura 4-15 Distribución de esfuerzos bajo una carga triangular de longitud infinita. (Ref.3)



La solución de este caso fue resuelta por Carothers de acuerdo con la figura anterior.

Las ecuaciones son las siguientes:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left[ \alpha_1 + \alpha_2 + \frac{x}{b} (\alpha_1 - \alpha_2) \right]$$

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left[ \alpha_1 + \alpha_2 + \frac{x}{b} (\alpha_1 - \alpha_2) - \frac{2z}{b} \ln \frac{r_1 r_2}{r_0^2} \right]$$

$$T_{xz} = \frac{P z}{\pi b} (\alpha_1 - \alpha_2)$$

En el Anexo-10 se presenta la solución grafica a las ecuaciones anteriores para valores de  $\sigma_z$  y  $T_{max}$ .

Este caso reviste importancia práctica especial por su aplicación a presas de tierra.

## 5 ANALISIS DE DESPLAZAMIENTOS EN SUELO

### 5.1 FENOMENO DE DESPLAZAMIENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES DE LOS SUELOS

Figura 5-1 Desplazamiento que sufren los suelos por cargas aplicadas.

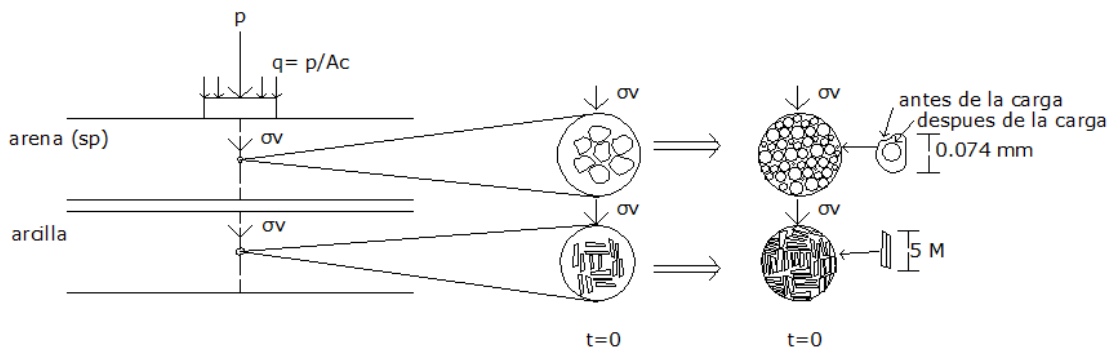
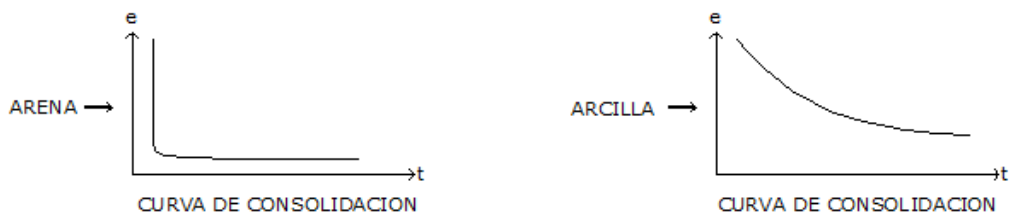


Figura 5-2 Curva de consolidación en distintos tipos de suelos.



- Cuando los suelos son sometidos a esfuerzos (cargas), experimentan deformaciones tanto verticales como horizontales.
- Estas deformaciones son atribuibles a cambios volumétricos.
- Los cambios volumétricos se verifican debido a las deformaciones de las fases sólidas y de vacíos del suelo.
- Las deformaciones que se verifican en la fase sólida del suelo son de tipo elástico y son reversibles.
- Las deformaciones que se atribuyen a la disminución de los vacíos del suelo son de tipo plástico y son irreversibles.
- Las deformaciones verticales ocasionadas por la deformación de la fase sólida del suelo se define como *asentamientos elásticos*, estos asentamientos son prácticamente inmediatos y se han observado que se desarrollan en un tiempo no superior a 15 días después de haberse aplicado un esfuerzo o carga a la masa de suelo.
- Las deformaciones verticales ocasionadas por la reducción de los vacíos del suelo se define como *asentamientos por consolidación*. Estos asentamientos son de largo plazo y se ha observado que pueden ocurrir años después de haberse aplicado una carga al suelo.
- Todos los suelos experimentan estas deformaciones cuando son sometidos a cargas. Los asentamientos elásticos son particularmente importantes en suelos gruesos o no cohesivos (gravas y arena), mientras que los asentamientos por consolidación son importantes en suelos finos (limos plásticos y arcillas).

En general los asentamientos se pueden representar de la siguiente manera:

$$\Delta H_{TOT} = \Delta H_e + \Delta H_{cons}$$

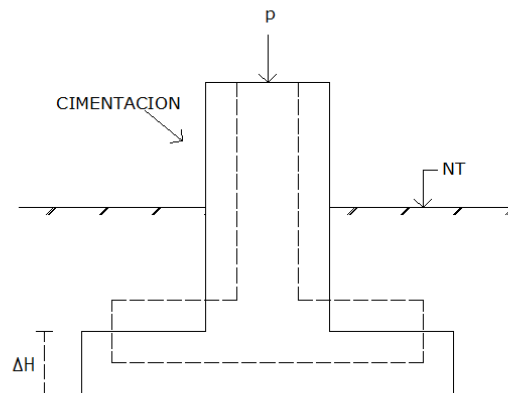
Dónde:

$\Delta H_{TOT}$  = Asentamiento total.

$\Delta H_e$  = Asentamiento elástico.

$\Delta H_{cons}$  = Asentamiento por consolidación.

Figura 5-3 Asentamientos de cimentaciones.



## 5.2 EXPANSIONES Y ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

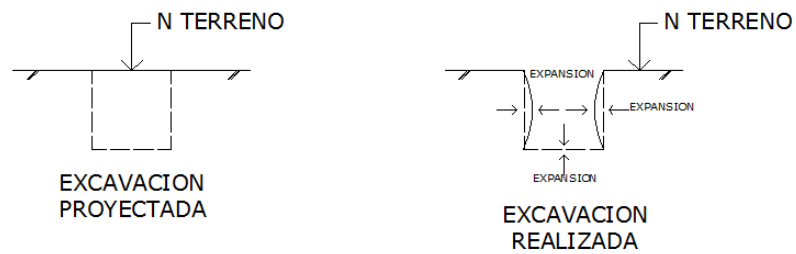
En este tema solo se mencionan unos ejemplos de estos fenómenos que ocurren en el suelo, ya que más adelante se comentará con más detalle.

Expansión en suelo:

Los factores por los que se lleva a cabo la expansión son los siguientes:

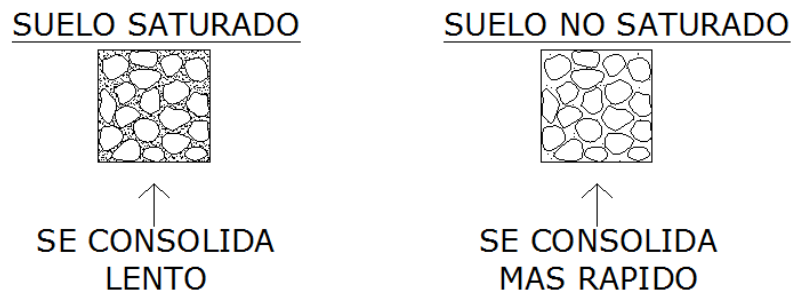
- Absorción de agua
- Rebote elástico de las partículas del suelo.
- Repulsión eléctrica de los granos de arcilla y sus cationes adsorbidos.
- Expansión del aire atrapado en los poros.

Figura 5-4 Expansiones en suelos.



Asentamientos inmediatos:

Figura 5-5 Asentamientos en suelos.





### 5.3 TEORIA DE CONSOLIDACION PRIMARIA Y SECUNDARIA EN SUELOS FINOS SATURADOS

#### INTRODUCCION

- Principales causas de deformación en suelo:
  1. Flujo de agua.
  2. Congelación de agua
  3. Deformación de las partículas.

En general, la deformación de un material constituido por tres fases, como lo es el suelo, se define como cambio volumétrico.

Si la enumeración de causas se restringe al dominio de un proceso físico, las principales causas de la deformación serán:

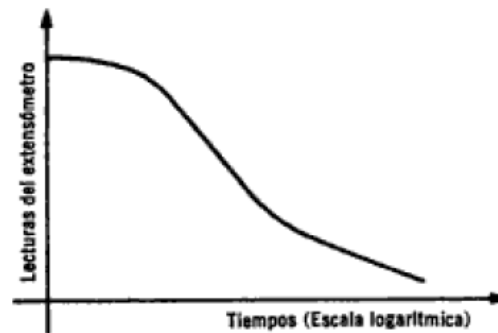
- Las cargas
- El cambio de la temperatura
- El cambio en el contenido de agua o humedad del suelo.

La ocurrencia de la deformación en suelos está condicionada por la existencia de una liga o trabazón entre las partículas que lo constituyen o el confinamiento de partículas sueltas por restricciones de frontera laterales.

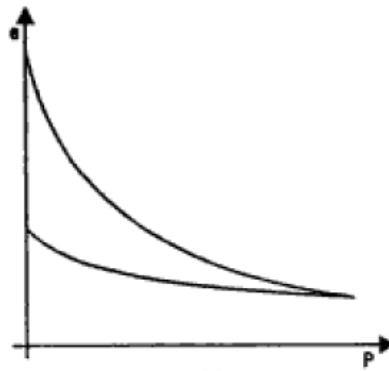
Si la trabazón se destruye o si las restricciones se liberan, el suelo bajo la acción de las cargas se separara o espaciara.

Algunos suelos tales como los suelos con estructura de esqueleto, que son capaces de absorber el efecto de las cargas estáticas grandes, se colapsan parcial o totalmente bajo la acción de cargas dinámicas.

Figura 5-6 Cambios volumétricos en suelos (Ref.4)



Cambios volumétricos en suelos finos (Fuera de escala)



Cambios volumétricos en suelos granulares (Fuera de escala)

## DEFINICIONES

Los términos más utilizados en la descripción del fenómeno que ocurre, debido a los cambios volumétricos del suelo, son:

1. Compresibilidad: es el decremento o reducción del volumen del suelo debido a la aplicación de una carga unitaria (esfuerzo).
2. Consolidación: es la velocidad o rapidez con la que ocurre la reducción del volumen, es decir, el cambio volumétrico respecto al tiempo.

3. Temperatura de expansión o contracción: es la temperatura a la cual ocurren los cambios volumétricos del suelo.
4. Contracción: es la reducción del volumen del suelo debido a la pérdida de humedad o su contenido de agua.
5. Expansión: es el incremento del volumen del suelo debido al aumento o incremento de la humedad o contenido de agua del suelo.

Debido a que el proceso de consolidación que ocurre en los suelos sometidos a carga esta invariablemente acompañado por la variación de temperatura y el contenido de agua, los cambios volumétricos debido a los términos definidos de los puntos tres al cinco ocurren al mismo tiempo, en sucesión o en un patrón alterno.

También son la causa principal de los desplazamientos en cimentaciones: asentamientos, rotación y levantamientos, y las distorsiones resultantes de una estructura cimentada en el suelo.

El estudio de estos parámetros sobre las causas que producen los desplazamientos es necesario para el análisis y diseño de cimentaciones.

## COMPRESIBILIDAD

Si una muestra de suelos es sometida a un estado de esfuerzos, los cambios volumétricos pueden ser atribuidos a algunos de los factores siguientes:

1. La relocalización de los sólidos (su arreglo).
2. La deformación de sus sólidos (cambio de forma).
3. La deformación del agua y el aire de los poros del suelo.
4. La extrusión o salida del agua y el aire de los poros del suelo.

En los suelos *no cohesivos* y en un grupo limitado de arcillas el factor más importante en los cambios volumétricos es la distorsión o deformación de los granos del suelo, que es grande, elástica y en consecuencia reversible.

En cambio el arreglo de los granos o partículas de suelo y su fractura en los puntos de contacto contribuyen a cambios volumétricos que son irreversibles.

En suelos cohesivos, el factor más importante del cambio volumétrico es el desplazamiento de las partículas hasta alcanzar una estructura más densa. También es importante la deformación por flexión de las partículas laminares.

La extrusión del agua de los poros también contribuye de manera muy importante en los cambios volumétricos.

Las deformaciones de las partículas sólidas se determinan mediante la teoría de la elasticidad de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\Delta H = \frac{qB(1 - \mu^2)I_W}{E_S}$$

Dónde:

$\Delta H$  = Asentamiento elástico

$q$  = Descarga o presión de contacto de la cimentación.

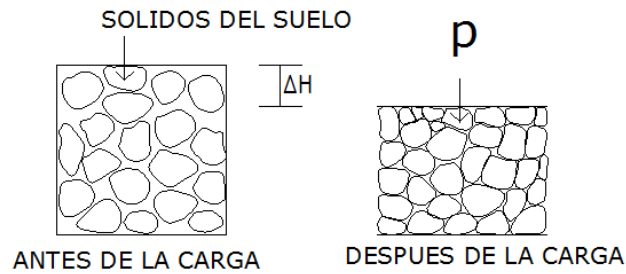
$\mu$  = Módulo de Poisson

$I_W$  = Factor de forma y rigidez

$E_S$  = Módulo de elasticidad del suelo.

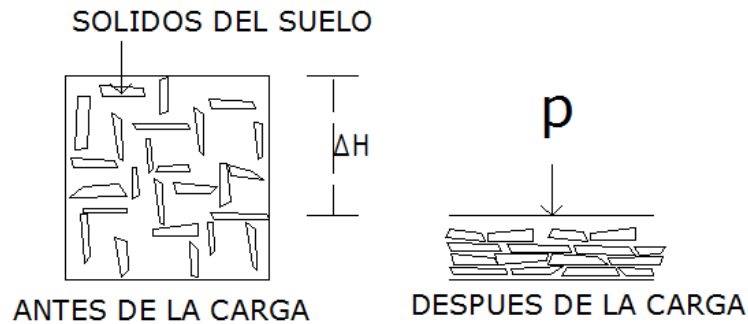
*Deformaciones elásticas (reversibles):* se verifican en la fase sólida del suelo. Muy importante en suelos granulares (arenas y gravas) y algunas arcillas (preconsolidadas).

Figura 5-7 Deformaciones elásticas.

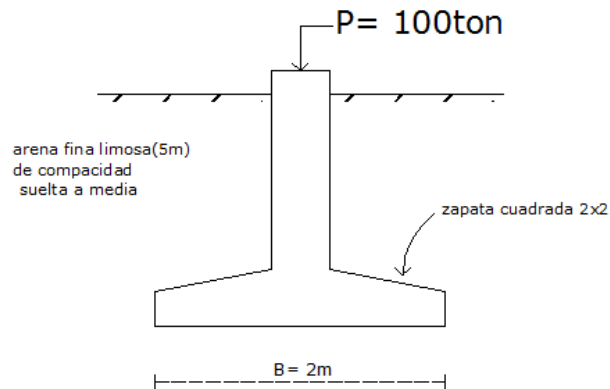


*Deformaciones por cambios volumétricos en la fase de vacíos del suelo (irreversibles):* se verifican en la fase de vacíos del suelo, son plásticas e irreversibles. Son muy importantes en arcillas recientes, es decir, suelos normalmente consolidables.

Figura 5-8 Deformaciones plásticas.



*Ejemplo* para determinar las deformaciones elásticas producidas por una cimentación en un espacio semi-infinito y continuo:



Datos:

$$P = 100 \text{ Ton.}$$

$$B = 2\text{m}$$

$$\mu = 0.25$$

$$I_W = 1.12 \text{ (Zapatas cuadradas)}$$

$$E_S = 2,200 \text{ Ton/m}^2$$

$$q = \frac{P}{A} = \frac{100}{2^2} = \frac{100}{4} = 25 \text{ Ton/m}^2$$

Solución:

$$\Delta H = \frac{(25)(2)(1 - 25^2)}{2200}$$

$$\Delta H = 0.023\text{m} = 23\text{cm}$$

El dispositivo para medir o determinar la compresibilidad las deformaciones por consolidación se llama *consolidómetro* su desarrollo fue realizado por K. Terzaghi, mejoras posteriores fueron hechas por A. Casagrande.

Figura 5-9 Consolidómetro (Ref.1).

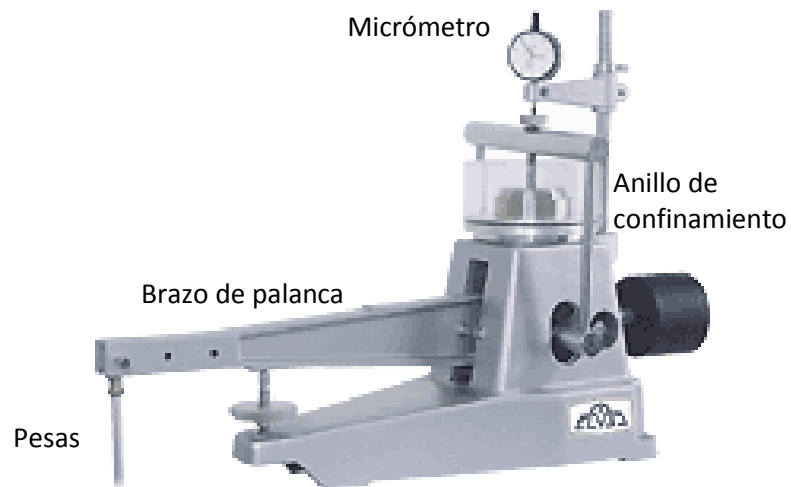
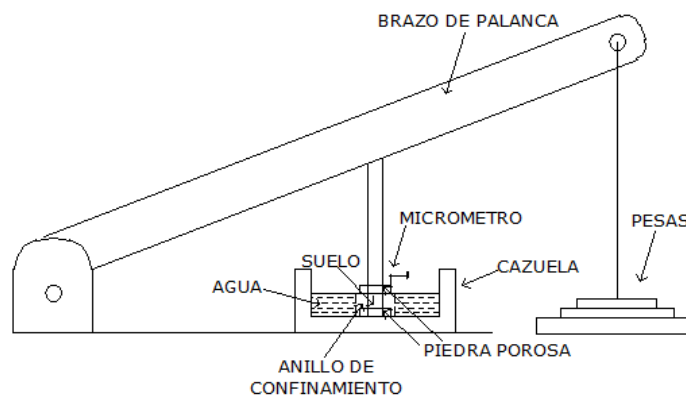


Figura 5-10 Diagrama de un consolidómetro.



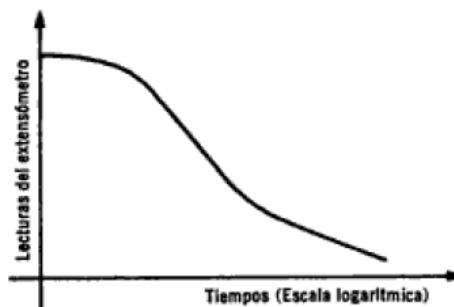
El registro que se lleva de un consolidómetro se anota de la siguiente manera:

Tabla 6. Resultado de una prueba de deformación en consolidómetro.

Aplicación de Carga No.	Presión P. ( $kg/cm^2$ )	Deformación (cm)
0	0.000	0.000
1	0.125	
2	0.250	
3	0.500	
4	1.000	
5	2.000	
6	4.000	v
7	8.000	0.035
8	16.000	Pruebas esp.

Y todo se representa en una gráfica:

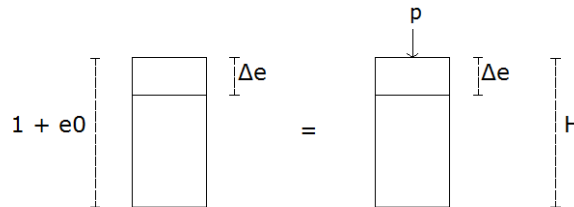
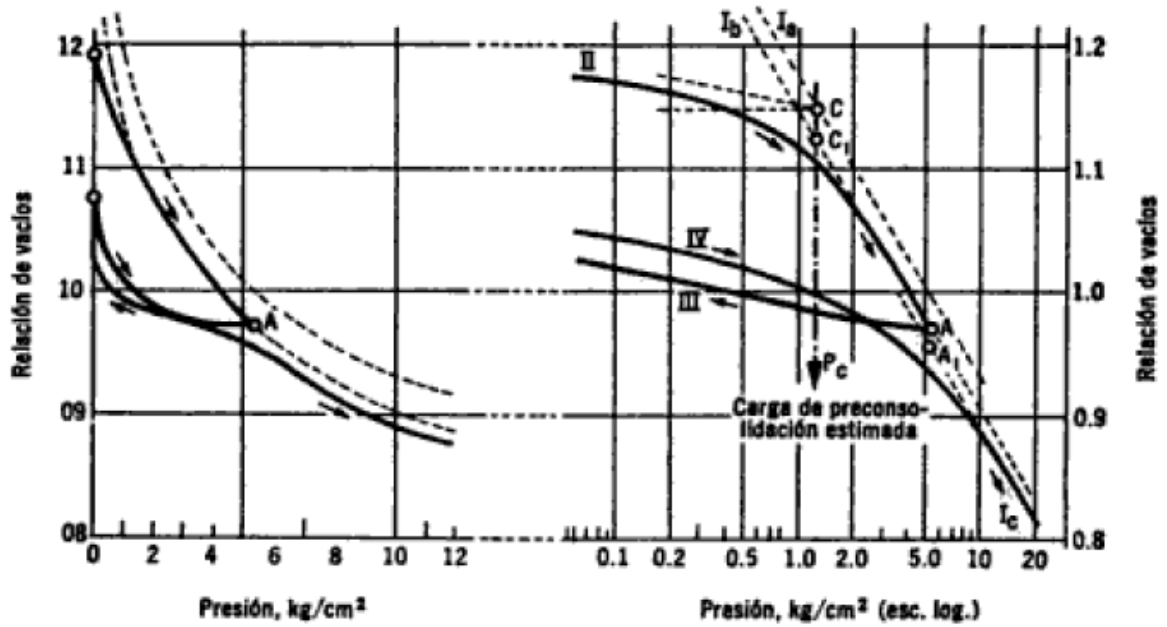
Figura 5-11 Curva de consolidación (Ref4).





A partir de una prueba de consolidación es posible dibujar la curva de compresibilidad del suelo ensayado, de la manera siguiente:

Figura 5-12 Curva de compresibilidad para procesos de carga y descarga.



$$\frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{\Delta H}{H} \therefore \Delta e = \frac{\Delta H(1+e_0)}{H}$$

De acuerdo con lo anterior, la ecuación del tramo virgen de la curva de compresibilidad es la siguiente:

$$m = \frac{\Delta e}{\Delta P} = C_c$$

$$C_c = \frac{e_0 - e}{\log P - \log P_0} = \frac{\Delta e}{\log P - \log P_0} \quad \therefore$$

$$\Delta e = C_c(\log P - \log P_0) \quad \text{--- -- -- -- --} \rightarrow (1)$$

Pero:

$$\log P - \log P_0 = \log\left(\frac{P}{P_0}\right) \quad y \quad P = P_0 + \Delta P$$

Entonces:

$$\Delta e = C_c \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right) \quad \text{--- -- -- -- --} \rightarrow (2)$$

Igualando las ecuaciones (1) y (2) obtenemos:

$$\frac{\Delta H(1 + e_0)}{H} = C_c \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right) \quad \therefore$$

$$\Delta H = \frac{P_0}{(1 + e_0)} H \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right)$$

Dónde:

$\Delta H$  = Deformación vertical.

$\Delta e = e_0 - e$  = Decremento de la relación de vacíos.

$\Delta P = P_0 - P$  = Incremento de los esfuerzos efectivos.

$e_0$  = Relación de vacíos antes de la aplicación de esfuerzos.

$e$  = Relación de vacíos después de la aplicación de esfuerzos.

$P_0$  = Esfuerzo o presión inicial.

$P$  = Presión final.

$C_c$  = Índice de compresibilidad (pendiente del tramo virgen)

$H$  = Espesor total del suelo antes de la aplicación de esfuerzos.

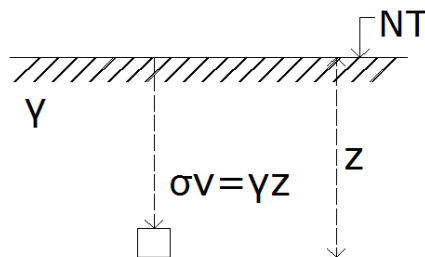
- En 1944 A. W. Skempton encontró una relación empírica entre el índice de compresibilidad  $C_c$  y el límite líquido LL.

$$C_c = 0.009(LL - 10)$$

Esta relación está limitada y solo se usa para suelos normalmente consolidados. En un suelo normalmente consolidado, su contenido de agua  $W_{nat}$ , es cercano al límite líquido LL.

Un suelo normalmente consolidado, es aquel que se ha comprimido bajo la acción de su propio peso.

Figura 5-13 Suelo normalmente consolidado.



Un suelo normalmente consolidado es cuando:

$$P_c \approx \sigma_v$$

Un suelo pre consolidado es cuando:

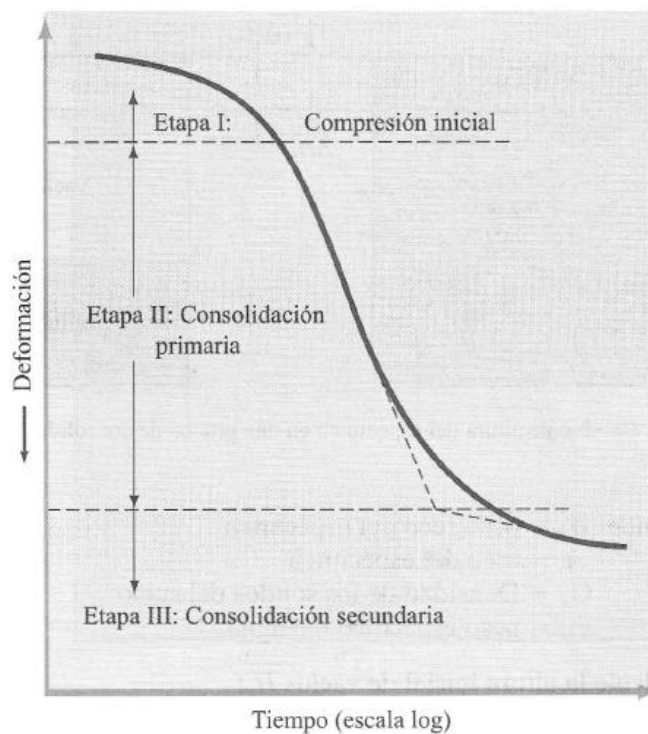
$$P_c > \sigma_v = \gamma z$$

## CONSOLIDACION

El estudio de la compresibilidad visto anteriormente revela un grado pequeño de compresión atribuido al ajuste gradual de la posición de los granos pero principalmente a la disipación de la presión de poro del agua relacionada con la muy baja permeabilidad del material. El grado del cambio volumétrico en este proceso se llama consolidación y la historia del proceso está dado usualmente con un diagrama tiempo-compresión que se caracteriza por 3 zonas de compresión.

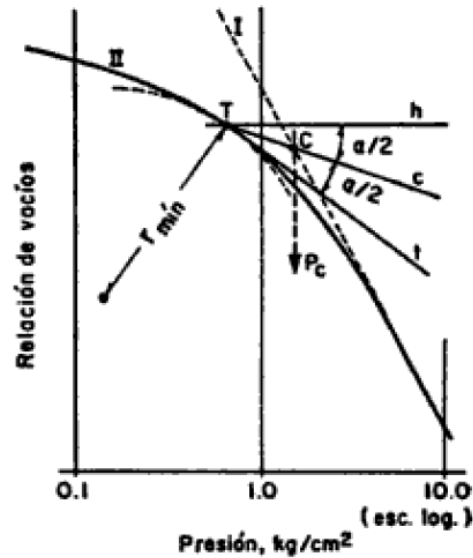
1. Zona de compresión inicial.
2. Zona de consolidación primaria.
3. Zona de consolidación secundaria.

Figura 5-14 Distintos tipos de zonas de compresión en una curva de compresibilidad (Ref.1).



El procedimiento para determinar si el suelo se encuentra pre consolidado o no, es mediante el procedimiento de Casagrande, que se presenta a continuación:

Figura 5-15 Procedimiento para encontrar la carga de pre consolidación (Ref.2).



Para determinar la carga de pre consolidación  $P_c$  es necesario:

1. Determinése el punto de máxima curvatura (T) en la zona de transición entre el tramo de recompresión (II) y el tramo virgen (I).
2. Por T trácese una horizontal (h) y una tangente a la curva (t).
3. Determinése la bisectriz (c) del Angulo formado por las rectas h y t.
4. Prolónguese el tramo virgen hacia arriba, hasta interceptar a la bisectriz.
5. El punto de intersección (C) tiene como abscisa, aproximadamente, la carga de preconsolidación ( $p_c$ ) del suelo.

La carga de pre consolidación  $p_c$ , es el esfuerzo máximo a que ha estado sometido el suelo en su historia de cargas.

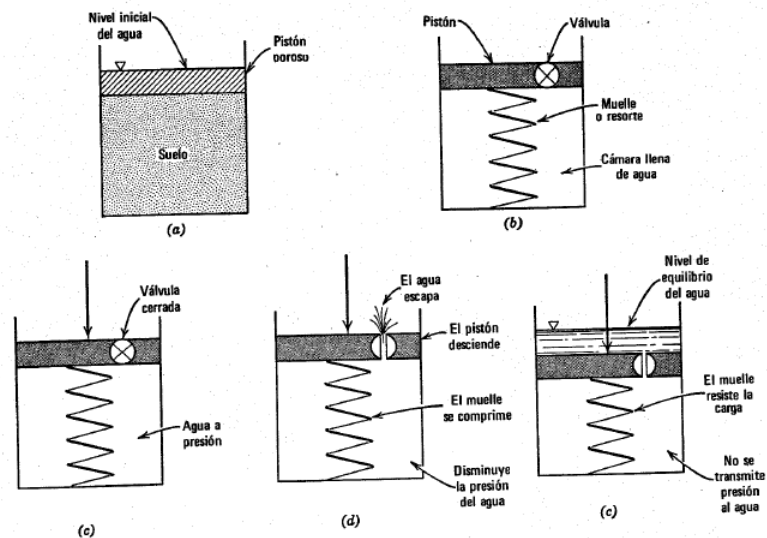
A fin de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de suelos finos, se verá el modelo reológico de Terzaghi, que es una modificación de un modelo originalmente sugerido con otros fines por Lord Kelvin. Y consta de lo siguiente.

Considérese un cilindro de área  $X$ , provisto de un pistón sin fricción, con una pequeña perforación en él, como se observa en la Figura 5-16.

El pistón está soportado por un resorte unido al fondo del cilindro y este está totalmente lleno de un fluido incompresible. Si se coloca sobre el pistón una carga  $P$ , manteniendo el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse nada y, así, toda la carga  $P$  estará soportada por el fluido.

Pero si se permite que el fluido salga por el orificio, abriendo este, también es evidente que habrá una transferencia gradual de carga del fluido al resorte; en efecto, entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio, habrá en un principio una diferencia de presión igual a  $P/A$ , que genera el gradiente necesario para que el fluido salga por el orificio, permitiendo la deformación del resorte. La velocidad de transferencia depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido.

Figura 5-16 Esquema del modelo mecánico de Terzaghi. (Ref.4).



## TEORIA DE LA CONSOLIDACION

La primera teoría científica de la consolidación del suelo presentada de manera analítica se debe a Terzaghi (1925) y se designan con su nombre. Esta teoría sirve como la base para la determinación del cambio de espesor de un estrato del suelo en un tiempo dado bajo una presión determinada.

Las hipótesis de la teoría son las siguientes:

1. El suelo se considera como homogéneo y totalmente saturado.
2. La compresibilidad de las partículas de suelo y el agua es pequeña y pueden despreciarse.
3. La compresión es unidimensional y la dirección del flujo de agua está gobernada por la ley de Darcy para flujo laminar.
4. La relación causa-efecto es lineal, permitiéndose la aplicación de la teoría de pequeñas deformaciones.

La ecuación gobernante en esta teoría:

$$C_v = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \text{ --- --> (1)}$$

Dónde:

$u$  = Presión del poro o en exceso de la hidrostática

$t$  = Tiempo.

$C_v$  = Coeficiente de consolidación.

$$u = \gamma_w h \text{ --- --> (2)}$$

Dónde:

$h$  = Carga hidráulica con respecto al nivel del agua por arriba del estrato que se consolida

- Ecuación del coeficiente de consolidación:

$$C_v = \frac{k(1 + e_0)}{a_v \gamma_w} \text{ --- --> (3)}$$

Dónde:

$k$  = Coeficiente de permeabilidad.

$e_0$  = Relación de vacíos inicial.

$a_v$  = Coeficiente de compresibilidad.

- Grado de consolidación:

Se define como grado de consolidación o porcentaje de consolidación del suelo a una profundidad  $z$  y en un instante  $t$ , a la relación entre la consolidación que ya ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga impuesto. Se representa por  $u_z$  (%).

$$u_z = 1 - \frac{u}{u_i} \text{ --- --> (4)}$$

Dónde:

$u$  = Presión de poro para  $t=t$

$u_i$  = Presión de poro para  $t=0$

$$u = 1 - \frac{\int_0^{2H} u dz}{\int_0^{2H} u_i dz} \text{ --- --> (5)}$$





estratos pequeños de limos y arenas, el grado de consolidación está gobernado por el espaciamiento y continuidad de estas inclusiones. Estos factores no son identificados a menudo de las operaciones de exploración y muestreo y de aquí surge la limitación de las predicciones de asentamientos mediante pruebas de consolidación.

A continuación se presenta la grafica representada en un hoja semi-logaritmica y el grado de consolidacion obtenido:

Figura 5-17 Grafica semi-logaritmica del grado de consolidación (Ref.1)

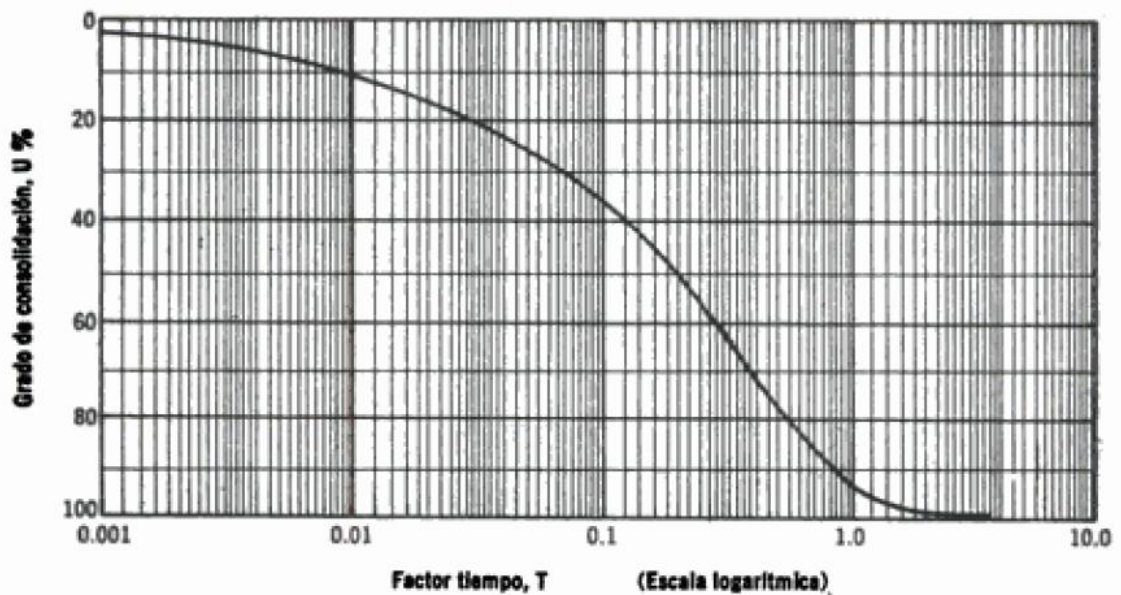
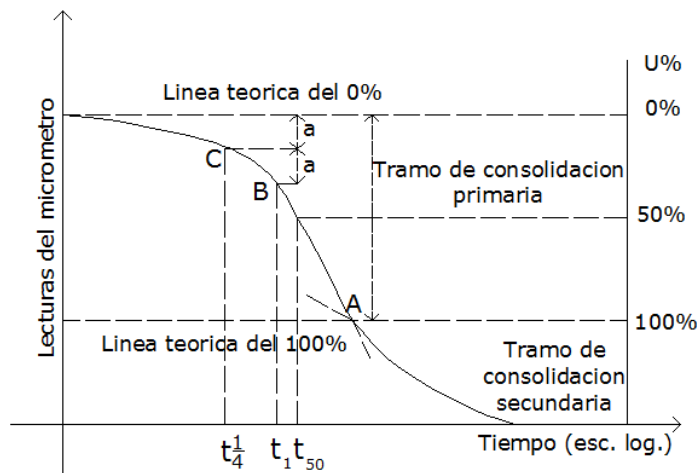


Tabla 7 Tabla del grado de consolidación con respecto al tiempo.

Solución de la ecuación diferencial.	
Grado de consolidación. $u(\%)$	Factor tiempo. $T_v$
10	0.008
20	0.031
30	0.071
40	0.126
50	0.197
60	0.287
70	0.403
80	0.567
90	0.848
100	$\infty$

A continuación se muestra la determinación de  $u = 0\%$  y  $u = 100\%$  a partir de la curva de consolidación, método de Casagrande:

Figura 5-18 Método de Casagrande para la determinación del grado de consolidación (Ref.2).

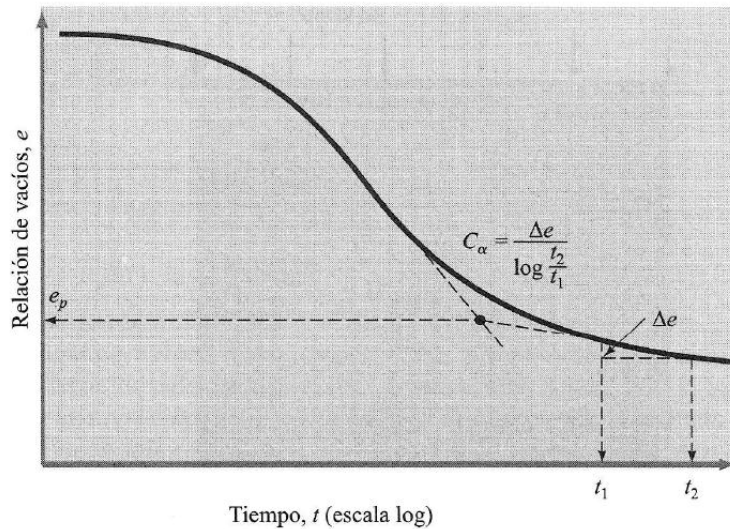


## CONSOLIDACION SECUNDARIA.

La curva tiempo-consolidación para un incremento de carga dado en una prueba de consolidación difiere de la relación teórica, en las etapas avanzadas de la consolidación. Mientras que la curva teórica se aproxima a una asíntota horizontal correspondiente a 100% de la consolidación, una curva real se aproxima a una tangente inclinada con una pendiente aproximada constante si el tiempo se grafica en una escala semilogarítmica. La porción de asentamientos total que toma lugar de acuerdo con la ecuación 1 y las suposiciones sobre las cuales se basa, se conoce como consolidación primaria. El asentamiento adicional se define como consolidación secundaria.

La consolidación secundaria también ocurre a escala natural. En depósitos de alta compresibilidad puede ser una parte sustancial de los asentamientos de largo plazo. El grado de consolidación secundaria puede ser expresado por el coeficiente de consolidación secundaria  $C_\alpha$ .

Figura 5-19 Consolidación secundaria (Ref.1).



$$C_\alpha = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot \frac{1}{\log \left( \frac{t}{t_0} \right)}$$

Si:

$$\frac{e_0 - e}{\log\left(\frac{t}{t_0}\right)} = C_t$$

∴

$$C_\alpha = \frac{C_t}{1 + e_0}$$

Dónde:

$C_t$  = Índice de compresión secundaria (es la pendiente del tramo de consolidación secundaria).

El asentamiento por consolidación secundaria es más importante que por consolidación primaria en suelos orgánicos y en suelos inorgánicos altamente compresibles. En arcillas inorgánicas pre consolidadas, el índice de compresión secundaria es muy pequeño y tiene una menor importancia práctica.

Varios factores afectan la magnitud de la consolidación secundaria y algunos de ellos no son entendidos aun claramente. La tasa de compresión secundaria respecto a la primaria para un espesor dado del estrato de suelo es dependiente de la razón del incremento de esfuerzo ( $\Delta\sigma'$ ) respecto al esfuerzo efectivo inicial ( $\Delta\sigma'_0$ ). Para tasas pequeñas  $\Delta\sigma'/\sigma'_0$  la tasa de la compresión secundaria respecto a la primera es mayor.

## PROBLEMAS DE APLICACIÓN

1. Los resultados que se presentan en la tabla siguiente fueron obtenidos en una prueba de consolidación:

Medición N°	Presión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura en micrómetro (mm)
0	0.000	0.00
1	0.130	0.28
2	0.260	0.55
3	0.520	0.98
4	1.040	1.86
5	2.080	3.38
6	4.160	5.08
7	8.320	7.00

La lectura del micrómetro será la variación de altura.

- a) Calcular la relación de vacíos para cada incremento de carga y dibuja la curva de compresibilidad en escala semilogarítmica.

Propiedades de la muestra:

$$H = 3.81\text{cm} \text{ ---} \rightarrow \text{Espesor inicio}$$

$$LL = 45\%$$

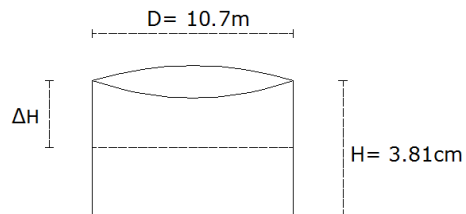
$$S_s = 2.72$$

$$D = 10.7\text{cm} \text{ ---} \rightarrow \text{Diametro de la muestra}$$

$$W_m = 650\text{gr}$$

$$W_s = 480\text{gr}$$

$$W_w = 170\text{gr}$$



Solución:

Para  $P = 0.000 \text{ Kg/cm}^2$

Es necesario primero encontrar el contenido de agua ( $\omega$ ), para ello tomamos las propiedades originales de la muestra, esto significa que utilizaremos  $W_w$  y  $W_s$ .

Entonces:

$$\omega = \frac{170}{480} = 0.35$$

Una vez que tenemos el contenido de agua, procedemos a multiplicarlo por  $S_s$  para obtener la relación de vacíos en esta medición.

$$\rho = \omega S_s = (0.35)(2.72)$$

$$\rho = 0.952$$

Este procedimiento puede ser un poco complicado debido a que dependiendo la presión ejercida y la lectura obtenida hay que realizar más pasos, por ello se ha elaborado una tabla que sirve para simplificarla un poco y llevar un orden en la resolución de este tipo de problemas. La tabla consta de lo siguiente:

Medición N°	Presión $\text{Kg/cm}^2$	$W_{wi}$ (gr)	$-\Delta W$ (gr)	Área $\text{cm}^2$	$W_{wf}$ (gr)	$\omega$	$S_s$	$\rho$
----------------	-----------------------------	------------------	---------------------	-----------------------	------------------	----------	-------	--------

Dónde:

$W_{wi}$  = Es el peso de inicial de la muestra al tomar la medicion

$Lect$  = Es la lectura que se obtiene al tomar la medición

$A$  = Es el area de la muestra y es una constante ya que es el mismo diametro

$W_{wf}$  = Es el peso final de la muestra y se obtiene del resultado de:

$$W_{wf} = W_{wi} - (-\Delta W \times Area)$$

En cada medición el contenido de agua varía ya que depende de los pesos obtenidos en la medición correspondiente.

Ahora hay que calcular el área que va a ser una constante en la tabla.

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(10.7)^2}{4} = 89.92 \text{ cm}^2$$

Resultado:

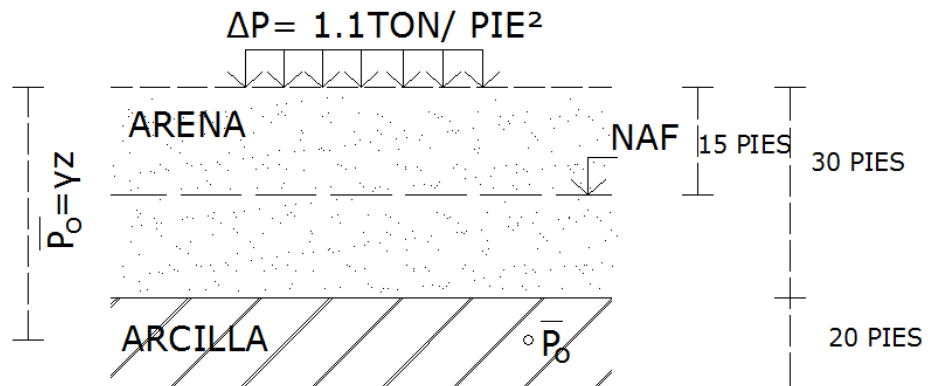
Medición N°	Presión $Kg/cm^2$	$W_{wi}$ (gr)	<i>Lect</i> (cm)	Área $cm^2$	$-\Delta W$ * (gr)	$W_{wf}$ (gr)	$\omega$	$S_s$	$\rho$
0	0.000	170	0.000	89.92	0.000	170.000	0.350	2.72	0.952
1	0.130	170	0.028	89.92	2.517	167.483	0.348	2.72	0.949
2	0.260	170	0.055	89.92	4.945	165.054	0.343	2.72	0.932
3	0.520	170	0.098	89.92	8.812	161.187	0.335	2.72	0.911
4	1.040	170	0.186	89.92	16.72	153.275	0.319	2.72	0.867
5	2.080	170	0.338	89.92	30.39	139.608	0.290	2.72	0.790
6	4.160	170	0.508	89.92	45.67	124.320	0.259	2.72	0.704
7	8.320	170	0.700	89.92	62.94	107.056	0.223	2.72	0.606

\*Producto de *Area*  $\times$  *Lect*

- Un estrato de arena de 30 pies de espesor sobre yace a un estrato de 65% arcilla compresible de 20 pies de espesor con un límite líquido de 46%. El nivel de aguas freáticas (NAF), se encuentra a una profundidad de 15 pies por debajo del nivel del terreno natural. El contenido natural de agua del estrato de arcilla es de 41% y la densidad de sus sólidos es de 2.76. El peso sumergido de la arena es de 65 lb/pie<sup>3</sup> y el peso volumétrico de la arena húmeda que se encuentra por encima del NAF es de 110 lb/pie<sup>3</sup>.



Considerando que ha sido establecido por evidencia geológica, que el estrato de arcilla es normalmente consolidado, estime los asentamientos promedios finales debido a la construcción de un edificio en la superficie del estrato de arena que ocasionara un incremento en los esfuerzos efectivos en el estrato de arcilla en el orden de 1.1 Ton/pie<sup>2</sup>.



Datos:

$$H_s = 30 \text{ pies}$$

$$H_c = 20 \text{ pies}$$

$$Z_{NAF} = 15 \text{ pies}$$

$$\gamma_{sub \text{ arena}} = 65 \text{ lb/pie}^3$$

$$\gamma_{arena} = 110 \text{ lb/pie}^3$$

$$\gamma_w = 62.4 \text{ lb/pie}^3$$

$$LL = 46\%$$

$$\omega = 41\%$$

$$S_s = 2.76$$

$$\Delta p = 1.1 \text{ Ton/pie}^2$$

Solución:

Paso1. Calcular los esfuerzos efectivos en el centro del estrato de arcilla debido al peso del suelo que le sobre yace,  $\bar{p}_s$ .

$$\gamma_{sub\ arcilla} = \gamma_{Sat\ arcilla} - \gamma_w$$

$$\gamma_{sub\ arcilla} = \frac{S_s(1 + \omega)}{1 + S_s\omega} \gamma_w - \gamma_w$$

$$= \frac{2.76(1 + 0.41)}{1 + 2.76(0.41)} (62.4) - 62.4$$

$$= 113.42 - 62.4$$

$$= 51.52\ lb/pe^3$$

$$\bar{p}_o = \gamma^z = \gamma_{arena}Z_1 + \gamma_{subarena}Z_2 + \gamma_{subarcilla}Z_3$$

$$\bar{p}_o = (110)(15) + (65)(15) + (51.52)(10) = 3140.2\ lb/pe^2$$

Pero  $2000\ lb = 1\ Ton \quad \therefore$

$$\bar{p}_o = \frac{3140.2}{2000} = 1.57\ Ton/pe^2$$

Paso2. Calcular el asentamiento del estrato de arcilla.

$$S = \Delta H = H \left( \frac{C_c}{1 + e_o} \right) \log \left( \frac{\bar{p}_o + \Delta p}{\bar{p}_o} \right)$$

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(46 - 10) = 0.324$$

$$e_o = \omega S_s = (0.41)(2.76) = 1.13$$

$$\bar{p}_o = 1.57 \text{ Ton/pie}^2$$

$$\Delta p = 1.1 \text{ Ton/pie}^2$$

$$H = 20 \text{ pies}$$

$$S = \Delta H = 20 \left( \frac{0.324}{1 + 1.13} \right) \log \left( \frac{1.57 + 1.1}{1.57} \right) = 0.70 \text{ pies}$$

$$1 \text{ pie} = 12 \text{ pulgadas} \quad \therefore \quad S = 0.70 \times 12 = 8.42 \text{ pulgadas}$$

$$1 \text{ plg} = 2.54 \text{ cm} \quad \therefore \quad S = 8.42 \times 2.54 = 21.38 \text{ cm}$$

$$S = 0.70 \text{ pies} = 8.42 \text{ plg} = 21.38 \text{ cm.}$$

3. El contenido de agua de una arcilla blanda es 54.2% y el limite liquido 57.3%. Estime el índice de compresibilidad por Skempton.

Datos:

$$\omega = 54.2\%$$

$$LL = 57.3\%$$

Solución:

- a) Se observa que el contenido de agua o humedad natural de la arcilla se encuentra próximo al límite líquido. La condición anterior permite concluir, razonablemente, que se trata de una arcilla normalmente consolidada y por tanto se puede aplicar la solución de Skempton.

- b)  $C_c = ?$

$$C_c = 0.009(LL - 10)$$

$$C_c = 0.009(57.3 - 10)$$

$$C_c = 0.4257 \approx 0.43$$

4. Se realizó una prueba de consolidación en una muestra de arcilla glacial saturada en un anillo circular con una altura o espesor de 1.5" y un área de  $90.18 \text{ cm}^2$ . La muestra peso 645gr al inicio de la prueba y 477.8gr después de la prueba y haber sido secada al horno.

Una prueba complementaria dio como resultado una densidad de los sólidos del suelo,  $S_s=2.74$ .

La consolidación primaria bajo cada aplicación de carga se completa a 1000 min. Las lecturas del micrómetro correspondiente a este intervalo de suelo son las siguientes:

Medición N°	Presión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Lectura en micrómetro (cm × 10 <sup>-4</sup> )
0	0.000	0
1	0.066	177.80
2	0.133	279.40
3	0.266	548.64
4	0.533	980.44
5	1.064	1864.36
6	2.130	3067.3
7	4.260	5067.3
8	8.520	6680.20

Calcule la relación de vacíos al principio de la prueba y para cada incremento de carga. Grafique la curva de compresibilidad en papel semi logarítmico.

a) Relación de vacíos al inicio de la prueba,  $\rho_0$

$$W_w = W_m - W_s$$

$$W_w = 645 - 477.8 = 167.2 \text{ gr}$$

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} = \frac{167.20}{477.80} = 0.349 = 34.9\%$$

$$\rho_0 = \omega S_s = 0.349 \times 2.74$$

$$\rho_0 = 0.956$$

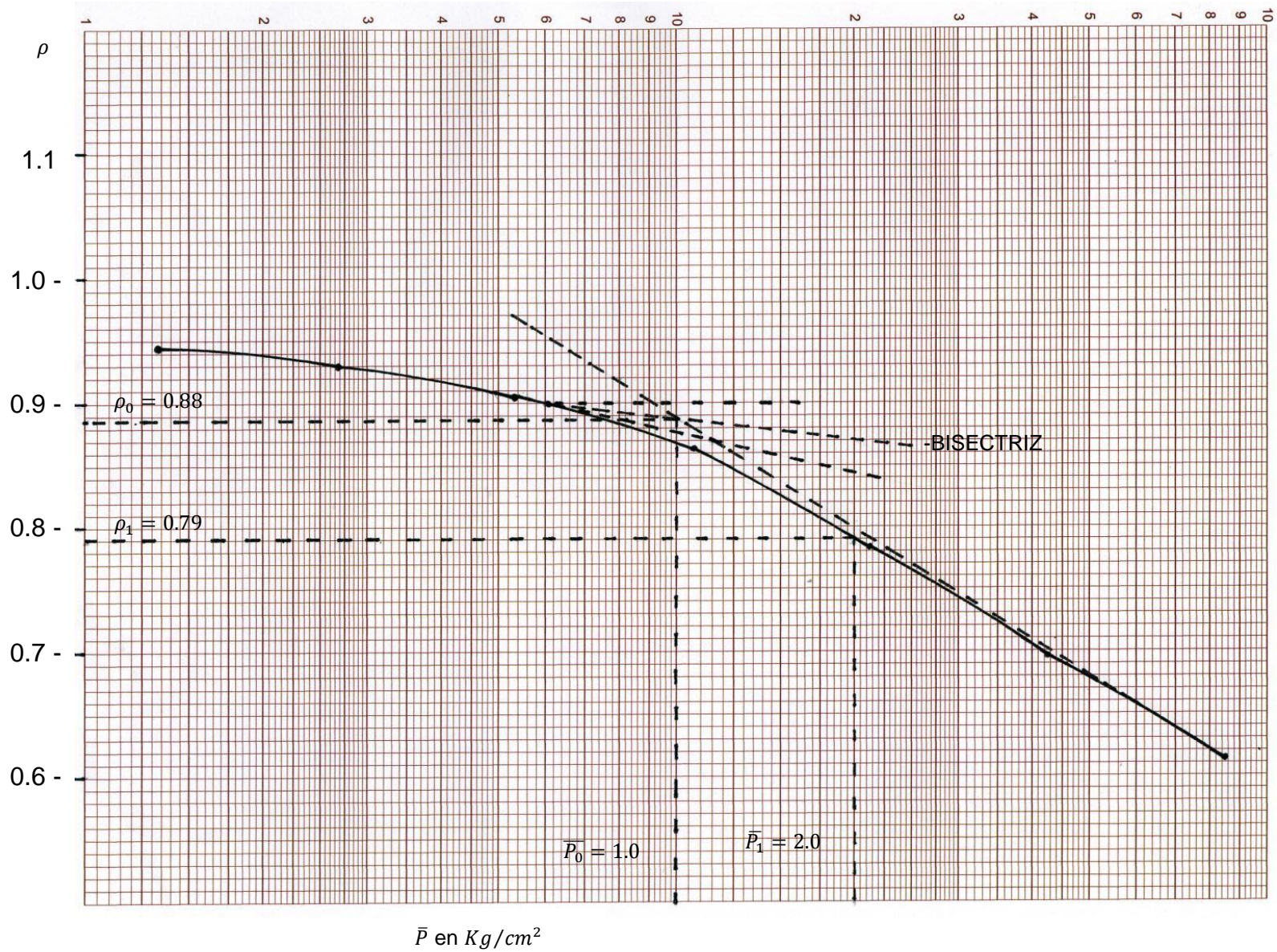
Medición N°	Presión $Kg/cm^2$	$W_{wi}$ (gr)	$Lect$ (cm)	Área $cm^2$	$-\Delta W^*$ (gr)	$W_{wf}$ (gr)	$\omega$	$S_s$	$\rho$
0	0.000	167.2	0.000	90.18	0.000	167.2	0.349	2.74	0.956
1	0.066	167.2	0.017	90.18	1.596	165.597	0.346	2.74	0.948
2	0.133	167.2	0.027	90.18	2.516	164.681	0.344	2.74	0.942
3	0.266	167.2	0.054	90.18	4.941	162.253	0.339	2.74	0.928
4	0.533	167.2	0.098	90.18	8.837	158.359	0.331	2.74	0.906
5	1.064	167.2	0.186	90.18	16.80	150.391	0.314	2.74	0.860
6	2.130	167.2	0.338	90.18	30.52	136.675	0.286	2.74	0.783
7	4.260	167.2	0.506	90.18	45.69	121.506	0.254	2.74	0.695
8	8.520	167.2	0.668	90.18	60.24	106.96	0.223	2.74	0.611

\*Producto de  $Area \times Lect$

b) Tabla resultante para elaborar la curva de compresibilidad.

Medición N°	Presión ( $Kg/cm^2$ )	$\rho$
0	0.000	0.959
1	0.066	0.948
2	0.133	0.942
3	0.266	0.928
4	0.533	0.906
5	1.064	0.860
6	2.130	0.783
7	4.260	0.695
8	8.520	0.611

### PROBLEMA 4



5. Aplicando la construcción grafica propuesta por A. Casagrande, estime la carga de pre consolidación máxima que ha actuado en el suelo representado por la muestra del problema 4. Determine también el índice de compresibilidad  $C_c$ .

a)  $\bar{p}_o = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

b)  $C_c = \frac{\Delta\rho}{\log\frac{P_1}{P_2}}$

$$C_c = \frac{0.88 - 0.79}{\log\frac{2}{1}} = 0.299$$

Nota: Ver la curva de compresibilidad del problema 4.

6. A partir de los datos del problema 4 calcular  $a_v$  y  $m_v$  para el incremento de presión de 0.5325 a 1.064 Kg/cm<sup>2</sup>.

- a) Coeficiente de compresibilidad:

$$a_v = \frac{\rho_0 - \rho}{P - P_0}$$

$$a_v = \frac{0.906 - 0.86}{1064 - 532.5}$$

$$a_v = 8.6 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{gr}$$

- b) Coeficiente de compresibilidad volumétrica:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + \rho_0}$$



$$m_v = \frac{8.6 \times 10^{-5}}{1 + 0.906}$$

$$m_v = 4.54 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{gr}$$

7. Las lecturas observadas durante la consolidación de la muestra del problema 4 bajo la presión de 1.064 kg/cm<sup>2</sup> se presentan a continuación:

No.	Tiempo (min)	Lect. Micrómetro (plg x 10 <sup>-4</sup> )	No.	Tiempo (min)	Lect. Micrómetro (plg x 10 <sup>-4</sup> )
0	0.00	396.00	8	15	549.00
1	0.10	427.00	9	30	594.70
2	0.25	436.00	10	60	636.80
3	0.50	443.00	11	135	670.70
4	1.00	453.50	12	240	689.90
5	2.00	466.00	13	1180	729.00
6	4.00	485.00	14	1600	737.00
7	8.00	511.80	15	2625	749.20

Graficar la curva de consolidación (Tiempo-lecturas) y determine las lecturas correspondientes a 0% y 100% de consolidación. Calcular el valor del coeficiente de consolidación  $C_v$  y el coeficiente de permeabilidad  $k$ .

a)

$u$ (%)	Lectura (Plg x 10 <sup>-4</sup> )
0	418.5
100	670.0

b) Coeficiente de consolidación,  $C_v$ Paso 1. Encontrar  $u = 50\%$  y  $t_{50}$ . En la curva de consolidación.

$$L_{M(50)} = \left[ \left( \frac{670 - 418.5}{2} \right) + 418.5 \right] \times 10^{-4} = 544.25 \times 10^{-4} \text{ plg}$$

$$L_{M(50)} = 0.138 \text{ cm}$$

$$T_v = \left( \frac{C_v}{H^2} \right) t \quad \therefore \quad C_v = \frac{T_v H^2}{t}$$

De la curva:

 $t_{50} = 14.25 \text{ min} = 855 \text{ seg}$ . De la c. de consolidación.

De la Tabla 7:

$$T_v = 0.197 \text{ Para } u = 50\%$$

$$2H_0 = 1.5 Plg = 3.81 \text{ cm}$$

$$H_{50} = \frac{3.81 - 0.138}{2} = 1.836 \text{ cm}$$

$$C_v = \frac{(0.197)(1.836)^2}{855} = 7.8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

\*Drenaje en ambas caras de la muestra de suelo.

c) Coeficiente de permeabilidad  $k$ .

$$k = C_v \gamma_w m_v$$

$$C_v = 7.8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg} . \text{ Inciso (b), problema 7}$$

$$m_v = 4.54 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{gr} . \text{ Inciso (b), problema 6}$$

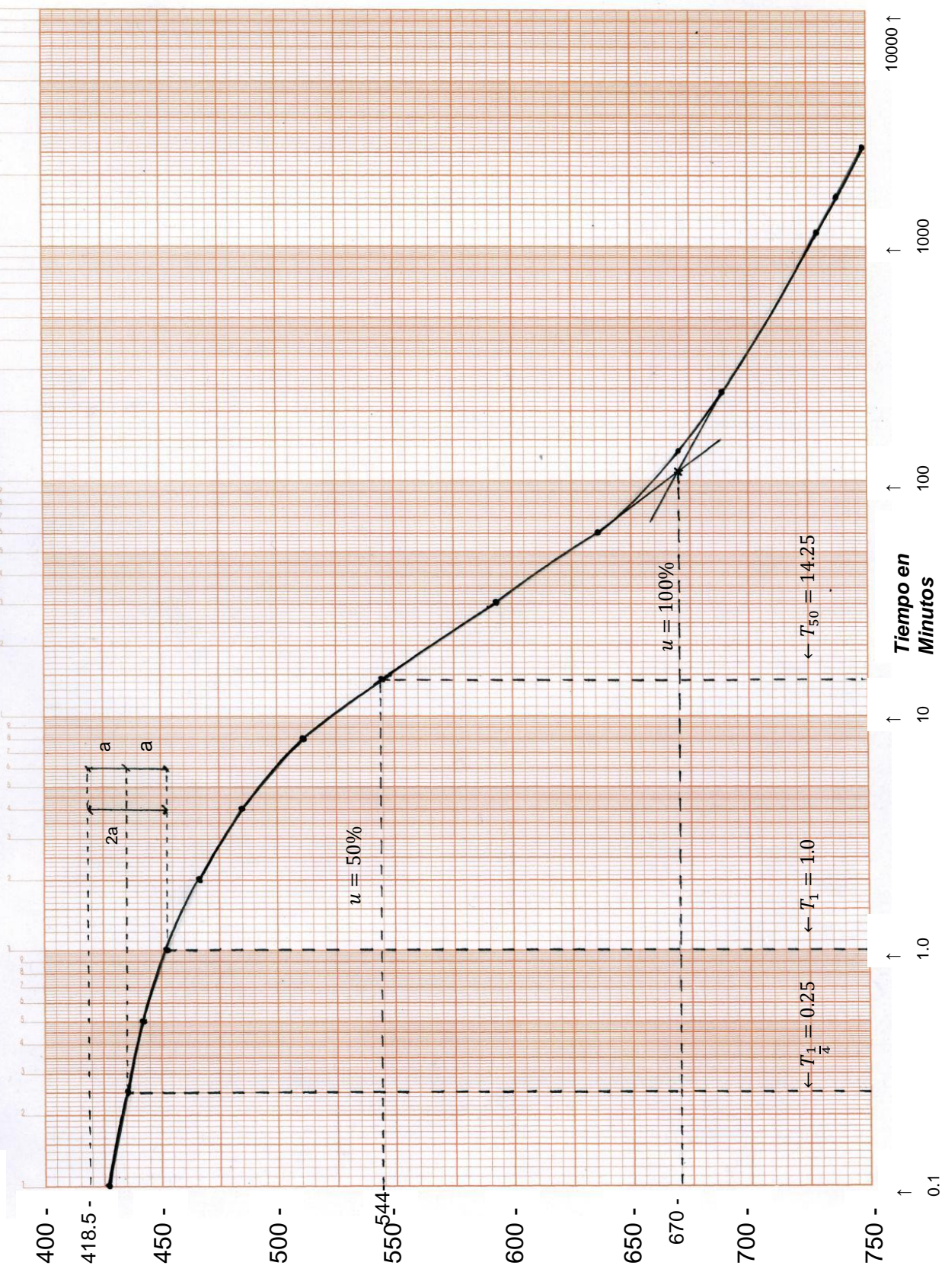
$$\gamma_w = 1 \text{ gr}/\text{cm}^3$$

$$k = (7.8 \times 10^{-4})(4.54 \times 10^{-5})(1)$$

$$k \approx 3.60 \times 10^{-8} \text{ cm}/\text{seg}$$

SEM-LOG PROBLEMA 7

$P/q \times 10^{-4}$



8. La muestra del problema 4 fue tomada de un estrato de arcilla de 12 pies de espesor, con drenaje en las fronteras superior e inferior. En qué tiempo este estrato alcanzara el 30% de consolidación bajo una carga de 1Ton/pie<sup>2</sup>.

$$T_v = \left(\frac{C_v}{H^2}\right)t \quad \therefore \quad t = \frac{T_v H^2}{C_v}$$

$T_v = 0.71$ ; De la gráfica de consolidación teórica (Tabla 7).

$$2H = 12 \text{ pies}; H = 6 \text{ pies} \times 12 \times 2.54 = 182.9 \text{ cm}$$

$$C_v = 7.8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg. Inciso (b), problema 7}$$

$$t = \frac{(0.071)(182.9)^2}{7.8 \times 10^{-4}} = 3044361.2 \text{ seg}$$

$$t = 50739.35 \text{ min}$$

$$t = 845.65 \text{ Horas}$$

$$t = 35.25 \text{ Días}$$

9. Si el estrato del problema 8 tuviera una pequeña lamina de arena a una profundidad de 3 pies por debajo de su superficie superior, ¿Cuántos días serían necesarios para alcanzar un grado de consolidación del 30%? (De todo el estrato, 12 pies).

$T_v = 0.71$ ; De la gráfica de consolidación teórica (Tabla 7).

$$C_v = 7.8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg. Inciso (b), problema 7}$$

$$2H = 9 \text{ pies}; H = 4.5 \text{ pies} \times 12 \times 2.54 = 137.16 \text{ cm}$$

*Nota: Se seleccionó la parte del estrato de mayor espesor porque es la que gobierna.  $\boxed{9} + 3 = 12$  pies.*

$$T_v = \left(\frac{C_v}{H^2}\right)t \quad \therefore \quad t = \frac{T_v H^2}{C_v}$$

$$t = \frac{(0.071)(137.16)^2}{7.8 \times 10^{-4}} = 1,712,453.2 \text{ seg}$$

$$t = 19.82 \text{ Días} \approx 20 \text{ Días}$$

Para el estrato de 3 pies:  $2H = 3 \text{ pies} \therefore H = 1.5 \text{ pies}$

$$t = \frac{(0.071)(1.5 \times 12 \times 2.54)^2}{7.8 \times 10^{-4}} = 190,272.57 \text{ seg}$$

$$t = 2.20 \text{ Días}$$

De otra manera:

$$t_1 = 35.25 \text{ días}$$

$$H_1 = 6 \text{ pies (efectivo)}$$

$$t_2 = ?$$

$$H_2 = 4.5 \text{ pies (efectivo)}$$

$$T_{v1} = T_{v2}$$

$$\frac{C_v t_1}{H_1^2} = \frac{C_v t_2}{H_2^2} \quad \text{Se elimina } C_v$$

$$\frac{35.25}{6^2} = \frac{t_2}{4.5^2}$$

$$t_2 = \frac{(4.5)^2(35.25)}{(6)^2} = 19.83 \text{ días} \approx 20 \text{ días}$$

10. El tiempo para alcanzar el 60% de consolidación es de 32.5 segundos para una muestra de 0.5 pulgadas de espesor probada en laboratorio bajo condiciones de doble drenaje. ¿Cuánto tiempo le tomara al estrato de suelo alcanzar el mismo grado de consolidación si tiene un espesor de 15 pies y solamente tiene drenaje por un lado?

$$2H_1 = 0.5 \text{ plg} \quad \therefore \quad H_1 = 0.25 \text{ plg} \quad (\text{Doble drenaje})$$

$$2H_2 = 15 \text{ pies} \quad \therefore \quad 2H_2 = 15 \text{ pies} \times 12 \text{ plg} \quad (\text{Drenaje de 1 solo lado})$$

$$t_1 = 32.5 \text{ seg} \quad ; \quad t_2 = ?$$

$$\frac{t_1}{(H_1)^2} = \frac{t_2}{(2H_2)^2} \quad (\text{Ref 2, pág 277})$$

∴

$$t_2 = \frac{(2H_2)^2 t_1}{(H_1)^2} = \frac{(15 \times 12)^2 (32.5)}{(0.25)^2}$$

$$t_2 = 16,848,000 \text{ segundos} = 195 \text{ días}$$

11. Un estrato de arcilla que se encuentra por debajo de un edificio se ha consolidado y causado asentamientos de 9.2 pulgadas en 200 días después de haberse terminado su construcción. De acuerdo con los resultados de las pruebas de consolidación a muestras de este suelo, esto corresponde a un grado de consolidación de 30% del estrato.

Grafique la curva asentamiento-tiempo de la estructura, para los primeros 5 años de existencia.

Datos:

$$S = \Delta H = 9.2 \text{ pulgadas}$$

$$t = 200 \text{ días}$$

$$u = 30\%$$

$$\Delta H_u = u \times \Delta H_{tot} \quad \therefore \quad \Delta H_{tot} = \frac{\Delta H_u}{u}$$

$$\Delta H_{tot} = \frac{9.2 \text{ pulg}}{0.3} = 30.67 \text{ pulgadas}$$



$\Delta H_u = u \times \Delta H_{tot}$	
$u$	$\Delta H_u$ (pulgadas)
0.00	0.0
0.10	3.07
0.20	6.13
0.30	9.20
0.40	12.27
0.50	15.33
0.60	18.40
0.70	21.47
0.80	24.53
0.90	27.60
1.00	30.67

Para los primeros 5 años se tiene:

$t$ (Años)	$t$ (Días)	$\Delta H$ (Pulgadas)
1	365	12.5
2	730	17.5
3	1095	21.0
4	1460	24.0
5	1825	25.8

Teniendo:

$$T_v = 0.71 \quad t = 200 \text{ días}; \quad u = 30\%$$

Para  $t = 365 \text{ días} \Rightarrow$

$$\frac{T_v}{t} = \frac{0.071}{200} = \frac{T_v}{365} \quad \therefore$$

$$T_{v1} = \frac{0.071 \times 365}{200} = 0.129; \quad 1 \text{ año}$$

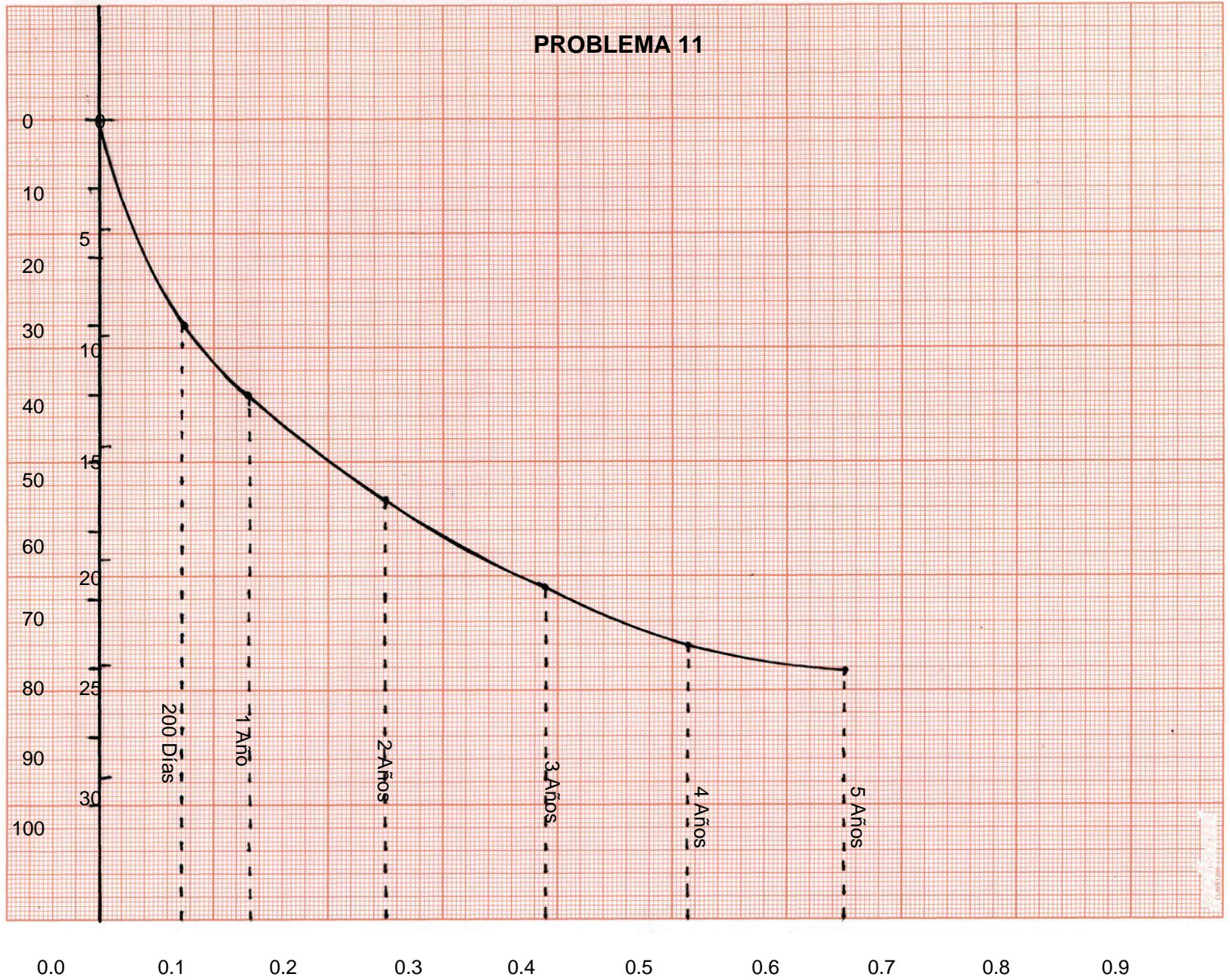
$$T_{v2} = \frac{0.071 \times (365 \times 2)}{200} = 0.259; \quad 2 \text{ años}$$

$$T_{v3} = \frac{0.071 \times (365 \times 3)}{200} = 0.389; \quad 3 \text{ años}$$

$$T_{v4} = \frac{0.071 \times (365 \times 4)}{200} = 0.518; \quad 4 \text{ años}$$

$$T_{v5} = \frac{0.071 \times (365 \times 5)}{200} = 0.649; \quad 5 \text{ años}$$

# PROBLEMA 11



12. A partir de la curva de consolidación del problema 7, determine el coeficiente de consolidación secundaria  $C_\alpha$ .

$$t_1 = 1000 \text{ min} \quad L_M = 725 \times 10^{-4} \text{ plg.}$$

$$t_2 = 10000 \text{ min} \quad L_M = 786 \times 10^{-4} \text{ plg.}$$

$$C_\alpha = 0.38\%$$

$$C_\alpha = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot \frac{1}{\log\left(\frac{t}{t_0}\right)} = \frac{C_t}{1 + e_0}$$

$$. e_0 = 0.959 \quad (\text{problema 4})$$

$$2H = 1.5 \text{ pulgadas} \times 2.54 = 3.81 \text{ cm}$$

$$-\Delta H_1 = 725 \times 10^{-4} \text{ plg} \times 2.54 = 0.184 \text{ cm}$$

$$\Delta W_1 = 90.18 \times 0.184 = 16.60 \times 1 \text{ gr/cm}^3 = 16.60 \text{ gr}$$

$$-\Delta H_2 = 786 \times 10^{-4} \text{ plg} \times 2.54 = 0.1996 \text{ cm}$$

$$\Delta W_2 = 90.18 \times 0.1996 = 18.0 \times 1 \text{ gr/cm}^3 = 18.00 \text{ gr}$$



Def.	$W_{wi}$	$-\Delta W$	$W_{wf}$	$W_s$	$\omega$	$S_s$	$\rho$
0	167.20	0.00	167.20	477.8	0.35	2.74	0.959
1	167.20	16.6	150.59	477.8	0.315	2.74	0.863
2	167.20	18.0	149.20	477.8	0.312	2.74	0.855

$$C_{\alpha} = \frac{0.863 - 0.855}{1 + 0.863} \cdot \frac{1}{\log\left(\frac{10000}{1000}\right)} = 4.29 \times 10^{-3}$$

$$C_{\alpha} = 0.43\%$$

$$C_t = \Delta\rho = 8 \times 10^{-3}$$

#### 5.4 CALCULO DE ASENTAMIENTOS INMEDIATOS DIFERIDOS EN OBRAS CIVILES

Problema:

Considérese el edificio de la Figura 5-20 que descarga en la cimentación 10  $Ton/m^2$ . Calcular los asentamientos considerando que el estrato de arcilla es normalmente consolidada.

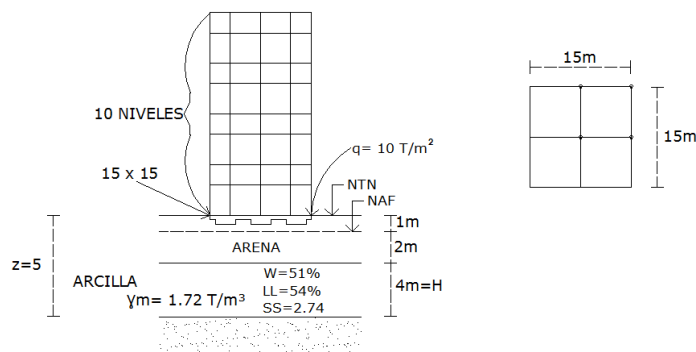


Figura 5-20 Problema de aplicación de asentamientos inmediatos

La manera de calcular el asentamiento en este problema básico de ingeniería, con estos datos, sería de la siguiente manera:

1. Para un suelo normalmente consolidado:

$$C_c = 0.009(LL - 10)$$

$$C_c = 0.009(54 - 10) = 0.396$$

2. Suelo sumergido  $\therefore$  Saturado, entonces:

$$e_0 = S_s w = 2.74(0.51) = 1.397$$

3. Espesor del estrato:

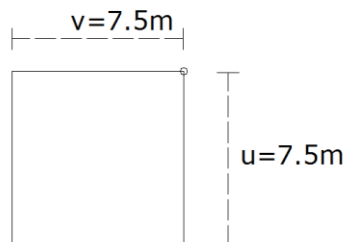
$$H = 4m$$

4. Esfuerzos geostáticos:

$$\sigma_0 = (1.8)(1) + (1.8 - 1)(2) + (1.72 - 1)(2)$$

$$\sigma_0 = 4.84 \text{ Ton}/m^2$$

5. Esfuerzo desviador:



$$\Delta P = \sigma_z = q\phi_z$$

$$m = \frac{u}{z} = \frac{7.5}{5} = 1.5 \quad n = \frac{v}{z} = \frac{7.5}{5} = 1.5$$

$$\phi = 0.212$$

$$\sigma_z = \Delta P = (10)(0.212)(4) = 8.48 \text{ Ton}/m^2$$

6. Por lo tanto el asentamiento será:

$$\Delta H = \frac{0.396}{1 + 1.39} (4) \log\left(\frac{4.84 + 8.48}{4.84}\right)$$

$$\Delta H = (0.1656)(4)(0.4396)$$

$$\Delta H = 0.293m = 29cm.$$

## CONCLUSIONES

Al terminar esta tesis se puede decir, satisfactoriamente, que cumple con los objetivos que tenía, ya que, con la información recopilada en obras de distintos autores, se consiguieron unos apuntes de texto ideales para el estudio de la materia de comportamiento de suelos.

Durante el periodo de investigación, de los temas de esta tesis, encontré muchas similitudes en la manera de expresarse de cada uno de los autores en los que base la búsqueda de mi información, pero si hay procedimientos que se pueden simplificar, por ello distintos métodos para un mismo tema llevan a el mismo fin, pero mi trabajo realizado esta vez, fue encontrar el lenguaje más sencillo con el cual un estudiante de ingeniería civil, comprendiera con facilidad dichos temas, esto a través de recopilaciones y apuntes.

A pesar de ser un texto muy entendible para un estudiante, las limitantes que tiene este trabajo es la falta de ejemplos prácticos, pero esto fue algo hecho a propósito puesto que siento que es muy importante que el catedrático que de la materia, tenga la capacidad de expresar la teoría aquí descrita con ejemplos que él crea conveniente para fines prácticos del tema.

Los problemas de aplicación que se presentan, están explicados paso a paso, esto con el propósito de que el alumno sea autodidacta y no tenga la necesidad de un tutor para el correcto entendimiento de los problemas teóricos.

En conclusión, esta tesis puede ser aprovechada tanto por alumnos, como por profesores para un mejor entendimiento de una materia primordial para todo aquel



que quiera ser ingeniero civil, aparte de ahorrar tiempo (ya que no es necesario consultar infinidad de libros), se ahorra dinero, y ya para los que quieran profundizar más en los temas, o para cursos posteriores, la bibliografía que se utilizó para la realización de este trabajo, es, en mi punto de vista, el mejor, aunque no tienen el mismo lenguaje para todos los temas, por ello estos apuntes también sirven como guía para saber en cual se encuentra mejor descrito cada tema.

## ANEXOS

- Anexo-1.** Formato para un análisis granulométrico. (Pág. 198)
- Anexo-2.** Formato para un análisis Límite de Plasticidad. (Pág. 199)
- Anexo-3.** Carta de plasticidad. (Pág. 200)
- Anexo-4.** Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos. (Pág. 201)
- Anexo-5.** Valores para el factor  $P_0$  para resolver el Caso I. (Pág. 202)
- Anexo-6.** Valores para el factor de  $\varphi_z$  para resolver el Caso II. (Pág. 203)
- Anexo-7.** Valores para el factor de  $\emptyset_z$  para resolver el Caso III. (Pág. 204)
- Anexo-8.** Valores para el factor de  $I_\sigma$  para resolver el Caso IV. (Pág. 205)
- Anexo-9.** Soluciones para las ecuaciones del Caso V. (Pág. 206)
- Anexo-10.** Soluciones gráficas para las ecuaciones del Caso VI. (Pág. 207)



**Anexo-2.** Formato para un análisis Límite de Plasticidad.

OBRA : \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION : \_\_\_\_\_  
 SONDEO N° : \_\_\_\_\_ ENSAYE N° : \_\_\_\_\_  
 MUESTRA N° : \_\_\_\_\_ PROF : \_\_\_\_\_  
 DESCRIPCION : \_\_\_\_\_

(DEPENDENCIA)

**LIMITES DE PLASTICIDAD  
Y HUMEDAD NATURAL**

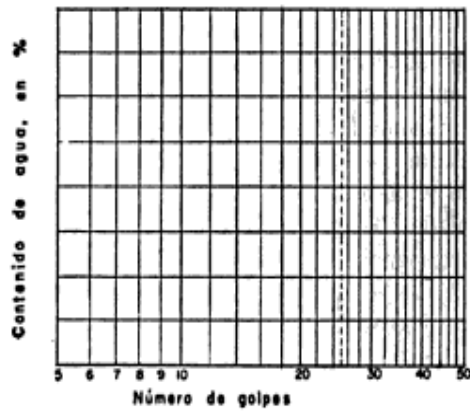
FECHA : \_\_\_\_\_ OPERADOR : \_\_\_\_\_ CALCULISTA : \_\_\_\_\_

**LIMITE LIQUIDO**

Prueba N°	Cápsula N°	Número de Golpes	Peso cápsula	Peso cápsula	Peso del	Peso de la	Peso del	Contenido de agua (%)
			húmedo	seco	agua	cápsula	suelo seco	
			gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	%

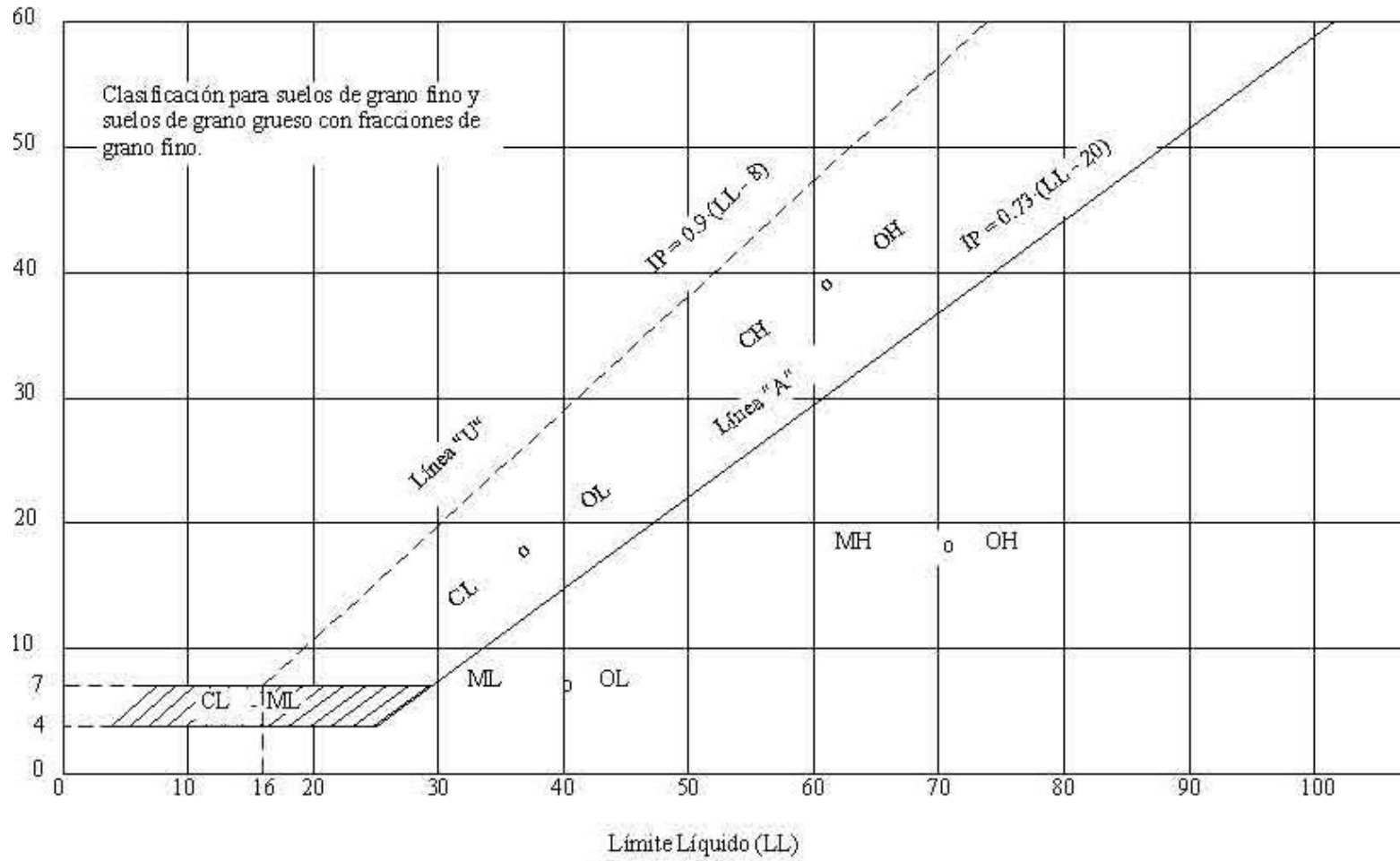
**LIMITE PLASTICO**


**HUMEDAD NATURAL**

w = \_\_\_\_\_ %  
 LL = \_\_\_\_\_ %  
 LP = \_\_\_\_\_ %  
 Lp = \_\_\_\_\_ %  
 $C_u = \frac{LL - Lp}{Lp}$  = \_\_\_\_\_  
 Fw = \_\_\_\_\_ %  
 $T_{80} = \frac{Lp}{Fw}$  = \_\_\_\_\_  
 Clasific. sucs : \_\_\_\_\_

OBSERVACIONES : \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_



## Anexo-4. Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos.

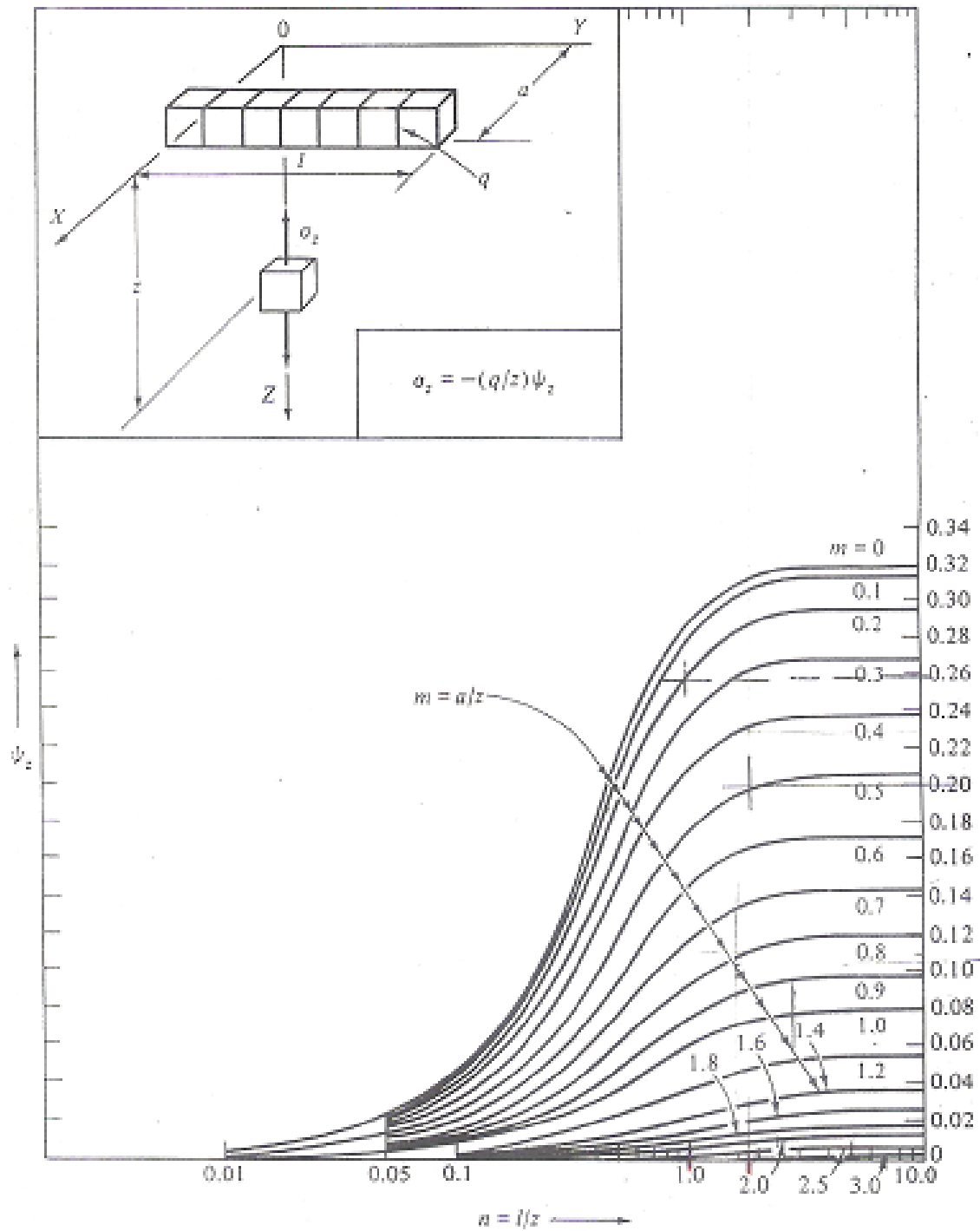
Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7,6 cm y basando las fracciones en pesos estimados)				Simbolo del grupo	Nombres típicos				
Suelos de grano grueso-Más de la mitad del material es retenido por el tamiz N.º 200  (La abertura del tamiz N.º 200, corresponde aproximadamente al tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista)	Gravas-más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz N.º 4  Para la clasificación visual puede suponerse que la abertura del tamiz N.º 4 es equivalente a medio centímetro)	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	<b>GW</b>	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos				
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	<b>GP</b>	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos				
		Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	Fración fina no plástica (para la identificación ver el grupo ML más abajo)	<b>GM</b>	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo				
			Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL más abajo)	<b>GC</b>	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla				
	Arenas más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz N.º 4  Para la clasificación visual puede suponerse que la abertura del tamiz N.º 4 es equivalente a medio centímetro)	Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	<b>SW</b>	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos				
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	<b>SP</b>	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos				
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	Finos no plásticos (para identificación ver el grupo ML más abajo)	<b>SM</b>	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas				
			Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL más abajo)	<b>SC</b>	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas				
	Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz N.º 40								
	Limos y arcillas con límite líquido menor de 50	Resistencia en estado seco (a la disgregación)	Distancia (reacción a la agitación)	Tenacidad (consistencia)					
					Nula a ligera	Rápida a lenta	Nula	<b>ML</b>	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad
					Media a alta	Nula a muy lenta	Media	<b>CL</b>	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas
Ligera a media		Lenta	Ligera	<b>OL</b>	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad				
Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50	Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	<b>MH</b>	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomeas, suelos limosos				
	Alta a muy alta	Nula	Alta	<b>CH</b>	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas				
	Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	<b>OH</b>	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta				
Suelos altamente orgánicos		Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa		<b>PI</b>	Turba y otros suelos altamente orgánicos				

Los suelos que poseen características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. P. ej., GW-GC, mezcla bien graduada de arena y grava. Todos los tamaños de tamices se refieren al U.S. Standard.

**Anexo-5.** Valores para el factor  $P_0$  para resolver el Caso I.

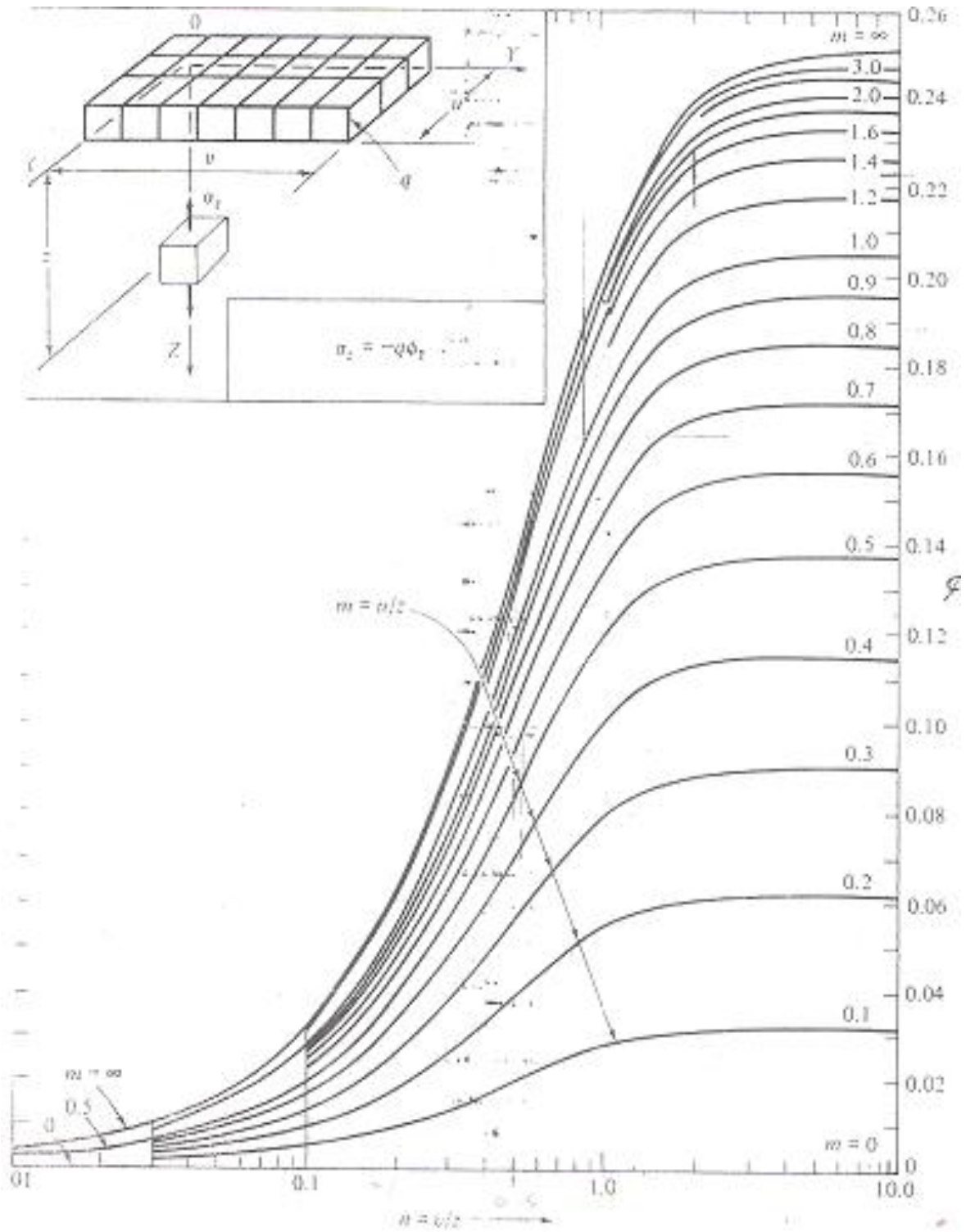
$\frac{r}{z}$	$P_0$	$\frac{r}{z}$	$P_0$	$\frac{r}{z}$	$P_0$	$\frac{r}{z}$	$P_0$	$\frac{r}{z}$	$P_0$	$\frac{r}{z}$	$P_0$
0.00	0.4775	0.50	0.2733	1.00	0.0844	1.50	0.0251	2.00	0.0085	2.50	0.0034
0.02	0.4770	0.52	0.2625	1.02	0.0803	1.52	0.0240	2.02	0.0082	2.52	0.0033
0.04	0.4765	0.54	0.2518	1.04	0.0764	1.54	0.0229	2.04	0.0079	2.54	0.0032
0.06	0.4723	0.56	0.2414	1.06	0.0727	1.56	0.0219	2.06	0.0076	2.56	0.0031
0.08	0.4699	0.58	0.2313	1.08	0.0691	1.58	0.0209	2.08	0.0073	2.58	0.0030
0.10	0.4657	0.60	0.2214	1.10	0.0658	1.60	0.0200	2.10	0.0070	2.60	0.0029
0.12	0.4607	0.62	0.2117	1.12	0.0626	1.62	0.0191	2.12	0.0068	2.62	0.0028
0.14	0.4548	0.64	0.2040	1.14	0.0595	1.64	0.0183	2.14	0.0065	2.64	0.0027
0.16	0.4482	0.66	0.1934	1.16	0.0567	1.66	0.0175	2.16	0.0063	2.66	0.0026
0.18	0.4409	0.68	0.1846	1.18	0.0539	1.68	0.0167	2.18	0.0060	2.68	0.0025
0.20	0.4329	0.70	0.1762	1.20	0.0513	1.70	0.0160	2.20	0.0058	2.70	0.0024
0.22	0.4242	0.72	0.1681	1.22	0.0489	1.72	0.0153	2.22	0.0056	2.72	0.0023
0.24	0.4151	0.74	0.1603	1.24	0.0466	1.74	0.0147	2.24	0.0054	2.74	0.0023
0.26	0.4054	0.76	0.1527	1.26	0.0443	1.76	0.0141	2.26	0.0052	2.76	0.0022
0.28	0.3954	0.78	0.1455	1.28	0.0422	1.78	0.0135	2.28	0.0050	2.78	0.0021
0.30	0.3849	0.80	0.1386	1.30	0.0402	1.80	0.0129	2.30	0.0048	2.80	0.0021
0.32	0.3742	0.82	0.1320	1.32	0.0384	1.82	0.0124	2.32	0.0047	2.82	0.0019
0.34	0.3632	0.84	0.1257	1.34	0.0365	1.84	0.0119	2.34	0.0045	2.84	0.0017
0.36	0.3521	0.86	0.1196	1.36	0.0348	1.86	0.0114	2.36	0.0043	2.86	0.0015
0.38	0.3408	0.88	0.1138	1.38	0.0332	1.88	0.0109	2.38	0.0042	2.88	0.0013
0.40	0.3294	0.90	0.1038	1.40	0.0317	1.90	0.0105	2.40	0.0040	2.90	0.0011
0.42	0.3181	0.92	0.1031	1.42	0.0302	1.92	0.0101	2.42	0.0039	2.92	0.0009
0.44	0.3068	0.94	0.0981	1.44	0.0288	1.94	0.0097	2.44	0.0038	2.94	0.0007
0.46	0.2955	0.96	0.0933	1.46	0.0275	1.96	0.0093	2.46	0.0036	2.96	0.0005
0.48	0.2843	0.98	0.0887	1.48	0.0263	1.98	0.0089	2.48	0.0035	2.98	0.0003

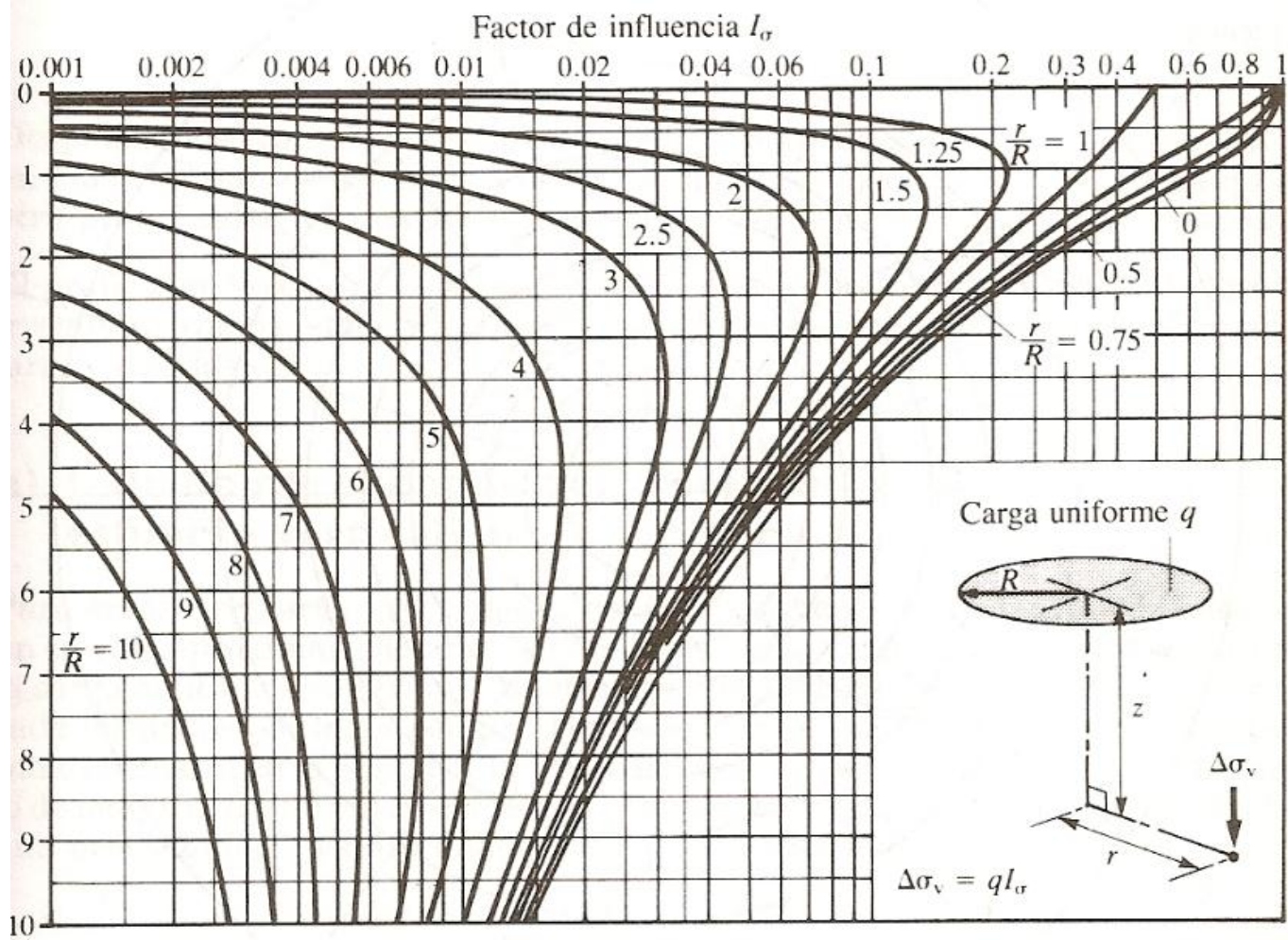
**Anexo-6.** Valores para el factor de  $\varphi_z$  para resolver el Caso II.



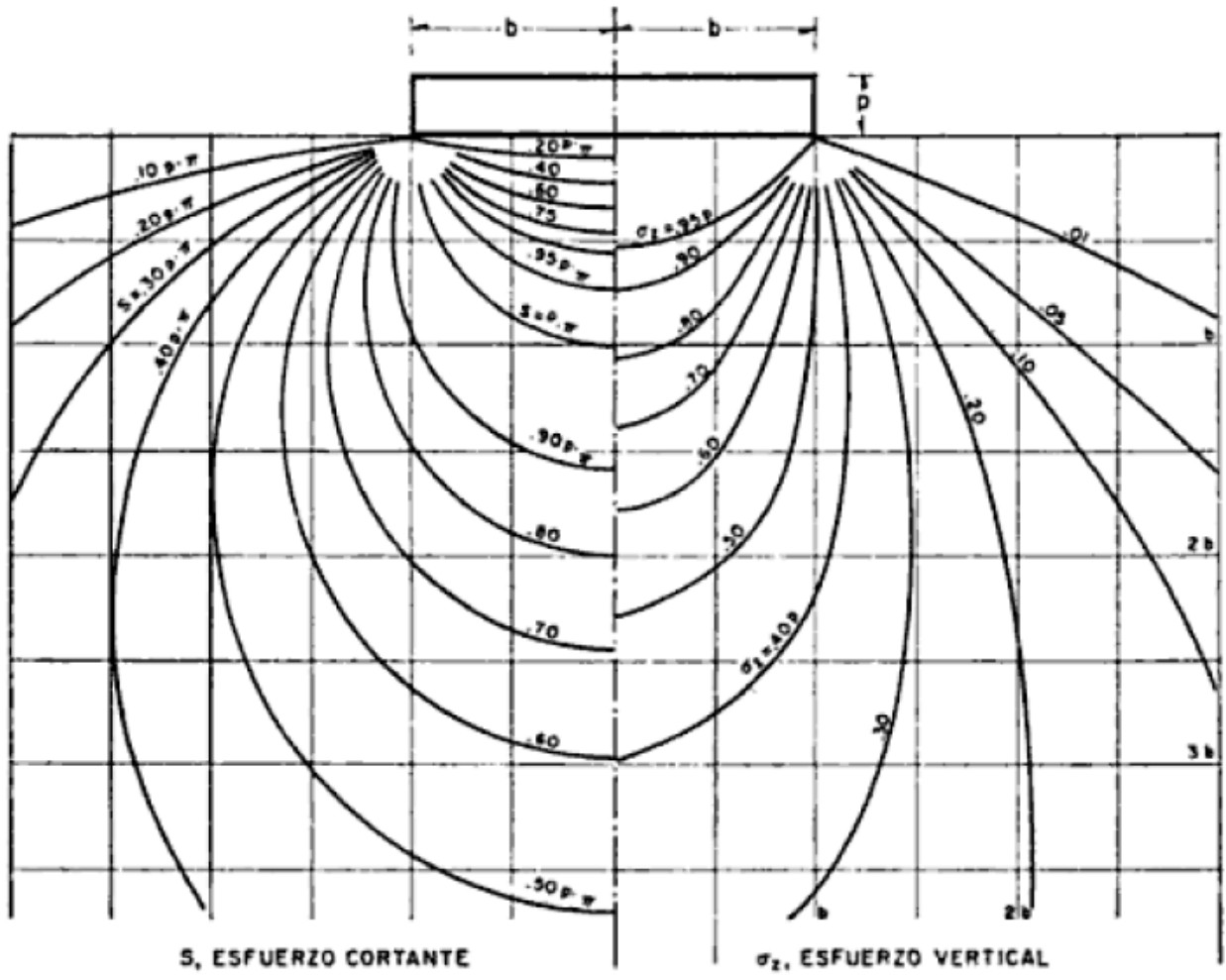


**Anexo-7.** Valores para el factor de  $\phi_z$  para resolver el Caso III.

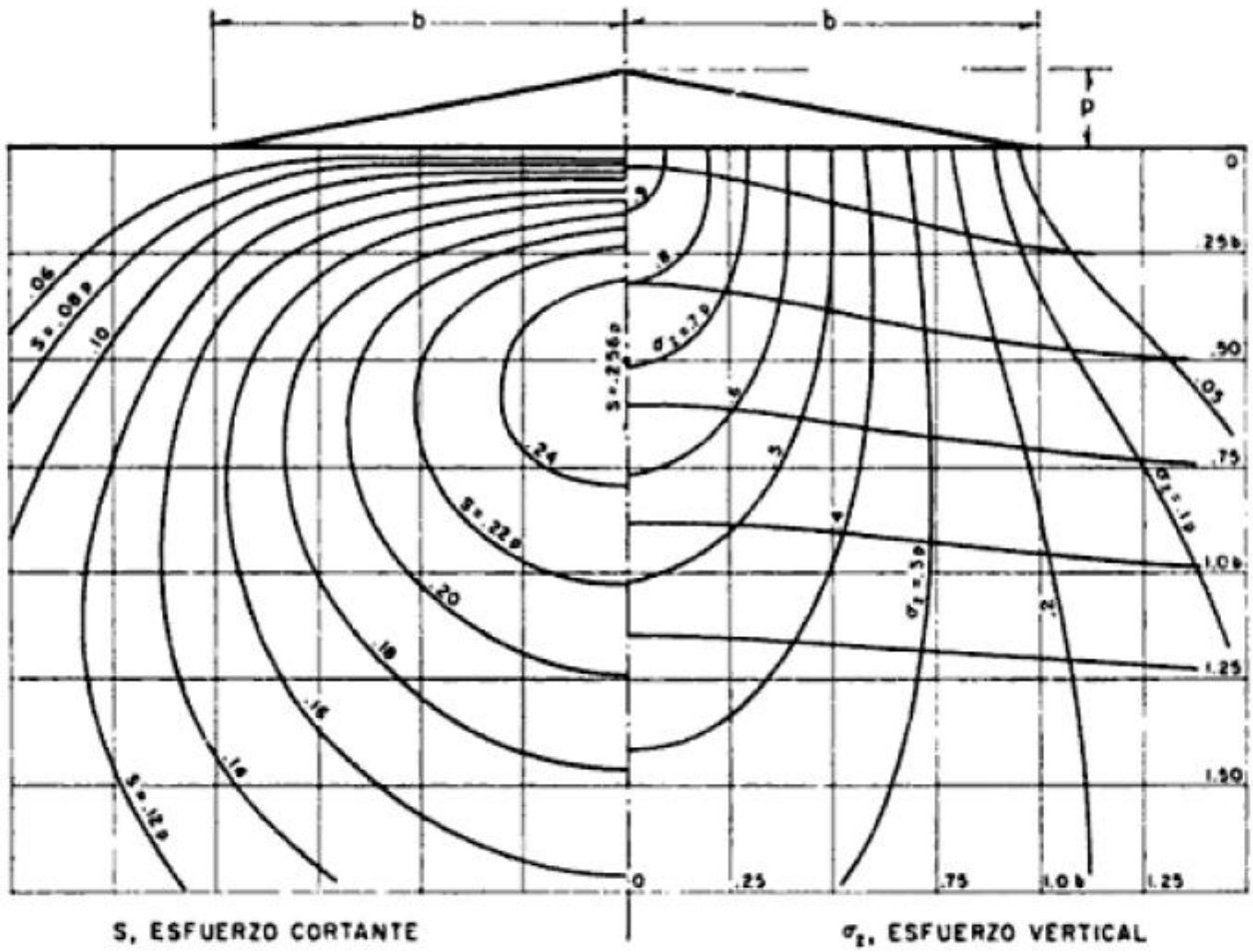




Anexo-8. Valores para el factor de  $I_\sigma$  para resolver el Caso IV.



Anexo-9. Soluciones para las ecuaciones del Caso V.



Anexo-10. Soluciones gráficas para las ecuaciones del Caso VI.

## BIBLIOGRAFIA

### Libros:

- Das, Braja M. Fundamentos de ingeniería geotécnica, 5ª. Ed., Thomson, 2006, 608p. (*Referencia 1*)
- Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso, Mecánica de suelos 1: Fundamentos de la mecánica de suelos, 3ª. Ed., México, Limusa, 2009, 644p. (*Referencia 2*)
- Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso, Mecánica de suelos 2: Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos, 2ª. Ed., México, Limusa, 2009, 704p. (*Referencia 3*)
- Lambe, William y Whitman, Robert, Mecánica de suelos, 2ª. Ed., México, Limusa, 2006, 584p. (*Referencia 4*)

### Páginas de internet:

- <http://fiselect2.fceia.unr.edu.ar/geologiygeotecnia/Permeabilidad%20en%20Suelos.pdf> (*Referencia 5*)
- <http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/interesantes/flujodeaguaenelsuelo/flujodelaguaenelsuelo.html> (*Referencia 6*)