



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
"ARAGON"
Ingeniería Civil

LOS ENSAYOS DEL SUELO EN EL LABORATORIO Y
SU APLICACION AL DISEÑO DE LAS
PRESAS DE TIERRA

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ATAULFO VILLALOBOS VICTORIO



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

LOS ENSAYOS DEL SUELO EN EL LABORATORIO Y SU APLICACION AL DISEÑO
DE LAS PRESAS DE TIERRA

I N D I C E

INTRODUCCION

I.- GENERALIDADES

I.1. Definición de una presa

I.2. Tipos y utilidad de las presas

II.- PARAMETROS DE LOS SUELOS EMPLEADOS EN EL DISEÑO DE LAS PRESAS DE -
TIERRA.

II.1. Parámetros índice de los suelos

II.2. Parámetros de permeabilidad de los suelos

II.3. Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante

II.4. Parámetros de compresibilidad de los suelos

III.- PROCESO Y CALCULO DESARROLLADO EN EL LABORATORIO PARA ENCONTRAR LAS
CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LOS SUELOS

III.1. Muestreo en campo

III.2. Pruebas Índice

- III.2.a. Ensayos granulométricos
- III.2.b. Ensayos para determinar los límites de consistencia
- III.2.c. Ensayos para determinar la densidad de los sólidos
- III.2.d. Ensayo para determinar la densidad de las gravas
- III.2.e. Ensayos para determinar el peso volumétrico de los suelos (prueba próctor).
- III.3. Pruebas mecánicas
 - III.3.a. Ensayo para determinar los parámetros de resistencia al - esfuerzo cortante.
 - III.3.b. Ensayo para determinar los parámetros de la permeabilidad de un suelo.
 - III.3.c. Ensayo para determinar los parámetros de la compresibilidad de los suelos.

IV.- APLICACION DE LOS PARAMETROS DEL SUELO EN EL DISEÑO DE PRESAS.

- IV.1. Criterios empleados en el análisis para el diseño de presas de tierra.
- IV.2. Estabilidad de los taludes
- IV.3. El flujo del agua a través del suelo.
- IV.4. Los asentamientos en los suelos
- IV.5. La capacidad de carga de los suelos

V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

BIBLIOGRAFIA.

INTRODUCCION.

Con la elaboración de este trabajo, los objetivos más importantes que se persiguen son, entre otros, la de describir en forma práctica to dos aquellos métodos que son utilizados en el Laboratorio de Mecánica de -- suelos para obtener los parámetros o características estructurales de éstos, que intervienen en el diseño de una presa de tierra.

Asimismo, daremos un panorama bastante general de los tipos de presas que existen, de la utilidad que de ellas se puede tener, así como de los materiales que generalmente las constituyen; todo ello, con el fin de - hacer más entendible este escrito.

Posteriormente, hablaremos de los parámetros del suelo que se - emplean en el diseño de las presas, al mismo tiempo que iremos definiendo - algunos conceptos que serán de mucha utilidad en el desarrollo del trabajo - y ya por último, daremos un enfoque hacia la aplicabilidad que se les da a - dichos parámetros en el diseño y análisis del proyecto en general.

Ahora bien, en primer lugar, se definirá el concepto de parámetro que en varias ocasiones se ha mencionado en este trabajo. Y entenderemos por parámetro de un suelo, al valor que se obtiene de las características físicas de él en un ensayo determinado. Es decir, son valores que nos - proporcionan una relación de la resistencia que puede tener el suelo; ya -- sea el corte, a su capacidad de carga o alguna otra característica de importancia que sea necesaria incluirla dentro del análisis en cuestión.

Para concluir con esta breve introducción, diremos que lo des-- crito en líneas arriba es de suma importancia cuando se analiza el proyecto de una presa, puesto que, todos los parámetros del suelo que intervienen, - deben corresponder a él, y cuando se apliquen al diseño, el analista debe - estar seguro de que los valores utilizados le daran la confianza necesaria - para garantizar la buena funcionalidad de la estructura.

CAPITULO I

I. GENERALIDADES

Dentro de las generalidades, diremos que en la construcción de "Presas de Tierra", quizá sea el tipo de obra en donde la Ingeniería Civil ha tenido una participación más directa desde sus inicios, ya que se tienen noticias de que este tipo de estructuras se construían desde la antigüedad y que con frecuencia fallaban debido a que no soportaban los empujes hidrostáticos, así como las filtraciones provocadas por el flujo del agua dentro de la masa terrea.

Las fallas mencionadas, se debieron en gran parte a que en ese tiempo no se tenían los conocimientos suficientes del comportamiento estructural de los materiales que constituirían la estructura completa de la presa. Así, con el paso del tiempo, dichas fallas lograron disminuirse con el avance que tuvo en ese campo la mecánica de suelos, ya que esta ciencia, permitió clasificar a los suelos en diferentes grupos, además que estudió el comportamiento mecánico de ellos, dando con esto una idea bastante clara del tipo de material más idóneo que habrá de usarse en la construcción de la estructura terrea.

Así, con las herramientas que proporciona la mecánica de suelos para el estudio de las presas de tierra, se puede llegar a establecer un rango de seguridad en el sentido de predecir de que esa estructura será estable, además de que con ello implícitamente se garantiza el buen funcionamiento de la misma.

Una vez que se tomaron las providencias necesarias con respecto al proyecto de una presa en lo referente a los materiales que formarán su estructura, deberá verse que ésta cumpla con las necesidades siguientes:

- a) Que la presa funcione para los fines que se persiguen con el proyecto de la misma.

1.1. Definición de una Presa.

Antes de definir el concepto general de lo que es una presa, es necesario comentar que existen diversos criterios para tal caso, ya que muchos ingenieros establecen que la presa abarca únicamente el dique de la -- cortina, mientras que otros, aparte de ésta, toman en cuenta estructuras ta les como; obras de toma, obras de alivio, obras de control de excedencias y el vaso.

De lo anterior podemos observar que "una presa" es un conjunto de estructuras que tiene función básica la de retener en forma adecuada las aguas de un río, con esto, más adelante se mencionarán los tipos de presas, así como los usos que a estas se les puede dar.

Una vez que se estableció la definición de lo que es una presa a continuación se describirán algunas de las partes principales que las -- constituyen.

a) Vertedor de Demasías ó de Excedencias.

El vertedor de demasías es una estructura auxiliar que permite el alivio del vaso cuando éste se llena a su máxima capacidad, e impide -- que el agua rebase la cortina y escurra por el talud de aguas abajo, evi -- tando con ello la erosión que el agua pudiera provocar en los materiales -- que intervienen en su composición. El vertedor se coloca a un lado de la -- cortina y se debe continuar a través de un canal de desahogo hasta aguas -- abajo; su cimentación es similar a la de cualquier otra estructura sujeta -- a la erosión del agua superficial y al flujo de la infiltración, su grado -- de protección contra la erosión está en función del mantenimiento y de la -- frecuencia con que se espere que funcione el vertedor.

b) Drenes.

Los drenes son estructuras construidas con material más permea -- ble que el que forma el corazón impermeable de la cortina, este dispositi -- vo se coloca en el talud aguas abajo, y su función es la de abatir las pre --

siones neutras provocadas por el agua en el cuerpo de la cortina, logrando con ello aumentar la presión efectiva correspondiente, además que mejora -- la resistencia al esfuerzo cortante del material y con esto la estabilidad de la estructura. Otra de sus funciones es controlar el agua que se infiltra a través de la cortina, impidiendo así arrastrar el material constitutivo de la misma (ver figura No. 1.1, que nos ilustra al dispositivo y su forma de colocarlo).

c) Filtros.

Los filtros, llamados así por la función que desempeñan, se instalan entre dos materiales de diferentes permeabilidad y granulometría, y sus funciones básicas son las de evitar el arrastre de partículas finas -- provocado por el flujo establecido del agua que se infiltra a través del -- cuerpo de la cortina. El no colocar filtros puede provocar el fenómeno de -- tubificación en la estructura del corazón impermeable y acabar con ésta; -- ya que éste actúa en sentido contrario al flujo. Los filtros forman en sí -- una zona de transición entre dos materiales y su granulometría es intermedia a éstos.

d) Corazón Impermeable.

El corazón impermeable es la parte de una cortina de sección -- graduada o de enrocamiento que garantiza que la estructura sea estanca. -- Existen dos tipos de corazón impermeable; uno es el de sección vertical en su centro, y el otro es el inclinado hacia aguas abajo cerca del talud -- aguas arriba (ver figura No. 1.2).

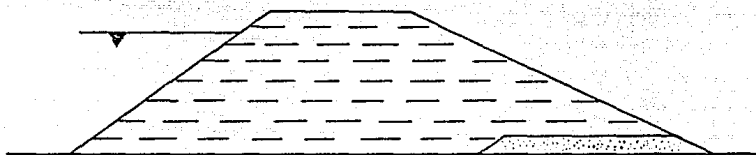
El tipo de corazón impermeable se coloca de acuerdo con los estudios del proyecto y con la disponibilidad de los materiales en la región, para garantizar con esto cierta seguridad a la presa durante su vida útil. Por otro lado, la ventaja que representa el colocar corazón impermeable de sección vertical en su centro es que ofrece mayor protección contra el -- agrietamiento en la zona de contacto con la cimentación debido a que existen ahí mayores presiones. Otra ventaja es que para el mismo volumen de material, el ancho de un corazón vertical es mayor que el de sección inclina-

- b) Que la presa satisfaga los propósitos y magnitud en lo que respecta al lugar de su emplazamiento.
- c) Observar la viabilidad de la presa, así como su vaso, en relación a las posibles objeciones que se pueden presentar en lo referente a la salubridad pública, y a las variantes ecológicas - posteriores del lugar.
- d) Ver si es posible realizar los estudios técnicos necesarios para garantizar la estabilidad de la obra, así como poder seleccionar el lugar adecuado para el emplazamiento, tanto del vaso, como el de la estructura principal de la presa.

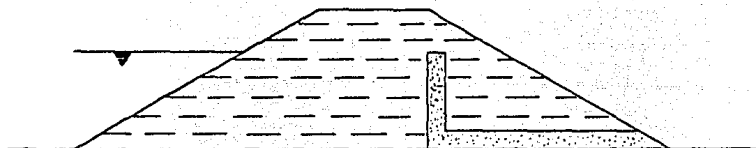
DIFERENTES TIPOS DE DRENAJE



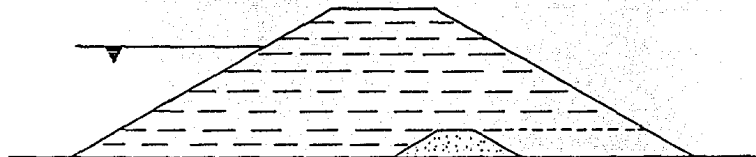
DREN DE TALON DE ENROCAMIENTO



DREN CON FILTRO PARA DRENAJE



DREN LONGITUDINAL CON SALIDAS ESPACIADAS

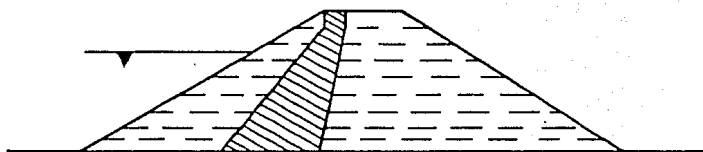


DRENES CAPTORES VERTICALES

FIG. NO. 1

FUENTE:
MECANICA DE SUELOS
TOMO II, CAPITULO XI
JUAREZ BADILLO E.
RICO RODRIGUEZ A.
EDITORIAL LIMUSA

CORAZONES IMPERMEABLES TÍPICOS
DE UNA PRESA DE TIERRA



CORAZON IMPERMEABLE DE SECCION INCLINADA

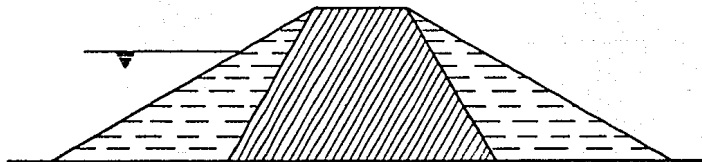
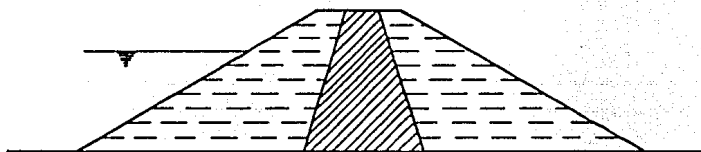


FIG. NO. 2

FUENTE:
MECANICA DE SUELOS
TOMO II, CAPITULO XI
JUAREZ BADILLO E.
RICO RODRIGUEZ A.
EDITORIAL LIMUSA

do. Para este último su mayor ventaja es que permite construir primero la parte del respaldo aguas abajo, y si se relaciona con el tiempo de construcción de la obra en el cual no sea posible compactar el material impermeable, la ventaja es de primordial importancia. Otra ventaja es que puede llevar filtros más delgados y si el material con el cual se construyen es de alto costo, el ahorro será bastante bueno.

La desventaja que tiene el corazón impermeable de sección inclinada con respecto al de sección vertical, radica en que no se sabe exactamente el contacto de la cimentación con la cortina, por lo que se concluye que puede tener problemas de deslizamiento, y que la excavación se desplace lateralmente.

e) Pozos de Alivio.

Los pozos de alivio son drenes verticales que se construyen a corta distancia del pie del talud aguas abajo. Este tipo de dispositivo resulta una buena solución para cuando se presenta el caso en donde la cimentación de una presa está constituida por estratos, es decir, en donde alternan capas impermeables con otras permeables, y es muy frecuente que en estas últimas se desarrollen fuertes presiones en el agua que llegan a producir subpresiones que a su vez pueden provocar daños a la estructura. Los pozos de alivio se hacen llegar hasta las capas permeables para romper las presiones existentes y hacer que los valores de éstas sean lo más pequeño posible, de tal manera que la estructura pueda soportarlos sin peligro de fallar (ver figura No. 1.3., que ilustra a los pozos de alivio).

f) Obras de Toma

Las obras de toma son conductos que constituyen una obra auxiliar de gran importancia que generalmente se construyen de concreto, las cuales pueden desarrollarse ya sea en túneles o a través de las laderas que forman la boquilla de la presa; o bien por medio de tubos que atraviesan la cortina. Es recomendable para las obras de toma por la delicadeza de las mismas usar los túneles ya que éstos evitan el sellado entre el ma-

POZO DE ALIVIO Y ALGUNOS ACCESORIOS

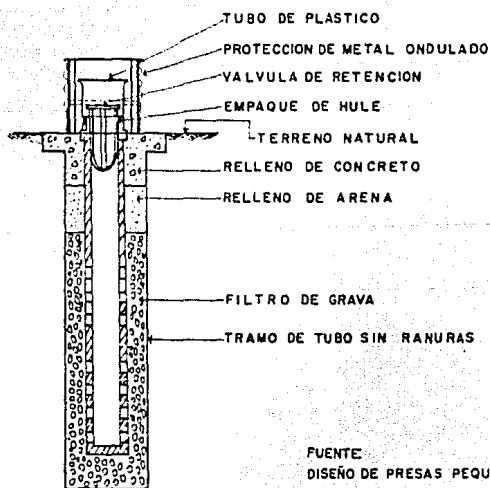
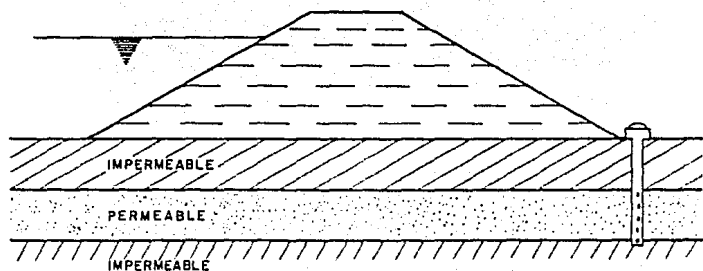
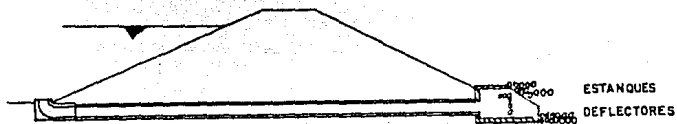


FIG. NO. 3

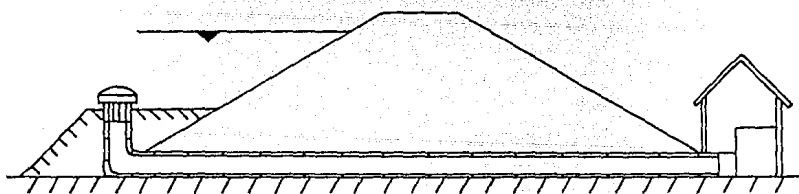
FUENTE:
DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS
UNITED STATES DEPARTMENT
OF THE INTERIOR BUREAU OF
RECLAMATION,
C. E. C. S. A.

terial de la cortina y el tubo de concreto; procurando con ello que no se presenten problemas de tubificación por un descuido en la compactación del material de la cortina alrededor de él, ya que si un suelo está bien compactado se reduce el coeficiente de permeabilidad y por ende el problema antes mencionado. (ver figura No. 1.4, que nos da una idea más real de las obras de toma).

**OBRAS DE TOMA
CONSTRUIDAS A TRAVES DE LA CORTINA**



**OBRA DE TOMA CON CAIDA DE ENTRADA
NO CONTROLADA Y CONDUCTO DE FLUJO LLENO**



OBRA DE TOMA CON CAIDA DE ENTRADA CONTROLADA

FIG. NO. 4

**FUENTE:
MECÁNICA DE SUELOS
TOMO II, CAPITULO XI
JUAREZ BADILLO E.
RICO RODRIGUEZ A.
EDITORIAL LIMUSA**

1.2. Tipos y Utilidad de las Presas.

En este inciso hablaremos de los tipos de presas más comunes -- que se construyen en la actualidad y de la utilidad que generalmente a éstas se les da, puesto que en el anterior ya se habló de las partes constitutivas, así como de la función que cada una de estas partes desempeñan. -- Así, en primer lugar nos ocuparemos de los tipos de las presas que son:

a) Presas de Tierra.

Este tipo de presa constituye una de las más comunes que existe ya que en su construcción intervienen materiales sanos en su estado natural que requieren un mínimo tratamiento, y en algunos casos ninguno. Dichos tratamientos consisten en diversos casos en estabilizar los materiales que pueden ser con cemento, calcio y otros elementos químicos que sirven para tal efecto. Por otro lado sabemos que en las presas de tierra su cimentación es menos problemática que la de otros tipos de presas.

Las presas de tierra son las que más se construyen para almacenamiento, debido a que su construcción resulta más económica que la de -- cualquier otro tipo; y por los adelantos y la gran variedad que existe en los equipos de excavación, acarreo y compactación de materiales terrosos -- que hacen bastante económico el proceso constructivo de la presa de tierra, se considera que este tipo de presa prevalecerá sobre los demás.

Dentro de los requisitos más grandes que debe cumplir una presa de tierra debido a la delicadeza de los materiales que forman la estructura de la cortina, es que debe contener siempre una estructura auxiliar complementaria que le sirva de vertedor de desahúes, además que éste tenga la suficiente capacidad para desalojar las excedencias que se registren en el -- vaso provocados por las grandes avenidas; ya que, si el agua rebasa por encima de la cortina daña a ésta por el efecto de la erosión e incluso puede llegar a destruirle en su totalidad. Otros factores que la afectan son las perforaciones hechas por los animales cavadores.

b) Presas de Concreto del Tipo de Gravedad.

Las presas de concreto del tipo de gravedad son estructuras hechas de concreto que se adaptan a los lugares en los que se dispone de una cimentación de roca bastante buena; su ventaja principal sobre las presas de tierra es que pueden usarse como cresta vertedora. Las presas de concreto del tipo de gravedad pueden tener planta curva ó recta, proporcionando las primeras ciertas ventajas con lo que respecta al costo y a la seguridad, ya que la curvatura hacia aguas arriba sitúa a esa parte de la presa en una cimentación más elevada de roca.

c) Presas de Concreto del Tipo de Arco.

Este tipo de presas se adaptan a los lugares en los que la relación de la distancia entre los arranques del arco a la altura no es grande y donde la cimentación de estos arranques es roca sólida capaz de resistir el empuje del arco.

d) Presas de Concreto del Tipo de Contrafuertes.

Este tipo de presas comprenden las de losas y las de arcos, requieren para su construcción menos del 50% de concreto que las presas macizas de gravedad, aunque los ahorros que se tienen en el concreto se contrarrestan con el alto costo de los moldes y el acero de refuerzo necesario para la construcción, su aplicación es bastante limitada ya que su proyecto se basa en el conocimiento y criterio que se adquieren solamente a través de la experiencia.

e) Presas de Sección Homogénea.

Las presas de sección homogénea son aquellas que se construyen casi en su totalidad o en su totalidad por un solo tipo de material. Este tipo de presas es el más antiguo que se ha construido, y aún se utiliza en obras pequeñas.

En las presas de sección homogénea se utilizan generalmente sue- los finos relativamente impermeables, o suelos gruesos con apreciable contenido de finos, aunque se llegan a construir presas con buen funcionamiento en las que se utilizan arenas, o mezcla de arena y grava. (ver figura - No. 1.5, que representa una sección típica de las presas de sección homogénea).

f) Presas de Sección Graduada.

Las presas de sección graduada son todas aquellas que se construyen con materiales de diferentes permeabilidades, y su cortina está zonificada por los diferentes materiales que componen dicha sección, dentro de esta hay zonas que proporcionan impermeabilidad necesaria al conjunto y que en ocasiones contribuyen en algo a su estabilidad. Para lograr la impermeabilidad en la cortina es necesario usar suelos finos arcillosos, o suelos más gruesos pero con alto contenido de finos. Las zonas que están formadas por materiales granulares gruesos o por enrocamiento son muy permeables, sin embargo, tienen como finalidad proporcionar la estabilidad a la cortina.

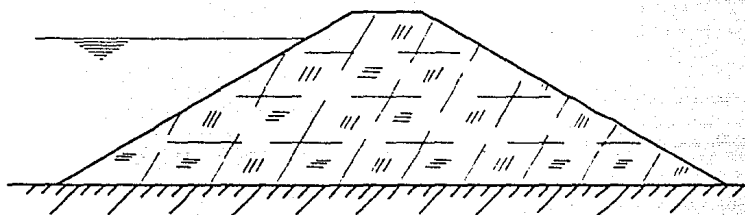
Es recomendable construir entre cada zona, una zona de transición con material de permeabilidad intermedia a estos, con el fin de que sirvan de filtro protector a la zona impermeable de la cortina y contribuya a la estabilidad general.

Las presas de secciones graduadas llevan generalmente capas de enrocamiento protector en la parte de aguas arriba de la cortina para evitar erosiones provocadas por el oleaje o por la lluvia (ver figura No. - - I.6).

g) Presas de Enrocamiento con Corazón Impermeable.

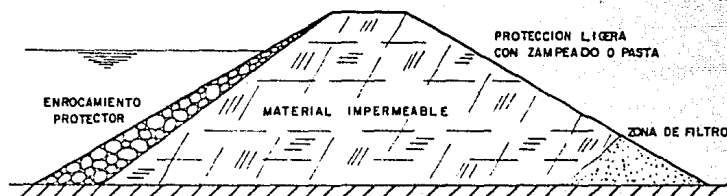
Estas presas llamadas también de sección mixta, están formadas por una pantalla impermeable llamada corazón, que tiene como objeto el pro

PRESA DE SECCION HOMOGENEA



PRESA DE SECCION COMPLETAMENTE HOMOGENEA

FIG. No. 5



PRESA DE SECCION HOMOGENEA Y ENROCAMIENTO PROTECTOR CONTRA OLEAJE

FIG. No. 6

FUENTE:
DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS
UNITED STATES DEPARTMENT
OF THE INTERIOR BUREAU OF
RECLAMATION.
C. E. C. S. A.

proporcionar impermeabilidad a la cortina aunque no ayuda en casi nada a la estabilidad de la misma. También lleva respaldos de enrocamiento, boleos o materiales similares en ambos lados del corazón que proporcionan la estabilidad y permanencia de éste.

El corazón impermeable puede construirse en este tipo de presas en forma vertical y al centro de la sección o con la inclinación que se juzgue conveniente. También es importante colocar filtros entre el corazón impermeable de la cortina y los respaldos de enrocamiento, para evitar que los finos se difundan entre el enrocamiento, a la vez que ayudan a reducir la posibilidad de una falla en la estructura, (ver figura No. 1.7).

Cuando en la cimentación de una presa de enrocamiento se presentan variantes en la estratigrafía del suelo, es recomendable para darle una posible solución analizar cualquiera de los casos siguientes:

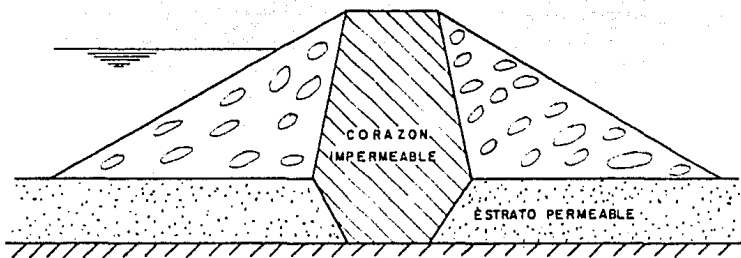
1. Cuando en la cimentación se encuentra un estrato de suelo permeable de pequeño espesor, puede excavar y colocarse una trinchera hasta prolongar el corazón impermeable, (ver figura No. 1.8).
2. Si el espesor del estrato de suelo permeable es grande, podría tornarse antieconómico usar una trinchera impermeable, por lo que en estos casos deberá construirse un dentellón de concreto, o en su defecto, construir delantales impermeables para reducir con éstos el gasto de infiltración y el gradiente hidrodinámico de flujo del agua bajo la presa, (ver figura No. 1.9, que ilustra el concepto anterior).

Ahora, para continuar con el tema hablaremos de la utilidad que se puede tener de las presas, ya que en los subtemas anteriores se dio un panorama bastante general de lo que abarca todo el conjunto, pues bien, para poder enmarcar la utilidad de las presas, englobaremos a éstas en los grupos siguientes:



SECCION DE ENROCAMIENTO Y CORAZON IMPERMEABLE

FIG. No.7



TRINCHERA IMPERMEABLE

FIG. No.8

FUENTE:
 MECANICA DE SUELOS
 TOMO II, CAPITULO XI
 JUAREZ BADILLO E.
 RICO RODRIGUEZ A.
 EDITORIAL LIMUSA.

a) Presas de Almacenamiento.

Las presas de almacenamiento son las obras que nos sirven para embalsar el agua en los períodos en que ésta sobra, y utilizarla en la época en que escasea. Estas presas se pueden clasificar a la vez en función del objeto de su almacenamiento, que puede ser:

1. Abastecimiento de agua
2. Recreo
3. Cría de peces y animales salvajes
4. Generación de energía hidroeléctrica.
5. Irrigación

b) Presas de Derivación.

Este tipo de presas se construye para proporcionar la carga necesaria, y poder desviar el agua hacia zanjas, canales u otro sistema de conducción, que sirvan para llevarla al lugar en donde se va a usar, además de los diversos usos para los que se proyectan. Los usos más comunes son:

1. Sistema de riego
2. Para derivar una corriente natural hacia un vaso de almacenamiento.
3. Usos municipales e industriales

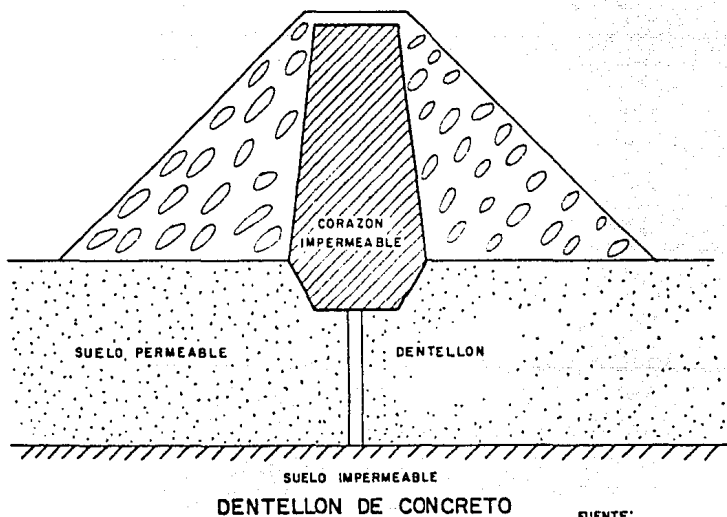
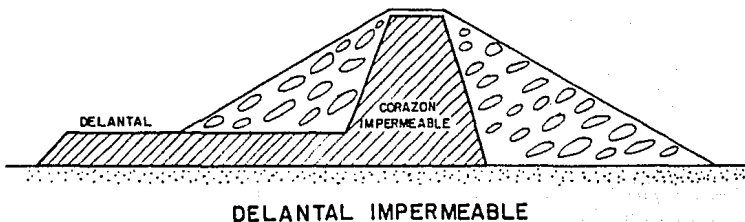


FIG. No. 9

FUENTE:
 MECANICA DE SUELOS
 TOMO II, CAPITULO XI
 JUAREZ BADILLO E.
 RICO RODRIGUEZ A.
 EDITORIAL LIMUSA

c) Presas Reguladoras.

Las presas reguladoras se construyen para retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales. Las presas reguladoras se dividen en dos tipos:

1. En el primer tipo de estas presas el agua se almacena temporalmente y, se deja salir por una obra de toma con un gasto que no exceda la capacidad del cauce del río aguas abajo.
2. En el segundo tipo de las presas reguladoras el agua se almacena tanto tiempo como sea posible y se deja infiltrar en las laderas del valle o por los estrados de grava de la cimentación. A este tipo de presas también se les conoce con el nombre de --presas de distribución ó dique, ya que su principal objeto es --recargar los acuíferos.

A las presas reguladoras en muchas ocasiones se les construye --para detener sedimentos y en algunos de los casos se les conoce con el nombre de presas de arrastre.

CAPITULO II

II. PARAMETROS DE LOS SUELOS EMPLEADOS EN EL DISEÑO DE LAS PRESAS DE TIERRA.

En este capítulo se enumeran a todos aquellos parámetros de los suelos que se utilizan en el diseño de una presa de tierra. Es decir, describiremos en forma breve a todas aquellas propiedades físicas de éstos que nos sirven como base para llevar a cabo el diseño y la construcción del proyecto.

Sabemos que para construir una presa de tierra, es necesario conocer los tipos de suelos que se tienen en la zona en donde ésta quedará establecida y que, además, debemos tener conocimiento de su comportamiento estructural para garantizar el buen funcionamiento de la obra.

Las propiedades de los suelos que se utilizan en el diseño de una presa de tierra, van desde las que nos relacionan su clasificación, hasta aquellas que nos dan sus características de resistencia. Dentro de estas propiedades las más usuales en el diseño de dichas presas, debido a la importancia que se presenta en cada caso de diseño, pueden mencionarse; la cohesión y el ángulo de fricción interna de los materiales ya que juntos nos proporcionan un rango aproximado de la resistencia al esfuerzo cortante en materiales cohesivos y friccionantes. Otra propiedad de los suelos que resulta de suma importancia, es la relacionada con la permeabilidad de éstos; es decir, es la propiedad que nos permite predecir en que magnitud andarán las filtraciones en el conjunto de la presa.

Otro parámetro de los suelos que resulta de mucha importancia en el diseño de una presa, es aquel que toma en cuenta la compresibilidad de los mismos, o sea, es el parámetro que nos permite conocer o en todo caso, predecir la magnitud de los asentamientos que pueden ocurrir en los suelos que constituyen la estructura principal de la presa. Esos asentamientos se pueden presentar ya sea, por asentamientos regionales, o en algunos casos por sobrecargas que actúen sobre esa estructura durante su vida útil.

Con todo lo expresado anteriormente, podemos concluir, que la -
mecánica de suelos proporciona gran ayuda para el análisis y diseño de las
presas en general; ya que los parámetros de los suelos que con las herra-
mientas de esta ciencia se obtienen son de suma importancia para el análi-
sis del proyecto.

II.1. Parámetros Índice de los Suelos.

Se conocen como parámetros o propiedades Índice de los suelos, a las características de éstos que nos permiten diferenciar en una forma objetiva y práctica a los diferentes grupos de suelos que componen a la corteza terrestre. Es decir, son todas las propiedades que nos ayudan a clasificar a los suelos, ya sea en función del tamaño de sus partículas, su comportamiento en presencia de agua, por los componentes minerales que los constituyen o por otras propiedades que ellos pudieran presentar.

Con lo anterior podemos deducir, que al conjunto de comportamientos que presenta un suelo en presencia de agua o en estado seco, y que permite diferenciarlo de otro además de poder clasificarlo, se le llama propiedades Índice.

Por muchas razones, se sabe que la mayor parte de los suelos son acumulaciones heterogéneas de granos minerales que no están cementados. Sin embargo, el término suelos usado por los ingenieros difiere según el campo de estudios que éstos abarquen; aunque para nuestro estudio, dicho término incluye virtualmente todos los tipos de material ya sea orgánico o inorgánico, cementado o parcialmente cementado, o sea, se incluye todas las formas en que podamos encontrar al suelo en la superficie.

Para poder determinar las propiedades Índice de los suelos, se ha creado un método de clasificación debido a la importancia que tienen aquellos dentro de las obras civiles. Para ello, en 1952 el "BUREAU OF RECLAMATION" y el "CORP OF ENGINEERS", en coordinación con el Doctor ARTHUR-CASAGRANDE de la Universidad de Harvard, llegaron a establecer dicho método que permitió clasificar e identificar a los suelos en categorías o grupos separándolos de acuerdo a las propiedades técnicas de éstos. Asimismo, al referido método le llamaron; "SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS", (S.U.C.S.). Este método de clasificación basa su estudio en el tamaño de las partículas, las proporciones de diferentes tamaños y las características de granos muy finos.

El método en cuestión, anteriormente se utilizaba solo para - clasificar suelos en aeropuertos, pero posteriormente se ajustó al proyecto y construcción de presas, puesto que cubría los requisitos para ello, - ya que toma en cuenta las propiedades ingenieriles de los suelos que se necesitan para la construcción de esas obras.

Las propiedades de los suelos que se obtienen en base a la clasificación S.U.C.S., resultan fáciles de asociar a las propiedades de los suelos reales y tienen la flexibilidad necesaria para adaptarse tanto al - campo como al laboratorio, y probablemente la ventaja que ofrece este método, es que los suelos se pueden clasificar fácilmente con un examen visual y manual, sin necesidad en muchos casos, de efectuar ensayos de laborato--rio.

Dentro de las propiedades índice de los suelos, englobaremos los límites de ATTERBERG, la granulometría (proceso seco y húmedo), la compactación, la densidad de los sólidos, y otras pruebas que se darán con más detalle en el capítulo III de este trabajo.

Para entender el presente tema en una forma más objetiva, se hará mención de la clasificación de los suelos de acuerdo al S.U.C.S.

Como antes dijimos, el S.U.C.S. para clasificar a los suelos se basa en el tamaño de las partículas, sus propiedades y variedad de los tamaños de éstos, así como en el análisis de las características de los granos finos.

Sabemos por otro lado, que la masa de un suelo consta de partículas sólidas y fases fluidas que llenan sus poros; las partículas sólidas son generalmente granos minerales de varios tamaños y formas que constituyen la estructura del suelo. Estas partículas sólidas se pueden dividir en varios componentes, y cada uno de ellos tiene su influencia en las propiedades físicas del conjunto. Con ello, la clasificación de los suelos se -- puede entender mejor considerando primero las propiedades de éstos componentes y su interacción con el agua para observar el comportamiento de di-

cho conjunto.

A continuación se mencionará la clasificación S.U.C.S. recomendada, ya que es importante para su elección dar una descripción adecuada de los mismos, con el fin de tener una información cualitativa de ellos y; así comparar las propiedades técnicas y los usos de los suelos típicos de cada grupo que se dan en la clasificación usada en ingeniería.

CLASIFICACION DE LOS SUELOS.

Componentes de los Suelos

a) Tamaño.

A las partículas mayores de 3 pulgadas (76.2 mm) se les excluye del S.U.C.S. sin embargo, la cantidad de partículas de tamaño mayor que este, puede ser de gran importancia en la selección de bancos de materiales que se usan en terraplenes; por lo tanto, los informes de las exploraciones deberán contener siempre, datos sobre la proporción y tamaño de partículas mayores de 76.2 mm, para poderlos definir tales como; cantos rodados, boulders, roca, u otra definición que haya al respecto.

Dentro de la variación de tamaños del suelo que se contempla en el S.U.C.S. existen dos grandes grupos: el de granos gruesos y el de granos finos. Los primeros son los que se retienen en la malla No. 200 de 0.074 mm hasta la de 3" de abertura y su clasificación es la siguiente:

GRAVA (G)

Dentro de este grupo se incluye a las partículas cuyos tamaños varían entre 3 pulgadas (76.2 mm) y el tamaño de la malla No. 4 (3/16"), o sea hasta una abertura de 4.76 mm. Este grupo a la vez se subdivide de la siguiente manera:

1. Grava gruesa.- Esta queda comprendida dentro del tamaño de 76.2

mm al de la malla de 3/4 de pulgada (19.1 mm).

2. Grava fina.- Comprendida del tamaño de 19.1 mm al retenido en la malla No. 4,

ARENA (S)

La arena es la porción de los suelos de grano grueso cuyos tamaños varían entre 4.76 mm (malla No. 4) y el que se retiene en la malla No. 200. Dentro de este intervalo de clasificación las arenas se subdividen en:

1. Arena gruesa.- En este subgrupo, están comprendidos los suelos que pasan la malla No. 4 y se retienen en la malla No. 10, o sea 2.00 mm de abertura.
2. Arena media.- La arena media, son aquellos suelos que pasan la malla No. 10 y se retienen en la malla No. 40 (0.420 mm de abertura).
3. Arena fina.- Las arenas finas, son los suelos que pasan la malla No. 40 y se retienen en la malla No. 200.

Por otro lado, y para clasificar visualmente a un suelo se consideraran equivalentes las mallas de 1/4 de pulgada y la No. 4, y las partículas cuyo tamaño corresponde al de la malla No. 200 son las más pequeñas que pueden distinguirse separadas a simple vista.

Ahora, para seguir con el tema, hablaremos del segundo grupo de clasificación de los suelos con respecto a su diferenciación del tamaño de sus granos. Los suelos de granos finos, o llamados finos simplemente, son todos aquellos que pasan a través de la malla No. 200, los cuales se agrupan en dos grupos; Limo (M) y Arcilla (C).

Antiguamente los sistemas de clasificación, definían a la arcilla como aquellas partículas menores de 5 micras (0.005 mm), o también como partículas menores de 2 micras. A los limos como finos mayores que el tamaño de las arcillas; sin embargo, es una idea errónea creer que las propieda

des típicas del limo y la arcilla dependen del tamaño de las partículas. - Por ejemplo, los depósitos naturales de polvo de roca que presentan todas las propiedades del limo y ninguna de las arcillas, pueden estar constituidos completamente por granos menores de 5 micras. Por otra parte, algunas arcillas típicas pueden consistir, principalmente, en partículas mayores de 5 micras, pero que pueden contener pequeñas cantidades de partículas extremadamente finas de tamaño coloidal.

Por lo anterior, podemos decir que en el S.U.C.S. no se hace -- ninguna distinción entre limos y arcillas por lo que toca a los tamaños, - empleando para distinguirlos la diferencia de su comportamiento en presencia del agua.

Asimismo, en los suelos; la materia orgánica (O) es con frecuencia un componente de éstos, pero que no se le asigna un tamaño específico de sus granos, ya que estos tamaños pueden consistir desde partículas coloidales de dimensiones moleculares, hasta fragmentos fibrosos de materia vegetal parcialmente descompuesta de varios centímetros de longitud.

b) Granulometría

En el inciso anterior hablamos de los diferentes tamaños en los que se clasifican los suelos, ahora explicaremos en base a esos tamaños, - la forma de obtener la cantidad en proporciones de cada uno de ellos.

Sabemos que las proporciones de los diferentes tamaños de granos que contiene un suelo, se puede determinar en el laboratorio a través del cribado para los granos gruesos, y sedimentación (análisis mecánico húmedo) para los finos. Los resultados de los análisis del laboratorio se -- presentan generalmente en forma de una curva que acumula las proporciones de los diferentes tamaños de granos. Cuando los suelos están formados principalmente por granos gruesos, la distribución de tamaños (granulométrica) revela algunas de las propiedades físicas del material. Por otra parte, sabemos que el tamaño de los granos es menos importante en los suelos donde-

predominan las partículas finas.

Las graduaciones o granulometrías típicas de los suelos son:

BIEN GRADUADO (W). - Se dice que la masa de un suelo está bien graduada cuando todos los tamaños de partículas contenidas en ella se encuentran en proporciones semejantes.

MAL GRADUADO (P). - Para establecer que un suelo está mal graduado debemos considerar los siguientes aspectos:

1. **Uniforme.** - En este caso, la mayor parte de los granos tienen el mismo tamaño aproximadamente.
2. **Graduación salteada.** - Se le llama de esta forma, cuando se tiene la ausencia de algún tamaño intermedio.

Para poder estimar si un suelo está bien o mal graduado en el campo, se hace a través de un examen visual del lugar. Asimismo, para fines de laboratorio, el tipo de granulometría se puede determinar usando el criterio basado en la variación de tamaños y en la forma de la curva granulométrica. A la medida de la variación de tamaños se le conoce con el nombre de coeficiente de uniformidad (C_u), que se define como la relación del tamaño del 60% más fino (D_{60}) al tamaño del 10% más fino (D_{10}).

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

Donde:

C_u = Coeficiente de uniformidad

D_{60} = Al tamaño tal que, en peso, el 60% del suelo sea igual o menor.

D_{10} = Al tamaño tal que, en peso, el 10% del suelo sea igual o menor.

La forma de la curva granulométrica está dada por el coeficiente de curvatura (Cc), que es la relación del cuadrado del tamaño 30% más fino (D_{30})², al producto de (D_{60}) (D_{10}).

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})}$$

c) Formas de los Suelos.

La forma de las partículas tiene una importante influencia en las propiedades de un suelo. Las siguientes formas de los suelos son las más comunes:

1. De granos equidimensionales.- En este tipo, los granos pueden ser; redondeados, subredondeados, angulosos y subangulosos. Los componentes de los suelos gruesos son, por lo general, del tipo equidimensional y, consisten principalmente en granos minerales de cuarzo y feldespato.
2. Granos laminares.- También llamados partículas en forma de placas, este tipo de suelos están presentes en cantidades apreciables en muchos de los suelos de granos finos. La mica y algunos minerales arcillosos tienen esa forma que hacen que estos suelos sean altamente compresible.

d). Contenido de Agua en los Suelos.

Por antecedentes de la mecánica de suelos sabemos que, una masa de suelos tiene tres elementos constituyentes principales; partículas sólidas, aire y agua. En los suelos que constan principalmente de partículas finas, la cantidad de agua presente en los poros o intersticios tiene una influencia decisiva en las propiedades de los mismos. En los suelos se aprecian tres estados principales de consistencia que son:

1. El estado líquido. Es el estado en el cual el suelo está en suspensión o se comporta como un fluido viscoso.
2. El estado plástico. En este estado el suelo puede ser deformado rápidamente o moldearse sin que tenga recuperación elástica, cambio de volumen, se agriete o se desmorone.
3. El estado sólido. Aquí el suelo se agrieta al deformarse, o exhibe recuperación elástica.

Al describir los estados de consistencia del suelo, se considera para tal caso, únicamente la fracción del mismo que pasa la malla No. 40 -- que es el límite superior del componente fino de la arena en su clasificación. Para esta fracción de suelo, el contenido de agua en porcentaje del peso seco, con el cual pasa del estado líquido al plástico, se llama límite líquido (LL). Para determinar el límite líquido en el laboratorio, existe un aparato diseñado por ARTHUR CASAGRANDE (Copa Casagrande) que permite que el suelo fluya a través de su superficie bajo ciertas condiciones, (Ver Capítulo III, Tema III.2.b), similarmente, el contenido de agua del suelo en los límites (frontera) entre el estado plástico y el estado sólido, se llama límite plástico (LP). La diferencia entre el límite líquido y el plástico corresponde al intervalo del contenido de agua dentro del cual, el suelo es plástico; a esta diferencia de contenidos de agua, se le llama índice de plasticidad (Ip). Los suelos muy plásticos tienen valores elevados de este índice, mientras que en los suelos no plásticos, el límite plástico y el límite líquido son iguales; por lo que se induce que el índice de plasticidad es cero, puesto que: $Ip = LL - LP$.

Los límites de consistencia antes expresados, reciben el nombre de "Límites de ATTERBERG" en honor de este hombre de ciencia de nacionalidad Sueca, los cuales se usan en el S.U.C.S. como base para diferenciar los materiales de plasticidad apreciable (arcillas) y los materiales poco o no plásticos (limos).

Un ingeniero con experiencia en mecánica de suelos puede llegar a adquirir la habilidad para estimar los límites de ATTERBERG en un suelo. Sin embargo, se han encontrado adecuadas tres pruebas sencillas que se desarrollan con la mano para identificar y clasificar a los suelos finos en el campo; además de determinar con ellas si la fracción fina del suelo es limo o arcilla, sin necesidad de determinar dichos límites para tal caso. - Estas pruebas manuales que forman parte de los procedimientos empleados en el campo por el S.U.C.S., son:

1. Dilatación o movilidad del agua de los poros (reacción al agitado).
2. Resistencia en estado seco (características de trituración).
3. Tenacidad (consistencia cerca del límite plástico).

Las pruebas manuales mencionadas se ejecutan en el campo con la fracción del suelo que pasa la malla No. 40 (0.420 mm), aunque para fines de clasificación si no se tiene a la mano dicha malla, se quitan manualmente las partículas gruesas mayores que lo estipulado, que pudieran interferir con la clasificación deseada.

A continuación, explicaremos el procedimiento que se emplea en el campo para la determinación de las pruebas de identificación en las partículas finas de una masa de suelo, que como antes dijimos, se hacen solamente con la fracción del suelo que pasa la malla No. 40.

Movilidad del agua.

Para esta prueba de campo, una vez que se quitaron las partículas mayores que la malla No. 40, con las partículas finas restantes, debe prepararse una pastilla de suelo húmedo, de un volumen aproximadamente igual a 10 cm^3 , y en caso necesario, agregue agua suficiente para dejar el

suelo suave pero no pegajoso.

Cuando dicha pastilla esté elaborada, colóquela en la palma de su mano y agítela horizontalmente, golpeándola con suficiente fuerza contra su otra mano varias veces. Una reacción positiva en esta prueba consistirá en la aparición de agua sobre la superficie de la pastilla, que generalmente en esos casos adquirirá una apariencia de hígado y un aspecto lustroso. Si en estas condiciones, se aprieta entre los dedos a la pastilla, se notará la desaparición del agua y el lustre de la superficie de ésta, que finalmente se vuelve tieso, se agrieta o se desmorona bajo estas circunstancias.

La rapidez con que aparece el agua en la superficie de la pastilla del suelo al agitarla y desaparecer al apretarla, sirve para identificar la clase de finos que contiene un suelo, por ejemplo, las arenas muy finas dan la reacción antes descrita, un poco más rápido que otras partículas del suelo, mientras que las arcillas plásticas no tienen dicha reacción. -- Los limos inorgánicos por su parte, tales como el típico polvo de roca, dan una reacción más moderada.

La prueba antes citada, recibe también el nombre de dilatancia, puesto que durante su ejecución, el suelo sufre una deformación bastante -- considerable y, gracias a esa característica recibe el nombre mencionado. -- Así pues, la dilatancia es la propiedad que tienen algunos suelos de cambiar de volumen al cambiar de forma.

Resistencia en estado seco.

En esta prueba que se realiza en el campo para clasificar a las partículas finas de un suelo, al igual que en la prueba anterior, se elimina a los granos mayores que la abertura de la malla No. 40, y una vez eliminadas esas partículas, se moldea una pastilla de suelo hasta alcanzar la -- consistencia de una masilla, añadiéndole agua solo si es necesario. Cuando la pastilla adquirió la consistencia deseada, ésta debe secarse completamente

te en un horno, sol o aire durante un tiempo razonable, después de esto, -- pruebe su resistencia al rompimiento desmoronandola entre los dedos, esta resistencia nos dará una medida del caracter y cantidad de la fracción coloidal contenida en dicho suelo.

La resistencia al rompimiento en estado seco, aumenta al aumentar la plásticidad del suelo, como sabemos, una alta resistencia en ese estado, es caracterlstica de las arcillas del grupo CH. Por otro lado, un limo inorgánico posee muy poca resistencia y, las arenas finas limosas y los limos poseen aproximadamente la misma resistencia, pero pueden distinguirse por la sensación que deja en el tacto al pulverizar la pastilla, ya que la arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de una harina.

Tenacidad.

Al igual que en las pruebas anteriores, cuando se han eliminado las partículas mayores que la malla No. 40, prepare una pastilla de aproximadamente 10 cm^3 hasta alcanzar la consistencia de una masilla, si en estas condiciones el suelo está pegajoso, extiéndalo sobre una superficie lisa en capas delgadas, de tal manera que pierda la humedad sobrante por evaporación, en caso contrario agregue el agua necesaria para encontrar las condiciones deseadas de la pastilla mencionada. Posteriormente, el espécimen en borado se rueda con la mano sobre una superficie lisa, o a falta de dicha superficie, se rueda entre las palmas de las manos hasta lograr un rollo de aproximadamente 3 mm de diámetro, una vez logrado, se amasa y se vuelve a rodar varias veces. Durante estas operaciones, el contenido de humedad se va reduciendo gradualmente por lo cual el espécimen llega a ponerse tieso, lo que conduce finalmente a que pierda su plásticidad y se desmorone cuando alcance su límite plástico. Después de que el rollo se ha desmoronado, los restos deben juntarse continuando el amasado entre los dedos hasta que la masilla se desmorone nuevamente.

La principal importancia de la fracción coloidal arcillosa de un suelo, se puede identificar por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico, por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. Una muestra de debilidad del rollito en el límite plástico, y la pérdida rápida de la coherencia de la muestra al rebasar ese límite, nos da un indicio de la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o, de materiales tales como arcillas del tipo caolin y, arcillas orgánicas que caen abajo de la línea A de la carta de plasticidad propuesta por el DR. ARTHUR CASAGRANDE para la clasificación de las partículas finas de una masa de suelos.

Por otra parte, las arcillas altamente orgánicas dan una sensación de debilidad y se vuelven esponjosas al tocarlas cuando se acercan al límite plástico.

e) Propiedades de los componentes en los suelos.

Para referirnos acerca de las propiedades que caracterizan a los componentes de los tipos de suelos que existen en la naturaleza, en primer término mencionaremos a las gravas y la arena.

La grava y la arena, ambos son componentes de grano grueso de una masa de suelo, y actuando por separado los dos tipos de suelo tienen esencialmente las mismas propiedades técnicas, ya que éstas difieren solamente en pequeñas proporciones. Con lo anterior, se puede observar que la división que se hace entre la grava y la arena a través de la malla No. 4 es totalmente arbitraria, ya que esta división no corresponde a ningún cambio brusco en sus propiedades técnicas, sino por el contrario, solo se hace de acuerdo a los tamaños de los granos de sus partículas.

Las gravas o las arenas compactadas bien graduadas, son materiales estables. Los suelos de granos gruesos cuando están desprovistos de partículas finas, son permeables y fáciles de compactar, la humedad los afecta muy poco y no sufren por acción de las heladas; aunque la forma y granulome

tría, así como el tamaño de los granos, afectan estas propiedades. Ahora, -- relacionando los materiales antes mencionados con presencia de partículas finas de suelo, veremos que para una misma cantidad de finos, las gravas -- son generalmente más permeables, más estables y menos sensibles al agua ó a las heladas en comparación con las arenas.

En las arenas, entre sus propiedades se puede apreciar que a medida que se hacen más finas y más uniformes, sus características se aproximan bastante a la de los limos, con una correspondiente disminución de permeabilidad y reducción de su estabilidad en presencia de agua. Las arenas muy finas y uniformes son difíciles de distinguir de los limos a simple vista; sin embargo, las arenas secas no tienen cohesión (no se mantienen adheridos sus granos), y se sienten granulares al tacto, lo que contrasta con la ligera cohesión y la suavidad al tacto que presentan los limos secos.

Para continuar con la descripción de las propiedades de los componentes del suelo, en segundo término; hablaremos de un grupo de suelos -- que por sus características y comportamiento dentro de las obras civiles, -- se tornan un tanto importante. El grupo referido de suelos, son los de partículas comprendidas entre la malla No. 4 y la malla No. 200. Es decir, -- son los llamados suelos de partículas finas, dentro de los cuales se encuentran enmarcados los limos y las arcillas.

De acuerdo a los ensayos que se le efectúan a los suelos en el laboratorio, sabemos que la presencia de finos aún en pequeñas cantidades, -- pueden generar efectos importantes en las propiedades técnicas de los mismos. Como ejemplo podemos citar, que una proporción tan pequeña como el 10% de partículas menores que la abertura de la malla No. 200 en arenas ó gravas, pueden hacer ver que un suelo es aparentemente impermeable, especialmente cuando los granos gruesos están bien graduados. Asimismo, un porcentaje menor del 10% de finos en gravas y arenas bien graduadas puede provocar serios hinchamientos durante una helada. Por otra parte, la utilidad de los materiales de granos gruesos en las superficies de caminos se puede mejorar agregando una pequeña cantidad de arcilla que actúe de liga (cementante) en

tre las partículas de grava y arena.

Los suelos que contienen grandes cantidades de limo y arcilla -- muestran marcados cambios en sus propiedades físicas al variar su contenido de agua, y se tornan un tanto difícil para su uso en obras de ingeniería. -- Por ejemplo, una arcilla dura puede ser un material bueno como cimentación para cargas pesadas mientras permanezca seca, pero puede perder toda resistencia al humedecerse y a la vez que puede convertirse en un lodazal sin -- consistencia. Muchos suelos finos se encogen (contraen) al secarse y se expanden (dilatan) al humedecerse, lo cual puede afectar desfavorablemente a las estructuras cimentadas sobre ellos o en otro de los casos, a las que se construyen con ellos; aún cuando su contenido de agua no cambie, las propiedades de los suelos finos pueden variar considerablemente cuando se alteran de alguna manera en su condición natural en el terreno ó cuando ya se han -- removido.

Los depósitos de partículas finas que se han visto sujetos a cargas en épocas geológicas, tienen frecuentemente una estructura que le da al material propiedades especiales en su estado inalterado, pero cuando el suelo se ha excavado para usarse como material de construcción, ó cuando el depósito natural se perturba, como en el caso de cuando en una obra se hincan pilotes, la estructura del suelo se destruye y sus propiedades cambian radicalmente.

Los limos, son diferentes de las arcillas en muchos aspectos importantes, pero debido a lo semejante de su apariencia con frecuencia se -- han confundido entre sí, y en casos con resultados desastrosos. Los limos -- y las arcillas cuando están secos y pulverizados no pueden distinguirse entre sí a simple vista, pero se identifican fácilmente por su comportamiento en presencia de agua. Los limos, son suelos finos no plásticos e inherentemente inestables en presencia de agua, los cuales tienden a formar una suspensión (licuarse) cuando se saturan. A los limos que se licuan en dicho estado, los constructores los llaman "higado de toro". Otras de las características de los limos es que son poco impermeables, difíciles de compactar

y presentan mucha tendencia a sufrir hinchamientos por efectos de las heladas.

Además, las masas de limo cambian de volumen al cambiar de forma (propiedad de la dilatación), en contraste con las arcillas que conservan su volumen al cambiar de forma (propiedad de la plasticidad). Es decir, se deforma a volumen constante.

La prueba de movilidad del agua aunada a la tendencia a "licuarse" (formar suspensión en el agua) cuando el suelo se somete a vibraciones, nos proporciona los medios necesarios para identificar los limos típicos en estado suelto y húmedo. Cuando los limos están secos se pueden pulverizar fácilmente con la presión de los dedos, y solo ofrecen una ligera resistencia a dicha presión además de dar una suave sensación al tacto; que contrasta con la rugosidad que presentan las arenas finas al pulverizarse.

Los limos se diferencian entre sí por el tamaño y forma de los granos, lo que se refleja principalmente en la propiedad de compresibilidad. Asimismo, para cuando las condiciones geológicas de carga previa son similares, "mientras más alto sea el límite líquido de un limo, este será más compresible". Por otro lado, el límite líquido de un limo inorgánico típico de granos abultados (equidimensionales) es de aproximadamente 30%, - mientras que los limos con elevada proporción de mica o formados por diatomitas (llamados limos elásticos), están compuestos de granos en forma de hojuelas y pueden llegar a tener límites líquidos hasta de 100%.

La prueba de movilidad del agua, también nos permite distinguir en el campo a los limos de bajo límite líquido (ML) y a los de alto límite líquido (MH).

Una vez que hemos descrito las propiedades más importantes de -- los limos, seguiremos con la descripción de los suelos finos; en este caso, hablaremos de las arcillas que son suelos con alto grado de plasticidad, aunque cuando se encuentran húmedas su resistencia a la deformación es baja,

pero al secarse forman masas cohesivas y duras. Las arcillas son casi impermeables, difíciles de compactar cuando están húmedas e imposibles de drenar por medios ordinarios. Las arcillas tienen dentro de sus características, - que algunas de ellas sufren grandes expansiones y contracciones conforme -- cambia su contenido de agua.

Por otro lado, la plasticidad y alto grado de compresibilidad -- que caracterizan algunos tipos de arcilla, se deben al tamaño pequeño (coloidal), así como a la forma laminar y a la composición mineral de las partículas que las constituyen. Así también, al igual que para el caso de los milos, "mientras más alto sea el límite líquido de una arcilla, mayor será su compresibilidad al compararla en igualdad de condiciones de carga previa.

En el S.U.C.S., el límite líquido se usa para distinguir a las arcillas altamente compresibles (CH), así como aquellas que tienen baja compresibilidad (CL), y sus diferencias en la plasticidad se reflejan en sus índices plásticos, ya que para el mismo límite líquido, mientras más alto sea el índice plástico, la arcilla será más plástica. Sin embargo, en el -- campo la diferenciación de las arcillas, se lleva a cabo por la prueba de tenacidad y por la prueba de resistencia en seco (ver explicación de realización de pruebas), que aún teniendo poca experiencia en la ejecución de estas, se pueden distinguir fácilmente las arcillas de baja compresibilidad y baja plasticidad, de las arcillas francas altamente plásticas y compresibles.

Los suelos finos, en diversos casos presentan otro elemento llamado materia orgánica. A este elemento lo constituyen los residuos desprendidos de la vegetación parcialmente descompuesta, que al mezclarse con los suelos forman los llamados suelos turbosos. A la materia orgánica también -- la podemos encontrar en partículas coloidales formando parte de los sedimentos plásticos o en los sedimentos no plásticos en diferentes cantidades -- que a menudo pueden afectar sus propiedades físicas, y en algunos casos llegan a influir hasta en su clasificación. De esta manera, llegamos a encon-

trar suelos como los llamados limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas - de baja plasticidad, hasta llegar a tener suelos como son las arcillas orgánicas de plasticidad media y alta. La materia orgánica tiene otra característica que afecta a los suelos finos, ya que si se mezcla aún en pequeñas cantidades en forma coloidal con una arcilla, bastará para que le produzca un aumento considerable en su límite líquido sin que aumente su índice de plasticidad. Los suelos orgánicos son generalmente de color obscuro y se caracterizan por el olor a descomposición que presentan.

Las arcillas orgánicas tienen un aspecto esponjoso debido a las oquedades que presentan por la descomposición de los residuos de materia vegetal contenida en su estructura; provocando con ello, un cambio en las características físicas de la masa del suelo, que a su vez, los hacen inadecuados para utilizarlos en las obras de ingeniería. Las arcillas orgánicas no se utilizan en las obras mencionadas debido a que presentan una alta compresibilidad y son menos estables que los suelos inorgánicos en presencia de agua.

f) Clasificación de los grupos de suelos.

Nosotros sabemos que en la naturaleza rara vez podemos encontrar a los suelos separadamente en forma de grava, arena, limo, arcilla o materia orgánica; sino que generalmente se encuentran como mezclas de estos elementos en diferentes proporciones. El S.U.C.S. tomando en cuenta lo anterior, se basó para el estudio de los suelos en el reconocimiento del tipo y predominio de los elementos que los constituyen, considerando el tamaño de sus granos, granulometría, plasticidad y compresibilidad de los mismos. Con la clasificación dada, se logro englobar a los suelos en tres grupos principales:

1. Suelos gruesos.

2. Suelos finos

3. Suelos con alto contenido de materia orgánica

Los grupos aquí descritos, son los tres tipos de suelos con los que trabajaremos en los temas que complementan este trabajo.

En lo sucesivo, clasificaremos también a los diferentes grupos de suelos contenidos en la naturaleza desde un punto de vista de clasificación de campo, y en primer término, describiremos a una muestra representativa de un suelo de la siguiente manera:

Como suelo grueso o fino, si el 50% en peso de las partículas -- pueden distinguirse o no a simple vista individualmente. Con ello, los suelos que contienen más del 50% en peso de partículas gruesas, son suelos -- gruesos; en caso contrario son finos.

Cuando el suelo es predominantemente grueso, se clasifica como -- grava si el 50% o más de sus granos son retenidos en la malla No. 4; como -- arena, si pasa por dicha malla.

Al referirnos a la granulometría de los suelos en el inciso "b" de este capítulo, expresamos que una arena o una grava estaban bien o mal -- graduadas si cumplían con ciertos requisitos. En adelante, además de expresar el criterio anteriormente expuesto daremos los referentes a la clasificación de estos suelos para definirlos como gravas limpias o sucias; para -- el caso de las arenas, lo haremos de la misma manera.

Con todo lo anterior, podemos decir que si un suelo es una grava se clasifica como grava limpia si ésta contiene pocos finos o ninguno, y como sucia si contiene alguna cantidad apreciable de finos. La clasificación final de las gravas limpias se hace estimando su granulometría.

A continuación, diremos que las gravas bien graduadas pertenecen al grupo GW, mientras que las uniformes y con deficiencias en algunos tamaños de sus granos (falla en su granulometría) pertenecen al grupo GP. Por --

otro lado, a las gravas sucias las encontramos en el sitio en dos tipos; - el primer tipo es el que contiene finos no plásticos y son las llamadas -- gravas limosas GM, mientras que el segundo tipo lo integran todas aquellas gravas que contienen finos plásticos, que forman el llamado grupo de las - gravas arcillosas GC. Para saber si las gravas sucias son limosas o arcillosas, es necesario emplear para su clasificación las pruebas manuales -- que se indicaron anteriormente en este capítulo; para así tener un criterio fundamentado acerca del tipo de finos contenidos en la masa del suelo, y de esa manera, poder expresar una clasificación correcta.

Para el caso de las arenas, el criterio seguido para su clasificación es el mismo que se usa para las gravas, ya sea para determinar si - el suelo es una arena limpia bien graduada SW, mal graduada SP, arena con granos finos limosos SM ó con finos arcillosos SC.

Si un material es predominantemente fino, debe clasificarse en cualquiera de los seis grupos que existen para tal caso; ML, CL, OL, MH, - CH, OH. Para determinar el grupo de clasificación de estos suelos, podrán efectuarse los ensayos por medio de las citadas pruebas manuales que se -- nombraron con anterioridad.

Los suelos típicos de los diferentes grupos se clasifican fácilmente por los procedimientos señalados anteriormente; sin embargo, varios tipos de suelos en estado natural tendrán en muchos casos características propias correspondientes a dos grupos, debido a que el porcentaje de los - diferentes tamaños o las características de plasticidad están en la frontera entre uno y otro. Si esto sucede, deben usarse clasificaciones de frontera ; es decir, se indican separados por un guión a los dos grupos que -- describen de mejor manera al suelo. Por ejemplo: GW - GC

Ahora, supongamos que los porcentajes de los tamaños de grava - y arena en un suelo grueso sean casi iguales, el procedimiento que se sigue para clasificar a dicho suelo es: suponer que el suelo es una grava y continuar la clasificación hasta que se encuentre un grupo que describa co

rectamente al resto del suelo. Por ejemplo, GC. En el dado caso que hubie-
ramos supuesto que el suelo era una arena, la clasificación correcta de --
composición sería GC - SC, puesto que el criterio para clasificar a los --
grupos de las gravas y las arenas es el mismo según se pudo contemplar an-
teriormente. Similarmente, dentro de los grupos que pueden ser grava ó are-
na, llegan a ocurrir clasificaciones de frontera tales como: GW - GP, - --
GM - GC, GW - GM, SW - SP, SM - SC, SW - SM.

Para terminar con el concepto de clasificación de los suelos en
el campo, diremos que la forma correcta de clasificar a un suelo que este-
cercano a la línea de frontera entre los suelos gruesos y los finos, se ha-
ce considerando en primer término, como si se tratara de un suelo grueso
y después como si fuese suelo fino, por ejemplo; SM - ML, SC - CL. De --
igual manera, dentro del grupo de los suelos finos, las clasificaciones de
frontera pueden ocurrir tanto en suelos de alto o bajo límite líquido como
en materiales limosos y arcillosos en el mismo intervalo de dicho límite.-
Por ejemplo, podemos encontrar suelos como los siguientes: ML - MH, CL-CH
OL - OH, y ML - CL, ML - OL, CL - OL, MH - CH, MH - OH.

Aunque sabemos que la mayor parte de las clasificaciones de los
suelos en el campo se harán por medio de las pruebas manuales citadas, ha-
brán casos en que se harán visualmente. El S.U.C.S. ha previsto la determi-
nación de la clasificación de los grupos de suelos con más precisión por --
medio de pruebas de laboratorio, que consisten en análisis mecánicos y en
la determinación de los límites de ATTERBERG. Estas clasificaciones se --
efectúan sobre muestras representativas de los suelos que han sido sujetas
a pruebas de resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y permeabi-
lidad. Estas pruebas son recomendadas para entrenar al personal que poste-
riormente clasificará suelos en campo y que se encargará de estimar los --
porcentajes de tamaños y grados de plasticidad de dichos suelos.

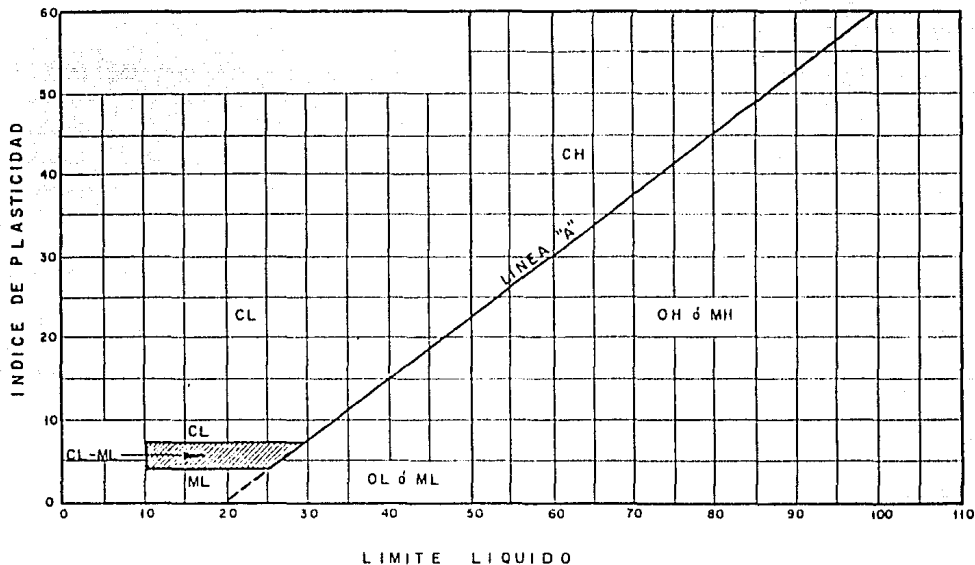
Las pruebas de laboratorio nos pueden proporcionar datos impor-
tantes y más precisos de los suelos, tales como los siguientes:

La curva granulométrica generalmente se usa para clasificar a los suelos como suelo grueso o suelo fino. Si es suelo grueso se clasifica como grava o arena, basándose en el criterio del 50%. Dentro de estos grupos, los que contienen menos del 5% de partículas menores que la malla No. 200 se consideran limpios y, se clasifican como bien o mal graduados por medio de su coeficiente de uniformidad y de curvatura. Por ejemplo, podemos decir que para determinar si una grava limpia esta bien graduada G_w , su coeficiente de uniformidad C_u debe ser mayor que 4 y el de curvatura C_c debe estar contenido entre 1 y 3; en caso contrario, se clasificará como grava mal graduada. Por otro lado, una arena limpia que tenga un coeficiente de uniformidad mayor que 6 y uno de curvatura entre 1 y 3, pertenece al grupo S_w ; si no es así, es una arena mal graduada S_F .

Asimismo, las arenas sucias se clasifican como limosas o arcillosas, según los resultados obtenidos en las pruebas de ATTERBERG al compararlas con la carta de plasticidad.

Para el caso de los finos, se dice que estos suelos son limosos si tienen un índice de plasticidad menor de 4 o si caen bajo de la línea A de la carta de plasticidad, y los suelos finos arcillosos son aquellos que tienen un índice de plasticidad mayor que 7 y que aparecen arriba de la línea A de dicha carta. Para su mejor comprensión se anexa la carta de plasticidad.

CARTA DE PLASTICIDAD



11.2. Parámetros de Permeabilidad de los Suelos

Por ahora, hablaremos de estos parámetros que son de gran interés en la mecánica de suelos. Para ello, daremos una introducción de los tipos de flujo de agua que comúnmente se generan en una masa terrea. Hablaremos también de las velocidades que esos flujos pueden adquirir a través de ella, así como de los estudios necesarios que se han realizado hasta la fecha para llegar a obtener el parámetro de permeabilidad de los suelos.

Primeramente, diremos que los problemas relacionados al flujo de los líquidos a través de una masa terrea cualquiera, pueden generar problemas como los ya citados en incisos anteriores. Los flujos que se llegan a desarrollar en esa masa pueden ser de la forma laminar o turbulenta dependiendo del tipo de suelo en el que se genere, así como de la compactación que estos presenten, que puede ser artificial (compactación mecánica) o natural provocada por cargas geológicas.

Para proseguir con el tema, daremos el concepto más claro de los flujos del agua arriba mencionados. Sabemos que un flujo es laminar, cuando las líneas de flujo permanecen sin ajustarse entre sí en toda su longitud de recorrido. Por otro lado, un flujo es turbulento cuando la condición anterior no se cumple. Por lo que respecta a las líneas de flujo, diremos que éstas se definen como la línea ideal que en cada punto tiene la dirección del flujo en un instante cualquiera. Asimismo, se sabe que en todo punto el vector velocidad y la línea de flujo que pasa por él, son tangentes.

De acuerdo a los experimentos realizados, sabemos que a velocidades bajas un flujo ocurre casi siempre en forma laminar, mientras que al aumentar aquellas, se llega a un límite en que se transforma en turbulento. Por el contrario, si en ese punto la velocidad se reduce, el flujo volverá a ser laminar pero la nueva transición ocurrirá a menor velocidad que la primera. Lo que indica que existe un intervalo de velocidades en el cual el flujo puede ser laminar o turbulento.

Reynolds, probó que existe una cierta velocidad en cada líquido abajo de la cual, para un cierto diámetro de conducción y a una temperatura dada, el flujo siempre es laminar. A esa velocidad, la definió como la velocidad crítica. De igual manera, existe una velocidad mayor arriba de la cual el flujo siempre es turbulento. En el caso del agua, esta última velocidad es aproximadamente 6.5 veces la velocidad crítica.

Reynolds, en base a su experiencia encontró que la velocidad crítica del agua podía expresarse de la siguiente manera:

$$V_c = \frac{36}{1 + 0.0337T + 0.00022 T^2} \cdot \frac{1}{D}$$

Donde:

V_c = Velocidad crítica, en cm/seg.

T = Temperatura del agua, en °C

D = Diámetro de la conducción, en mm

Así, la velocidad crítica resulta ser inversamente proporcional al diámetro de la conducción por la que ocurre el flujo. Por otro lado, decimos que la velocidad media en un conducto en régimen laminar o turbulento, es función de la pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud. Es decir, es función del gradiente hidráulico (i).

Lo explicado anteriormente sirvió para darnos una idea más clara de los tipos de flujo que pueden presentarse a través de una masa líquida y especialmente en la estructura de una presa que es el concepto que a nosotros nos ocupa en este trabajo.

Una vez establecido el concepto, diremos que el flujo de agua a través de un medio poroso está gobernado por una ley descubierta experimentalmente por HENRI DARCY en 1856. Darcy para llegar a establecer su ley

investigó las características del flujo del agua a través de filtros de materiales terrosos. Lo que constituyó una gran ayuda para la mecánica de suelos actual, ya que; con los resultados obtenidos por Darcy se pudo continuar con la investigación que al respecto hace esta ciencia.

Darcy en su investigación encontró que para velocidades muy pequeñas, el gasto que pasa a través de una sección transversal de un filtro poroso, queda expresado por la relación siguiente:

$$Q = \frac{dV}{dt} = KAi \left(\frac{\text{cm}^3}{\text{seg}} \right)$$

Donde:

A = Al área total de la sección transversal del filtro

i = Al gradiente hidráulico del flujo

Al gradiente hidráulico del flujo, Darcy le asignó la expresión siguiente:

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

Donde:

L = Al desplazamiento del fluido

$h_1 - h_2$ = Pérdida de energía sufrida por el flujo

Posteriormente, Darcy observó que el agua fluye de un punto que se encuentra a menor presión a otro que esta a mayor. Índice de ésta, y que la carga hidráulica total es la suma de la carga de elevación (Z) del punto considerado, más la carga de presión en dicho punto (P/γ_w). La carga de velocidad la desprecia en virtud de que el agua adquiere velocidades muy pequeñas a través de un medio poroso. De lo que se infiere que:

$$h = z + \int \frac{P}{\rho_0 \gamma_w}$$

Donde:

h = Altura piezométrica ó carga hidráulica

Z = Carga de elevación

$\frac{dp}{\gamma_w}$ = Carga de presión

Con todo lo establecido anteriormente, Darcy concluyó que en -- flujos horizontales el gradiente de presión si es proporcional al gradiente hidráulico y que el flujo ocurrirá en el sentido de las presiones descendentes. De la misma manera, estableció la ecuación de continuidad para un gasto que pasa a través del medio poroso antes citado.

$$Q = Av$$

Donde:

Q = Gasto ó volumen de agua que pasa a través del medio

A = Al área del conducto

v = A la velocidad del flujo

Anteriormente se expresó el concepto arriba citado en la forma:

$$Q = KA i$$

Ahora, si igualamos esta expresión con la ecuación de continuidad tendremos:

$$KAi = Av$$

$$v = Ki$$

Donde:

K = Coeficiente de permeabilidad del suelo

Esta última expresión es la ley de Darcy descubierta en 1856 --- con la cual pudo medir la velocidad del flujo de agua a través de los filtros hechos con materiales terrosos.

De todo lo antes expuesto, podemos inferir que en el intervalo - en el cual la ley de Darcy es aplicable, la velocidad del flujo es directamente proporcional al gradiente hidráulico. Lo que indica, que el campo de aplicabilidad de esta ley es únicamente para cuando se tiene flujo laminar en una masa de suelo.

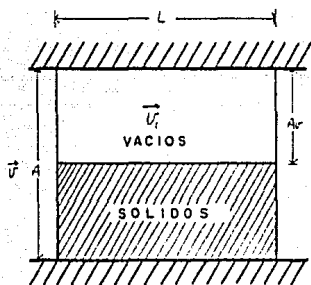
Sabemos que Darcy, hizo sus investigaciones con filtros de arena fina, y observó que en estos suelos el flujo del agua era laminar mientras las cargas hidráulicas no fueran excesivas. Ahora si pensamos en suelos más finos que pueden ser mezclas de limos y arcillas ó arcillas puras, - en estos el agua circula a velocidades aún menores que en las arenas, y las cargas hidráulicas que aquí se tendrían también serían de pequeña magnitud, por lo que con mayor razón, el flujo también sería laminar.

Ahora analizaremos las ecuaciones dadas anteriormente relacionadas con la ley de Darcy, y vemos que en ellas aparece una constante física de proporcionalidad K , a la que le llamaremos coeficiente de permeabilidad del suelo; y observemos que sus unidades son las correspondientes a una velocidad, puesto que el gradiente hidráulico i es un concepto adimensional. - Con esto, podemos definir el concepto de coeficiente de permeabilidad de un suelo, en forma por demás simple. Es decir, lo podemos definir como la velocidad del agua a través del mismo, cuando esta sujeta a un gradiente hidráulico unitario. Esto es, que en cierta medida, el valor numérico de K nos refleja algunas propiedades físicas del suelo y que de alguna manera nos indica la mayor o menor facilidad con que el agua fluye a través de la masa terrea estando sujeta a un gradiente hidráulico dado. Esa facilidad, depende además de las propiedades físicas del suelo, de otros factores como la temperatura que influye en la densidad del agua.

Darcy, en su ley $v = Ki$, llamó a la velocidad que se deduce de--

rectamente de ella, velocidad de descarga o, simplemente, velocidad. Mientras que a la velocidad que toma en cuenta la existencia de una fase sólida impermeable, la llamo velocidad de filtración y esta a la vez es la velocidad media de avance del agua en la dirección del flujo

Para ilustrar lo anterior, nos basaremos en la figura siguiente que nos representa un filtro de suelos dividido en dos fases, fase de sólidos y fase de vacíos.



Esquema ilustrativo para distinguir entre la velocidad de descarga y la velocidad de filtración.

Donde:

\vec{v} = Velocidad

A = Area disponible para el paso del agua según Darcy

A_v = Area disponible para el paso del agua según el nuevo filtro

L = Longitud de recorrido del agua

Para nuestro caso, si consideramos que el flujo del agua es estacionario, debe por consecuencia, tenerse el mismo gasto Q en el tubo libre -

que en la muestra de suelo. Y si lo relacionamos con la condición de continuidad antes expresada, podremos escribir la correlación existente entre -- las nuevas condiciones de esta figura y el esquema dado por Darcy de la siguiente manera:

$$Q = Av$$

Donde:

$$Avv_1 = Av$$

Por lo que:

$$v_1 = \frac{A}{Av} v$$

Si consideramos al filtro en cuestión de un espesor unitario normal al papel tendremos:

$$\frac{A}{Av} = \frac{l}{n} = \frac{l+e}{e}$$

Donde:

n = a la porosidad del suelo

e = Relación de vacíos

Relacionando esta nueva expresión con la anterior tendremos:

$$v_1 = \frac{l+e}{e} v$$

Donde:

v_1 = A la velocidad de filtración

v = A la velocidad de descarga

En esta última ecuación encontramos un serio inconveniente para su aplicación, ya que para obtener la velocidad de filtración, supusimos - que el agua tenía una trayectoria rectilínea al pasar a lo largo del filtro, por lo que se juzga que no representa la velocidad con que el agua se mueve al recorrer la longitud L al atravesar el suelo, sino que por el contrario, recorre una línea por demás sinuosa o irregular de longitud L_m . Si ahora introducimos el concepto V_2 como la velocidad media real con la cual el flujo recorre la longitud supuesta y la relacionamos con la expresión - dada para la velocidad de filtración, tendremos la siguiente correlación:

$$V_2 = V_1 \frac{L_m}{L}$$

Por lo tanto:

$$V_2 = \frac{1 + e}{e} \frac{L_m}{L} V$$

Donde:

V_2 = Velocidad media real de filtración

L_m = Longitud real de recorrido

L = Longitud total de la muestra

e = Relación de vacíos

V = Velocidad de descarga

El valor de esta velocidad media real, depende en la medida que se conozcan las variaciones del área de los poros en el suelo a través del cual se establezca el flujo. Es decir, dependerá de la forma y exactitud - que se emplee para determinar la porosidad de dicho suelo.

Por último, hablaremos en forma breve de los métodos que existen para medir el coeficiente de permeabilidad de un suelo. Anteriormente expresamos que una determinación correcta de este parámetro, era de fundamental- importancia para formar el criterio adecuado al ingeniero encargado de pro-

yectar las obras que involucren estudios destinados a la mecánica de suelos. Y en muchos casos para elaborar con más precisión sus cálculos relacionados con el proyecto.

Para determinar el coeficiente de permeabilidad de los suelos -- existen varios procedimientos, unos llamados métodos directos y otros llamados métodos indirectos; a los primeros se les llaman métodos directos porque el objetivo fundamental de la prueba que se realiza es la de poder medir ese coeficiente. El segundo tipo, llamados métodos indirectos porque -- proporcionan un índice aproximado de ese coeficiente a partir de otras pruebas que persiguen otros fines. Los métodos en cuestión son los siguientes:

a) METODOS DIRECTOS

1. Permedmetro de carga constante.
2. Permedmetro de carga variable
3. Prueba directa de los suelos en situ

b) METODOS INDIRECTOS

1. Cálculo a partir de la curva granulométrica
2. Cálculo a partir de la prueba de consolidación
3. Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad

A continuación describiremos con cierto detalle los métodos arriba mencionados para determinar el coeficiente de permeabilidad:

PERMEAMETRO DE CARGA CONSTANTE.

Este método ofrece el medio más simple para determinar el coefi-

ciente de permeabilidad de un suelo, ya que en el laboratorio basta con --
 confinar una muestra de ese suelo en un tubo ó permedómetro disponible con --
 área transversal A y longitud L conocidas, y someterlo a una carga hidráu-
 lica h. Una vez hecho lo anterior, se deja que el agua fluya a través de -
 la muestra y se va midiendo la cantidad de agua que pasa en la unidad de -
 tiempo (V en cm³) en la muestra. Este procedimiento se repite las veces -
 que sean necesarias hasta llegar a obtener entre cada ensayo resultados ra-
 zonables.

Esta prueba es recomendable hacerla de preferencia en suelos de
 regular permeabilidad, ya que tiene el inconveniente de que en suelos poco
 permeables, el tiempo de prueba se hace tan largo que deja de ser práctico
 con los gradientes hidráulicos usados. En el capítulo III se explicará con
 más detalle el proceso y cálculo de esta prueba. Por ahora solo daremos un
 enfoque general.

Con los detalles antes expresados para esta prueba y aplicando-
 la ley de Darcy tendremos:

$$Q = \frac{dV}{dt}$$

$$dV = Qdt$$

$$V = Qt$$

$$Q = KAi$$

$$V = KAit$$

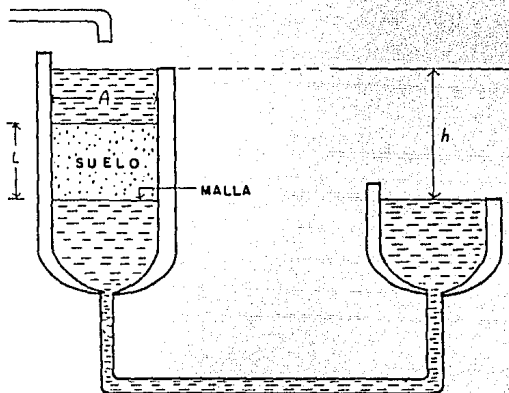
$$K = \frac{V}{Ait}$$

Pero:

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

Entonces:

$$K = \frac{VL}{hAt} \text{ F\u00f3rmula para calcular el coeficiente de permeabilidad.}$$



Esquema del perme\u00e9metro de carga constante.

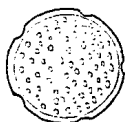
PERMEANETRO DE CARGA VARIABLE.

Este aparato se utiliza para determinar el coeficiente de permeabilidad en los suelos donde las part\u00edculas son finas (suelos arcillosos y limosos), debido a que se necesita un tiempo mayor para que pase un volumen de agua determinado (Q) a trav\u00e9s de una muestra de suelo, sabemos que los resultados obtenidos en los perme\u00e9metros de carga constante pueden ser afectados por la evaporaci\u00f3n o por las reacciones qu\u00edmicas que se generan a medida que aumenta el tiempo de ensayo, motivo por lo que se utiliza el per-

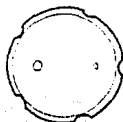
medmetro arriba citado que proporciona datos mas satisfactorios del coeficiente de permeabilidad, que tiene una variación para este tipo de suelos - de 10^{-4} a 10^{-3} cm/seg.

El permedmetro de carga variable es muy parecido al de carga - - constante, y la diferencia entre uno y otro es que el primero consta de una tapa superior provista de dos tubos, uno de sarón por donde se alimenta el agua y el otro de vidrio que funciona como piezómetro con el cual se miden por diferencias de niveles las cargas y los volúmenes de agua que se filtran a través de la muestra del suelo durante en ensayo. Dentro de los conceptos que se tienen que cuidar en esta prueba es que, durante su ejecución es indispensable que la temperatura del agua permanezca lo más uniforme posible entre una y otra lectura para evitar cambios en la viscosidad del fluido y así lograr que la prueba no sufra alteración alguna que pueda dar como resultado datos erroneos del coeficiente de permeabilidad buscado.

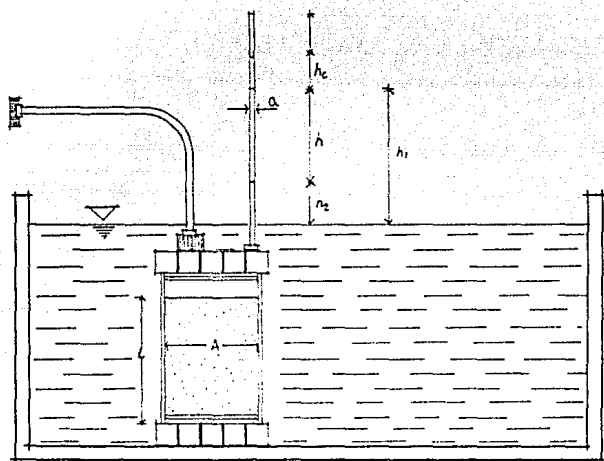
Para evitar los cambios de temperatura en el agua durante la - - prueba de permeabilidad con permedmetro de carga variable, es recomendable sumergir los permedmetros en un recipiente con agua ya que con esto en muchas ocasiones se logra mantener la temperatura constante y por consiguiente se corre menos riesgo de cometer errores al valuar el parámetro de permeabilidad. (ver figura anexa).



TAPA INFERIOR



TAPA SUPERIOR



Corte esquemático del permeámetro de carga variable

Donde:

A = Area de la muestra

a = Area del piezómetro

L = Longitud de la muestra

h_1 = Carga hidráulica al principio de la prueba

h_2 = Carga hidráulica al final de la prueba

h_c = Altura de ascensión capilar

t = Tiempo requerido para que la carga hidráulica del piezometro pase de h_1 a h_2

Para encontrar una relación que nos conduzca al cálculo del coeficiente de permeabilidad por medio de este método, consideramos un tiempo- dt partiendo de la ley establecida por DARCY para un flujo de agua a través de una masa terrea.

$$Q = vA \dots\dots\dots 1$$

$$v = Ki \dots\dots\dots 2$$

Sustituyendo 2 en 1 tenemos:

$$Q = KAi \dots\dots\dots 3$$

Sabemos que:

$$Q = \frac{dv}{dt}$$

$$dv = Qdt \dots\dots\dots 4$$

Sustituyendo 3 en 4 queda:

$$dv = KAidt \dots\dots\dots 5$$

Pero sabemos que el gradiente hidráulico i es:

$$i = \frac{h}{L} \dots\dots\dots 6$$

Ahora si sustituimos 6 en 5 tendremos

$$dv = KA \frac{h}{L} dt \dots\dots 7$$

Cuando el agua tiene un descenso dh en el piezómetro entonces el volumen del agua que atravesó la muestra en el tiempo dt considerado se expresará de la siguiente manera:

$$dv = -adh \dots\dots\dots 8$$

Iguando la expresión 7 con la expresión 8 quedará:

$$KA \frac{h}{L} dt = -adh$$

$$\frac{KA}{L} \int_0^t dt = -a \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h}$$

$$\frac{KA}{L} t = -a [\text{Ln}h]_{h_1}^{h_2}$$

$$\frac{KA}{L} t = -a [\text{Ln}h_2 - \text{Ln}h_1]$$

$$\frac{KA}{L} t = a \text{Ln}h_1 - a \text{Ln}h_2$$

Empleando una propiedad de los logaritmos tenemos:

$$\frac{KA}{L} t = a \text{Ln} \frac{h_1}{h_2}$$

Pero sabemos que Ln de un número = 2.3Log_{10}

Por lo tanto tendremos:

$$\frac{KA}{L} t = 2.3 a \text{Log} \frac{h_1}{h_2} \dots\dots 9$$

Despejando K de expresión 9 obtenemos:

$$K = \frac{2.3 La}{\lambda t} \log \frac{h_1}{h_2} \quad \text{Fórmula para calcular el coeficiente de permeabilidad.}$$

Cuando se realiza el ensayo de permeabilidad por medio del permeámetro de carga variable, la muestra de suelo se satura regularmente por capilaridad. Pero existen ocasiones en la cual el agua fluye hacia abajo a través de la muestra del suelo. En estos casos debe tenerse mucho cuidado para impedir la formación de una nata de suelo fino sobre la superficie superior de la muestra y así evitar errores en la medición del volumen de agua que atraviesa, ya que esa nata retardaría el paso del agua a través de la muestra de suelo y con ello "aumentaría" la impermeabilidad de éste. El fenómeno anterior se presenta cuando la superficie superior se perturba bajo el agua y se permite la sedimentación del material desprendido durante la elaboración de la prueba. Una forma de evitarlo es aplicando un pequeño chorro de agua sobre la superficie de la muestra en la cual puede formarse la nata de suelo fino, y cuanto ésta se encuentre disipada proceder a la ejecución de la prueba con la certeza de obtener un resultado del coeficiente de permeabilidad lo más apegado a la realidad.

En el capítulo siguiente daremos el proceso y cálculo de esta prueba así como del equipo utilizado en ella.

PRUEBA DIRECTA DE LOS SUELOS IN SITU

Sabemos que antes de construir una estructura de tierra, es importante verificar que las propiedades del suelo de la cimentación sean las indicadas para garantizar la estabilidad y el buen funcionamiento de la obra. Anteriormente se dijo que esas propiedades las podíamos obtener por ensayos realizados en el laboratorio o por "pruebas directas" de campo sobre la masa del suelo. Estas últimas se efectúan en algunos casos, debido a que no se pueden obtener muestras intactas o lo suficientemente representativas del suelo para poderlas ensayar en el laboratorio.

Cuando se recurra a las pruebas de campo, el ensayo debe adaptarse a las condiciones del suelo que se tiene en cada obra, y no deben tomarse sugerencias de pruebas anteriores para realizarlas.

Debido a que en la práctica existen diversos métodos para valorar el coeficiente de permeabilidad por medio de "pruebas directas" aplicada a los suelos en el campo, a continuación daremos una breve explicación solamente de dos métodos considerados los más comunes para encontrar ese coeficiente. Como sabemos, ese tipo de pruebas se llevan a cabo sobre formaciones naturales del suelo, y comúnmente formados por diferentes mantos y a través de los cuales es difícil estudiar el escurrimiento a partir de un número limitado de ensayos sobre muestras inalteradas, lo suficientemente representativas del conjunto. Por lo que, en estos casos; en los que no se pueden obtener muestras inalteradas (mantos de arena y grava) se tienen que recurrir a las pruebas directas de campo que nos permitan conocer el coeficiente de permeabilidad deseado.

Para determinar el tipo de prueba de permeabilidad a realizarse en el campo, es necesario en cada caso particular, tomar en cuenta para su elección los siguientes factores.

- 1.- Tipo de material.
- 2.- Localización del nivel freático.
- 3.- Homogeneidad o heterogeneidad de los distintos estratos del suelo.

Las pruebas de campo se emplean prácticamente en mantos de suelos aluviales que son típicos de los sitios donde se emplazan las boquillas de las presas, y dichas pruebas son:

PRUEBA LUGEON O DE EMPAQUES

Este tipo de prueba, se usa generalmente para determinar la permeabilidad de grandes masas rocosas, pero también es común aplicarlo donde se tienen materiales granulares parcialmente cementados. La prueba consiste en inyectar agua a presión sobre unos tramos de perforación hechos al respecto, que tienen como objeto proporcionar una idea aproximada de la permeabilidad de la masa rocosa o del material parcialmente cementado ocasionada por las fisuras contenidas en el conjunto.

Al ejecutar el ensayo, es recomendable variar la longitud de los tramos de prueba, así como la presión a la que se inyecta el agua. Es importante también obtener para los distintos tramos de inyección, sus correspondientes curvas de gastos de absorción en función de cada uno de los incrementos de presión dada.

Las longitudes de los tramos de perforación en los que se realice la prueba "Lugeón" deben adaptarse a cada tipo de terreno que se encuentre en la naturaleza, con el objeto de analizar detalladamente los diferentes estratos de la masa terrea, haciéndose necesario en muchas ocasiones utilizar longitudes pequeñas hasta de un metro o menos, dependiendo de las características propias de los estratos en estudio.

La unidad "Lugeón" utilizada en esta prueba, corresponde a la absorción de un litro de agua por minuto, por cada metro de sondeo analizado a una presión de inyección de 10 Kg/cm^2 .

EQUIPO NECESARIO PARA REALIZAR LA PRUEBA

- 1.- Obturador o empaque con tubo de inyección que pueden ser mecánicos y neumáticos. En cualquiera de ellos la longitud debe ser de 30 cm por lo menos aunque de preferencia deben de ser de longitud mayor de un metro.
- 2.- Bomba para inyectar el agua a presión. Puede ser de varios pistones o de gusano, aunque se recomienda usar una bomba centrífuga

ga de alta presión para evitar variaciones rápidas de éstas de tal manera que no produzcan alteraciones en las lecturas de los manómetros colocados en el sistema.

- 3.- Venturi. Sirve para medir el gasto del agua con una precisión - aceptable del orden del uno por ciento.
- 4.- Manómetro de precisión para medir la presión de inyección a través del tubo del empaque.
- 5.- Agua. El agua usada debe ser limpia y no debe contener materiales en suspensión para evitar posibles taponamientos en el venturi, así como en las fisuras del terreno por ensayar, lo que traería como consecuencia una serie de errores que induciría a datos menos confiables del parámetro correspondiente al coeficiente de permeabilidad del estrato.

Antes de realizar la prueba, se debe verificar el tipo de sello que se utilizará. Sabemos que los obturadores mecánicos son adecuados cuando se tienen perforaciones de diámetro mayor de 9 cm. El sello deseado se logra comprimiendo una serie de rondanas de hule que hacen presión sobre las paredes de la perforación. Ahora, con respecto a los empaques de copa de cuero, se tiene un fuerte inconveniente ya que en este tipo de obturador se requiere que las perforaciones sean muy regulares y perfectamente cilíndricas, puesto que al efectuar la presión de inyección ésta acuña una serie de copas contra las paredes de la perforación, que de ser estas de forma irregular el empaque resultaría poco efectivo para realizar la prueba. Por otro lado, los obturadores neumáticos diremos que, estos constan de una serie de cubiertas de hule que se expanden debido a la inyección de aire comprimido a través de ellas; este tipo de empaques resultan muy eficientes en su uso, pero el inconveniente que presentan es que al colocarlos en el sitio, la maniobra resulta bastante delicada.

Para verificar la calidad de los sellos, se inyecta agua y se -

observa si esta sube por la perforación. Si esto sucede, puede deberse a dos causas importantes:

- 1.- Que la perforación no sea regular y que el empaque no ajuste.
- 2.- La segunda, es debida a que el terreno esté muy fisurado y que por tal motivo llegue a establecerse un corto circuito alrededor del empaque (fuga entre las paredes de la perforación y el empaque). Si se presenta el primer caso, se desplaza el empaque algunos centímetros hasta poderlo ajustar perfectamente, y en el último de los casos se aumenta la longitud del empaque para lograr un mejor sello. En la segunda causa, cuando el suelo esta demasiado fisurado, resulta difícil la realización de la prueba; por lo que es preferible pensar en otro tipo de ensaye conocido para encontrar el parámetro buscado.

Forma de efectuar la prueba.

Primer paso: Cuando se verificó la funcionalidad del sello, se anotan los datos del tramo de prueba, como son; la profundidad y la longitud de éste, diámetro y longitud de la tubería de inyección, la profundidad del nivel freático tomada una vez que se estabilizó el nivel del agua en la perforación.

Segundo paso: Una vez hecho lo anterior, se aplica el primer incremento de presión de inyección en el sitio, y se observa el gasto para ese incremento. Se espera el tiempo necesario a que se estabilice el agua entre un lapso de 5 a 10 minutos; una vez estabilizado se anotan los valores del gasto y de la presión en el registro de prueba.

Tercer paso: Anotados los valores anteriores, se repite el segundo paso las veces que sean necesarias con incrementos de presión que de preferencia deben de ser iguales hasta llegar a una presión máxima de 10 Kg/cm². Cuando se llegó a la máxima presión y se tomaron los valores del

gasto y de ésta, se procede a aplicar decrementos de presión en la misma -- secuencia que los incrementos, anotando los valores del gasto y la presión correspondiente, teniendo en cuenta que durante el ensayo se debe ir trazando el diagrama del gasto-presión para ir observando las particularidades de la curva obtenida. La presión que se considera para trazar el diagrama es -- la presión efectiva en la zona de prueba dada por la expresión siguiente:

$$P = P_m + \frac{H_m}{10} - P_c$$

Donde:

P = Presión efectiva de la zona de ensaye

P_m = Presión leída en el manómetro conectado en la superficie

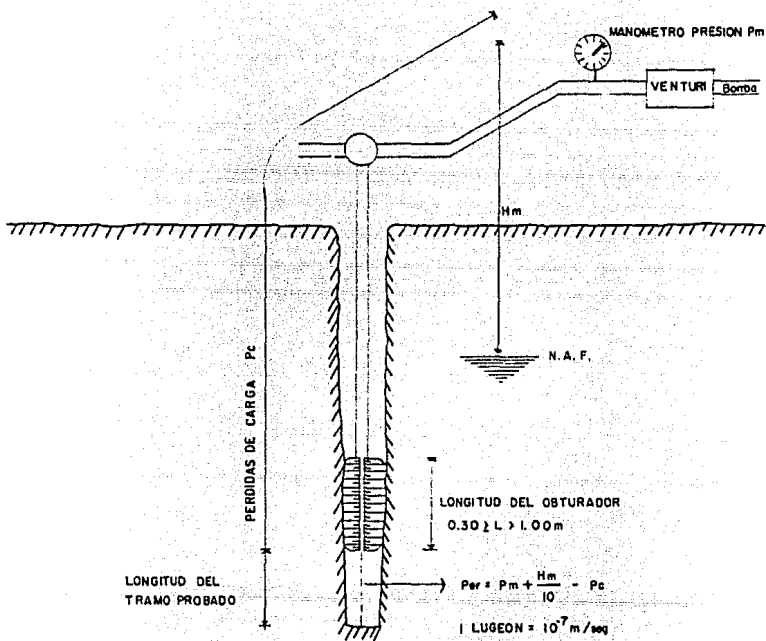
H_m = Profundidad del nivel freático respecto al plano de lectura del manómetro.

P_c = Pérdidas de carga en la tubería y en el obturador.

De la expresión anterior, resulta delicado valorar el concepto -- P_c , sobre todo al tomar en cuenta las pérdidas en el obturador, puesto que para ello se presenta cierta incertidumbre de las pérdidas sufridas en él. -- Por lo que toca a la valoración de las pérdidas en las tuberías de inyec- -- ción, resulta su cálculo más práctico ya que se tienen antecedentes de la -- hidráulica para ello, y con solo tomar en cuenta el tipo de material que -- constituye a la tubería y los cambios de dirección de ésta, se puede hacer uso de nomogramas existentes para valorarlas.

Cuarto paso: Cuando se da el último incremento de presión, con -- los datos obtenidos, se calcula el valor de la absorción en unidades "Lu- -- geon", dividiendo el gasto obtenido a la presión de 10 Kg/cm² expresado en litros sobre minuto, entre la longitud de la zona probada dada en metros. (ver diagrama anexo).

DIAGRAMA DE LA "PRUEBA LUGEON" EN CAMPO



PRUEBA LEFRANC - MANDEL

Con esta prueba, se puede medir el coeficiente de permeabilidad de ciertos puntos de un suelo aluvial o de alguna roca muy fisurada con -- buena precisión, siempre que haya un manto freático que mantenga saturado al material.

La prueba, al igual que la "Lugeon", consiste en inyectar agua a través de una cavidad del terreno, cuya forma geométrica se conoce de antemano. Esta debe estar situada abajo del nivel freático y bajo una carga pequeña constante de agua. Cuando se sabe la medida del gasto y de la carga que lo origina, en este momento se puede calcular el coeficiente de permeabilidad K , en la vecindad de la cavidad.

En la prueba Lefranc - Mandel, el gasto Q se mide de la siguiente manera:

$$Q = CK\Delta H$$

Donde:

Q = Gasto de inyección

K = Coeficiente de permeabilidad

ΔH = Carga hidráulica durante la prueba

C = Coeficiente que determina la geometría de la prueba, es decir, nos da la forma de la cavidad y la distancia H del tramo de ensayo al nivel freático, y sus dimensiones son de -- longitud.

Los valores que C adquiere cuando se tienen cavidades de forma geométrica sencilla son los siguientes:

- 1.- Cavidad en forma de disco de radio r -

$$C = 4\pi r$$

2.- Cuidad semiesférica de radio r

$$C = 2\pi r$$

3.- Cuidad esférica de radio r

$$C = 4\pi r$$

4.- Tubo perforado de longitud L y radio r

$$C = \frac{4\pi}{L \log \frac{L}{\pi} - 2H}$$

El equipo necesario para realizar la prueba LeFranc-Mandel consta de los elementos siguientes:

- 1.- Una bomba para alimentar el agua durante el ensaye
- 2.- Sistema para medir el gasto que incluye
 - a). Recipiente con rebosadero
 - b). Válvula de aguja
 - c). Cono con válvula adaptada de tres pasos.
 - d). Recipiente de volumen conocido
 - e). Cronómetro
- 3.- Tubería para realizar la inyección en la cuidad.
- 4.- Dispositivo para medir el nivel del agua en la perforación. Puede ser una sonda eléctrica con amperímetro de buena sensibilidad.

dad.

Realización de la prueba.

Primer paso: Se efectúa una perforación hasta la profundidad -- que se desee. Se estabilizan las paredes de la perforación con ademe, el -- cual se rellena con grava limpia de muy alta permeabilidad hasta una longi-- tud a la que se quiera realizar la prueba, que generalmente es de un metro.

Segundo paso: Se levanta el ademe a la longitud escogida, y se -- anota el diámetro de éste en el registro de campo, quedando de esta manera -- lista la perforación para llevar a cabo la prueba.

Tercer paso: Cuando ya se estabilizó el nivel freático en la -- perforación, se toma la lectura de la profundidad de este nivel, H_0 , con -- respecto a la parte superior del ademe.

Cuarto paso: Se pone en marcha la bomba que alimenta al reci -- piente elevado con rebosadero (Ver diagrama).

Quinto paso: Cuando el agua se derrama del recipiente, se abre -- la válvula reguladora del gasto que se va a inyectar, a la vez que se abre -- la válvula de tres vías conectada directamente a la perforación, cerrando -- la vía que va al recipiente de medición, teniendo cuidado que el agua de -- rramada del recipiente no caiga cerca del ademe y pueda influir en la prue -- ba.

Sexto paso: Se mide la variación que sufre con respecto al tiem -- po el nivel del agua en la perforación, con relación a la parte superior -- del ademe, y una vez que dicho nivel queda estabilizado durante un tiempo -- razonable (generalmente 10 minutos), se anota su valor correspondiente, H_1 .

Séptimo paso: Se conecta la válvula de tres vías con el reci -- piente de volumen conocido, anotando el tiempo empleado para llenarlo T.

Octavo paso: Se repite la prueba en el mismo punto, variando los gastos inyectados, a la vez que se miden los respectivos niveles estabilizados de agua en la perforación.

Noveno paso: Se calcula el coeficiente de permeabilidad del material mediante las fórmulas correspondientes al caso de un tubo perforado de longitud L y radio r .

$$Q = CK (H_0 - H_i)$$

Por lo tanto:

$$K = \frac{Q}{C (H_0 - H_i)}$$

Siendo:

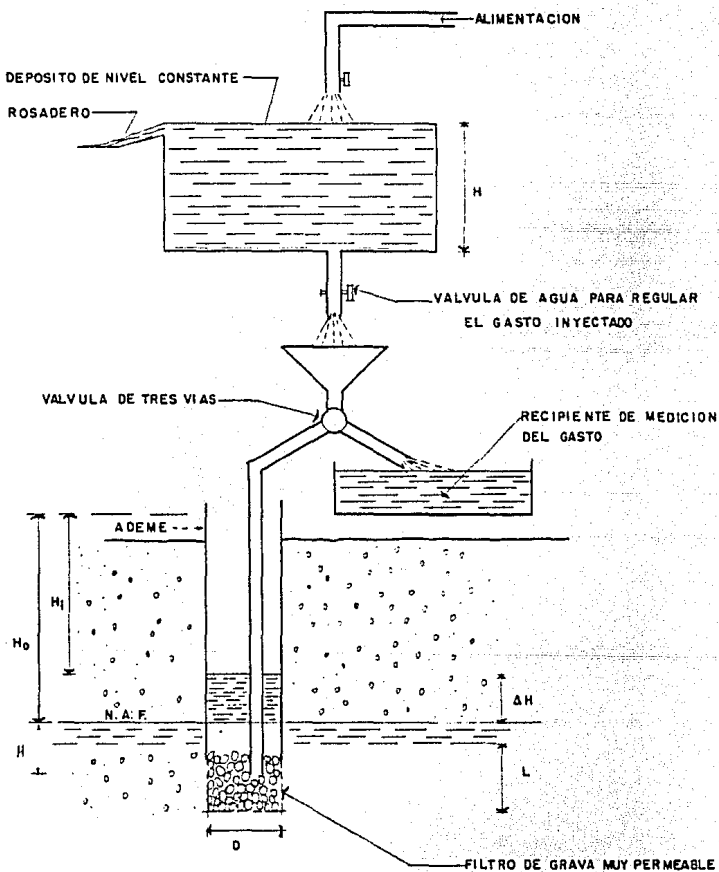
$$C = \frac{4\pi}{L \log \frac{2L}{D} - 2H}$$

Donde:

H = Profundidad media del tramo probado respecto al nivel freático.

(Ver diagrama).

DIAGRAMA DE LA PRUEBA LEFRANC - MANDEL



A parte de los métodos descritos anteriormente para valorar el coeficiente de permeabilidad por medio de pruebas directas de campo, diremos a manera de información otros métodos existentes para el caso:

1. Prueba de Bombo
2. Método de Theis - Lubin
3. Método de Dupuit - Thiem
4. Pozos de absorción
5. Pozos de filtración
6. Prueba Matsuo - Akai
7. Trazadores radiactivos y micromolinetes

Como se puede apreciar, describir cada uno de estos métodos detalladamente, nos conduciría a centralizar nuestro trabajo a un ensayo específico, y ese no es el objetivo del mismo, sino por el contrario, dar un enfoque de los tipos de análisis más importantes que se realizan a los suelos para determinar sus propiedades que nos ayuden a la elaboración del proyecto que se desee estudiar.

Para concluir con los parámetros de permeabilidad de los suelos daremos una explicación breve de los métodos indirectos mencionados anteriormente en este inciso, para valorar el coeficiente de permeabilidad.

Cálculo a partir de la Curva Granulométrica.

En muchas ocasiones se ha querido correlacionar la granulometría de un material con su permeabilidad, debido a que en los materiales arenosos gruesos, los poros existentes entre las partículas minerales que

Los constituyentes son grandes, lo que hace que su permeabilidad resulte relativamente alta. Aunque en la realidad, estas correlaciones tienen un valor bastante limitado, ya que, el tamaño y forma de esas partículas tienen notoria influencia en el valor del coeficiente en estudio. Por lo que, aún no ha sido posible introducir estos valores en una fórmula única que los tome en cuenta de una forma aceptable.

Existen fórmulas que permiten calcular de una manera muy tosca el coeficiente de permeabilidad de un suelo, aunque no proporcionan un valor de K tan apegado a la realidad como lo hacen los métodos directos vistos anteriormente, sino que, ese valor es relativo.

Los métodos indirectos para valorar el coeficiente de permeabilidad, a través de la curva granulométrica, se basan en la fórmula dada por Allen Hazen en 1892, y es la siguiente:

$$K = CD_{10}^2$$

Donde:

K = Coeficiente de permeabilidad dado en cm/seg.

C = Coeficiente obtenido en función de los diámetros de las partículas.

D_{10} = Diámetro efectivo de Hazen; tamaño tal que sea igual o mayor que el 10 por ciento en peso del suelo

Allen Hazen obtuvo su fórmula experimentando con arenas uniformes con un D_{10} comprendido entre 0.1 y 3 mm, y encontró que para estos suelos C tenía valores entre 41 y 146. Aunque de acuerdo a sus experiencias tomó un valor para C = 116 al cual lo consideró "bastante aceptable". Sin embargo, como se puede apreciar, la fórmula dada por Allen Hazen no es aplicable a todos los suelos que no se encuentren comprendidos entre los diámetros con los cuales realizó sus experimentos; y lo que se observa, --

que de acuerdo a la experiencia, aun para esos suelos los valores del coeficiente C resulta excesivo,

Ahora, si se toma en cuenta la influencia de la temperatura en la permeabilidad del suelo, debido a que altera la viscosidad del agua, la expresi3n dada por Allen Hazen para valorar el coeficiente K sufrirla la siguiente modificaci3n:

$$K = C (0.7 + 0.03t) D_{10}^2$$

Donde:

t = Temperatura en °C

Otros investigadores, como Schlichter que aparte de la temperatura dada en la expresi3n anterior, tomo en cuenta la compacidad del suelo. Por lo que, su expresi3n qued3:

$$K = 771 \frac{D_{10}^2}{C} (0.7 + 0.03t)$$

Donde:

C = Compacidad dada en funci3n de la porosidad del suelo, que responde a los valores siguientes:

n = 0.26	0.38	0.46
c = 83.4	24.1	12.8

Terzaghi, tambi3n di3 una expresi3n matem3tica para calcular el coeficiente de permeabilidad de los suelos arenosos en base a la curva granulom3trica, tambi3n en funci3n de la f3rmula dada por Allen Hazen.

$$K = C_1 D_{10}^2 (0.7 + 0.03t)$$

Donde:

$$C_1 = C_0 \left(\frac{n-0.13}{\frac{1}{2} - n} \right)^2$$

En la cual:

n = Porosidad del suelo

C_0 = A un coeficiente dado con los valores indicados a continuación.

ARENAS DE GRANOS REDONDEADOS	$C_0 = 800$
ARENAS DE GRANOS ANGULOSOS	$C_0 = 460$
ARENAS CON LIMO	$C_0 < 400$

Se puede apreciar que todas las fórmulas anteriores suponen que el coeficiente de permeabilidad es directamente proporcional al cuadrado del diámetro efectivo. Sin embargo, es imposible pensar que todos los suelos tendrán una misma distribución granulométrica. Y que por tal motivo, tampoco podrá tomarse esa proporcionalidad como cierta, aunque otros investigadores han propuesto exponentes diferentes para el diámetro efectivo, como son:

$$\text{KNAPPEN} \quad D_{10}^{1.28}$$

$$\text{DORE} \quad D_{10}^{2.26}$$

$$\text{TURNBULL} \quad D_{10}^{1.5}$$

De todo lo expuesto anteriormente para calcular el coeficiente de permeabilidad a través de la curva granulométrica, deben tomarse - esas expresiones como una norma de criterio, pero nunca como un método preciso para valorar ese coeficiente, debido a las incertidumbres que aun presentan esas correlaciones.

Cálculo a partir de la Prueba de Consolidación

Para obtener el coeficiente de permeabilidad a través de la - prueba de consolidación, se hace uso de un consolidómetro de anillo fijo, - el cual se habilita como permeómetro de carga variable, con la variante de que se le adapta un dispositivo para proporcionar presión al agua. La carga neta que produce este flujo, se toma como la suma de la carga de la columna de agua, mas la carga constante debida a la presión de aire, (Se anexa figura).

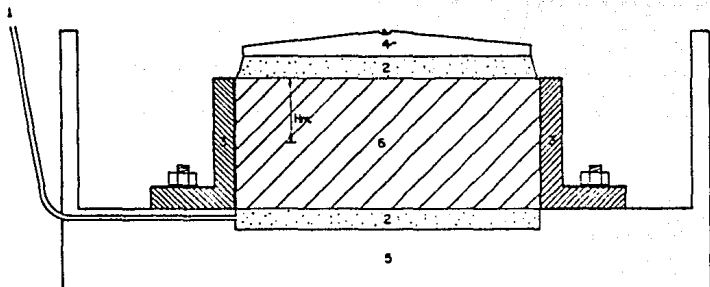
En esta prueba, el agua penetra a la muestra a través de una -- piedra porosa adaptada en el consolidómetro en su parte inferior, que hace que el agua fluya hacia arriba, saliendo por la otra piedra porosa situada sobre la cara superior de la muestra en ensaye. El procedimiento usado en esta prueba, es idéntico al descrito anteriormente para la prueba de permeabilidad con permeómetro de carga variable. Sin embargo, en esta prueba, la carga media que se produce por el flujo es bastante grande en relación a la carga de carga concebida desde el principio al final de la prueba. -- Por tal motivo, al calcular el coeficiente de permeabilidad, debe tomarse para el caso, la carga media que supuestamente actuado durante la prueba dada por la expresión siguiente:

$$\frac{h_1 + h_2}{2} + \frac{P}{\gamma_w}$$

Donde:

P = Presión del aire del sistema

CORTE ESQUEMATICO DE CONSOLIDOMETRO DE ANILLO FIJO



1 :- Tubo de descarga para medir la permeabilidad del suelo.

2 :- Piedras porosas.

3 :- Anillo fijo.

4 :- Placa de carga.

5 :- Cazuela.

6 :- Probeta de suelo.

γ_w = Peso volumétrico del agua

Así, de lo antes expuesto, podemos decir que el coeficiente de permeabilidad que gobierna al flujo del agua durante el tiempo de compresión dado por un cierto incremento de carga, lo podemos calcular a partir de la expresión dada para el factor tiempo.

$$T = \frac{K (1 + e) t}{a_v \gamma_w H^2}$$

En este caso puede tomarse un punto arbitrario de la curva de consolidación primaria definida durante la ejecución de esta prueba, para el incremento de carga dado. Ya que, para ese punto escogido, corresponderá un determinado tiempo t y un cierto valor para el factor tiempo T , que nos representa el grado de consolidación del punto considerado. En la expresión anterior, los datos que aparecen son los siguientes:

T = Factor tiempo

K = Coeficiente de permeabilidad

e = Relación de vacíos del suelo

t = Tiempo considerado durante la consolidación primaria

a_v = Coeficiente de compresibilidad, en cm^2/Kg

γ_w = Peso volumétrico del agua, en gr/cm^3

H = Longitud de la trayectoria de drenaje mas corta

Es aconsejable, que el tiempo considerado durante la consolidación primaria, se escoja lo suficientemente alejada del 0 y 100 % de consolidación, para evitar en lo posible los errores en que se incurre con los procedimientos para valorar esos límites, que regularmente, su veracidad depende en mucho de la habilidad del técnico que los valora. En casi todas las ocasiones, se considera para los efectos de cálculo de las pruebas en la práctica, el punto correspondiente al 50% de consolidación, ya que este punto se encuentra alejado a una misma distancia de las posibles fuentes de error. Además de que, se tiene la ventaja de poder valorar el

factor tiempo de una forma fácil, siendo $T_{50} = 1/5$ parte = 0.2, que por exactitud se da un valor 0.197.

Despejando K de la expresión antes dada tenemos:

$$1/5 = \frac{K (1+e)t}{a_v \gamma_w H^2}$$

$$K = \frac{a_v \gamma_w H^2}{5 (1+e) T_{50}}$$

Sabemos por lo anterior que $1/5 = 0.197$ y que $C_v = \frac{K (1+e)}{a_v \gamma_w}$, despejando K tenemos:

$$K = \frac{C_v a_v \gamma_w}{(1+e)}$$

Relacionando ambas expresiones, y sabiendo que $C_v = \frac{0.197 H^2}{t_{50}}$ concluimos que:

$$K = \frac{a_v C_v \gamma_w}{(1+e) 1000} \text{ cm/seg.}$$

Donde:

C_v = Coeficiente de consolidación.

El término $(1+e)$ se multiplica por 1000 debido a que el peso γ_w volumétrico del agua γ_w está expresado en gr/cm^3 y a_v está dado en cm^2/Kg .

Los demás términos son los descritos anteriormente.

Calculo con la Prueba Horizontal de Capilaridad.

La prueba se deriva del método usado por Terzaghi para estimar el coeficiente de permeabilidad de los suelos en el campo. El cual consiste en colocar una muestra de suelo en un tubo vertical transparente, detenida por una malla de alambre fino colocada en la parte inferior de ese tubo, fijado de tal manera que su base quede bajo el nivel del agua del recipiente en el cual se realiza el ensayo.

Terzaghi en su método, observó la forma en que progresa la superficie de avance del agua en forma ascendente a través de la muestra, tomando en cuenta este avance desde el instante en que agua y muestra se ponen en contacto. Por lo que, en función de la rapidéz con la cual el agua se eleva debido a la acción capilar sobre el tubo que contiene a la muestra, determinó de una manera indirecta la permeabilidad de los suelos.

La diferencia entre el método de Terzaghi y la Prueba Horizontal de Capilaridad, estriba esencialmente, en que en ésta el análisis teórico es más sencillo y congruente con los principios que se utilizan en su elaboración basados en la experiencia. En esta prueba, debido a que la muestra del suelo se coloca en posición horizontal cuando se efectúa el ensayo, durante los estudios realizados se encontró que la distancia X que recorre el agua a través del espécimen en un tiempo t , resulta ser directamente proporcional a la raíz cuadrada del tiempo.

$$x^2 = mt$$

Donde:

x = Distancia recorrida por el agua a través de la muestra

t = Tiempo que dura el recorrido del agua

m = Constante del suelo relacionada con la permeabilidad

$$m^2 = z^2 K$$

Donde:

z' = Resulta ser un valor casi constante para un tipo de suelo dado.

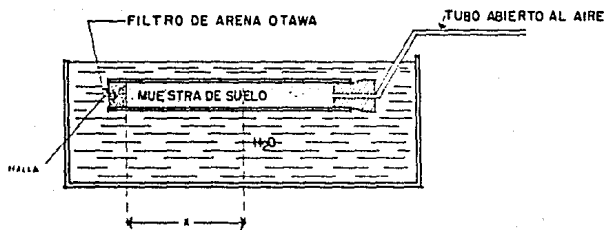
K = Coeficiente de permeabilidad.

El valor de z' puede determinarse una vez conocido el valor de K por medio de pruebas de permeabilidad realizadas con permeámetros. Y si se someten otras muestras del mismo tipo de suelo a la prueba horizontal de capilaridad, conocido K , se puede obtener z' ya que $m = \frac{x^2}{z}$.

Una vez conocido el valor de z' en las muestras probadas, puede ahora aplicarse de una manera sistemática la prueba horizontal de capilaridad a otras muestras del mismo material para poder llevar un control de -- otras zonas del mismo banco. Por ejemplo, Bancos de Préstamo que se utilizan en la construcción de una Presa de Tierra, en los que se considera que las características generales del suelo que los constituye no varía mucho.

Como antes se expresó, con las pruebas de capilaridad horizontal realizadas, conocido el valor de z' puesto que m puede valorarse fácilmente, podemos obtener el valor de K que nos sirve como referencia del control llevado del coeficiente de permeabilidad.

ESQUEMA DE LA PRUEBA HORIZONTAL DE CAPILARIDAD HECHA EN EL CAMPO.



De lo antes expuesto, referente a la Prueba Horizontal de Capilaridad, se puede concluir que dicha prueba es de mucha utilidad como una prueba rápida de campo para clasificar materiales de Bancos de Préstamo - con lo que respecta a su permeabilidad.

II.3. Parámetros de Resistencia al Esfuerzo Cortante.

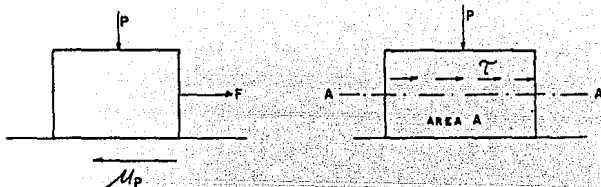
Se sabe que la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos, constituye uno de los puntos fundamentales de la Mecánica de Suelos. Puesto que, una valoración correcta de este concepto proporciona los parámetros necesarios que permiten intentar con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la Mecánica de Suelos al análisis de la estabilidad de las obras de ingeniería que se construyen en estos tiempos.

En el Siglo XVIII se dieron los primeros pasos para demostrar - la génesis de la resistencia de los suelos, que como anteriormente explicamos, ha sido uno de los puntos fundamentales que ha querido esclarecer la ciencia dedicada al respecto. El primer trabajo que trató de explicar dicha génesis, se debió al físico e ingeniero francés C.A. Coulomb y su primera idea consistió en atribuirle a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo. Basándose en las leyes que rigen la fricción entre los cuerpos según la mecánica elemental; $F = \mu P$.

Coulomb admitió que, en primer lugar, los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que, el mismo mecanismo de fricción arriba citado rige la resistencia al esfuerzo cortante - de por lo menos, ciertos tipos de suelos. Coulomb observó que si se tenía una masa de suelo y un plano potencial de falla de la misma, el esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio teniendo en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en ese plano, estos serían proporcionales al valor de σ , que es la presión normal en el plano de falla considerado.

Con lo anterior, Coulomb llegó a la expresión matemática siguiente: $\frac{F}{A} = S = \tau_{\text{máx.}} = \sigma \tan \phi$; basándose en los esquemas dados - para los mecanismos de los fenómenos de fricción.

(Ver figura).



MECANISMOS DE LOS FENOMENOS DE FRICCIÓN

La expresión dada anteriormente dio a Coulomb el punto de partida para llegar a la ley de resistencia de los suelos, en la cual supuso -- que la falla se produce en éstos cuando el esfuerzo cortante actuante (τ) alcanza un valor (S), tal que:

$$S = \sigma \tan \phi$$

Donde:

- S = Resistencia al esfuerzo cortante
- σ = Presión normal en el plano de falla
- ϕ = Angulo de fricción interna de los materiales

Coulomb definió la constante de proporcionalidad existente entre S , σ , $\tan \phi$, en términos de un ángulo al cual llamó "ángulo de fricción interna" y al que identificó como una constante del material.

De acuerdo a las diferentes observaciones hechas por Coulomb en

varios tipos de suelos, pudo concluir que en la ecuación que estableció -- para determinar la falla debido al esfuerzo cortante, éste sería nulo para cuando existiera un valor de $\sigma = 0$. Como ejemplo citó a las arenas secas y sueltas (caso típico de las arenas de mar), en donde pudo observar que este tipo de suelo presenta poca dificultad para deslizarse entre los dedos-entrecierrtos de una mano, con lo que concluyó que para esos suelos, $\sigma = 0$ y que para tal caso, presentaban siempre una resistencia al corte $S = 0$.

Por otra parte, Coulomb observó entre otros materiales a los -- fragmentos de arcilla, y pudo constatar que éstos no deslizaban entre los-dedos de la mano con la misma facilidad que lo hacían las arenas secas. De modo que esos fragmentos exhibían resistencia al esfuerzo cortante aun en- condiciones en que el esfuerzo normal exterior fuera nulo. A estos materia- les, Coulomb les asignó arbitrariamente otra fuente de resistencia al corte, a la cual llamó "Cohesión" y a la que consideró también como una constante de esos materiales. El investigador antes citado, apreció que en las arcillas francas la resistencia al corte parecía ser independiente de cual- quier presión normal exterior actuante sobre ellas, y que en dichos mate- riales parecía existir solo cohesión, de tal manera que se comportaban como si en ellos $\phi = 0$. Por lo que, a la ley de resistencia de estos materia- les la expresó de la siguiente manera:

$$S = C$$

En general, el Ingeniero Coulomb llegó a la conclusión de que- los suelos presentan en diversas ocasiones características mixtas, es de- cir, poseen a la vez "cohesión" y "fricción interna" y que por ello se -- les puede asignar una ley de resistencia que obedezca a una combinación -- de las dos antes descritas. La ecuación resultante de esta combinación -- se conoce en Mecánica de Suelos con el nombre de Ley de Coulomb; y se escri- be:

$$S = C + \sigma \tan \phi$$

Donde:

S = Resistencia al esfuerzo cortante

C = A la cohesión de los materiales

σ = Presión normal en el plano de falla

ϕ = Angulo de fricción interna de los materiales

De las investigaciones hechas por Coulomb, se puede concluir -- que un suelo cuya resistencia al esfuerzo cortante quede representado por una ecuación de la forma $S = \sigma \tan \phi$, se le denomina usualmente como "suelo puramente friccionante", de igual manera, para el suelo que satisface -- la ley $S = C$ recibirá el nombre de suelo "puramente cohesivo". Aunque en el caso más general, se ha hablado de suelos "cohesivos y friccionantes" o suelos "intermedios".

Por lo que respecta a la ecuación $S = C + \sigma \tan \phi$, esta fue -- usada por más de un siglo para encontrar la resistencia al corte de los -- suelos, y sirvió como base para la elaboración de teorías tendientes a conocer las presiones de tierra, capacidad de carga y métodos de análisis de la estabilidad de Terraplenes y Presas de Tierra.

Continuando con lo referente al tema, diremos que en el año de 1925, Terzaghi estableció con base en serias investigaciones experimentales que en las ecuaciones $S = \sigma \tan \phi$ y $S = C + \sigma \tan \phi$ la presión normal total debería sustituirse por la presión intergranular, σ_g que se obtiene del cociente entre la fuerza que soporta la estructura del suelo y el -- area total de la masa de él. Tradicionalmente se ha considerado a esta presión como la presión efectiva; sabemos que a la presión efectiva o esfuerzo efectivo se le ha definido como aquellos esfuerzos normales que gobiernan los cambios volumétricos o la resistencia de un suelo ($\bar{\sigma}$).

$$\sigma_g = \bar{\sigma}$$

$$\sigma = \sigma_g + U_n$$

$$\sigma = \bar{\sigma} + U_n$$

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

Donde:

σ = Presión normal total ó la carga total aplicada al suelo en un nivel dado entre el area total de la masa del mismo.

U_n = Presión del agua intersticial ó presión neutral

Una vez aclarado lo anterior, escribiremos la ecuación modificada para encontrar la resistencia al corte de los suelos, dada en base a -- los estudios realizados por Terzaghi.

$$S = C + (\sigma - U_n) \tan \phi$$

Como se puede apreciar, la modificación de Terzaghi tomó en cuenta por primera vez, la trascendental influencia del agua contenida en los poros del suelo (intersticios); pronto se llegó a la conclusión de que el valor de la presión neutral del agua (U_n) depende no solo de las condiciones de la carga, sino también y en forma muy notable de la velocidad de aplicación de ésta.

Posteriormente, y en base a los estudios que realizó, Hvorslev hizo notar que el valor de la "cohesión" de las arcillas saturadas no era una constante del material, sino que resultaba ser función de su contenido de agua. Por lo que se volvió a modificar la ley de Coulomb de la siguiente manera:

$$S = f(w) + (\sigma - u) \tan \phi$$

Con la contribución de Hvorslev se aclaró y se destruyó de una vez por todas, la idea de que la "cohesión" fuese una constante del material. Sino que, se le consideró como posteriormente se expuso.

Para concluir con este tema, y ya que estamos dando un enfoque bastante general del mismo, daremos una breve descripción de los factores que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante tanto en los suelos "cohesivos" como en los suelos "friccionantes"; para el caso, primeramente hablaremos de los suelos "cohesivos". Como anteriormente dijimos, dicho término ha sido usado tradicionalmente en Mecánica de Suelos para referirse a aquellos suelos que sin presión normal exterior apreciable, presentan características de resistencia a los esfuerzos cortantes. Este término nació porque se pensaba que esos suelos tenían "cohesión"; es decir, se creía que existe una posible liga entre las partículas constitutivas del mismo.

Actualmente la denominación prevalece aun cuando esta bastante bien establecido que la resistencia de estos suelos tiene, esencialmente, la misma génesis que en los suelos granulares; es decir, la fricción. Sabemos también que en una muestra de suelos, aunque no existan presiones exteriores, la estructura estará sujeta a presiones intergranulares a causa sobre todo, de efectos capilares; dichas presiones son las causantes de que se genere un mecanismo de fricción entre las partículas sólidas del suelo, dando así, un índice de su comportamiento estructural.

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos", es de mucho más difícil determinación que en los suelos "friccionantes", pues en el primer grupo citado, la estructura que los compone no puede adaptarse con suficiente flexibilidad a cualquier nueva condición de esfuerzo que pueda presentarseles; esto se debe sobre todo, a la permeabilidad tan baja que los caracteriza y diferencia con respecto a las arenas, ya que, el agua requiere ahora períodos importantes de tiempo para movilizarse dentro de la masa del suelo. El análisis mencionado se torna más complejo al tomar en cuenta que las cantidades de agua movilizadas son ahora mucho más importantes que en el caso de las arenas, por la compresibilidad relativamente grande, característica de los suelos "cohesivos".

Con todo lo antes descrito, podemos decir que los factores que principalmente influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" y cuya influencia debe tomarse con mucho cuidado en cada caso particular, son los siguientes:

- 1.- Historia previa de consolidación del suelo.
- 2.- Condiciones de drenaje del mismo.
- 3.- Velocidad de aplicación de las cargas a que se le someta.
- 4.- Sensibilidad de su estructura.

A continuación hablaremos del segundo grupo de suelos que separamos para estudiarlos con respecto a su esfuerzo cortante. Es decir, en esta ocasión describiremos las características que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelos friccionantes.

Dentro de los suelos puramente friccionantes encontramos a las arenas limpias, las gravas limpias y los enrocamientos (aunque estos últimos quedan fuera de la clasificación S.U.C.S.), además de cualquier combinación de los materiales antes mencionados.

La explicación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes quedó dada por los mecanismos de los fenómenos de fricción antes mencionados, pero apegándonos a una explicación más estricta de esta ley en relación a una masa de partículas, se considerará que actúa en los puntos de contacto, ya que, cuanto mayores sean las partículas menos serán los puntos de contacto, y si todas las demás circunstancias prevalecen, mayores serán las concentraciones de presión que existan en ellos. Análogamente, los puntos de contacto aumentan con una mejor distribución granulométrica, por lo que las presiones en los puntos de contacto cobran importancia si se toman en cuenta la resistencia individual de -

los granos del material, pues bajo esas presiones, estos (granos del material) pueden llegar a deformarse o incluso a romperse.

Con los antecedentes anteriores, podemos decir que, la resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo friccionante, depende de las características que presenta el propio material en cuestión:

- 1.- Compacidad
- 2.- Forma de los granos
- 3.- Distribución granulométrica
- 4.- Resistencia individual de las partículas
- 5.- Tamaño de las partículas

Además de dos factores circunstanciales que dependen de la forma en que se haga llegar el material a la falla ejerciendo también gran influencia en la resistencia. Esos factores son, los niveles de esfuerzo y el tipo de prueba que se haga en el laboratorio.

Las pruebas del laboratorio de Mecánica de Suelos que nos proporcionan los datos ó parámetros necesarios para poder valorar la resistencia al esfuerzo cortante en un suelo, son:

- 1.- Prueba de corte directo ó Prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.
- 2.- Prueba "In Situ" por medio de la veleta
- 3.- Pruebas de compresión triaxial ("UU", "CU", "CD", "Cs")

De estas pruebas, hablaremos con más detalle en el Capítulo III

en el inciso III.3.a, que nos relaciona los procesos de las pruebas antes-citadas. Es decir, en dicho capítulo daremos el proceso y cálculo de cada-una de estas pruebas así como el objetivo de la realización de ellas.

En vista de la imposibilidad de tratar todo lo relacionado al-problema de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en este tra-bajo, hemos dado en sí, solo un panorama bien general de lo que abarca es-te tema de vital importancia en Mecánica de Suelos. Puesto que, una expli-cación total de él, sería motivo de un trabajo completo sobre este concep-to.

II.4. Parámetros de Compresibilidad de los Suelos

Debido que para fines prácticos se considera que los suelos no tienen resistencia a la tensión, en nuestra breve exposición de este tema, nos abocaremos únicamente a definir los parámetros obtenidos de las características de deformación bajo cierta carga o compresión aplicada a los -- suelos.

Sabemos que, la compresión o deformación solo por cambios de volumen, es el proceso por el cual una masa de suelo cambia de volumen, manteniendo su forma. Es decir, cambia la distancia entre los puntos pero se conserva la posición relativa de sus partículas. Por otra parte, refiriendo el concepto anterior al fenómeno de consolidación unidimensional, encontramos que el volumen de la masa del suelo disminuye durante la prueba, pero los desplazamientos horizontales de sus partículas son nulos debido al confinamiento que sufre la muestra del suelo provocado por el anillo del consolidómetro. Asimismo, definimos el concepto de consolidación unidimensional, como el fenómeno de reducción de la relación de vacíos que sufre el suelo cuando se le somete a cargas de larga duración. El concepto unidimensional se debe a que el espécimen solo sufre reducción en un solo sentido. Es decir, se deforma en una sola dirección debido a la compresión -- transmitida por las cargas aplicadas durante el ensaye.

Se dice que el fenómeno de consolidación puede atribuirse a la compresión y expulsión de aire contenido en los poros de los suelos parcialmente saturados, además de la expulsión de agua que sufre durante el proceso. Del fenómeno en cuestión, dos aspectos son de interés en la Mecánica de Suelos, uno es el debido a la magnitud de las compresiones totales que pueden presentarse bajo distintas cargas, y el otro, se debe a la evolución que con el tiempo puede sufrir un suelo sometido a compresión bajo una carga determinada.

Los parámetros de compresibilidad de los suelos, son aquellos --

que nos relacionan los dos conceptos arriba mencionados, y para obtener su valor, se recurre a una prueba de consolidación, donde sabemos que, la relación entre las reducciones de la relación de vacíos y las presiones efectivas aplicadas, nos permite estimar los asentamientos totales que pueden esperarse en una obra determinada. Por otra parte, durante la prueba de consolidación, puede calcularse para cada incremento de carga, la relación deformación contra tiempo, con el cual podemos preveer la evolución de los asentamientos que sufrirá el suelo. Es decir, basandonos en la teoría de consolidación del Dr. Terzaghi, se puede calcular la relación de consolidación que puede sufrir el suelo debido a cargas aplicadas sobre él.

La prueba de consolidación, que nos sirve para encontrar los parámetros de compresibilidad de los suelos, resulta en sí, demasiado sencillo el proceso de su elaboración, ya que basta con colocar una muestra del suelo dentro de un anillo rígido adaptado al consolidómetro, y con la secuencia de cargas establecidas de antemano, se lleva a cabo la ejecución de la prueba, que realmente consiste en comprimir verticalmente el espécimen con cada una de las cargas. Para cada uno de los incrementos de carga, el espécimen sufre una primera deformación que se le atribuye a la expulsión paulatina de aire o agua durante el proceso. A esa deformación se le conoce con el nombre de consolidación primaria. Después de esta, el suelo sufre una segunda deformación debida al fenómeno de flujo plástico, lo que provoca que los efectos que produce sean más notorios en la gráfica de deformaciones contra tiempo, una vez definida la consolidación primaria.

En el capítulo siguiente se dará el proceso y cálculo de la prueba de consolidación, por ahora, solo daremos una explicación de los parámetros que de ella se obtienen, dándole un enfoque de lo que represent físicamente cada uno de éstos en el comportamiento estructural del suelo.

a) Coeficiente de compresibilidad

Este coeficiente representa la pendiente de la curva de compresión.

sibilidad en escala natural en cualquier punto. Este valor depende de la presión actuante sobre el suelo, y en ningún momento se le debe considerar como una constante del mismo. Físicamente, el coeficiente de compresibilidad mide la razón de variación de la relación de vacíos con la presión, y la expresión con la que se calcula es:

$$a_v = \frac{de}{dp}$$

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta p} = - \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1} ; \text{ cm / Kg}$$

Donde:

e_1 y p_1 = Relación de vacíos y la presión en una primera etapa.

e_2 y p_2 = Relación de vacíos y la presión en una segunda etapa.

Cuando en una consolidación se obtiene un valor para a_v un poco grande, se dice que se tiene un suelo muy compresible. Por otro lado, si se tiene el caso inverso decimos que se trata de un suelo no susceptible a sufrir grandes cambios de volumen, cuando aumenta la presión.

b) Coeficiente de Consolidación.

Este parámetro, se obtiene de la ecuación diferencial del proceso de consolidación que se expresa de la siguiente manera:

$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \cdot \frac{K(1+e)}{a_v \gamma_w}$, la que al resolverla se expresa para fines prácticos en forma simplificada como sigue:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e}$$

En la práctica : este nuevo concepto se le conoce con el nombre de coeficiente de variación volumétrica, el cual físicamente expresa la --compresibilidad del suelo, en relación con su volumen inicial.

En términos de este nuevo coeficiente, la ecuación diferencial del proceso de consolidación puede escribirse:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \cdot \frac{K}{m_v \gamma_w}$$

Pero:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e}$$

Por lo tanto:

$$C_v = \frac{K (1 + e)}{a_v \gamma_w} = \frac{K}{m_v \gamma_w}$$

Expresando esta ecuación en función del tiempo de consolidación nos quedará:

$$C_v = \frac{0.197 H^2}{t_{50}}$$

Que es el coeficiente de consolidación buscado, donde:

C_v = Coeficiente de consolidación

H = Longitud de la trayectoria de drenaje mas corta

c) Relación de Consolidación Primaria

Este concepto, nos proporciona la relación que existe entre la-

deformación debida a la consolidación primaria y la total que sufrió el espécimen en cada incremento de carga. La relación de consolidación primaria se expresa de la manera siguiente:

$$r = \frac{d_0 - d_{100}}{d_i - d_f}$$

Donde:

r = Relación de consolidación primaria

d_0 = Deformación en el cero por ciento de consolidación primaria

d_{100} = Deformación en el cien por ciento de consolidación primaria

d_i = Deformación en inicial del espécimen tomada como la lectura inicial del micrómetro.

d_f = Deformación final del espécimen

d) Coeficiente de Permeabilidad.

Este coeficiente se define por medio de la prueba de consolidación de la forma en que se expresó en el inciso anterior.

En vista de la imposibilidad de tratar a fondo el problema de la teoría de la consolidación en este trabajo, debido a lo extenso del tema, únicamente dimos algunas conclusiones importantes del mismo y los parámetros de compresibilidad que se obtienen de una muestra de suelos sujeta a la prueba de consolidación unidimensional.

CAPITULO III

III. PROCESO Y CALCULO DESARROLLADO EN EL LABORATORIO PARA ENCONTRAR LAS CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LOS SUELOS.

Con todo lo anterior, se estima como obvio que para diseñar una presa en donde se tendrá como elemento principal constitutivo de la estructura a la tierra, se deberán de efectuar los estudios necesarios para conocer las características estructurales de ésta, a fin de saber si se cuenta con el material idoneo para construir dicha estructura.

Para obtener las características de los suelos, nos apoyamos en los ensayos que se realizan en el laboratorio de mecánica de suelos, teniendo cuidado de efectuar aquellos que nos proporcionen los valores de los parámetros que se requieran en el análisis del proyecto en cuestión.

En virtud de que los ensayos que se realizan con los suelos en el laboratorio juegan un papel importante en el diseño de una presa, en este capítulo se procederá a dar con detalle el proceso que se sigue para la realización de esas pruebas, así como el proceso de cálculo que nos conduzca a conocer de una manera simple y objetiva esas características.

Por lo general, sabemos que un proyectista toma su decisión final en torno al análisis de un proyecto, en base a los resultados que arrojan los ensayos del laboratorio de mecánica de suelos, cuando se trata de un proyecto como el mencionado en líneas arriba. Así también, para llegar a resultados satisfactorios en el laboratorio, es necesario cubrir una primera etapa que se antoja imprescindible, esa etapa, consiste en saber efectuar los trabajos de campo en forma adecuada, de tal manera que las muestras que se obtengan sean las más representativas del suelo por estudiar, así como cuidar que la estructura del suelo se asemeje a la que éste tenía en el sitio, si así se requiere.

Con lo anterior se puede decir que para realizar las pruebas de mecánicas de suelos en el laboratorio, no solo es importante tener personal-capacitado para ese fin, sino por el contrario, debe capacitarse al personal que habrá de cubrir la primera etapa del trabajo que empezará en el campo -- con un eficiente muestreo.

Así pues, el personal dedicado a los trabajos de campo deberá -- tener el suficiente criterio y conocimiento respecto a las condiciones que -- deben cubrir las muestras de suelo que se obtienen para un estudio, ya que -- como se aprecia, el éxito que puede esperarse de dichos estudios en el laboratorio dependen en gran parte de los cuidados con que se lleven a efecto -- los trabajos antes mencionados.

III.1. Muestreo en Campo

El muestreo en campo, tal como se observó anteriormente, constituye el primer paso que debe satisfacerse con eficacia para conocer en detalle las propiedades de los suelos con los que se habrá de trabajar tanto en la etapa del proyecto, como durante la ejecución de la obra, por lo que, una adecuada obtención de las muestras, así como de los datos de proyecto durante los ensayos conducirá a adquirir una concepción bastante razonable respecto a las propiedades físicas de los suelos que habrán de considerarse durante el análisis.

Sabemos que antes de efectuar los sondeos en el campo a través de los cuales se obtienen las muestras necesarias de los suelos con los que se trabajará en el laboratorio, se debe adquirir una información preliminar respecto a ese suelo, información que puede obtenerse con ayuda de las pruebas de clasificación mencionadas con anterioridad, tales como, análisis granulométrico, límites de plasticidad, entre otros. Pruebas que permitirán formar una idea clara de los posibles problemas que se pueden esperar en cada caso particular.

Así, el conocimiento aunque sea en forma superficial de tales problemas, dará la pauta a seguir en la planeación y programación de una serie de pruebas de laboratorio que conduzcan a obtener los parámetros de diseño que servirán como datos del proyecto en estudio. Así pues, se puede concluir en base a lo anterior, que podemos citar dos tipos de sondeos; el primero se efectúa con carácter preliminar o de reconocimiento, y el segundo se lleva a cabo con carácter definitivo cuando ya se tiene establecido el programa de ensayos. Aunque hay que hacer notar que cada uno tiene sus propios métodos de muestreo, los cuales se mencionarán posteriormente.

Para la clasificación preliminar de un suelo o, para determinar sus propiedades en el laboratorio, siempre es conveniente contar con suficiente muestra del mismo; en el primero de los casos solo se requiere que -

la muestra sea representativa, mientras que las muestras destinadas a los estudios del laboratorio deben llenar una serie de requisitos sobre tamaño, método de obtención, así como protección y embarque de ellas.

Las muestras anteriores, pueden ser "inalteradas" siempre que se tomen las precauciones necesarias para procurar que éstas estén en las mismas condiciones en las que se encuentran en el terreno de donde fueron obtenidas, y alteradas en caso contrario.

Sabemos de antemano que en la construcción de la cortina de una presa, se utiliza material proveniente de bancos de préstamo, generando así que el estudio de los suelos se haga sobre muestras integrales representativas de esos bancos, mientras que el estudio de las cimentaciones de esas estructuras requiere, por el contrario, muestreo inalterado del suelo para saber si éste satisface de acuerdo a los estudios, las condiciones de servicio a que será sometido durante la vida útil de la obra en cuestión.

En las líneas anteriores, se ha manejado el concepto de "muestra inalterada", y cabe aclarar que dicho concepto se le atribuye a aquellas muestras que satisfacen ciertas condiciones del suelo en su estado natural, y no debe tomarse en un sentido estrictamente literal ya que, es imposible evitar que dicha muestra sufra un cierto grado de alteración durante el muestreo y después de él.

Respecto a la cantidad de material y al tipo de muestra que se envía al laboratorio para su estudio, estará en función del programa de pruebas establecido para el proyecto en particular. Los tipos principales de sondeos que se usan en mecánica de suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, son los siguientes:

Métodos de Exploración con Caracter Preliminar

1. Pozo a cielo abierto

2. Perforaciones con palas de postear y barrenos helicoidales
3. Método de percusión y lavado
4. Método de penetración estándar
5. Método de penetración cónica
6. Perforación con barretones en boleos y gravas

Métodos de Sondeo Definitivo

1. Pozo a cielo abierto
2. Muestreo con tubo de pared delgada
3. Métodos rotatorios para roca

A continuación daremos un bosquejo de todos éstos métodos utilizados en la mecánica de suelos para obtener las muestras del suelo que sirven para efectuar los análisis del laboratorio, con carácter preliminar o definitivo.

1. Pozo a Cielo Abierto.

Cuando las condiciones del suelo lo permitan, el muestreo a través de los pozos a cielo abierto debe considerarse como el método más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo con las dimensiones suficientes para que una persona pueda manipular dentro de él, y a su vez, pueda analizar los diferentes estratos del -- suelo en su estado natural, así como observar las condiciones precisas referente al agua contenida.

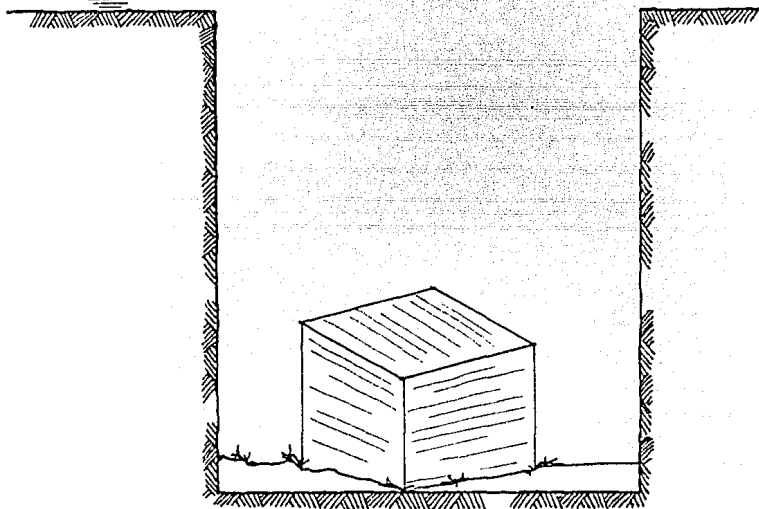
Este método, aunque es muy satisfactorio, tiene el inconveniente de no poder practicarse a grandes profundidades a causa de la dificultad que representa controlar el flujo bajo el nivel freático. Asimismo, cuando este método de exploración sea posible efectuarlo es recomendable plasmar en un registro de campo las condiciones y variantes de la estratigrafía del subsuelo durante la excavación. Por otro lado, cuando se requiera usar ademe, puede usarse madera o acero teniendo cuidado de colocarlos hincados en posición vertical en los casos que el suelo que se encuentre bajo el nivel freático sea friccionante.

En los sondeos efectuados a través de pozos a cielo abierto, se puede obtener muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos contenidos en el subsuelo. En el primer tipo de muestra, debe tenerse cuidado de protegerlas contra las pérdidas de humedad, ya sea encerrándolas en un frasco hermético o cubriéndolas con bolsas emparafinada. Mientras que, las inalteradas deberán tomarse con la precaución necesaria labrándolas en una oquedad hecha al respecto en una de las paredes del pozo; teniendo el cuidado de ir las protegiendo con manta cubierta de parafina para evitar que la muestra pierda humedad y por ende sus condiciones iniciales, (Ver figura anexa).

Las muestras inalteradas obtenidas no deben exceder en tamaño más de 0.30 x 0.30 x 0.30 m para evitar que se maltraten durante el traslado, a menos que el programa de ensaye así lo requiera. Una vez extraída la muestra y cubierta contra pérdidas de humedad, debe colocarse una etiqueta en la cara superior indicándose este aspecto, la profundidad, el número de pozo y el cadenamiento. Después de lo anterior, se colocará la muestra en un cajón de madera de mayores dimensiones que ella a fin de poderla proteger con papel o paja cortada en el sitio, contra golpes durante su transporte.

Cuando se localizan suelos suaves cohesivos durante este tipo de sondeo, las muestras inalteradas se obtienen utilizando un tubo muestrero

N. T. N.



ESQUEMA PARA REPRESENTAR EL
MUESTREO A TRAVES DE UN POZO
A CIELO ABIERTO

dor de lámina con filo en uno de sus extremos (15.2 cm de \emptyset y 38.1 cm de altura), y la forma de obtener las muestras es la siguiente:

Paso No. 1: Se limpia y se nivela el terreno, posteriormente se introduce el tubo muestreador hasta donde la resistencia del suelo lo permita.

Paso No. 2: Si con poca presión no se logra introducir todo el tubo muestreador, debe excavarse a su alrededor para evitar forzar la entrada en el suelo, debido a la fricción generada por éste y las paredes del tubo en su parte exterior.

Paso No. 3: Una vez que se introdujo el tubo, se procura que la muestra sobrepase el extremo contrario de él, para posteriormente recortarla tanto en su base como en el extremo superior, de tal manera que pueda cubrirse esos extremos con vendas de manta impregnadas con brea y parafina, para evitar pérdidas de humedad.

Paso No. 4: Si la muestra cumple los requisitos anteriores, se empaca en un cajón con papel, paja o aserrín para asegurar que no se rompa durante el transporte.

Por otro lado, cuando el muestreo es integral y la muestra extraída es mucha, se deberá de realizar cuarteos para reducir el tamaño de esta, de tal manera que el material restante sea lo más representativo del banco por explotar. Los pasos a seguir son:

Paso No. 1: Sobre una superficie limpia (lona, lámina etc.) se revuelve el material las veces que sean necesarias hasta obtener una mezcla uniforme de él; procurando que durante la revoltura el material quede en forma de cono.

Paso No. 2: Con la pala, se extiende el material hasta formar una capa de espesor uniforme, de forma más o menos circular; el cual se di-

vide en cuatro partes iguales, trazando dos diámetros perpendiculares.

Paso No. 3: Hecho lo anterior, se toma el material de cualquiera de los dos cuartos opuestos, desechando los restantes. Lo que se injiere -- que, con estos tres procedimientos la muestra total se redujo a la mitad y se pueden repetir las veces que sean necesarias hasta obtener la cantidad de material que se desee enviar al laboratorio. Al empicar el material, Este debe ir acompañado de una tarjeta de identificación conteniendo los datos del número de sondeo, pozo, profundidad, banco, y desde luego su procedencia.

2a. Perforaciones con Palas de Postear.

Las palas de postear se utilizan cuando se tienen suelos que permiten hacer uso de este recurso en los sondeos preliminares; las muestras que se obtienen son alteradas, pero representativas del suelo. Este tipo de sondeo representa la ventaja de que no necesita hacerse excavaciones grandes, además de que con ellos se pueden efectuar muestreos por cada capa que presente el subsuelo, o bien de manera integral de todo el espesor que se va a explotar (Ver figura).

El procedimiento utilizado para llevar a cabo este método es el siguiente:

Paso No. 1: Se introduce la pala de postear en el suelo, aplicándole un movimiento de rotación; cuando ésta se encuentra llena, se saca y se deposita el material sobre una lona o lámina limpia utilizada para el caso.

Paso No. 2: Es recomendable que durante cada operación, se vayan tomando las profundidades a las que se va muestreando a la vez de observar los cambios en los estratos del subsuelo.



DIAGRAMA DE UNA PALA DE POSTEAR

Paso No. 3: El Paso No. 1, debe repetirse las veces que sean necesarias para alcanzar la profundidad deseada en el sondeo.

Si el muestreo realizado es por capas, el suelo obtenido debe envasarse de acuerdo a cada una de ellas, acompañándolas con sus respectivas etiquetas de identificación en la cual deben ir los datos necesarios del lugar donde fueron obtenidas, mientras que por el contrario, si el muestreo se hace en forma integral; deben seguirse las instrucciones dadas con anterioridad para obtener estas muestras. En caso de que se necesiten realizar cuarteos, deben de igual manera seguirse los pasos dados.

2b. Perforaciones con Barrenos Helicoidales.

Este tipo de sondeo, se realiza con barrenos de diferentes tipos, dependiendo del suelo que se tenga por atacar, y el principio de operación resulta demasiado fácil y evidente, ya que la estructura del barreno esta acondicionada para penetrar por rotación de sus hélices. Cuando se muestrea por medio de los barrenos helicoidales en terrenos arenosos debe cuidarse que el paso de las hélices sean bastante cerrados para retener el material suficiente. Mientras que cuando se muestree por este método sobre suelos plásticos deben colocarse barrenos con el paso de la hélice mucho más abierto que el usado en suelos arenosos.

De igual manera, en arenas bajo el nivel de aguas freáticas la extracción de muestras del suelo por medio de barrenos helicoidales se torna un tanto imposible, por lo que, en estos casos es preferible recurrir al uso de cucharas especiales, de las cuales también existen gran variedad de tipos, para realizar ese trabajo.

Las muestras obtenidas a través de los barrenos helicoidales, resultan ser completamente alteradas, pero suelen ser representativas del suelo con respecto a su contenido natural de agua, mientras que las obtenidas por medio de la cuchara mencionada arriba, son generalmente más altera

das que las anteriores debido al efecto del agua que entra en la cuchara -- junto con el suelo, formando en su interior una suspensión parcial del mismo.

Si se realiza el sondeo a través de los barrenos, en muchas ocasiones se hace necesario el uso de ademes en los pozos, el cual se lleva a cabo con tuberías de hierro, las que se hincan a golpes. La tubería que sirve de ademe, debe ser de diámetro mayor que las herramientas muestreadoras de tal manera que permitan el paso de éstas sin ninguna dificultad. Por otro lado, para el manejo de los diferentes segmentos de la tubería de perforación y del ademe, en su caso, se usa un trípode provisto de una polea que se coloca a una altura en la cual permita hacer los movimientos y ajustes necesarios de esas herramientas de trabajo.

En este método de sondeo el único inconveniente que se presenta es el debido a la variedad de estratos que puede tener un suelo, ya que, es frecuente que durante la perforación se localicen estratos firmes y después de éste le siga un blando, en estos casos, con frecuencia se pierden las -- fronteras entre ambos; y para eliminar ese error, se procede a accionar el barreno helicoidal un poco adelantado del ademe, tanto como lo permita el suelo explorado.

Con los barrenos helicoidales se pueden realizar dos tipos de perforación, la intermitente y la continua.

En la primera, se hace penetrar el barreno en el suelo a poca profundidad, después se saca de la perforación y se le retira el material adherido. Se repite esta operación tantas veces como sea necesario, hasta lograr la profundidad deseada en el sondeo. Este método, generalmente se -- usa cuando se requieren pozos anchos y de escasa profundidad, o bien para cuando se desea hacer un reconocimiento superficial del terreno.

La perforación continua se emplea cuando se necesita hacer po--

zos de diámetro comprendidos entre 5 y 30 cm y una profundidad que oscila entre los 30 m. para llevar a cabo estas operaciones se hace uso de secciones de barrenos helicoidales, que se van uniendo hasta que se logra la profundidad que se desea. En la parte inferior del dispositivo se coloca una broca, la cual corta el material por rotación haciendo que los residuos del material cortado suban a la superficie por la espiral del barreno, sin que se sepa de que profundidad provienen.

3. Método de Percusión y Lavado.

Este método, constituye un procedimiento económico que permite el avance rápido de la perforación. El equipo necesario para llevarlo a efecto consta de un trípode con polea y martinete suspendido de 80 a 150 kg de peso, barras de perforación, trépanos, una bomba y un malacate. El tipo de trépano, se escoge dependiendo del suelo con el cual se vaya a trabajar; aunque generalmente se utiliza el trépano de punta en suelos suaves el de tipo cincel en suelos duros y el de cruz para gravas y cantos redondos. Este dispositivo se coloca en la parte inferior de la tubería de inyección, y debe estar perforado para permitir el paso de agua a presión impulsada dentro de la tubería por medio de una bomba.

El método consiste en inyectar agua a presión a través de la barra de perforación, una vez hincado el ademe. El agua inyectada forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior por el espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección, depositándose en un recipiente donde se pueden analizar los sedimentos.

A medida que se hace circular agua en la perforación, se debe de levantar y bajar la barra de inyección, así como hacerla girar para romper el suelo que penetra. De este modo se puede apreciar que, combatiendo los golpes del trépano con la acción erosiva del agua, se logra un avance rápido de la perforación. El ademe utilizado debe llevar en su extremo inferior una zapata dentada cuando se localicen suelos que contengan gravas; asimismo

se le proveera de una zapata lisa en el caso de suelos sin elias.

Las muestras del suelo que se obtienen por este método, no pueden considerarse representativas del conjunto, pero por el contrario permiten observar de una manera burda las variantes que presenta la estratigrafía del suelo con la profundidad durante el sondeo.

El método de perforación por lavado se combina con un muestreo intermitente con tubo partido o liso, mientras la apariencia general del agua que sale de la perforación no cambie; en este caso, es conveniente obtener la muestra cada metro o cada metro y medio aproximadamente, colocando el dispositivo muestreador al extremo de la tubería en lugar del trépano. Asimismo, cuando se detengan las operaciones de perforación para realizar un muestreo, debe tenerse el cuidado de que el agua alcance en el pozo su nivel de equilibrio, que corresponde al nivel freático.

Por otro lado, si durante la inyección se utiliza únicamente agua, es importante que el nivel freático se mantenga igual o superior, para evitar que en el fondo de la perforación el suelo por muestrear se vea sometido a presiones ascendentes de filtración que lo alteren. Sin embargo, este método puede presentar variantes en cuanto al elemento que se utilice para el lavado; en ocasiones, suele emplearse lodo en lugar de agua para el lavado de la perforación. Este lodo, es una suspensión de bentonita de consistencia cremosa, cuyo peso específico está comprendido entre 1.09 y 1.15. Dicho elemento presenta varias ventajas respecto a su uso; ya que su empleo debido a su alta densidad facilita la evacuación del material desprendido, además que reduce el depósito de azoite en el fondo del pozo. Otra de las ventajas que presenta el uso del lodo bentonítico en las perforaciones, es que conserva la estabilidad de las paredes de la perforación; permitiendo con ello eliminar la tubería que sirve de ademe. Asimismo, el uso del lodo bentonítico presenta dos grandes problemas, el primero es el debido a que durante la perforación, se pierde la posibilidad de determinar los diversos niveles piezométricos; así como poder apreciar con claridad los cambios en la estratigrafía del subsuelo.

El método de percusión y lavado se usa prácticamente en todos -- los tipos de suelos, excepto en aquellos que presentan una cantidad apreciable de gravas y boleos.

4. Método de Penetración Estandar.

La prueba de penetración estándar, es quizá el método más usado- actualmente para fines de sondeos exploratorios preliminares, pues este pro- porciona información sumamente útil en torno al subsuelo en el cual se eje- cuta. Por ejemplo: en los suelos llamados puramente friccionantes, la prueba permite conocer la característica fundamental respecto al comportamiento mecánico de los estratos, es decir, permite conocer en sí, la compacidad de éstos. Por el contrario, en los suelos cohesivos la prueba nos permite ad- quirir una idea aunque sea muy tosca de la resistencia que esos suelos pre- sentan a la compresión simple.

El equipo necesario para poder llevar a cabo este método, consta de un penetrómetro estándar que se coloca enroscado en la parte inferior de la tubería de perforación. Dicho penetrómetro, generalmente es de media ca- ña para facilitar la extracción de la muestra que se introduce en su inte- rior durante la ejecución del sondeo. Puesto que, este método lleva implíci- to un muestreo que proporciona muestras alteradas pero representativas del- suelo en estudio. Además del dispositivo anterior, el método incluye dentro del equipo un trípode con polea que sirve para sostener y guiar la tubería- de perforación, así como al martinete de 63.56 Kg [140 libras] incluido en- el sistema.

La prueba de penetración estándar resulta en sí sencilla de efec- tuar, ya que consiste en hacer penetrar el tubo partido (penetrómetro de me- dia caña) en el suelo, dándole golpes con el martinete mencionado anterior- mente, el cual se deja caer desde una altura de 76.2 cm [30 pulgadas], a la vez que se cuenta el número de golpes con el cual se logra una penetración- de 30.48 cm [1 pie] del dispositivo en el suelo.

Para la realización de la prueba, es necesario adaptar en la tubería de perforación en su parte superior un ensanchamiento que permita alojar al martinete durante la caída, pues éste, es guiado por la misma tubería y se eleva por un cable que pasa por la polea del trípode dejándolo caer desde la altura especificada, y así sucesivamente, hasta concluir con el ensayo. Cuando el penetrómetro haya avanzado 30 cm, debe retirarse para remover el suelo en su interior el cual constituye la muestra; a ésta se le protege contra las pérdidas de humedad en un frasco hermético.

Antes de iniciar la prueba el pozo en el cual se realizará, debe limpiarse previamente de manera cuidadosa usando palas posteadoras o cuchetas especiales. Una vez limpio el pozo, se procede a la ejecución de la prueba haciendo descender el penetrómetro hasta el fondo del pozo. Posteriormente se le proporcionan determinados golpes con el martinete a la tubería, de tal manera que el penetrómetro se introduzca 15 cm en el suelo. A partir de este instante se empezará a contar el número de golpes necesarios para lograr la penetración de los 30 cm. que especifica la prueba.

La utilidad e importancia que presenta esta prueba, se debe a -- que los resultados se obtienen en el campo, se pueden correlacionar con los obtenidos para diversos suelos en el laboratorio. Sobre todo, en las arenas que permiten relacionar aproximadamente la compacidad y el ángulo de fricción interna. Asimismo, en las arcillas permite formar una idea del valor de la resistencia a la compresión simple de ese material, relacionándolo -- con el número de golpes requeridos para que el penetrómetro estándar entre en el suelo lo especificado.

Para obtener la correlación anterior, basta con realizar la prueba estándar en estratos accesibles o en aquellos donde se puedan obtener -- muestras inalteradas confiables, en las cuales se les pueda determinar los valores de los conceptos señalados por los métodos usuales de laboratorio. De esta manera, haciendo las suficientes comparaciones se pueden obtener -- relaciones estadísticas dignas de confianza. (Ver correlaciones existentes

para arenas).

En los casos en que no se cuente con un tubo partido de las dimensiones del estándar para llevar a efecto el ensayo, es común realizar la prueba de penetración en otras condiciones. Cuando esto suceda, deberán correlacionarse los resultados mediante la ecuación siguiente:

$$B = \frac{0,0005 NE}{D_e^2 - D_i^2}$$

Donde:

- B = Número de golpes equivalente a los del tubo estándar.
- N = Número de golpes para 30 cm de penetración con el tubo usado.
- D_e = Diámetro exterior del tubo usado
- D_i = Diámetro interior del tubo usado
- E = Energía con la que penetra el tubo; E = Ph

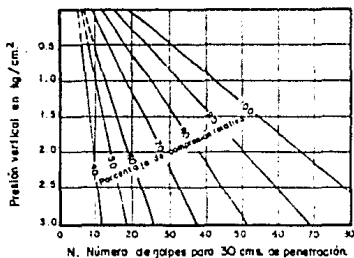
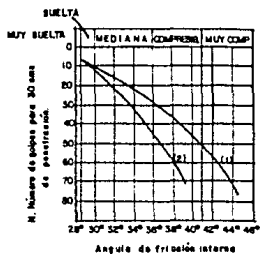
Donde:

- P = Peso del martinete
- h = Altura de caída del martinete

Por último, diremos que durante la ejecución de la prueba, si esta se realiza sobre suelos arcillosos, las muestras obtenidas llegan a -- conservar algunas de las características del suelo inalterado, si esto sucede, en ningún momento se les deberá usar como representativas para obtener resultados equivalentes al suelo inalterado, sino que, se les usará exclusivamente para clasificar el material y determinar sus propiedades índice.

5. Método de Penetración Cónica

Este método, se deriva en gran parte del anterior y presenta --



- (1) RELACION PARA ARENAS DE GRANO ANGULOSO O REDONDEADO, MEDIANO O GRUESO.
- (2) RELACION PARA ARENAS FINAS Y ARENAS LIMOSAS.

RELACION ENTRE LA PENETRACION ESTANDAR, PRESION VERTICAL, Y LA COMPACTACION RELATIVA PARA ARENAS.

CONSISTENCIA	No. DE GOLPES N.	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE, "q _d "
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0-2.0
Muy firme	15-30	2.0-4.0
Dura	> 30	> 4.0

CORRELACION ESTADISTICA PARA ARENAS EN LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

gran facilidad para su ejecución ya que, consiste en introducir un penetrómetro en forma de cono sobre la superficie del suelo, e ir midiendo durante el proceso la resistencia que éste presenta a la penetración.

Los penetrómetros para realizar esta prueba, fueron desarrollados a principios de este siglo en Europa por: Suecia de 1917 a través de los ferrocarriles suecos. Asimismo, en 1927 Dinamarca diseñó su modelo también a través de sus ferrocarriles, por último, Holanda alrededor de 1935 - por medio del Departamento de Obras Públicas dió a conocer el llamado cono holandés que es el más usado actualmente.

El cono holandés, consta de un cono con inclinación de 60° , un diámetro de 36 mm y un área de la base del cono de 10 cm^2 que va atornillado a la parte inferior de un vástago de 15 mm de diámetro, rodeado por una tubería de 19 mm que funciona como ademe.

La prueba de penetración cónica, puede realizarse de manera estática o bien en forma dinámica. En el primero, la prueba consiste en hincar a presión el cono en el terreno a una velocidad constante de 1 cm por segundo, a una profundidad de 50 cm. En el método estático, para lograr la penetración del cono, se emplea un gato hidráulico con un marco de carga conectada a la parte superior del vástago de ese cono, y la presión necesaria para hacerlo penetrar la profundidad especificada, se va midiendo en el manómetro que se encuentra conectado debajo de la barra transversal. Una vez que el cono penetra los 50 cm, el ademe debe desplazarse igualmente, y a partir de ese instante se repite el proceso.

Con los datos obtenidos para cada tramo penetrado, se dibuja la presión ejercida en el vástago del cono, contra las profundidades penetradas. En el eje de las abscisas se dibuja el primero y en el de las ordenadas el segundo.

Los conos holandeses, actualmente se utilizan debido a la rapi-

de la ejecución de la prueba en exploraciones preliminares, asimismo, -- se utiliza para investigar la densidad relativa de las arenas, ya que en estas, la resistencia a la penetración determinada con el cono holandés parece ser casi una función de esa densidad o del ángulo de fricción interna.

Por otro lado, cuando se tienen suelos demasiados densos, es de cir, que el suelo esté formado por arenas limpias, medianas y gruesas; en estos casos, se debe prescindir del penetrómetro de punta cónica diseñado para usarse a través de inyecciones de agua. Este penetrómetro, tiene un diámetro de 7 centímetros y va unido al extremo inferior de la tubería de inyección.

La tubería con la punta cónica en su extremo, se coloca dentro de un ademe de 3 pulgadas de diámetro, posteriormente se introduce el cono en el terreno a una profundidad de 25 centímetros por medio de un gato hidráulico que actúa en el extremo superior de la tubería. Una vez que el dispositivo se encuentra en condiciones de servicio, se inyecta el agua a través de la tubería la que al salir en el cono por medio de los agujeros que tiene dirigidos hacia arriba transforma al volumen de suelo situado arriba, de él en un semilíquido, lo que permite el rápido avance del equipo. Durante este proceso, es factible ir bajando el ademe con un pequeño esfuerzo -- hasta la profundidad de ensaye, ya que el suelo va formando una suspensión con el agua inyectada y ésta a la vez sale a la superficie por el espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección, permitiendo así, que el ademe baje con bastante facilidad.

Cuando el ademe se ha colocado nuevamente hasta la profundidad de ensaye, se vuelve a repetir el proceso inicial cuantas veces sea necesario; y la presión ejercida por el gato durante cada descenso del cono, se va tomando del manómetro unido a la bomba de aceite utilizada para el proceso, con esos valores, generalmente se dibuja un diagrama en función con la profundidad. Con este método, tampoco se obtiene muestra de suelo, sino que por el contrario, solo sirve para relacionar la resistencia que el suelo --

presenta a la penetración.

El método dinámico para llevar a cabo la prueba de penetración cónica, consiste en hincar a golpes el penetrómetro por medio de un martinete que cae libremente desde una altura especificada. En este procedimiento, también se cuenta el número de golpes que son necesarios para que el cono penetre en el suelo 30 centímetros.

Como se observa, el método es idéntico al descrito para la penetración estándar; y la variante que presenta es que, en lugar de llevar en su parte inferior el penetrómetro de tubo partido, lleva una punta cónica atornillada a la tubería de perforación con diámetro menor que el cono para evitar que la fricción lateral sea pequeña comparada con la resistencia del penetrómetro.

Es obvio, que a medida que aumenta la profundidad de penetración del cono, el peso de la tubería también aumenta; por ello, se puede decir que la relación entre la densidad relativa y la resistencia a la penetración es en cierta medida dependiente de la profundidad. Asimismo, se ha observado que en las arenas, la prueba dinámica del cono, da toscamente una relación del número de golpes a razón del doble que se obtendría con la prueba estándar; siempre y cuando, sea utilizada la misma energía que se emplea en esa prueba.

En las pruebas de penetración que se llevan a cabo por medio del cono, se presenta un grave problema, este se debe a que no se cuenta con correlaciones dignas de crédito como las mencionadas en la prueba de penetración estándar; y debido a ello, los resultados emitidos con este procedimiento son aun de muy dudosa interpretación. Sin embargo, la prueba se realiza frecuentemente debido a la economía y rapidez de su ejecución, así como cuando no sea necesario obtener muestras del suelo, ya que como se dijo, por este método no se obtienen muestras.

6. Perforaciones con Barretones en Boleos y Gravas.

Es común que durante las perforaciones preliminares nos encontremos con estratos de boleos o gravas que generalmente presentan gran dificultad para realizar el sondeo. Para estos casos, se hace necesario emplear herramientas pesadas del tipo de barretones con taladros de acero -- que se suspenden y se dejan caer sobre el estrado en cuestión, hasta lograr deshacer a éste.

Cuando el método de percusión se realiza, éste consiste en levantar y dejar caer un barrétón de 150 Kg a razón de 30 golpes por minuto aproximadamente. Durante el proceso, generalmente se agrega agua a la perforación la que llega a formar una suspensión con el material que se desprende con los golpes del barrétón. Posteriormente, se limpia la perforación por medio de una cuchara con válvula de pie. Si el suelo en el cual se está aplicando el método es blando, puede hacerse solo con la cuchara.

Para concluir con este inciso, daremos ahora una explicación de los métodos dados con anterioridad para los sondeos definitivos de los suelos, que tienen como objeto proporcionar muestras inalteradas de los mismos, que serán apropiadas para ensayar pruebas de compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante, ya que con los métodos descritos anteriormente no se podía obtener este tipo de muestras.

1. Pozo a Cielo Abierto.

Este método, se utilizó también para los sondeos preliminares, y pudimos ver que, a través de él podíamos obtener muestras alteradas o inalteradas, por lo que, dependiendo de las condiciones del proyecto, se les podía considerar como muestras preliminares o definitivas.

Así pues, este procedimiento es idéntico al mencionado en primer término para los sondeos preliminares de los suelos, por lo que, no tiene caso volverlo a transcribir para los sondeos definitivos.

2. Muestreo con Tubo de Pared Delgada.

Con estos procedimientos de muestreo, se puede decir que es -- factible obtener muestras de suelo un tanto inalteradas, ya que, como antes expresamos, es casi imposible obtener las muestras con las mismas condiciones de esfuerzo a que estaba sometida en el sitio, inclusive, se ha tratado de encontrar un método que proporcione a la muestra cuando ya este dentro del tubo, los mismos esfuerzos que tenía en el sitio tanto en su cara superior como en la inferior, pero se duda que pueda encontrarse.

Por otro lado, sabemos que al remover la muestra en el laboratorio, esta vuelve a sufrir otra alteración que inevitablemente le provoca cambios en los esfuerzos. Puesto que, debido a las condiciones de trabajo del suelo dentro del tubo se intuye que su fase líquida trabaja a tensión, mientras que la fase sólida lo hace a compresión para evitar la expansión de la muestra que en un principio estaba confinada y ahora se encuentra libre de ese confinamiento.

M.J. Hvorslev, realizó un estudio que lo condujo a obtener procedimientos de muestreo con tubos de pared delgada que, por lo menos en -- suelos cohesivos, se usan en forma prácticamente única.

Durante su estudio, Hvorslev encontró que el grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente del procedimiento -- que se use para el hincado de éste. Asimismo, debido al uso frecuente de -- los tubos de pared delgada, se ha comprobado que si se desea tener durante el sondeo un grado mínimo de alteración aceptable en la muestra del suelo, -- el hincado del tubo debe efectuarse ejerciendo presión continua sobre él y nunca debe usarse algún método dinámico, mucho menos, hincarlo a golpes.

Cuando los tubos de pared delgada son hincados a presión y con una velocidad constante, para un cierto diámetro del tubo, el grado de alteración depende esencialmente de la llamada "relación de áreas" definida en-

La forma siguiente:

$$Ar (\%) = \frac{De^2 - Di^2}{De^2}$$

Donde:

Ar = Relación de áreas

De = Diámetro exterior del tubo

Di = Diámetro interior del tubo

Esta relación se procura que permanezca entre el 10 y el 15 por ciento y que al mismo tiempo, el espesor de las paredes del muestreador que de entre el 3 y el 4 por ciento del diámetro exterior del tubo.

Los tubos de pared delgada mas usados en muestreos definitivos sobre suelos blandos son: tubos shelby y muestreadores de pistón.

Tubo Shelby.- Este tubo permite obtener muestras inalteradas de los suelos blandos, y el procedimiento de muestreo se realiza como sigue:

Cuando el pozo se encuentre limpio del material residual de la perforación y sus paredes se encuentren estabilizadas, entonces debe bajarse el muestreador en el pozo y proceder al hincado con presión constante, - de tal manera de aplicarle una velocidad de penetración comprendida entre - 15 y 30 cm/seg.

Cuando el tubo ha penetrado lo necesario, antes de sacarlo del pozo, se hacen girar las barras de perforación para cortar la parte inferior de la muestra. Se saca entonces el muestreador, se mide la recuperación obtenida y se sellan los extremos del tubo con tapones de brea y parafina. Posteriormente, se procede a colocar una etiqueta de identificación de la muestra en la cual se anotará la localización del pozo, profundidad de muestreo, fecha, clasificación visual y al tacto, así como toda aquella información res-

pecto al material que se considere necesario agregar,

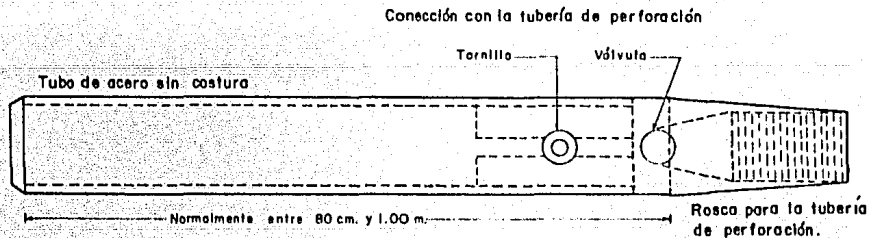
La recuperación del material, mencionada en líneas arriba, no es otra cosa que la relación entre la longitud de la muestra y la profundidad de penetración del muestreador.

En ocasiones, al realizar el muestreo en suelos muy blandos y con alto contenido de agua, los muestreadores de pared delgada no logran extraer la muestra, saliendo sin ella a la superficie. Para evitar esto, se debe hincar el muestreador lentamente y una vez lleno de suelo, se deja en reposo un tiempo razonable antes de proceder a la extracción. Al dejar en reposo al tubo, la adherencia entre éste y el suelo crece con el tiempo, debido sobre todo a que la arcilla remoldeada de la superficie de la muestra, expulsa agua hacia el interior de la misma aumentando por lo tanto, su resistencia y adherencia con el muestreador.

En arenas, especialmente en aquellas que se encuentran bajo el nivel de aguas freáticas se tiene la misma dificultad, por lo que se tiene que recurrir a procedimientos más elaborados y costosos para darle al material una "cohesión" (muestreador bishop que le da una cohesión aparente al material permitiéndole el desarrollo de fuerzas capilares en la muestra) -- que le permita conservar su estructura y adherirse al muestreador.

Debido a que los procedimientos para realizar un muestreo inaltado en arenas bajo el nivel freático sale demasiado costoso y difícil de -- realizar, generalmente se usan los datos proporcionados por la prueba de penetración estándar, sobre la compacidad de los mantos arenosos, que resulta un dato sumamente útil y en forma aproximada de sus características estructurales. (Ver Fig. y Tabla con las Dimensiones de los Tubos Shelby).

Tubos Muestreadores de Pistón.- Los muestreadores de pistón, tie nen por objeto eliminar o casi eliminar la tarea de limpiar el fondo del pozo previa al muestreo, puesto que al hincar el muestreador con el pistón en-



DIAMETRO EXTERIOR	6.35 cm.	7.62 cm.	8.89 cm.	10.16 cm.*
DIAMETRO INTERIOR	6.03 cm.	7.30 cm.	8.57 cm.	9.85 cm.

* Comúnmente usado

DIAGRAMA Y TABLA CON LAS DIMENSIONES DE LOS TUBOS SHELBY

su posición inferior, éste puede penetrar hasta el nivel deseado sin que el material de azolve de niveles más altos entre en él; cuando el nivel de - - muestreo se ha alcanzado, el pistón se eleva hasta la parte superior y el muestreador se hince libremente o bien se fija en el nivel de muestreo por un mecanismo accionado desde la superficie y se hince el muestreador hasta - considerar que el suelo ha penetrado en él.

En la actualidad, existen varios tipos de estos muestreadores, - pero unicamente nos abocaremos a detallar los dos más usados con frecuencia; el primero, es el llamado muestreador de pistón fijo o estacionario, y al - segundo se le conoce como muestreador de pistón retráctil.

Muestreador de pistón fijo o estacionario

Este tipo de muestreador, consta de un tubo de pared delgada con sus barras de perforación, además de un pistón con sus propias barras que - van alojadas en el interior de las primeras, las cuales se manejan por un - mecanismo accionado en la superficie. En algunos muestreadores, este tipo - de pistón se controla por medio de un sistema hidráulico.

El pistón, tiene como función específica la de obturar al tubo - de pared delgada hasta que éste llegue a la profundidad de muestreo; cuando el pistón ha alcanzado esa profundidad, se mantiene a esa altura y se hince el tubo muestreador. Al llevar a cabo la operación, la parte superior de la muestra no se despega del pistón ya que, entre éste y la muestra se genera un vacío que impide el movimiento, ayudando así, a que la muestra penetre - en el tubo a pesar de la fricción lateral generada. Una vez que la muestra - se encuentra en el tubo, se recorta la base de la muestra por rotación y se le retira del lugar; para evitar que durante esta otra operación exista al - gún movimiento del pistón respecto al tubo, el equipo cuenta con un dispositi - vo llamado trampa cónica que impide cualquier movimiento.

La recuperación de la muestra obtenida por este procedimiento -

de muestreo es casi total, es decir, está próxima al 100 por ciento; aunque el método presenta algunos inconvenientes serios. El primero de ellos, es el referente a que el sistema consta de dos juegos de barra y el manejo de ellas representa una pérdida apreciable de tiempo; el otro inconveniente, es que la muestra obtenida se saca en el campo para poder utilizar nuevamente el tubo muestreador, este proceso se logra haciendo uso del pistón del sistema, aunque con ello se logre dar una mayor alteración a la muestra. -- Asimismo, algunos muestreadores de pistón fijo llevan una camisa interior en la que se aloja el suelo muestreado.

En los muestreadores de pistón fijo, se tiene una variante que se considera bastante interesante, ya que con esta variante en el muestreador se pueden obtener muestras muy largas y poco alteradas. La variante a la que se hace mención en este tipo de muestreador de pistón fijo es que éste se maneja por medio de un cable en lugar del doble juego de barras que tiene el mencionado anteriormente; además de la variante mencionada en el muestreador, éste consta de una hoja metálica que cubre a la muestra conforme va penetrando a través del tubo. Este nuevo dispositivo recibe el nombre de muestreador sueco.

Muestreador de pistón retráctil.

Este muestreador está constituido por un tubo donde se aloja un pistón; ambos se manejan con el mismo juego de barras. En este tipo de muestreadores, el pistón se retrae antes de empezar el muestreo, razón por la cual recibe el nombre de muestreador retráctil.

Su procedimiento de operación es como sigue:

En primer lugar, se introduce el muestreador hasta la profundidad de muestreo, con el pistón obturando la entrada del tubo. Posteriormente se hacen girar las barras hacia la izquierda, a fin de que se suelte el pistón que está fijado al tubo por una flecha con rosca en ese sentido. --

Luego, se sube el pistón con las barras de perforación hasta su posición superior, donde se fija nuevamente haciéndole girar otra vez hacia la izquierda, pero sin llegar hasta el tope de la rosca, esto, para dejar abiertas -- las salidas de aire.

Cuando se encuentra fijado el pistón, se hinca el tubo muestreador y se hacen girar nuevamente las barras hasta cerrar las salidas de aire, que hacen fallar al mismo tiempo a la parte inferior de la muestra. Los inconvenientes que presenta este procedimiento es que el tubo puede llenarse de agua al subir el pistón y, si las salidas lo obstruyen, el aire a presión que permanece en el tubo puede dificultar el muestreo. Sin embargo, el muestreador de pistón retráctil es uno de los más usados para el muestreo sobre suelos blandos. Esto es debido a la sencillez y a la facilidad de operación del método.

Por otro lado, cuando se tiene suelos duros, para realizar el muestreo se hace uso de otros tubos más elaborados como son los muestreadores Denison, muestreadores T.A.M.S. (Trippets-Ammett-Mc Carthy-Stratton) y otros más que existen en el mercado. El inconveniente que presentan estos métodos es que su operación se hace a base de rotación lo que provoca que las muestras obtenidas generalmente sean alteradas.

Métodos rotatorios para roca.

A continuación, describiremos el último método de sondeo definitivo que enumeramos al inicio de este inciso. Este método, fue desarrollado para efectuar perforaciones en roca, pero últimamente se ha utilizado cuando se ha requerido en algún sondeo en el cual al llevarlo a cabo se encuentra suelo sumamente duro o algún bloque de naturaleza rocosa. El método es recomendable utilizarlo en lugar del que describimos en líneas anteriores para percusión y lavado, aunque su procedimiento es idéntico a éste; a excepción de que al método rotatorio para roca, se le aplica un movimiento de rotación e implícitamente una presión vertical a la herramienta de ataque durante el avance de la perforación. De igual manera, se lava también la perforación --

usualmente con lodo viscoso. Asimismo, las herramientas de ataque que se emplean en el proceso, son trépanos o brocas diseñadas especialmente para trabajar por rotación.

Las brocas tricónicas que fueron diseñadas para roca, son muy -- eficientes en todos los tipos de suelos; incluyendo aquellos suelos que contienen grava, ya que el movimiento de éstas en el fondo de la perforación -- ayuda a la progresión de la broca facilitando con ello la trituración del -- material en el fondo del sondeo.

Con este método de sondeo, terminamos de explicar a los métodos -- que más se usan en la mecánica de suelos para obtener las muestras que sirven en el laboratorio para llevar a efecto los ensayos que determinan los -- parámetros de los suelos que se utilizan en el diseño de la estructura de -- una presa, y debido a que es imposible mencionar en este trabajo a todos -- los métodos que existen en la actualidad para llevar a cabo los sondeos de -- los suelos, únicamente nos concretaremos más adelante a dar un cuadro sinóptico de las pruebas existentes, el tipo de muestras que proporcionan, así -- como de su forma de trabajo. (Ver figura de cuadro sinóptico).

TABLA DE MUESTREADORES

MUESTREADOR	TIPO DE MUESTRA	MODO DE OPERACION	TIPO DE SUELO
TUBO PARTIDO	ALTERADA	PERCUSION	TODOS LOS SUELOS QUE NO CONTENGAN MUCHA GRAVA
TUBO LISO	ALTERADA	PERCUSION	SUELOS FINOS
TUBO SHELBY	INALTERADA	PRESION	ARCILLAS Y LIMOS CON POCO MATERIAL GRANULAR
TUBO DE PISTON	INALTERADA	PRESION	ARCILLAS Y LIMOS CON POCO MATERIAL GRANULAR
DENISON	*	ROTACION Y PRESION	ARCILLAS Y LIMOS SIN GRAVA ABAJO DEL NIVEL FREATICO
T.A.M.S.	*	ROTACION Y PRESION	ARCILLAS Y LIMOS SIN GRAVAS
WIRE LINE	*	ROTACION Y PRESION	TODO TIPO DE MATERIALES, INCLUYENDO ROCAS
BARRILES	INALTERADA	ROTACION Y PRESION	GRAVAS CON CANTOS RODADOS, ROCAS

* Para estos muestreadores, el grado de alteración de las muestras depende del suelo y del cuidado con que se opere.

bemos que este análisis se compone de dos partes; el primero, es el análisis mecánico y el otro es el llamado análisis combinado.

Para efectuar el análisis mecánico se toma una muestra de material, que de preferencia debe cuartearse tal como se dijo anteriormente, para que sea representativo del que se utilizará en la construcción de la presa.

Se sabe que un material cuya granulometría se desea conocer, -- consta generalmente de agregado grueso clasificado como grava, agregado fino clasificado como arena, y agregado muy fino al que pertenecen los limos y las arcillas.

El primer grupo de clasificación, lo forman los materiales reténicos de la malla de 3", 2", 1 1/2", 1", 1/2", 3/8" hasta la malla No. 4; en el segundo grupo se considera al material retenido entre las mallas No. 4 y la No. 200. Por otro lado, el tercer grupo, para clasificarlos se hace uso del análisis combinado. Es decir, se hace el análisis por la vía húmeda valiéndose del hidrómetro.

Así pues, empezaremos la descripción de la prueba de análisis -- granulométrico tal como se hace en el laboratorio de mecánica de suelos.

1. Se toma una muestra lo suficientemente representativa del material que se va a analizar, se pesa esa cantidad que representará el 100% del total de la muestra. Posteriormente se procede al cribado, cuando éste se -- considera suficiente, se anotan los pesos retenidos en cada una de las mallas en el registro de análisis granulométrico tal como el que se anexa en este -- trabajo. Dicho registro consta para la primera etapa correspondiente al agregado grueso, de tres columnas. La primera de ellas es la que contiene el "Peso retenido en Kg", la segunda el "% parcial retenido", y por último, la tercer columna contiene; "El % acumulativo que pasa". A estas tres columnas para nuestro caso las enumeraremos en el orden como (1), (2) y (3).

Para llenar el registro en cuestión, una vez que se ha terminado

con el cribado, en la columna (1) se registran los pesos en Kg retenidos en cada una de las mallas utilizadas para la primera etapa de la prueba, después se procede al cálculo de las otras dos.

Proceso de Cálculo.

Cuando se encuentran anotados los valores de los pesos retenidos en la primera columna, para calcular la número (2) se procede de la siguiente manera:

- Se toma en cuenta el total de la muestra, que representará el 100% en peso de ella.
- De igual manera, para cada una de las mallas se toma en cuenta el peso retenido y con estos valores y el peso total de la muestra se hace uso de las razones y proporciones (regla de tres) -- con lo cual se va completando esa columna.

Ejemplo:

Peso total de la muestra = 25.000 Kg.

Peso retenido en Kg = 2.600 Kg

Con estos datos se procede a lo siguiente:

25.000 Kg ----- 100%

2.600 Kg ----- X

$(25.000 \text{ Kg}) X = (2.600 \text{ Kg}) 100\%$

$$X = \frac{2.600 \text{ Kg}}{25.000 \text{ Kg}} \times 100\%$$

$$X = 10.4 \%$$

Que es el primer valor de la columna (2) y así se continúa hasta terminar con toda la columna. Después se hace la sumatoria de los valores de la columna (2) y se anotan en el renglón correspondiente del registro.

Por otro lado, para calcular la columna (3) basta con realizar -- una diferencia, es decir, el primer valor de la columna (2) se restará de 100 y el segundo se restará de la diferencia obtenida que nos dará un segundo valor de la columna (3); el tercer valor de la columna (2) se restará del segundo de la columna (3), y así sucesivamente. Después, se hace la sumatoria de esos porcentajes.

Posteriormente, se debe comprobar que la sumatoria de la columna (2) con la sumatoria de la columna (3) debe de dar como resultado el 100%.

2. Dentro del análisis granulométrico, y en base a lo especificado anteriormente en cuanto a los grupos de clasificación; diremos ahora, que para la etapa de agregado fino (arenas gruesas, media y fina). Correspondiente al material que pasa malla No. 4 y se retiene de la malla No. 8 a la No. 200 para llevarlo a efecto, nos auxiliaremos de la parte intermedia del registro antes citado. En él se aprecian cuatro columnas que dicen lo siguiente: en la primera aparece "peso retenido en gramos", en la segunda "% parcial retenido" en la tercera "muestra menor No. 4, la cuarta "muestra total". Así, para seguir con la secuencia, las enumeraremos en el orden como columnas (4), (5), (6) y (7).

En ocasiones, al realizar el cribado en una muestra de suelo, resulta que el por ciento que pasa la malla No. 4 es demasiado grande, en esos casos se procede al cuarteo de esa porción del suelo, de tal manera de obtener una parte que sea representativa, y así llevar a efecto el análisis.

El análisis correspondiente a esta etapa, se efectúa generalmente con 500 grs. del material representativo de la porción sobrante de la etapa anterior, y los valores de las columnas (4), (5), (6); se obtiene exactamente de la misma manera que como se hizo para obtener los valores de las columnas (1), (2) y (3). Únicamente, para encontrar los valores de la columna (7), se toma como factor constante el último valor de la columna (3), debido a que representa "El % acumulativo que pasa" del total de la muestra. O sea, para la-

segunda etapa viene a representar el 100% del total del material con el cual se lleva a cabo en ensayo. Por tal motivo, para encontrar la columna (7), se multiplica el último valor de la columna (3) por cada uno de los valores de la columna (6). Esto, desde luego, debe ir afectado del cociente entre 100, - debido a lo que sigue:

Ejemplo:

Suponiendo que 87.62% es el % acumulativo que pasó la malla No. 4 del total de una muestra, y que 96.92% es el primer valor de la columna -- (6), (valor correspondiente al renglón de la malla No. 8); entonces, el mismo renglón pero para la columna (7), se llevará después de hacer el siguiente análisis:

$$\begin{array}{r} 87.62\% \text{ ----- } 100\% \\ X \text{ ----- } 96.92 \end{array}$$

Entonces:

$$X = \frac{(96.92)(87.62)}{100} = 96.92(0.8762)$$

De donde:

$$X = 84.92\%$$

Que será el primer valor de la columna (7) y así se sigue con cada uno de los valores de la columna (6) multiplicándolos por el último valor de la columna (3) dividido entre 100 hasta concluir. Asimismo, se afecta por el factor anterior al valor de la sumatoria de la columna (5), y se debe comprobar que la suma de este último valor que corresponderá a las arenas, más el % acumulativo del material que pasa la malla No. 200 (material fino), más la sumatoria de la columna (2), material perteneciente a las gravas, deberá dar como resultado el 100% de la muestra total; y la suma del renglón de la malla No. 200 correspondiente a las columnas (5) y (6) nos dará el 100% para la porción del material que pasó la malla No. 4 utilizada en el análisis.



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON
 AREA DE INGENIERIA CIVIL
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

ANALISIS GRANULOMETRICO

Procedencia _____ Identificación de Lab. _____
 Banco _____ Pozo _____ Profundidad _____
 Muestra _____ Est. _____ Fecha _____

SECA	MALLA	ABERTURA EN mm.	PESO RETENIDO Kg.	% PARCIAL RETENIDO	% ACUMULATIVO QUE PASA	OBSERVACIONES
	3"	76.2				Análisis efectuado con la muestra total de _____ kg.
	2"	50.8				
	1 1/2"	38.1				TESTEO HUMEDAD
	1"	25.4				
	3/4"	19.1				Grava G = _____ %
	1/2"	12.7				Tierra G = _____ %
	3/8"	9.5				
	Nº 4	4.69				% MATERIAL MENOR Nº 4
	Sumas =					

VIA	MALLA	ABERTURA EN mm.	PESO RETENIDO gr.	% PARCIAL RETENIDO	% ACUMULATIVO QUE PASA MUESTRA (Nº 4)	MUESTRA TOTAL	OBSERVACIONES
	8	2.38			100.00%		Análisis efectuado con muestra de _____ gr. del material menor que
	14	1.19					
	28	0.59					la malla Nº 4.
	48	0.297					% MAT. FINO MENOR 200
	100	0.149					
	200	0.074					
	Sumas						
	Charola						CHAROLA Nº _____
	Sumg =						

HIDROMETRO Nº _____ S₅ = _____

Análisis efectuado con _____ gr. secos de material lavado y pasado por malla Nº 200

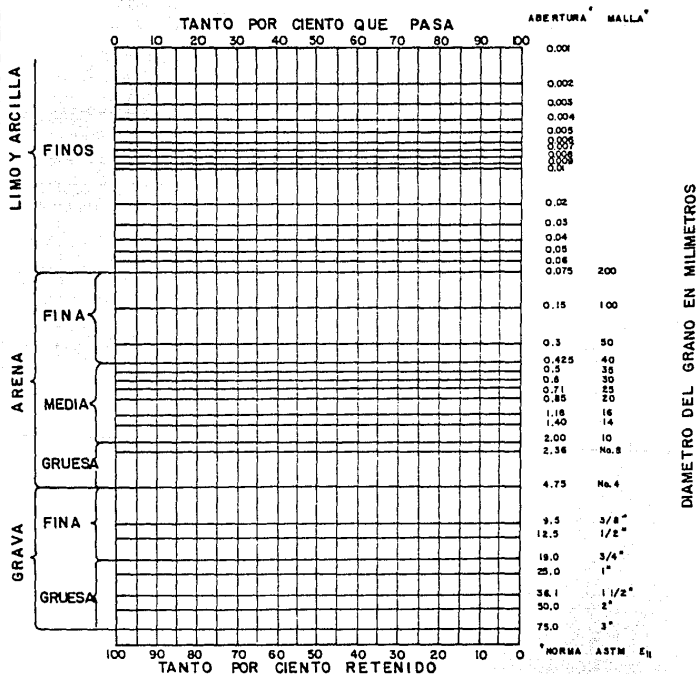
VIA HUMEDA	HORA	TIEMPO	LECTURA HIDR.	LECTURA CORR.R.	TEMP.	R	R _t	MS S _g l	W% ACUMULATIVO PASA 200 PASA 4 TOTAL	ALTURA DE CAIDA cm.	DIAMETRO EN mm.	
			20 seg.									
			40 "									
			1.20 min.									
			2.50 "									
			5 "									
			10 "									
			15 "									
			20 "									
			25 "									
			30 "									
			1 hora									
			1 1/2 "									
			2 "									
			3 "									
		24 "										

Observaciones: _____
 Operador: _____ Cálculo: _____ Fecha: _____



GRAFICA GRANULOMETRICA

Procedencia: _____ Ident. de Lab.: _____
 Banco: _____ Pozo: _____ Profundidad: _____
 Muestra: _____ Est.: _____ Fecha: _____



TOTAL: Grava _____ %, Arena _____ %, Finos _____ %, $C_u = D_{60} / D_{10} =$ _____
 PASA 4: Arena _____ %, Finos _____ %
 $D_{10} =$ _____ $D_{30} =$ _____ $D_{60} =$ _____ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}} =$ _____
 Observaciones: _____
 Operador: _____ Calculo: _____ Fecha: _____

Por otro lado, para completar el análisis granulométrico de una muestra de suelo, como tercera etapa, se determina la granulometría de los elementos muy finos del material; o sea, al material que pasa la malla No. 200 se le utiliza en el análisis que se lleva a cabo por medio del hidrómetro.

Para llevar a efecto esta prueba, el hidrómetro deberá calibrarse en función de las correcciones debidas al menisco, al defloculante utilizado y por escala de lectura. En este trabajo, no daremos la secuencia de calibración del hidrómetro, pero se recomienda ver el manual de mecánica de suelos de la S.A.R.H.- 1982 donde encontrarán la forma utilizada para dicha calibración.

Así pues, para elaborar la prueba del hidrómetro, el procedimiento que se lleva en el laboratorio de mecánica de suelos es el siguiente:

1. Como primer paso, se lleva a efecto el proceso de lavado del material al cual se le quiere saber su granulometría, este lavado se hace a través de la malla No. 200.

2. El material que va pasando en suspensión a través de la malla mencionada, se va recogiendo en una tina metálica en la que se pone a decantar una vez que se concluyó con el lavado.

3. Veinticuatro horas después, se saca el agua sobrante durante la decantación, y el suelo depositado en el fondo de la tina utilizada, se coloca en una cápsula de porcelana, la cual se mete a un horno eléctrico que debe estar a una temperatura de 100 a 110° C para evitar que la materia orgánica se calcine durante el secado del material.

4. El material debe permanecer en el horno por lo menos 18 horas para garantizar que éste se encuentra seco y de esa manera proceder al análisis.

5. Del material secado al horno, se toman 50 gramos y se colocan en una taza flanera, a la cual se le hecha agua y la solución que servirá como defloculante, durante 24 horas aproximadamente.

6. Cuando se considera que el defloculante ha diluido los grumos -- que pudiesen existir en el suelo, se procede a colocar esta mezcla en un batidor eléctrico durante 10 minutos, de tal manera que las partículas del suelo queden separadas totalmente.

7. Después de batido el material, se pasa a una probeta teniendo -- cuidado de no dejar partículas en el batidor, posteriormente, se agrega -- agua destilada hasta completar un litro de la suspensión.

8. Como siguiente paso, tapando con una mano la boca de la probeta se agita durante un minuto, para levantar los posibles grumos que se asientan al poner el material en la probeta.

9. Al dejar de agitar la probeta se mete rápidamente el hidrómetro y con un cronómetro se hacen las lecturas a los tiempos que a continuación se indican; 20 y 40 segundos; 1, 20, 2, 50, 5, 10, 15, 20, 25 y 30 minutos, 1, 1 1/2, 2, 0, 3 y 24 horas.

Los pasos anteriores, constituyen en sí el procedimiento de elaboración de la prueba del hidrómetro que sirve para completar el análisis granulométrico.

Principios de la Prueba y Secuencia de Cálculo.

Para conocer el diámetro de las partículas se usa la Ley de Stokes, y el porcentaje que hay de partículas en un diámetro dado se obtiene -- por medio de los hidrómetros que dan directamente el peso de los sólidos en suspensión que se encuentra contenida en un litro de agua.

La Ley de Stokes está dada por la expresión matemática que a ---
 continuación describimos:

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_s - \gamma_f}{n} \left(\frac{D}{2}\right)^2$$

Donde:

v = velocidad de sedimentación de la esfera en cm/seg.

γ_s = peso específico (Ss) de la esfera en g/cm³

γ_f = peso específico (SL) del fluido en g/cm³

n = viscosidad del fluido en g seg/cm²

D = diámetro de la esfera en cm

De la ecuación anterior, si D (Diámetro de la esfera) se obtiene
 en mm llegamos a la siguiente expresión:

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_s - \gamma_f}{n} \left(\frac{D}{2}\right)^2$$

$$36 nv = 2 (\gamma_s - \gamma_f) D^2$$

$$18 nv = (\gamma_s - \gamma_f) D^2$$

$$D = \sqrt{\frac{18 nv}{\gamma_s - \gamma_f}}$$

De acuerdo a lo anterior tendremos finalmente:

$$D = \sqrt{\frac{1800 nv}{S_s - S_L}}$$

Pero sabemos que la gravedad influye en la caída de los cuerpos-
 por lo que afectamos la expresión anterior de la manera siguiente:

$$D = \sqrt{\frac{1800 nv}{S_s - S_L} \cdot \frac{v}{g}}$$

Donde:

S_s = Densidad de sólidos

S_l = Densidad del fluido

g = Aceleración de la gravedad

Por otro lado, la velocidad de caída se obtiene de la distancia recorrida por la partícula desde el nivel libre del agua hasta el centro de flotación del hidrómetro. Se sabe que al introducir el hidrómetro en la suspensión se generan unos desniveles en la probeta que contiene al fluido; -- por ello, se hace una corrección al camino recorrido por la partícula del suelo. Esa corrección, se lleva a cabo restando al desnivel entre el centro de flotación y en nivel libre de agua, la mitad de la altura a que sube ésta en la probeta debido a la introducción del hidrómetro.

Para hacer dicha corrección, se hace una gráfica de calibración del hidrómetro, ya que para cada lectura, el volumen del hidrómetro introducido es mayor debido a que la suspensión es menos densa por las partículas que se asientan.

Asimismo, se observa que en la fórmula dada para la Ley de Stokes, interviene la viscosidad del agua, y que ésta varía con la temperatura por lo que es importante ir determinando su valor durante el ensayo. Al aplicar la Ley de Stokes al análisis granulométrico, se cometen serios errores por los siguientes motivos:

1. La validez de esta ley, se limita a partículas cuyo diámetro está comprendido entre 2 y 200 micras.
2. El diámetro que se obtiene es el que corresponde a una esfera cuyo tiempo de caída es equivalente al de las partículas de tierra, las cuales en realidad no son esferas.
3. La caída de las partículas en el líquido al deducir su ley supu-

so que era un medio sin limitaciones laterales, y en cambio, la prueba del hidrómetro se realiza en un recipiente cilíndrico que tiene esas limitaciones.

A pesar que en la prueba se tienen las inexactitudes arriba mencionadas, el ensayo del hidrómetro que complementa el análisis granulométrico (mecánico), da resultados satisfactorios para comparar unas tierras con otras.

Ahora bien, sabemos que los hidrómetros se calibran a una temperatura de 20° C generalmente, por lo que si la prueba se hace en un cuarto de temperatura constante igual a 20° C que fue la de calibración, el porcentaje del material fino se conoce de la siguiente manera:

$$W \% = 100 \frac{R}{W_0}$$

Donde:

- W % = Porcentaje del material
- R = LH + Cm
- R = Lectura corregida
- LH = Lectura del hidrómetro
- Cm = Corrección por menisco
- W₀ = Peso inicial de la tierra

Por otro lado, cuando varía la temperatura, se debe corregir la fórmula anterior pues el bulbo del hidrómetro cambia de volumen cuando ocurre una variación en la temperatura, y debido a ello se hace lo siguiente:

- W_m = Peso de la mezcla de la probeta
- W_a = Peso de agua en la probeta
- W_s = Peso de los sólidos en la probeta
- V_{a,t} = Volumen de la probeta a T° C
- V_{s,t} = Volumen de los sólidos a T° C

V_a = Volumen de la probeta (1000 C.C. en este caso a una temperatura de 20°C que es con la temperatura que se hizo la calibración).

V_{hc} = Volumen del hidrómetro a 20°C

V_{ht} = Volumen del hidrómetro a $T^\circ \text{C}$

γ_m = Peso volumétrico de la mezcla en la probeta a 20°C

γ_{mt} = Peso volumétrico de la mezcla en la probeta a $T^\circ \text{C}$

γ_s = Peso volumétrico de los sólidos a 20°C

γ_{st} = Peso volumétrico de los sólidos a $T^\circ \text{C}$

γ_t = Peso volumétrico del agua a $T^\circ \text{C}$

$$S_s = \frac{\gamma_{st}}{\gamma_t} = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \text{Densidad del material}$$

E = Coeficiente de dilatación del vidrio

De todo lo anterior, podemos hacer las siguientes relaciones:

$$W_s = W_m - W_a$$

$$W_m = V_{at} \gamma_{mt}$$

$$W_a = V_{at} \gamma_t - V_{st} \gamma_t$$

Sustituyendo W_m y W_a en W_s tenemos:

$$W_s = V_{at} \gamma_{mt} - V_{at} \gamma_t + V_{st} \gamma_t$$

$$W_s = V_{at} \gamma_{mt} - V_{at} \gamma_t + \frac{W_s}{\gamma_{st}} \gamma_t$$

$$W_s - \frac{W_s}{\gamma_{st}} \gamma_t = V_{at} \gamma_{mt} - V_{at} \gamma_t$$

Pero sabemos que:

$$\frac{\gamma_t}{\gamma_{st}} = \frac{1}{S_s}$$

Por lo tanto:

$$W_s - \frac{W_s}{S_0} = \text{Vat } \gamma_{mt} - \text{Vat } \gamma_t$$

Factorizando el primer miembro tenemos:

$$W_s \left(1 - \frac{1}{S_0}\right) = \text{Vat } \gamma_{mt} - \text{Vat } \gamma_t$$

$$W_s \left(\frac{S_0 - 1}{S_0}\right) = \text{Vat } \gamma_{mt} - \text{Vat } \gamma_t$$

Despejando el peso de los sólidos tendremos:

$$W_s = (\text{Vat } \gamma_{mt} - \text{Vat } \gamma_t) \frac{S_0}{S_0 - 1}$$

Que viene a ser la expresión con la cual calculamos el peso de los sólidos contenidos en la probeta.

Refiriendo la expresión anterior a la temperatura de calibración tendremos:

$$W_{sc} = (\text{Vat } \gamma_{mT} - \text{Vat } \gamma_{cT}) \frac{S_0}{S_0 - 1}$$

En donde:

W_{sc} = Peso que da el hidrómetro al efectuar la prueba.

Ahora, si llamamos R a W_{sc} con sus correcciones previas hechas por el error que origina la formación del menisco alrededor del vástago del hidrómetro, tendremos:

$$R = LH + C_m$$

$$R = (\text{Vat } \gamma_{mT} - \text{Vat } \gamma_{cT}) \frac{S_0}{S_0 - 1}$$

El peso volumétrico del líquido en la probeta será:

$$R = \text{Vat } (\gamma_{mT} - \gamma_{cT}) \frac{S_0}{S_0 - 1}$$

$$R (S_s - 1) = V_a (\gamma_m - \gamma_c) S_s$$

$$R \left(\frac{S_s - 1}{V_a S_s} \right) = \gamma_m - \gamma_c$$

Por lo tanto:

$$\gamma_m = R \left(\frac{S_s - 1}{V_a S_s} \right) + \gamma_c$$

Ahora bien, si queremos tener γ_{mt} en función de γ_m debemos considerar el peso del agua que desaloja el hidrómetro durante el ensayo a $T^\circ \text{C}$.

$$W_h = V_{ht} \gamma_{mt}$$

Si lo referimos a la temperatura de calibración tendremos:

$$W_h = V_{hc} \gamma_m$$

Igualando ambas expresiones y despejando γ_{mt} observamos que:

$$V_{ht} \gamma_{mt} = V_{hc} \gamma_m$$

$$\gamma_{mt} = \frac{V_{hc} \gamma_m}{V_{ht}}$$

Pero sabemos que el volumen del hidrómetro a la temperatura de ensayo esta dada por:

$$V_{ht} = V_{hc} [1 + \xi (t - t_c)] = V_{hc} C_t$$

Sustituyendo esta expresión en la ecuación anterior se tendrá:

$$\gamma_{mt} = \frac{\gamma_m}{1 + \xi (t - t_c)} = \frac{\gamma_m}{C_t}$$

Por otra parte, considerando el volumen de la probeta a la tempe

ratura de ensayo (Vat), y teniendo en cuenta la dilatación del vidrio obtendremos:

$$Vat = Va[1 + \epsilon(t-tc)] = Va Ct$$

Si sustituimos estos valores (γmt), (Vat) en la ecuación de Ws dada anteriormente queda:

$$Ws = (VaCt \frac{\gamma m}{Ct} - VaCt\gamma t) \frac{Ss}{Ss-1}$$

En esta ecuación, el término γm lo podemos sustituir por la expresión encontrada para él; entonces:

$$\gamma m = R \left(\frac{Ss-1}{Va Ss} \right) + \gamma c$$

$$Ws = \left\{ Va \left[R \left(\frac{Ss-1}{Va Ss} \right) + \gamma c \right] - VaCt\gamma t \right\} \frac{Ss}{Ss-1}$$

$$Ws = \left\{ R \left(\frac{Ss-1}{Ss} \right) + Va\gamma c - VaCt\gamma t \right\} \frac{Ss}{Ss-1}$$

$$Ws = R + Va \{ \gamma c - \gamma t [1 + \epsilon(t-tc)] \} \frac{Ss}{Ss-1}$$

Considerando que $t = 1$ tendremos:

$$Ws = R + 1000 \{ (\gamma c - \gamma t) - \epsilon(t-tc) \} \frac{Ss}{Ss-1}$$

Si la corrección por temperatura es m_T y esta se escribe de la manera siguiente, en ese caso se tendrá:

$$m_T = 1000 \{ (\gamma c - \gamma t) - \epsilon(t-tc) \}$$

Entonces:

$$W_s = R + m_T \left(\frac{S_s}{S_s - 1} \right)$$

Ahora debido a lo expresado anteriormente en relación a R, donde se supuso que ésta era igual al peso del material dado por el hidrómetro al efectuar la prueba, entonces podemos sustituir este valor en la ecuación dada inicialmente para encontrar el porcentaje del peso seco.

$$W \% = \frac{100}{W_0} \left[R + m_T \left(\frac{S_s}{S_s - 1} \right) \right]$$

III.2,b.- Ensayos para Determinar Los Límites de Consistencia.

Los límites de consistencia o límites de Atterberg, están basados en la variación que sufre la resistencia de un suelo con el contenido de agua. Por tal motivo, un elevado contenido de agua en el suelo nos indicará que existe una distancia promedio alta entre sus partículas y que además dicho suelo tendrá baja resistencia al esfuerzo cortante.

Por otro lado, al disminuir el contenido de agua en un suelo, su resistencia aumenta hasta alcanzar un estado plástico en el cual dicho material es fácilmente moldeable. Asimismo, adquiere las características de un sólido en el cual es capaz de resistir esfuerzos de compresión y tensión.

Debido a lo anterior, A. Atterberg estableció las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales muy finos; y para ello, enmarcó los límites de estos de la manera siguiente: líquido, plástico y de contracción. Al primero lo definio como la frontera entre el estado líquido y el plástico; al segundo, entre el plástico y el semisólido; y al tercero, como aquel que separa al estado semisólido del sólido.

El límite líquido es el contenido de agua expresado como porcentaje del peso seco que debe tener un suelo remoldeado, para que una muestra en la que se haya practicado una ranura de dimensiones conocidas, se cierre sin resbalar en su apoyo al someterla a una serie de 25 impactos ya definidos.

El límite plástico, es el contenido de agua con el cual se rompe en fragmentos un rollo del suelo de 3.2 mm de diámetro al ser sometido a una serie de vueltas (rodarlo) con la palma de la mano sobre una superficie plana.

El límite de contracción es también el contenido de agua que saturaría a un suelo contralado por secado.

Los límites anteriores, relacionan a los índices derivados de ellos, por lo que, Atterberg llamó a la diferencia entre el límite líquido y el plástico, índice de plasticidad; considerándolo como el índice que mide el intervalo del contenido de agua en el cual el suelo es plástico. Asimismo, definió al índice de contracción como la diferencia entre los límites plásticos y de contracción.

Los límites de consistencia sirven en gran parte para comparar las propiedades de los suelos remoldeados; ya que cuando se construyen cortinas de tierra por ejemplo, el límite plástico nos indica la humedad óptima con la que éstos se pueden compactar mejor debido a la trabajabilidad -- que presentan en esas condiciones.

En adelante daremos el proceso de elaboración de estas pruebas, -- así como la secuencia del cálculo de las mismas; haciendo hincapie que para encontrar el límite líquido debido a la imposibilidad de hallarlo en un solo ciclo de 25 golpes dados sobre la copa de Casagrande, se efectuarán varios ensayos a diferentes humedades y tomaremos como límite líquido a la intersección de la recta dada por los puntos anteriores, con el logaritmo del número de golpes (25) y la escala vertical que contiene los por ciento de humedades antes descritas.

Determinación del Límite Líquido y Plástico.

Para determinar el límite líquido de un suelo es necesario contar con el equipo siguiente: copa Casagrande, ranurador plano triangular, -- cápsulas de porcelana de 7 cm de diámetro, espátulas de abanico, vidrio despulido, vidrios de reloj, piseta con agua destilada, toallas de papel, malla No. 40, balanza con aproximación de 0.001 g y capacidad mínima de 100 g horno a temperatura constante de 110° C, mortero, y un desecador.

Así pues, para realizar el ensayo que nos determine el límite líquido de un suelo, únicamente debemos utilizar la fracción de éste que pase

a través de la malla No. 40 y de preferencia, cuando se prepare para la prueba, debe procurarse que éste posea su contenido natural de agua, puesto que un secado previo en horno alteraría los valores de los límites provocados por la calcinación de la materia orgánica.

Sin embargo, regularmente el suelo con el cual se efectúa el ensayo está seco, por lo que, del material que pasa la malla No. 4 se desmenuza alrededor de 200 g en un mortero, teniendo cuidado de no romper los granos del mismo para no alterar sus condiciones. Después, se pasa el material desmenuzado por la malla No. 40, el que se coloca en una cápsula de porcelana en donde se le agrega agua y, con una espátula de cuchillo se le mezcla perfectamente hasta obtener una pasta suave y espesa que tenga una consistencia de aproximadamente 10 golpes en la prueba del límite líquido, Posteriormente, esta mezcla se guarda en un frasco de vidrio hermético durante 24 horas por lo menos, para que la humedad que contenga el suelo se distribuya a través de él lo más uniforme posible.

Procedimiento de Prueba.

1. Cuando la muestra está en condiciones para ensayarse, se mezcla en una cápsula de porcelana hasta hacerla homogénea.
2. Con la espátula de cuchillo se colocan alrededor de 75 g. de la muestra sobre la copa Casagrande y se enrasa la superficie.
3. Se hace una ranura en el centro de la muestra teniendo cuidado de inclinar el ranurador para que permanezca perpendicular a la superficie interior de la copa, y de esa manera se haga lo mejor posible la ranura que es de aproximadamente cuatro centímetros.
4. Una vez hecha la ranura y después de verificar que la copa y su base estén limpias y secas, se procede a dar vueltas a la manija contenida en el dispositivo a razón de dos golpes por segundo -- hasta que la ranura se cierre en una longitud de aproximadamente media pulgada (1.27 cm).

5. Cuando el número de golpes necesarios para que se cierre la ratura lo especificado anteriormente sea el indicado, en ese momento se toma una muestra y se le coloca en dos vidrios de reloj previamente tarados; luego, se pesa en la balanza los vidrios mas la muestra húmeda, cuyo valor se anota en el formato que se anexa para esta prueba en la columna "Tara + muestra húmeda".
6. Se repiten los pasos anteriores para diferentes humedades y números de golpes una vez que se terminó con la prueba, se colocan los "vidrios de reloj + la muestra húmeda" en el horno eléctrico durante 18 horas como mínimo. Después de sacar la muestra del horno, se le coloca en un desecador para que se enfríe, después de ello, se pesa y se anota en el formato en la columna que dice "Tara + muestra seca".
7. Para cada ensayo realizado es importante anotar en el renglón correspondiente, el número de la tara, su peso y el número de golpes con el cual se cubrió con las especificaciones de la prueba.

Secuencia de Cálculo.

1. El peso del agua se obtiene de la diferencia de "Tara + muestra húmeda" menos tara + muestra seca (W_u).
2. Para encontrar el peso seco del suelo, basta con restar el peso de la tara a la columna "Tara + muestra seca" (W_s).
3. El contenido de agua en porciento (w) se obtiene de la relación:

$$w\% = \frac{W_u}{W_s} \times 100$$

4. Con los valores obtenidos en el punto tres para los contenidos -

de agua y los números de golpes respectivos, se grafica en el -- formato la línea recta que regularmente se obtiene, colocando en el eje horizontal el logaritmo del número de golpes, y en el ver tical la humedad en por ciento.

5. Una vez graficados los puntos, se procede a determinar el límite líquido, que se considera como el punto dado por la intersección de dicha recta y el eje vertical en veinticinco golpes.

Determinación del Límite Plástico

1. Esta prueba, se hace simultáneamente a la anterior, y se toma -- aproximadamente un centímetro cúbico del material preparado para el límite líquido y se le empieza a rodar sobre una placa de vidrio despulido de 15 x 15 cm, hasta hacer que pierda el exceso -- de humedad.
2. El rodado de la muestra debe hacerse con la palma de la mano o -- con el dedo pulgar hasta lograr formar un cilindro de 3.2 mm de diámetro y de 13 cm de largo aproximadamente.
3. Se recoge el cilindro de suelo; se vuelve a amasar para que tome una forma elipsoidal y se rueda nuevamente cuantas veces sean ne cesarias para que, al perder agua por evaporación y llegar al -- diámetro de 3.2 mm el cilindro se agriete y se rompa en segmen-- tos de 1 cm de largo aproximadamente. Cuando se tengan suelos li mosos en los cuales la cohesión sea pequeña, aquí se deberá te-- ner mucho cuidado al rodar el cilindro de suelo procurando no -- ejercer demasiada presión sobre él para evitar que se rompa pre-- maturamente.
4. Cuando se ha estimado que la prueba esta concluida, se colocan -- los segmentos del suelo agrietado en dos vidrios de reloj que se engrapan con un broche y se pesan en la balanza. Este valor se --

UNAM

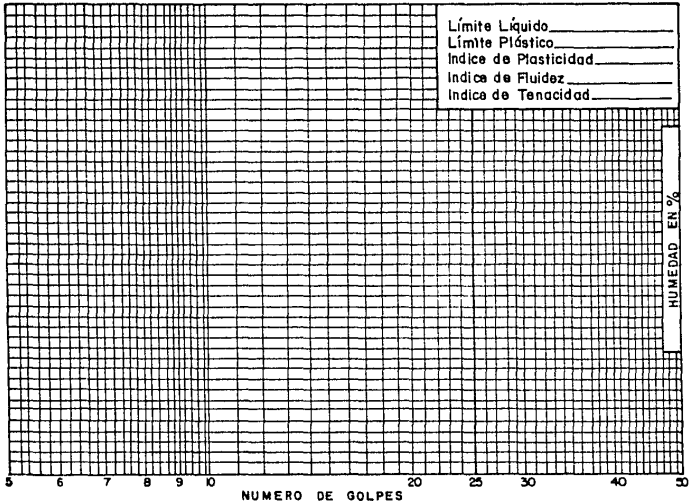
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON
 AREA DE INGENIERIA CIVIL
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

LIMITES DE CONSISTENCIA

Procedencia _____ Identificación de Lab. _____
 Banco _____ Pozo _____ Profundidad _____
 Muestra _____ Est. _____ Fecha _____

LIMITE LIQUIDO							LIMITE PLASTICO							
TARA No.	TARA+MUEST. HUMEDA	TARA+MUEST. SECA	PESO TARA	PESO AGUA	PESO SECO	CANTIDAD DE AGUA EN %	NUMERO DE GOLPES	TARA No.	TARA+MUEST. HUMEDA	TARA+MUEST. SECA	PESO TARA	PESO AGUA	PESO SECO	CANTIDAD DE AGUA EN %

Clasificación del material _____
 _____ %, con respecto al total, del material menor que la malla № 40



Observaciones _____
 Operador _____ Cálculo _____ Fecha _____

registra en la columna "Tara + muestra húmeda" del cuadro correspondiente al límite plástico del formato anexo. Asimismo, se debe anotar el número y el peso de la tara en el lugar que corresponda.

5. Se repiten los pasos anteriores con otra parte de la muestra, para poder comprobar la determinación anterior. Una vez pesada la muestra se mete al horno durante 18 horas; después se coloca en el desecador para que se enfríe antes de pesarla. Se anotan los valores en la columna "Tara + muestra seca".

Con los datos anteriores, se calcularán los contenidos de agua - si la diferencia entre los resultados no es mayor de 2%, entonces se considera que el límite plástico (LP) es igual al promedio de ellos. En caso contrario, se debe repetir el ensayo con otra fracción de la muestra hasta alcanzar resultados confiables.

Determinación de la Contracción Lineal.

Se entiende por contracción lineal de un suelo, a la reducción del volumen del mismo medida en una de sus dimensiones y expresada como porcentaje de la dimensión original, cuando la humedad se reduce desde la correspondiente al límite líquido hasta la del límite de contracción. Así pues, la contracción lineal debido a que el ensayo se realiza con el material en su límite líquido, es una función de la plasticidad del suelo, siendo nula para aquellos con características arenosas y aumentando a medida que el suelo es más plástico.

Para determinar la contracción lineal de un suelo, se deben considerar los siguientes aspectos:

a. Equipo necesario

1. Cápsula de porcelana de 12 cm de diámetro.

2. Espátula de cuchillo de 12 cm
3. Molde de lámina galvanizada del No. 16 con dimensiones interiores de 10 x 2 x 2 cm.
4. Grasa grafitada
5. Calibrador con vernier del tipo máuser
6. Horno eléctrico con temperatura constante entre 100 y 110° C.

b. Cuando se tiene el equipo antes mencionado, se procede a determinar la contracción lineal, para ello se utiliza el material que sobra del ensayo del límite líquido inmediatamente después de terminada esta prueba o en su defecto, se prepara una muestra de acuerdo con lo que se especificó anteriormente para obtener dicho límite. Con la mezcla del suelo y agua en las condiciones indicadas, se procede al llenado del molde el cual previamente deberá de engrasarse para evitar que el suelo se adhiera a las paredes. Así, el llenado del molde se efectúa en tres capas; en cada una de ellas, se golpea el molde contra una superficie dura teniendo cuidado de que el impacto lo reciba en toda su base, estos golpes se continúan en cada caso, hasta estar seguros que se ha expulsado todo el aire que pudiera contener la mezcla. Al final se enrasa el material en el molde utilizando la espátula mencionada.

Cuando el molde esta enrasado, se deja secar la muestra al aire hasta que su color cambie de obscuro a claro, una vez cubierta esa etapa se mete a secar al horno por un período de -

18 horas aproximadamente, Finalmente se mide la longitud de la barra del material seco y la longitud interior del molde, con el calibrador.

- c. La contracción lineal se calcula de acuerdo a la expresión siguiente:

$$C.L. = \frac{L_i - L_f}{L_i} \times 100$$

Donde:

C.L. = Contracción lineal del suelo en porciento

L_i = Longitud inicial de la barra del suelo húmedo

L_f = Longitud final de la barra del suelo seco

- d. A continuación se enumeran los posibles errores en los que con frecuencia se incurren al efectuar el ensayo para determinar la contracción lineal de un suelo, y ellos son:
1. La primera de ellas es que en ocasiones se golpea el molde en forma incorrecta, lo que ocasiona que se tengan diferencias en las compactaciones originadas por concentraciones del material en los extremos de él. Para ello, la operación se deberá hacer en la forma especificada, es decir, al golpear el molde éste se sujetará por los extremos teniendo cuidado de golpear su base de manera uniforme. Asimismo, se debe evitar en lo posible que durante el golpeteo del molde, éste sea tomado por sus costados ya que esto le provoca deformaciones y por ende, el ensayo ya no es representativo puesto que se alteran las medidas iniciales de la barra.
 2. Como segundo error posible, podemos enmarcar el caso en que al compactar la mezcla en el molde no se le da el número de golpes-

necesarios para desaparecer las burbujas de aire atrapado en ella y eso puede ser una fuente de error, ya que la contracción no se daría uniformemente a través de toda la barra.

3. Otro error que puede ser de grandes consecuencias para el ensayo es que, al espécimen (barra) no se le someta al secado inicial con aire, y ello puede traer consigo que la barra se agriete o se deforme, principalmente si se trata de suelos muy plásticos.
4. Finalmente, podemos citar al más común de los errores que se cometen en el ensayo, este es el originado por las medidas en la barra del suelo al final de la prueba; para lo cual se recomienda colocar el calibrador lateralmente en la porción medida de la barra, para evitar con esto el error que es más común en la prueba que nos proporciona la contracción lineal de los suelos.

Determinación del Límite de Contracción Volumétrica.

Para determinar el límite de contracción volumétrica, es necesario preparar el material de la misma manera que se indicó para los límites líquido y plástico y debe darse como consistencia final a la muestra, la requerida para este último límite. En muchos casos, se lleva a cabo el ensayo con la humedad natural del suelo.

El equipo necesario para desarrollar este ensayo es el que a continuación se describe: cápsulas petri, charola de plástico con recipiente para determinar volúmenes, balanza con precisión de 0,01 gr. y capacidad de 800 gr., cápsulas de porcelana, espátula, brocha y mercurio.

Procedimiento de ensayo

1. Como primer paso, se determinan los pesos de dos cápsulas petri vacías, los que se anotan en renglón correspondiente del formato que se - -

anexa para este ensayo.

2. Una vez que se tienen los pesos de las cápsulas, se cubre el interior de éstas con una capa delgada de aceite de silicón para evitar que la pasta del suelo se adhiera a las paredes de dichas cápsulas.

3. Cubiertos los dos requisitos anteriores, se llena la cápsula con la pasta preparada de suelo en las condiciones antes mencionadas. Durante el llenado de la cápsula, se debe ir presionando la pasta con una espátula de cuchillo para ir quitando en lo posible las burbujas de aire que pudiera contener.

4. Cuando se han removido todas las burbujas de aire y la cápsula se ha llenado totalmente, se engrasa utilizando la espátula de cuchillo y se limpia perfectamente. Después se llena en la misma forma una segunda cápsula.

5. Se pesan las cápsulas petri con el material húmedo y se anotan estos datos en el formato antes mencionado y en su correspondiente lugar.

6. Cubiertos los cinco pasos anteriores, se dejan los especímenes en el cuarto húmedo durante un período de 12 horas. Después se ponen a secar al aire libre hasta que se observa un cambio marcado en el color de las muestras, tal como se indicó para la prueba de contracción lineal. Posteriormente, se meten las muestras al horno para que se sequen durante un período de 18 horas.

7. Después que las muestras se sacan del horno, éstas se pesan y sus valores se anotan en el formato antes mencionado.

8. Las cápsulas petri usadas en el ensayo generalmente tienen volumen conocido, pero cuando se quiere verificar u obtener este dato, basta con llenar de mercurio la cápsula hasta que se derrame éste; luego se engrasa

mediante una placa de vidrio que se presiona hacia abajo para forzar al excedente de mercurio a salir de la cápsula. Como sabemos, al dividir el peso del mercurio que le entró a la cápsula, entre su peso volumétrico (13.55 gr/cm^3), nos da el volúmen buscado de esa cápsula, este volúmen, representa el volúmen inicial de la muestra el cual también se anota en el multicitado-formato.

9. Para determinar el volúmen de la pastilla seca, puesto que esta no se contrae de manera uniforme al secarse, se procede de la siguiente forma:

a. Se llena un recipiente con mercurio hasta que se derrama.

b. El recipiente se emasa con un dispositivo especial de lucita, de la misma manera que se indicó en el inciso 8 para retirar el excedente de mercurio:

c. El mercurio se derrama en una charola de lucita inclinada, y se recoge en la parte inferior de esta en una cápsula protegida con una cubierta de lucita que impide pérdidas de mercurio.

d. Por último, se limpia la charola perfectamente con una brocha de cerda fina.

10. En la parte inferior de la charola de lucita se coloca, en lugar de la anterior, una nueva cápsula limpia y tarada.

11. Una vez verificado el punto 9 y 10, se coloca la pastilla de suelo seco sobre la superficie del mercurio y se le sumerge lentamente procurando darle un movimiento de rotación con el dispositivo de lucita. Se mantiene sumergido el conjunto mientras se limpia el recipiente y la base con la brocha de cerda fina. El mercurio que se desaloja durante esta operación representa el volúmen de la muestra seca. Se pesa el mercurio desalojado y su valor se anota en el lugar correspondiente del formato anexo. Se repiten los pasos 9 a 11 con la siguiente muestra para después corroborar los datos obtenidos.

Con todos los datos obtenidos durante el ensayo, el límite de --
contracción volumétrica se calcula con la expresión siguiente:

$$L.C. (\%) = w_i - \frac{(V_i - V_f)}{W_s} \times 100$$

Donde:

L.C. = Límite de contracción, en porciento

w_i = Contenido de agua del suelo antes de contraerse

V_i = Volúmen inicial de la pastilla

V_f = Volumen final de la pastilla (suelo seco)

W_s = Peso de los sólidos



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON
AREA DE INGENIERIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

LIMITE DE CONTRACCION VOLUMETRICA

Procedencia: _____ Identificación: _____
Banco: _____ Pozo: _____ Profundidad: _____
Muestra: _____ Estación: _____ Fecha: _____

Petry no. _____ Peso del petry: _____ gr.
Volumen del petry: _____ cm.³
Volumen inicial de la muestra: _____ cm.³
Peso del petry + W_H: _____ gr.
Peso del petry + W_S: _____ gr.
W_H desalojado por petry vacío: _____ gr.
W_H desalojado por petry + W_S: _____ gr.
Peso volumétrico del Hg; H_g = 13.55 gr/cm.³
Volumen final de la muestra V_f = _____ cm.³

CONTENIDO DE HUMEDAD INICIAL

W_H = _____ gr.
W_S = _____ gr. C_{DI} = _____ %
W_w = _____ gr.
 $L_c = C_{DI} - \left(\frac{V_i - V_f}{W_s} \right) \times 100$
L_c = _____ %

Petry no. _____ Peso del petry: _____ gr.
Volumen del petry: _____ cm.³
Volumen inicial de la muestra: _____ cm.³
Peso del petry + W_H: _____ gr.
Peso del petry + W_S: _____ gr.
W_H desalojado por petry vacío: _____ gr.
W_H desalojado por petry + W_S: _____ gr.
Peso volumétrico del Hg; H_g = 13.55 gr/cm.³
Volumen final de la muestra V_f = _____ cm.³

CONTENIDO DE HUMEDAD INICIAL

W_H = _____ gr.
W_S = _____ gr. C_{DI} = _____ %
W_w = _____ gr.
 $L_c = C_{DI} - \left(\frac{V_i - V_f}{W_s} \right) \times 100$
L_c = _____ %

V_i = Volumen inicial de la probeta

H_g = Símbolo del Mercurio

L_c = Límite de contracción

L_c = (Promedio) = _____ %

$$V_f = \frac{W_{H_g \text{ desalojado por petry}} + W_{H_g \text{ desalojado por petry vacío}}}{\text{Peso volumétrico del Mercurio}}$$

Observaciones: _____

Operador _____ Calculó _____ Fecha _____

III.2.c. Ensayos para Determinar la Densidad de los Sólidos.

Antes de describir el proceso que se sigue en el laboratorio de mecánica de suelos para encontrar la densidad de los suelos, se considera importante definir algunos conceptos que existen al respecto, tales como -- los siguientes:

Sabemos que la densidad absoluta de un cuerpo, se define como la masa de este contenida en la unidad de volumen, pero sin incluir los vacíos que contiene el cuerpo en su conjunto.

Asimismo, se define la densidad aparente de los cuerpos como la masa de ellos contenida en la unidad de volumen; en este caso, incluyendo sus vacíos.

Por otro lado, la densidad relativa de un sólido queda definida como la relación de la densidad de este, a la densidad absoluta del agua -- destilada a la temperatura de 4° C.

Así, en base a las definiciones anteriores podemos establecer que, la densidad relativa de un suelo queda completamente definida como la relación de la densidad absoluta promedio de las partículas que lo constituyen, a la densidad absoluta del agua destilada a 4° C. En donde, por cuestiones prácticas el valor de la densidad del agua en esas condiciones, se toma como 1 g/cm³. En base a lo descrito anteriormente se puede ver que la densidad relativa queda expresada por un número abstracto, mientras que la densidad absoluta se acostumbra expresarla en gramos masa por centímetro cúbico.

La densidad de sólidos se obtiene en la práctica como la relación entre el peso de los sólidos y el volumen de agua que desalojan a la temperatura ambiente, cuyo valor obtenido se corrige por ese aspecto (temperatura). Así también, sabemos que la densidad de los sólidos se obtiene con el material que pasa la malla No. 4, y ello lleva implícito que el suelo -- con el cual se realiza el ensayo contenga partículas gruesas, las cuales --

a su vez, generalmente contienen aire entrampado en los poros impermeables, que solo podria eliminarse rompiendo las particulas en granos más pequeños. Con lo anterior, se puede observar que la densidad obtenida en este caso es realmente una densidad de sólidos aparente ya que por las definiciones anteriores es fácil de notar que efectivamente se trata de ese ensayo, y para poder efectuarlo necesariamente se tienen que incluir los vacíos antes mencionados, al menos que no se quiera tener el parámetro del suelo con las mismas condiciones que tenia en el sitio donde se muestreo.

Con lo expresado en lineas anteriores, se puede apreciar que en la mecánica de suelos generalmente se usa la densidad aparente de las partículas integrales y, por tanto, al obtener dicha densidad no se deben de romper o moler esas partículas para evitar que se alteren sus condiciones iniciales. Así pues, en este trabajo como en muchos textos llamaremos a la densidad aparente de los suelos, simplemente, densidad de sólidos, la cual se denominará con el símbolo S_s .

Debido a las condiciones con la cual se realiza el ensayo que nos determinará la densidad de los sólidos, en donde sabemos que el peso del agua que contiene un matraz varía con la temperatura al variar la densidad del agua, y el volumen del matraz por la dilatación que sufre el vidrio. Por ello, es importante trazar para cada uno de los matraces una gráfica de calibración en la que contenga por ordenadas, los pesos del matraz con agua hasta la marca de aforo, y como abscisas, las temperaturas correspondientes de calibración. Así, antes de describir el proceso de la prueba, daremos a conocer la manera en que se calibran los matraces, y la secuencia es la siguiente:

1. Con amoníaco, o alguna otra solución que sirva para disolver las grasas, se limpia el matraz. Para llevarlo a cabo, es necesario dejarlo lleno con la solución durante varias horas. Hecho lo anterior, se enjuaga varias veces el matraz con agua destilada y se deja escurrir, colocándolo con la boca hacia abajo. Después se lava con alcohol, se vuelve a escurrir, para posteriormente -

lavarlo con éter. Como último, se eliminan los vapores que pueden estar contenidos en el matraz, y esto, se logra colocándolo con la boca hacia abajo por lo menos durante 15 minutos.

En el paso anterior, se usa éter para lavar el matraz, y debido a la alta reacción de esta solución con el fuego (altamente inflamable), -- se debe operar con cuidado cuando se use, evitando la cercanía de cualquier flama.

2. Como segundo paso, cuando el matraz esta en condiciones de servicio, se llena con agua destilada o desmineralizada a la temperatura ambiente hasta una altura de medio centímetro aproximado -- por debajo de la marca de aforo. Después, se dejan transcurrir - 30 minutos por lo menos, para permitirle alcanzar la misma temperatura que el agua que contiene.
3. Cuando se considera que el agua contenida en el matraz tiene la misma temperatura que el, se llena con cuidado usando una pipeta hasta que la parte superior del menisco coincida con la marca de aforo.
4. Se seca cuidadosamente el interior del cuello del matraz con una toalla de papel doblada. Asimismo, deberá secarse también la parte exterior de el.
5. Cubierto los pasos de 2 a 4, se pesa el matraz con agua (Wmw), - en una balanza cuya precisión sea de 0.01 gr. En seguida, se agita ligeramente el matraz con el agua y se toma la temperatura de esta con un termómetro de precisión de 0.1° C, introduciendolo - hasta el centro del matraz. Se debe verificar la uniformidad de la temperatura en otros puntos de la suspensión. Si al hacer la verificación de la temperatura las diferencias exceden de 0.5° C se vuelve a agitar la suspensión y se toman las nuevas lecturas con el termómetro, tal como se indicó en líneas arriba.

6. Se hace una determinación adicional, aproximadamente a la misma temperatura, para verificar los resultados. Es decir, se repiten los pasos de 3 a 5 tal como se especificó.
7. Se repiten los pasos 2 a 6, ahora utilizando agua a una temperatura aproximadamente de 5° C superior a la ambiente del laboratorio.
8. Se repiten los pasos 2 a 6, utilizando agua a una temperatura aproximadamente 5° C inferior a la ambiente.
9. Las temperaturas y los pesos del matraz y del agua, se anotan en el formato que se anexa para la calibración del matraz. Por último, se construye una gráfica en papel milimétrico con los datos de temperatura en las abscisas y los pesos del matraz más agua - en las ordenadas.

Cuando ya se tienen los matraces calibrados, se procede a desarrollar la prueba de la densidad de los sólidos y para efectuarla se requiere del equipo que a continuación se enuncia:

Matraces con marca de aforo, de 500 cm^3 de capacidad
Balanza con capacidad de 800 gr. y precisión nominal de 0.01 g.
Termómetro con precisión de 0.1° C, graduado de 0 a 50° C
Solución para disolver grasas
Alcohol de 96°
Eter sulfurico
Agua destilada o desmineralizada
Vaso de precipitado de 400 cm^3
Estufa para hervir agua
Horno de temperatura constante de 100 a 110° C
Desecador con gel de sílice
Piseta
Pipeta de 5 cm^3



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON
AREA DE INGENIERIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CALIBRACION DEL MATRAZ

Procedencia:----- Identificación de Lab.-----
Banco:----- Pozo:----- Profundidad:-----
Muestra:----- Fecha:-----

PRUEBA	MATRAZ No.		MATRAZ No.	
	TEMPERATURA	PESO	TEMPERATURA	PESO
PESO MATRAZ SECO				

PRUEBA	MATRAZ No.		MATRAZ No.	
	TEMPERATURA	PESO	TEMPERATURA	PESO
PESO MATRAZ SECO				

Observaciones:-----
Operador:----- Cálculo:----- Fecha:-----

Embudo de vidrio de conducto largo
Toallas de papel
Cápsulas de porcelana o de vidrio refractario
Sistema de vacío

Determinación de la Densidad en Suelos No Cohesivos

Los suelos no cohesivos como sabemos, se pueden secar al horno - previamente a la prueba, y no presentan problemas para humedecerse después de secados. Asimismo, son fáciles para disgregarlos en ese estado. El procedimiento de prueba seguido en el laboratorio es el siguiente:

1. Del material que se ha pasado a través de la malla No. 4, se colocan 60 gramos en una cápsula de porcelana los que se dejan en el horno durante 18 horas. Transcurrido ese tiempo, se pone a enfriar la cápsula con el suelo seco en un desecador.

2. Se habilita un matraz limpio de 500 cm³ de capacidad, con aproximadamente 100 cm³ de agua destilada, se pesa en la balanza de aproximación de 0.01 gramo. El peso obtenido, W_m , se anota en el renglón correspondiente del formato que se anexa para este ensayo.

3. Cubierto el paso anterior, se vacía el material seco en el matraz con ayuda de un embudo de vidrio y se vuelve a pesar el matraz (W_{ms}). - El peso obtenido, también se anota en el lugar indicado del formato mencionado. Después de haberse pesado el matraz conteniendo el suelo más el agua mencionada, se procede a desprender el material que quedó adherido al interior del cuello, utilizando una piseta con agua destilada.

4. Cubierto lo anterior, se le aplica vacío al matraz para extraer el aire no disuelto. El vacío deberá aplicarse en forma parcial para evitar un burbujeo excesivo en la solución y se irá aumentando gradualmente hasta llegar al máximo, manteniéndolo durante 15 minutos como mínimo, para que se

logre un desaerado completo. El matraz debe agitarse suavemente para facilitar la expulsión del aire. Por otro lado, cuando no se cuente con sistema de vacío, se colocará el matraz en un baño maría de glicerina, dejándolo hervir durante un tiempo de 10 minutos, los que se han considerado como suficientes para expulsar el aire contenido en el material. El gran inconveniente que presenta este último procedimiento es que hay que esperarse a que el matraz alcance nuevamente la temperatura ambiente para proseguir con la prueba.

5. Cuando se ha completado el desaerado, se agrega con mucho cuidado agua destilada hasta 2 cm debajo de la marca de aforo. El agua debe escurrir lentamente por el cuello del matraz para evitar la formación de burbujas. Terminando de agregar el agua, se aplica nuevamente el vacío. Para verificar si el desaerado fue completo y cerciorarse de que no existe aire, se quita lentamente y con mucho cuidado el tapón a través del cual se aplica el vacío, y se observa el movimiento de la superficie del agua en el cuello del matraz. Si esa superficie baja menos de 1 mm, en ese momento el desaerado se considera suficiente.

6. Verificado lo anterior, se agita el matraz y se mide la temperatura en el centro del líquido con el termómetro especificado. Al igual que para la calibración del matraz, se verifica la uniformidad de la temperatura en otros puntos de la suspensión. Si las diferencias exceden de 0.5°C se vuelve a agitar el matraz, finalmente se anota la hora de la medición.

7. Terminado el paso anterior, se saca con mucho cuidado el exterior del matraz.

8. Una vez secado el matraz, se agrega el agua destilada suficiente hasta hacer que el menisco coincida con la superficie de aforo, que es en la marca de referencia con la cual se hizo la calibración. Se anota la hora en que el nivel fue ajustado.

9. Cuando se ha terminado de aforar, se saca cuidadosamente el inte

rior del cuello del matraz, arriba del menisco, con una toalla de papel.

10. Se pesan el matraz, el suelo y el agua, con la balanza específica da. Se anota el peso que resulta, W_{ms} , en el renglón correspondiente al formato anexo.

11. Cuando se han llevado a cabo los pasos anteriores, se repite el paso 6. Si la temperatura obtenida difiere de la medida con anterioridad en ese paso, la que corresponde al momento en que se ajustó el nivel del menisco, se obtendrá por interpolación. El resultado obtenido se anota en el formato de cálculo.

12. Como penúltimo paso se obtiene el peso de los sólidos, W_s , como la diferencia entre el valor obtenido en el paso No. 3 (W_{ms}) y el anotado en el paso No. 2 (W_m). Se aprecia fácilmente, que a través de este método se evitan errores al encontrar el valor del peso seco (W_s), ya que no se tienen pérdidas de material, pero el inconveniente que presenta es el debido a las pesadas del matraz ya que en cada caso requerirá de una gran precisión. Otra forma aunque más tardada de encontrar el peso de los sólidos después de la prueba, es vaciando el contenido del matraz en una cápsula, y secándolo en el horno. Aunque para ello se deberá tener mucho cuidado.

13. Por último, de la curva de calibración del matraz, se obtiene el peso del mismo, con agua destilada hasta la marca de aforo, a la temperatura, t , del ensaye, W_{mw} .

La densidad de los sólidos se obtiene con la expresión siguiente:

$$S_s = \frac{W_s K}{W_{mw} + W_s - W_{ms}}$$

Donde:

S_s = Densidad de los sólidos

W_s = Peso del suelo seco

K = Coeficiente de corrección que permite encontrar la densidad referida al agua a 4° C, y es igual a la densidad del agua a la temperatura del ensayo.

W_{mw} = Peso del matraz más agua a t° (de la curva de calibración)

W_{mws} = Peso del matraz + agua + muestra de suelo a t° C

Nota: El denominador $(W_{ms} + W_s - W_{mws})$ representan en sl, el peso del volumen del agua que desalojan los sólidos a la temperatura que se lleva a cabo el ensayo.

Determinación de la Densidad en Suelos Cohesivos.

Para llevar a cabo este ensayo se toman en cuenta los siguientes aspectos:

1. Como primer paso, se pesa una porción del suelo de aproximadamente 25 a 50 gramos. De preferencia esa muestra debe tener su contenido natural de agua. En caso de que dicha muestra haya sido secada al aire (como generalmente se hace), el material deberá triturarse (sin romper su estructura) en un mortero hasta que adquiera una finura tal que pueda pasar en su totalidad a través de la malla No. 40. Ese suelo no debe secarse en el horno, debido al problema que presenta en ese estado para mezclarse con el agua.

2. Cuando se ha obtenido la muestra, se le coloca en una cápsula y se mezcla con agua destilada hasta que forme una pasta uniforme.

3. Cubierto el paso anterior, se pasa la pasta del suelo a un mezclador mecánico y se agrega agua destilada hasta formar una suspensión de aproximadamente 200 cm³. Después se mezcla durante 15 minutos como mínimo. Como siguiente paso, se pasa la suspensión al matraz usando agua destilada para desprender todo el material fino que pudiera estar pegado al vaso del

mezclador. Como se aprecia, este procedimiento es para suelos que tienen su contenido natural de agua, pero cuando se haga con suelos previamente secados al aire, será conveniente dejar el suelo (suspensión) reposar durante 24 horas antes de ponerla en el matraz.

4. Cuando se han cubierto los 3 pasos anteriores, se deberán seguir los pasos del 4 al 11 descritos para la obtención de la densidad de los sólidos, en suelos no cohesivos.

Este procedimiento, cuando el material es muy plástico, el vacío debe aplicarse por un tiempo razonable, en muchos casos se hace durante varias horas hasta considerar que el aire se ha disuelto totalmente.



DENSIDAD DE SOLIDOS

Procedencia _____ Identificación de Lab. _____
Banco _____ Pozo _____ Profundidad _____
Muestra _____ Est. _____ Fecha _____

Material < que la malla N° 4					
Prueba N°					
Matraz N°					
W _{mws} gr.					
Temperatura					
W _{mw}					
W _{ms}					
W _m					
W _s = W _{ms} - W _m					
W _s + W _{mw} - W _{mws}					
S _s					

W_m = Peso del matraz antes de agregar los sólidos

W_{ms} = Peso del matraz después de agregar los sólidos

W_{mws} = Peso del matraz + agua + muestra a t°

W_{mw} = Peso del matraz + agua a t° (de la curva de calibración)

W_s = Peso del suelo seco

S_s = Densidad de sólidos =
$$\frac{W_s}{W_s + W_{mw} - W_{mws}}$$

Observaciones _____

Operador _____ Cálculo _____ Fecha _____

III.2.d. Ensayo para Determinar la Densidad de las Gravas

Este ensayo se efectúa con el material que se retiene en la malla No. 4 y para obtener su densidad, es necesario referir el procedimiento a la absorción que presentan estos materiales en presencia de agua. Es decir, se debe determinar previamente la cantidad de agua que absorbe el material pétreo al someterlo a saturación durante 24 horas con agua a la temperatura ambiente.

El equipo necesario para realizar el ensayo que determine la densidad de los sólidos en partículas de grava será el siguiente:

Balanza de un décimo de gramo (0.1) de aproximación
Recipientes para efectuar la saturación del material
Lienzo absorbente, cápsulas de porcelana y horno eléctrico.
Picnómetro del tipo sifón.
Probeta graduada de 500 cm³ de capacidad

Preparación de la Muestra.

1. Se toma una muestra representativa del material por ensayar, que generalmente son 1000 gramos. Este material debe ser aquel que se retuvo en la malla No. 4 hasta la de 3".
2. Cuando el material pétreo sea homogéneo la cantidad arriba indicada podrá reducirse hasta 500 gramos.

Procedimiento de Prueba.

1. Se sumerge el material en un recipiente con agua a la temperatura ambiente durante un periodo de 24 horas.

2. Cuando se considera que el material pétreo ha absorbido el agua necesaria, se extrae del recipiente y se procede a su secado superficial, utilizando un lienzo absorbente ligeramente humedecido. El secado se hará lo más rápido posible para evitar pérdidas de humedad por evaporación.

3. Terminado el secado superficial del material pétreo, se pesa y se anota su valor (W_{GH}) en el renglón correspondiente al formato anexo.

4. Cubierto el paso 3, se sumerge el material con todo cuidado en el picnómetro lleno de agua hasta el nivel de derrame, el cual deberá permanecer fijo durante la prueba. Al sumergir el material en el picnómetro, el agua que se derrama se recogerá en una probeta graduada para obtener de esa manera el volumen del agua desalojada, el que se anotará en el mismo formato (V_p).

5. Obtenido el dato anterior, se saca el material del picnómetro y se le coloca en una cápsula para posteriormente meterlo al horno al proceso de secado por un período de 18 horas como mínimo. Después que se enfría a la temperatura ambiente se pesa y se anota su valor (W_{GS}) en el formato antes mencionado.

Peso de Cálculo.

1. Se calcula el peso del agua absorbida (W_{WA}) con la relación siguiente:

$$W_{WA} = W_{GH} - W_{GS}$$

Donde:

W_{GH} = Peso de grava húmeda

W_{GS} = Peso de grava seca

2. Se calcula el porcentaje de absorción del material pétreo de la siguiente forma:

$$\% \text{ Abs} = \frac{W_{WA}}{W_{GS}} \times 100$$

3. Se calcula el volumen real de sólidos (V_{RS}), como sigue:

$$V_{RS} = V_D - W_{WA}$$

Donde:

V_D = Volumen de agua desalojada por el material pétreo

W_{WA} = Peso de agua absorbida

4. La densidad de la masa (S_M) se calculará con la relación siguiente:

$$S_M = \frac{W_{GS}}{V_D}$$

5. Como último paso se calcula la densidad de los sólidos (S_s) con la relación:

$$S_s = \frac{W_{GS}}{V_{RS}}$$

Los pasos anteriores descritos, constituyen en sí el procedimiento para determinar en el laboratorio de mecánica de suelos la densidad de los sólidos en partículas de grava.

DENSIDAD DE GRAVAS

Procedencia: _____ Identificación: _____

Banca: _____ Pozo: _____ Profundidad: _____

Muestra: _____ Estación: _____ Fecha: _____

MATERIAL MAYOR QUE LA MALLA NO. 4		
W_{GH}	Peso de grava húmeda	grs.
W_{GS}	Peso de grava seca	grs.
V_D	Volumen desalojado	ml.
$W_{WA} = W_{GH} - W_{GS}$	Peso de agua absorbida	grs.
$\% \text{ Abs} = \frac{W_{WA}}{W_{GS}} \times 100$	Porcentaje de absorción	%
$V_{RS} = V_D - W_{WA}$	Volumen real de sólidos	grs.
$S_M = \frac{W_{GH}}{V_D}$	Densidad de masa	
$S_S = \frac{W_{GS}}{V_{RS}}$	Densidad de sólidos	

- W_{GH} = Peso de la grava húmeda
- W_{GS} = Peso de la grava seca
- W_{WA} = Peso del agua absorbida
- V_D = Volumen de agua desalojado
- $\% \text{ Abs}$ = Porcentaje de absorción
- V_{RS} = Volumen real de sólidos
- S_M = Densidad de masa
- S_S = Densidad de sólidos

Observaciones: _____

Operador: _____ Cálculo: _____ Fecha: _____

UNAM

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON
 AREA DE INGENIERIA CIVIL
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

DENSIDAD RELATIVA

Procedencia _____ Identificación de Lab. _____
 Banco _____ Pozo _____ Profundidad _____
 Muestra _____ Est. _____ Fecha _____

MATERIAL SUELTO

Peso del cajón _____ kg.
 Altura del cajón _____ cm.
 Area del cajón _____ cm.²
 Volúmen del cajón _____ cm.³
 Espesor de la placa _____ cm.

Peso material + cajón (kg)	Peso material (kg)	γ (kg/m ³)

$$\gamma_{Dr} = \frac{\gamma_{max} \gamma_{min}}{(1 - Dr) \gamma_{max} + Dr \gamma_{min}}$$

MATERIAL COMPACTADO

Peso mat. + cajón (kg)	Peso mat. (kg)	Lecturas de calibrador sobre la placa (cm)	Promedio de Lecturas cm.	Altura final cm.	Volumen Corregido cm. ³	γ kg/m ³

γ_{min} _____ kg/m³ γ_{Dr} ()% _____ kg/m³ γ_{max} _____ kg/m³

Observaciones _____
 Operador _____ Cálculo _____ Fecha _____

III.2.e. Ensayo para Determinar el Peso Volumétrico de los Suelos- Prueba Próctor.

Antes de enunciar el procedimiento seguido en el laboratorio de Mecánica de Suelos para obtener el peso volumétrico óptimo de un suelo a través de la prueba próctor, se ha considerado necesario en primer término, definir brevemente algunos conceptos referentes al tema:

1.- En primera instancia definiremos al peso volumétrico húmedo de un suelo, como el peso del agua y de las partículas sólidas de este contenido en la unidad de volumen, considerando los vacíos que existen entre ellas.

$$\gamma_w = \frac{Wh}{V}$$

Donde:

γ_w = Peso volumétrico húmedo, expresado en kg/cm³

Wh = Peso del material húmedo, en kg.

V = Volumen del suelo, en m³

2. De igual manera, se define el peso volumétrico seco - γ_s - de un suelo, como el peso de las partículas sólidas del mismo contenidas en la unidad de volumen, considerando también en este caso, los vacíos existentes.

3. Por otro lado, se define al peso volumétrico suelto de un suelo, como el peso por unidad de volumen del suelo secado, considerando los vacíos comprendidos entre sus partículas cuando no han estado sujetas a un proceso especial de acomodo.

4. Para terminar con las definiciones, diremos que el peso volumétrico seco en el lugar, se definirá como el peso del material seco contenido

do en la unidad de volumen, considerando los vacíos que quedan entre sus partículas, cuando éstas han adquirido un cierto acomodo ya sea por un proceso natural o por un proceso mecánico de compactación.

De acuerdo a las definiciones anteriores, se puede apreciar de inmediato que el peso volumétrico de un suelo está en función de su granulometría y de la densidad de las partículas sólidas, siendo mayor en los suelos granulares bien graduados de densidad alta. La determinación del peso volumétrico suelto de un suelo, sirve para conocer en forma aproximada, la facilidad o dificultad que presenta un suelo para compactarse; ya que, un suelo cuyo peso volumétrico suelto se acerca al peso volumétrico máximo - próctor, por lo general, presenta una graduación de tamaños y una forma tal de sus partículas que facilita el acomodo de éstas, de manera que requiere poco esfuerzo de compactación para alcanzar su máximo peso volumétrico. Así también, una de sus principales aplicaciones, se encuentra en la conversión de pesos de los materiales a volúmenes, puesto que, al hacer el proporcionamiento de una mezcla de materiales, ésta se proyecta por pesos y se hace necesario posteriormente expresar la relación en volúmenes, debido a que esa es la forma práctica con que se trabaja en la obra.

Por otro lado, la determinación del peso volumétrico seco en el lugar, encuentra su aplicación más importante como prueba de control en la compactación efectuada durante la construcción de una terracería. Así también, en terracerías ya construídas se emplea para conocer el grado de compactación alcanzado por los suelos que forman dicha estructura. De igual manera, sirve para realizar el estudio conveniente acerca de su valor relativo de soporte.

Una vez hecho el análisis anterior de las definiciones previas, y debido a las limitantes en cuanto a poder tratar en este trabajo todo lo relacionado a los ensayos que determinan el peso volumétrico de un suelo, a continuación describiremos el proceso seguido en el laboratorio para realizar la prueba objetivo de este inciso.

Prueba Próctor Estándar,

Esta prueba se refiere a la determinación del peso por unidad de volumen, así como de la resistencia a la penetración de un suelo que ha sido compactado por un procedimiento definido, para distintos contenidos de humedad. La prueba próctor reproduce en el laboratorio, el tipo de compactación que se obtiene en el campo con los rodillos patas de cabra y los objetivos más importantes de la prueba son los siguientes:

- a) Determinar el peso volumétrico máximo que puede alcanzar el material de que se trate, así como la humedad óptima a que deberá hacerse la compactación en el campo.
- b) Determinar el grado de compactación alcanzado por el material durante la construcción ó en terracerías ya construídas, relacionando el peso volumétrico obtenido en el lugar, con el peso volumétrico máximo próctor.

La prueba próctor, está limitada a los suelos que pasan totalmente por la malla No. 4 ó cuando más, tengan un retenido del 10% en esta malla, pero como requisito indispensable en este caso será, que pasen totalmente por la malla de 3/8". Para realizar la prueba próctor, es necesario contar con el equipo siguiente:

Un molde metálico para compactación de 10.16 cm de diámetro interior (4") y 11.68 cm de altura (4.6") y por una extensión removible de 6.35 cm de altura (2 1/2"), martillo de compactación manual (píson metálico) de 2.5 kg de peso (5.5 lbs) con superficie circular de apisonado de 5.08 cm -- (2") de diámetro, una regla metálica para enrasar, guala metálica de forma tubular, balanza de 20 kg de capacidad y un gramo de aproximación, malla -- No. 4, mortero y mano de mortero cubierta de hule, cucharón, horno de secado, desecador, recipientes para determinar el contenido de humedad, charolas de lámina, espátulas, probeta graduada de 500 cm³, balanza con capacidad de

un centésimo de gramo [0,01] de sensibilidad para determinar las humedades.

Procedimiento de ensaye.

1. Para realizar la prueba, se obtendrá la muestra por cuarteo de 3 kg de material aproximadamente, el cual se secará al sol o aire y posteriormente se tamizará a través de la malla No. 4.

2. Se disgregará el suelo con una mano de mortero cubierta de hule, cuidando de no romper los granos individuales del material. Después se tamiza el material disgregado por la malla No. 10 continuándose este proceso -- hasta que las partículas que sean retenidas por la malla no puedan ser disgregadas.

3. Como siguiente paso, se mezcla el material con una cantidad de agua suficiente de tal forma de obtener el contenido de agua deseado para iniciar la prueba. Así también, se pesa el molde próctor con su placa de base y después se le coloca el collarín de extensión sobre éste.

4. Del material mezclado se coloca en el molde la tercera parte y se empareja la superficie con los dedos, después se empieza la compactación con un pisón metálico de 2.5 kg de peso, el que se deja caer desde una altura de 30 cm y en una proporción de 30 golpes repartidos uniformemente en el área del cilindro; esto, para cada capa.

5. Cuando se ha compactado la última capa, se remueve la extensión y se elimina el excedente del material contenido en el molde; después se pesa el molde (incluyendo la placa base) y el suelo. El valor obtenido se anota en el formato que se anexa para este ensaye en el lugar indicado.

6. Posteriormente se desarma el molde, se extrae la muestra compactada y se pone a secar una pequeña porción del corazón del espécimen para determinar la humedad de compactación.

7. Por último, se desmenuza la muestra removida del molde con el resto del material y se le agrega agua en una proporción de 60 centímetros cúbicos aproximadamente, se repiten los pasos del 3 al 6 para las demás determinaciones.

Secuencia de cálculo,

1. Se calcula el peso volumétrico húmedo - γ_w - del suelo compactado, con la expresión siguiente:

$$\gamma_w = \frac{W + T}{V}$$

Donde:

T = Peso del cilindro o molde, en kg.

W = Peso del material compactado más peso del molde, en kg

V = Volumen del molde, en m^3

Cuando se han calculado los pesos volumétricos húmedos para cada una de las determinaciones, se procede con el cálculo del peso volumétrico seco del material aplicando la expresión:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_w}{100 + w} \times 100$$

Siendo:

γ_s = Peso volumétrico seco, en g/cm^3 ó kg/m^3

w = humedad del espécimen compactado.

Otra forma de calcular los pesos volumétricos secos de suelo es la siguiente:

1. De acuerdo al proceso de prueba, para cada determinación se toma una porción de suelo compactado, el cual después de pesarse se anota en la primera columna del formato anexo.

2. Se calcula la segunda columna que corresponde al peso de la tierra húmeda compactada - W_h -.

3. Cubierto el paso No. 1, la porción del suelo pesado se somete a un proceso de secado durante 18 hrs. como mínimo, a una temperatura constante de 110° C.

4. Después de cubierto el paso anterior, se calcula el contenido de agua con la relación siguiente:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Donde:

W_w = Peso del agua que se obtiene de la diferencia del valor anotado en la quinta columna del formato, menos el peso de la tara anotado en la cuarta columna.

W_s = Peso seco del material obtenido de la diferencia dada por el valor anotado en la sexta columna, menos el peso de la tara.

5. Cuando se ha cubierto el paso No. 2 y No. 4, se calcula el peso seco de la tierra compactada - W_{s_2} - dado por la relación:

$$W_{s_2} = \frac{W_h}{1 + w/100}$$

6. Como siguiente paso, se calcula el peso volumétrico seco del suelo compactado para cada una de las siguientes determinaciones hechas, con la expresión:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V}$$

7. Cuando ya se tienen los valores de los contenidos de agua, así como los correspondientes a los pesos volumétricos secos del suelo para cada determinación, se grafican estos valores colocando en el eje de las abscisas - eje horizontal - las humedades y en el eje de las ordenadas - eje vertical - los que corresponden a los pesos volumétricos secos. Después, se traza la gráfica de peso volumétrico seco contra contenido de agua de compactación y, al mismo tiempo se procura trazar la curva de saturación completa - saturación teórica -, utilizando la ecuación siguiente:

$$\gamma_c = \frac{S_s}{1 + w S_s}$$

Donde:

S_s = densidad de sólidos del material.

w = contenido de agua.

8. Se determina el peso volumétrico óptimo - γ_{opt} - correspondiente al ensayo, obteniendo su valor de la gráfica hecha previamente en el formato, haciendo coincidir en el eje de las abscisas el punto tomado como óptimo, y cuya lectura corresponderá al peso volumétrico óptimo próctor. De igual manera, para encontrar el valor de la humedad óptima de compactación, del punto tomado como óptimo, se baja una línea punteada perpendicular al eje de las abscisas y en la intersección de éstas se encuentra su valor.

9. Para calcular la relación de vacíos - e - en la prueba próctor, nos auxiliaremos de la expresión siguiente:

$$e = \frac{S_s \times 1000}{\gamma_{opt}} - 1$$

10, Como último paso se calcula el grado de saturación - G_w - ,

$$G_w = \frac{w S_s}{e}$$

Debido a los adelantos técnicos que se han presentado en los - - equipos de compactación, la prueba próctor estándar se ha tenido que modificar pues en muchas ocasiones no se lograba representar con ella las mayores compactaciones que se alcanzan en el campo con los equipos más modernos. El procedimiento de prueba - prueba próctor modificada - es el mismo que el indicado para la prueba próctor estándar, puesto que el número de golpes también es el mismo, aunque su diferencia estriba en que la energía de compactación en este caso es mayor, además que el material se coloca en cinco capas y se utiliza un martillo de compactación de 4.54 kg - 10 libras - que se deja caer desde una altura de 46 cm. La secuencia de cálculo es realmente la misma, y en esta prueba se debe dibujar también la "curva de saturación teórica", llamada igualmente "curva de cero vacíos".

La curva de saturación teórica representa la humedad que sería necesaria para que todos los vacíos que dejan entre sí las partículas sólidas estuvieran llenos de agua. Esto, para cualquier peso volumétrico.

El peso volumétrico seco correspondiente a la curva de saturación teórica - γ_c - , para una humedad dada, se calcula con la expresión antes descrita:

$$\gamma_c = \frac{S_s}{1+wS_s}$$

Para un peso volumétrico seco cualquiera - γ_c - y una humedad dada - w - de un suelo compactado, se puede determinar el porcentaje de huecos llenos de aire en función de la curva de saturación teórica por medio de:

$$V_a = 100 \left(1 - \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \right)$$

Donde:

- V_a = Volúmen de los huecos llenos de aire, expresado en por ciento,
- γ_s = Peso volumétrico seco del suelo compactado correspondiente a la humedad w .
- γ_c = Peso volumétrico seco sobre la curva de saturación teórica correspondiente a w .

Aplicaciones de la curva de saturación teórica.

1. La curva de saturación teórica y la curva dada por la próctor --nunca deben contarse, dado que es imposible en la práctica llenar totalmente con agua los vacíos que dejan las partículas del suelo compactado.

2. Para comprobar si un suelo en las condiciones en que se encuentra en el lugar es susceptible de adquirir mayor humedad o mayor peso volumétrico, una vez que se determinó el peso volumétrico seco y la humedad en el lugar, se calcula el porcentaje de huecos llenos de aire con la expresión ya mencionada; si el valor obtenido es mayor de 6,5 %, el suelo se encuentra en condiciones de adquirir un peso volumétrico mayor con la humedad que contiene.

Así también, para los suelos cuyo peso volumétrico máximo próctor es mayor de 1300 kg/cm³, el porcentaje de huecos llenos de aire cuando alcanzan el 100% de compactación con la humedad óptima es en promedio, -- 6.5 %; tomando como base la curva de saturación teórica para una densidad aparente de 2,65.

Con las descripciones arriba citadas, damos por terminado el inciso correspondiente al ensayo para determinar el peso volumétrico óptimo de un suelo.

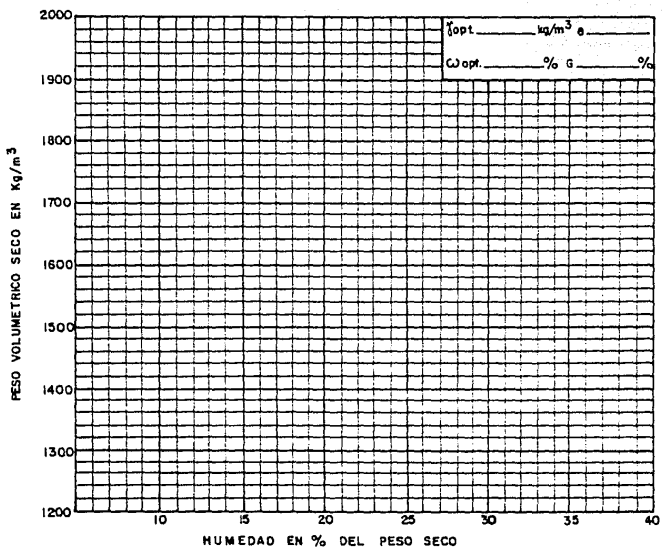
UNAM

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON
 AREA DE INGENIERIA CIVIL
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

COMPACTACION PROCTOR

Procedencia _____ Identificación de Lab. _____
 Banco _____ Pozo _____ Profundidad _____
 Muestra _____ Est. _____ Fecha _____
 Equipo usado, Cilindro No. _____ Volumen V= _____ lts. Peso T= _____ kgs.

PESO CLIND. + TIERRA W _T + W _H	T. HUMEDA COMPACTADA W _H + W - T	MUESTRA PARA OBTENCION DEL CONTENIDO DE AGUA						C ₁ = 100 × $\frac{W_w}{W_s}$ CONTENIDO DE AGUA EN %	W _{s2} = $\frac{W_H}{1 + W$ TIERRA SECA COMPACTADA	W _s PESO VOLU- M. SECO Kg/m ³
		TARA	PESO TARA	TARA + MUES. HUMEDA	TARA + MUES. SECA	W _w PESO AGUA	W _s PESO SECO			



Observaciones _____
 Operador _____ Calculo _____ Fecha _____

III.3, Pruebas Mecánicas,

A las pruebas del suelo que mencionaremos dentro de este inciso se les denomina con el nombre de pruebas mecánicas, porque con ellas se trata de reproducir en el laboratorio de mecánica de suelos las condiciones reales de esfuerzo a los que generalmente están sometidos en el sitio de donde fueron obtenidos.

Así pues, el análisis a través de las pruebas mecánicas dan al proyectista una concepción bastante clara en cuanto a la resistencia del suelo, es por ello, que a los parámetros que se obtienen a través de esas pruebas los utiliza casi en su totalidad al analizar los criterios empleados para el diseño estructural de una presa de tierra.

Dentro de las pruebas mecánicas incluiremos al ensayo de una probeta de suelo a la compresión simple, el ensayo de una prueba triaxial no consolidada no drenada - triaxial rápida y triaxial rápida saturada -, prueba triaxial consolidada no drenada - triaxial rápida saturada consolidada -, prueba de permeabilidad con carga variable, prueba de permeabilidad con carga constante y por último se describirá la prueba de consolidación unidimensional.

Como se puede observar, el objetivo de este inciso es proporcionar de una manera detallada y práctica, el proceso que se sigue en el laboratorio de mecánica de suelos para efectuar cada una de las pruebas arriba citadas, así como el cálculo de las mismas que nos conduzcan a obtener los parámetros de los suelos que se emplean para llevar a cabo el diseño.

III, 3, a. Ensayo para Determinar los Parámetros de Resistencia al Esfuerzo Cortante,

Se sabe que los ensayos del suelo que más se utilizan para determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante - cohesión y - ángulo de fricción interna de los materiales -, son generalmente las pruebas triaxiales; que como antes se expuso, existen diversos tipos de ellas, puesto que cada ensayo depende de las condiciones con las cuales se quiera ensayar al suelo,

Otra forma rápida de encontrar la cohesión de los suelos, es el ensayo de una probeta a la compresión simple. Donde, para elaborar las probetas - usualmente son dos - se procede de igual manera que para el caso - de cualquier prueba triaxial; ya sea para suelos integrales o inalterados. Así que, en primer lugar describiremos el proceso y cálculo de una prueba de compresión simple en los suelos.

Prueba de Compresión Simple.

Objetivo de la prueba.

La prueba de compresión simple, consiste en aplicarle a un espécimen cilíndrico de suelo una carga vertical y llevarla a la falla sin proporcionarle ningún soporte lateral. La prueba en sí, comúnmente se usa para estimar la cohesión del material en condiciones no drenadas, la cual se considera igual a la mitad del máximo esfuerzo axial que soporta el suelo durante la prueba.

Equipo necesario para realizar la prueba.

1. Torno manual que permita el labrado de la probeta del suelo
2. Arco con alambre muy fino para darle el acabado a la probeta
3. Regla metálica y dispositivo para cabecear las probetas

4. Dos placas metálicas de 3,6 cm de diámetro y 2 mm de espesor.
5. Cápsulas de porcelana que permitan obtener la humedad del suelo
6. Calibrador vernier y una báscula con capacidad de 800 grs.
7. Báscula con capacidad de 750 Kg. y marco para aplicar carga - - axial.
8. Horno eléctrico con temperatura constante de 110° C y un cronómetro.

Procedimiento de prueba.

Sabemos que, para obtener las probetas del suelo que habrán de ensayarse en la prueba de compresión simple, se usan las muestras obtenidas en los muestreos de campo, que generalmente son de tres tipos:

- a) Muestras cúbicas inalteradas
- b) Muestras de tubo shelby
- c) Muestras integrales.

El procedimiento para su obtención y ensayo es el siguiente:

1. Recorte un prisma rectangular de la muestra cúbica, de 5 cm de caras laterales y 10 cm de longitud; o en su defecto, recorte un tramo de tubo shelby de la misma longitud y extraiga la muestra del tubo verificando la humedad que contiene.

2. Si el suelo es blando, auxiliese del torno manual colocando en él, al suelo recortado en prisma. Con el arco, apoyando el alambre en los postes del torno deslicelo de arriba hacia abajo, dando vuelta a la base del torno para que la muestra del suelo vaya tomando la forma cilíndrica.

3. Cubierto el paso anterior, se le da el acabado a la probeta ya sea con el alambre o con una regla metálica si el suelo está resistente. - Después, se saca la probeta del torno y se le da la altura deseada, carean

do - recortando ambos extremos - con una cuchilla o con el arco, usando el dispositivo para cabecear la probeta,

4. Cuando la probeta esta en condiciones para efectuar la prueba, se toman las medidas del diámetro y la altura de tal manera que estas sean lo más representativo posible, después se pesa y los valores obtenidos se registran en el formato anexo.

5. Debido a que la prueba de compresión simple regularmente se efectúa en dos probetas de suelo, la segunda, se elabora siguiendo los mismos pasos que para la primera, y cuando se ha cubierto el paso No. 4 se lleva a dichas probetas a la etapa de ruptura.

Esa etapa, se puede efectuar en una báscula con marco de carga y carátula de registro, o bien, en un marco de carga con anillo dinamométrico.

6. Si la etapa de ruptura se lleva a cabo en una báscula como la indicada en líneas arriba, la probeta del suelo se coloca en un cabezal y un pedestal del mismo diámetro que ella, y asimismo se ajusta la báscula, procediendo con cuidado se busca que el marco y la probeta hagan contacto, y una vez logrado, se anota el valor del micrómetro para ese instante - tiempo cero, carga cero -.

7. Después, auxiliándose de la segunda hoja del formato en las columnas donde dice "Carga en Kg" y de la otra que tiene "Lectura del micrómetro en mm", se pone a funcionar el motor de la báscula. Con los tiempos que previamente se determinen y con el cronómetro en mano, se van anotando simultáneamente los valores del micrómetro y de la carga registrada para cada instante considerado; así se continúa hasta que la probeta del suelo falla.

8. Terminada la prueba, se recoge el material de la probeta, se pesa con todo y tara, se anota su valor en el lugar que indica el formato.

En el caso de materiales muy plásticos donde las probetas no se destruyen, se tomarán las medidas finales tanto del diámetro - mínimo 6 lecturas - como de las alturas,

9. Como siguiente paso, se somete al material al proceso de secado en el horno eléctrico por un período de 18 horas como mínimo, después se saca del horno y se pesa cuando haya adquirido la temperatura ambiente anotando el dato en el formato.

10. Es importante que antes de abrir una muestra, se anoten todos los datos que traiga del sitio en donde se hizo el muestreo, y verificar de igual manera que los datos obtenidos durante el proceso de la prueba -- también se anoten en forma correcta en el multicitado formato.

Proceso de cálculo.

1. Primero se calcula el peso seco del suelo - W_s - descontando al peso seco + tara el peso de ésta.

2. Se calcula el peso del agua - W_w - contenido en la probeta, con solo hacer la diferencia del peso de la probeta húmeda + tara, menos el peso de la muestra seca + tara.

3. Con los datos anteriores, se calcula el contenido de humedad - w - del suelo valiéndose de la relación:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

4. Auxiliándose de la densidad de sólidos - S_s -, se calcula el volumen de los sólidos con la fórmula,

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

5. Con las medidas iniciales de la probeta se calcula su volúmen inicial, con este valor y el obtenido en el paso No. 4, se encuentra el volúmen de vacíos en la forma que se indica:

$$V_v = V_i - V_s$$

6. Cuando ya se conoce el volúmen de vacíos y el volúmen de sólidos de la probeta del suelo, se obtiene la relación de vacíos - e - de la manera siguiente:

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

7. Con el volúmen de agua y el volúmen de vacíos conocidos, se calcula el grado de saturación utilizando:

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

8. Cubiertos los pasos anteriores, se calculan los pesos volumétricos iniciales de la probeta del suelo auxiliándose de las expresiones siguientes:

a) Cálculo del peso volumétrico seco - γ_d -

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + e} \times 1000$$

b) Cálculo del peso volumétrico húmedo - γ_m -

$$\gamma_m = \gamma_d \left(1 + \frac{w}{100} \right)$$

c) Cálculo del peso volumétrico saturado - γ_{sat} -

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

9. Se calcula la deformación lineal sufrida por la probeta del sue lo durante la etapa de ruptura, restando a la lectura inicial del micrómetro las subsiguientes tomadas durante esa etapa.

10. Después, se calcula la deformación unitaria - E % - con la fórmula que se expresa a continuación:

$$E = \frac{\Delta h}{h} \times 10$$

Se multiplica por diez porque las medidas de Δh o Δx están en mm mientras que la altura de la probeta - h - esta en cm.

11. Una vez que se calcularon las columnas de la deformación lineal y las de la deformación unitaria para cada uno de los renglones, se continúa con la columna que contiene al área corregida; aquí, dependiendo del tipo de falla que tenga la probeta durante la etapa de ruptura, se utiliza cualquiera de las dos expresiones siguientes:

a) Para falla no plástica

$$A_{\text{corr}} = \frac{A_i}{1 - E/100}$$

Donde:

A_i = Área inicial de la probeta

E = Deformación unitaria

b) Para falla plástica

$$A_{\text{corr}} = A_i + \frac{A_f - A_i}{\delta_f} (\delta_x)$$

Donde:

A_f = Área final de la probeta

δf = Deformación total en mm

δx = Deformación en el instante considerado en mm

12. Cubierto el paso anterior, se calcula el esfuerzo del suelo dividiendo la carga en Kg entre el área corregida.

13. Como sabemos que $\sigma_3 = 0$, porque en esta prueba no se le proporciona confinamiento lateral a la probeta, entonces, $\sigma_1 - \sigma_3$, se toma como el valor máximo del esfuerzo axial que soporta el suelo durante el ensayo.

14. Para calcular la cohesión del suelo, se toma en cuenta la definición dada al principio de este inciso, en donde se expresó que; $C = \frac{1}{2} q_u$. Con esta observación, se grafica el semicírculo en el cuadro de la izquierda de la cartula principal de los formatos anexos, donde, en las ordenadas se localizan los esfuerzos tangenciales y en las abscisas los esfuerzos normales. Para ello, el valor de q_u se toma como $\sigma_1 - \sigma_3$ que representa el diámetro del semicírculo mencionado.

15. En esta prueba, el ángulo de fricción interna del material se -- considera igual con cero - $\varphi = 0$ -, esto, tomando en cuenta lo expresado en el paso No. 13, ya que debido a la falta de confinamiento el suelo presenta poca resistencia.

16. Como último paso, se grafican los valores obtenidos de la deformación unitaria contra los esfuerzos desviadores - $\sigma_1 - \sigma_3$ -, donde, los primeros se anotan en el eje de las abscisas, y los segundos en el eje de las ordenadas; las gráficas mencionadas, se grafican a la escala que el calculista considera conveniente.



PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

Procedencia _____ Identificación de lab. _____

Banco _____ Pozo _____ Profundidad: _____

Muestra _____ Fecha _____

Peso de la probeta húmeda antes de la prueba + Tara _____ gr.

Peso de la probeta húmeda después de la prueba + Tara _____ gr.

Peso de la Tara _____ gr.

$W_h = W_w + W_s$ _____ gr.

Peso muestra seca + Tara _____ gr.

$W_w =$ _____ gr.

$W_s =$ _____ gr. $\omega =$ _____ %

DIMENSIONES INICIALES

d_1 _____ cm _____ cm h_1 _____ cm _____ cm Altura inicial h_1 _____

d_2 _____ cm _____ cm h_2 _____ cm _____ cm Diámetro medio d_m _____

d_3 _____ cm _____ cm h_3 _____ cm _____ cm Area inicial A_i _____

Volúmen inicial V_i _____

DATOS INICIALES

Densidad de sólidos $S_s =$ _____

Volúmen de sólidos $V_s = \frac{W_s}{S_s} =$ _____ cm.

Volúmen de vacíos $V_v = V_i - V_s =$ _____ cm.

Relación de vacíos $e = \frac{V_v}{V_s} =$ _____

Grado de saturación $G_w = \frac{W_w}{V_v} \times 100 =$ _____ %

PREPARACION DE LA MUESTRA

Muestra Inalterada

Compactada

Método de compactación _____

Peso Volumétrico seco _____ g/cm

Contenido de agua de compactación _____ %

Peso Volumétrico óptimo _____ g/cm.

COMPACTACION		
CAPA NO.	CARGA	TIEMPO

TESTIGO DE HUMEDAD

$W_h + \text{Tara} =$ _____ gr. $W_w =$ _____ gr.

$W_s + \text{Tara} =$ _____ gr. $W_s =$ _____ gr.

Tara = _____ gr.

$\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 =$ _____ %

Operador: _____

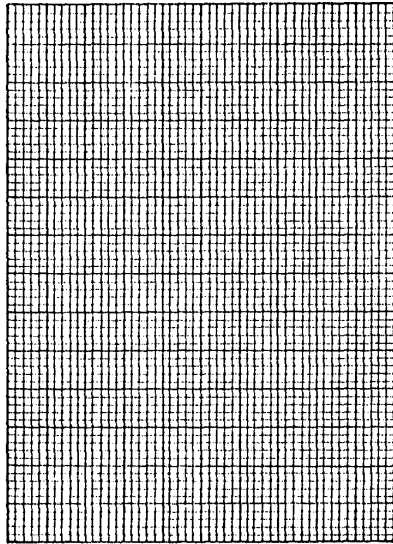
Observaciones: _____

Operador _____ Cálculo _____ Fecha _____

PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

PRUEBA	ω_1	e_1	G_1	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	e
I						
PESOS VOLUMETRICOS INICIALES						
γ_d			kg/m^3	$\phi =$ $C =$		
γ_m			kg/m^3			
γ_{sat}			kg/m^3			
S_e						
$\bigcirc q_u$						

ESFUERZO TANGENCIAL (kg/cm^2)



ESFUERZO DESVIADOR $\sigma - \sigma_3$ (kg/cm^2)

ESFUERZO NORMAL (kg/cm^2) ESC. _____

DEFORMACION UNITARIA (%)

Procedencia _____ Identificación de Laboratorio: _____ Banco _____
 Pozo _____ Profundidad _____ Muestra _____ Estación _____ Calculo _____
 Observaciones _____

Pruebas de Compresión Triaxial.

El objetivo principal de las pruebas triaxiales en los suelos, es para conocer las características de esfuerzo - deformación y la resistencia de los mismos, con estos ensayos se trata de reproducir en el laboratorio de mecánica de suelos las condiciones reales - sobre carga del -- mismo y soporte lateral - que el suelo tiene en el sitio, para que con -- ello, se pueda tener una visión más clara de las características arriba - citadas.

Se sabe que la resistencia al corte de un suelo, principalmente cuando estos son cohesivos, se puede expresar en términos de esfuerzos - - efectivos o de esfuerzos totales, haciendo hincapie que cualquier expre - sión que se utilice para calcularlos es igualmente válida, pues en el méto do de los esfuerzos totales la influencia de los efectivos aparece impli - camente en los resultados. Las expresiones que se utilizan para los concep tos anteriores son:

$$\tau_f = C' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

Donde:

τ_f = Esfuerzo cortante en el plano de falla

σ = Esfuerzo normal total sobre el plano considerado.

ϕ' = Angulo de fricción aparente, en término de los esfuerzos -- efectivos.

C' = Cohesión aparente, en término de los esfuerzos efectivos

u = Presión de poro.

$$\tau_f = C + \sigma \tan \phi$$

Donde:

C = Cohesión aparente en términos de esfuerzos totales

ϕ = Angulo de fricción aparente en términos de esfuerzos totales

Para determinar los parámetros de las fórmulas descritas en líneas anteriores, se han desarrollado pruebas triaxiales con ciertas condiciones de drenaje, por lo cual, se clasifican por este último concepto en:

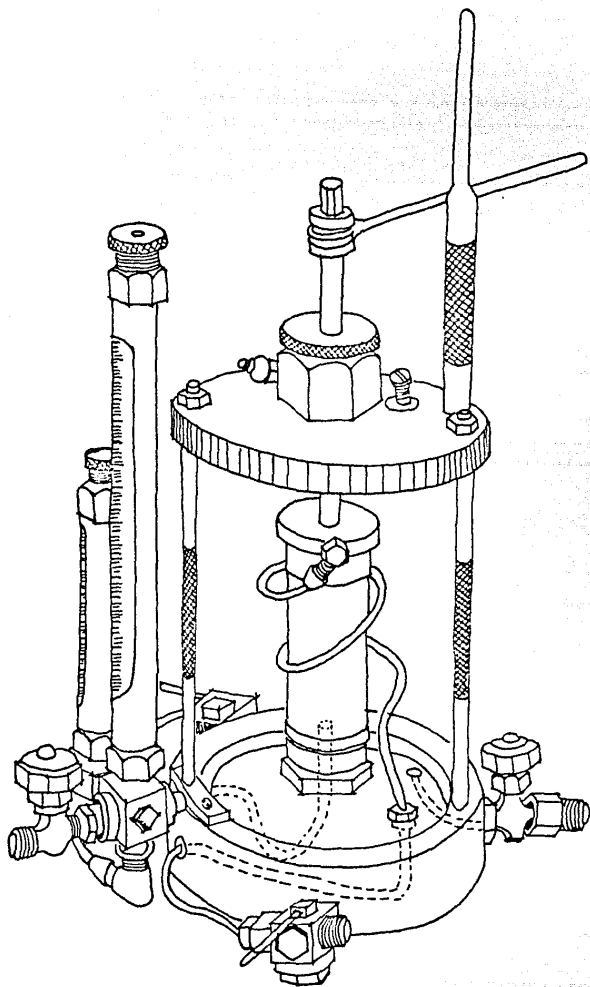
1. No consolidadas - no drenadas.- Triaxial rápida saturada "UU"
2. Consolidadas - no drenadas.- Triaxial rápida saturada consolidada "CU".
- 3.- Consolidadas - drenadas.- Triaxial lenta. "CD".

Las pruebas triaxiales se realizan generalmente en tres o cuatro especímenes bajo presiones confinantes distintas. Los resultados obtenidos se representan en un diagrama de Mohr que está constituido por una serie de círculos en cuya envolvente, se obtiene los parámetros del material estudiado - cohesión y ángulo de fricción interna -, en los intervalos de esfuerzos considerados.

El equipo necesario para realizar las pruebas triaxiales, además del descrito para la prueba de compresión simple, se requiere de un banco de consolidación con sistema hidráulico que permita aplicar presión hidrostática, una cámara triaxial, papel filtro para proteger las piedras porosas de los sistemas de drenajes de las cámaras triaxiales.

Las cámaras triaxiales constan de una base, tapa y un cilindro transparente de lucita - ver figura - que sirve para sostener - encerrar - la presión confinante. En este ensayo cuando el suelo se lleva a la falla, la carga se transmite a la probeta por medio de un vástago que generalmente reduce la carga aplicada al espécimen debido a la fricción que se genera entre las paredes de él y la cámara.

En los laboratorios de suelos que existen en el país, se utiliza



como fluido confinante en las pruebas triaxiales al agua, en virtud de que este líquido reduce a valores admisibles al flujo osmótico que se presenta durante el ensayo. El fenómeno del flujo osmótico solo puede eliminarse, - si se emplea un fluido confinante que tenga una concentración de sales parecidas al agua que contiene la probeta del suelo.

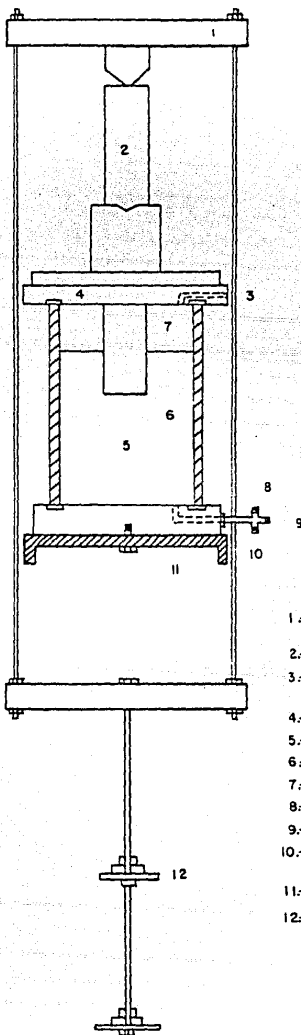
Por otra parte, las cámaras triaxiales cuentan con un pedestal y un cabezal que deben estar contruidos con un material ligero y no corrosivo, que generalmente es lucita, aunque ésta tiene el defecto de absorber una cantidad apreciable de agua; pero se corrige dicho defecto, poniendo - a saturar previamente al material. Asimismo, tanto el pedestal como el cabezal llevan colocada una piedra porosa, que funciona como filtro de drenaje cuando las condiciones de la prueba así lo requieren, además de servir para un buen montaje de la probeta del suelo.

El sello de la membrana de hule latex sobre el cabezal y el pedestal, es recomendable hacerlo con recortes de liga - también de hule latex - para evitar en lo posible las fugas que se puedan generar por un mal sellado. La membrana de hule latex que sirve para aislar al espécimen del fluido confinante, debe ser prácticamente impermeable, pero su espesor deberá ser tal que - 0.025 cm - no interfiera en la resistencia de la probeta.

La presión confinante se transmite a la cámara triaxial a través de celdas de presión constante - ver figura -, y la presión deseada se mide en un manómetro que esta conectado a esa celda que funciona con la -- presión hidráulica generada por el peso aplicado al sistema de carga. Al aplicar la presión confinante a la cámara triaxial el vástago de ésta se - levantarla si no se le colocara una contrapresión para que equilibre a la presión confinante, y para contrarrestar ese efecto, basta con igualar a - la presión confinante y la contrapresión.

Por otro lado, para medir el volumen de agua agregado a la pro-

CELDA DE PRESION CONSTANTE



- 1.-MARCO PARA CARGA EN EL CONTRAPESO.
- 2.-PISTON O VASTAGO
- 3.-DISPOSITIVO PARA PURGAR LA PRESION.
- 4.-EMPAQUE
- 5.-AGUA
- 6.-LUCITA
- 7.-ACEITE
- 8.-SALIDA AL MANOMETRO
- 9.-ADMISION DE AGUA
- 10.-ENTRADA A LA CAMARA DE COMPRESION
- 11.-SOPORTE DE LA CELDA
- 12.- CONTRAPESO

beta durante la saturación, es recomendable hacer uso de una celda de presión constante conectada a los drenes - superior e inferior - del cabezal y pedestal respectivamente, y así, al conocer el diámetro del vástago y la altura del mismo, se emplea el principio de Arquímedes y puede conocerse - el volumen de agua que la celda desaloja hacia el interior de la probeta - en esa etapa.

Con todo lo anterior, y después de haber dado un panorama general de lo que es y se puede lograr efectuando una prueba de compresión - triaxial en los suelos, así como del equipo necesario para realizarla, en adelante, se proporcionará el proceso del ensayo y la secuencia de cálculo para cada una de ellas.

Prueba Triaxial No Consolidada No Drenada.

Triaxial Rápida Saturada "UU"

La prueba triaxial no consolidada no drenada, generalmente se realiza sobre probetas de suelo previamente saturadas, aunque cuando los suelos son cohesivos el ensayo se efectúa con la humedad que el suelo trae del sitio. Debido a lo anterior, en primera instancia se describirá en este trabajo la prueba triaxial no consolidada no drenada - triaxial rápida - con la humedad inicial de la probeta.

Procedimiento de prueba.

1. Una vez que la probeta de suelo se elaboró y se le tomaron las medidas y el peso inicial, se le coloca en la cámara triaxial siguiendo los pasos que a continuación se describen:

- a) Antes de colocar la probeta, se saturan los drenes de la cámara triaxial - superior e inferior - cuando el ensayo no se va a realizar en una "cámara ciega", después de esto, se coloca papel --

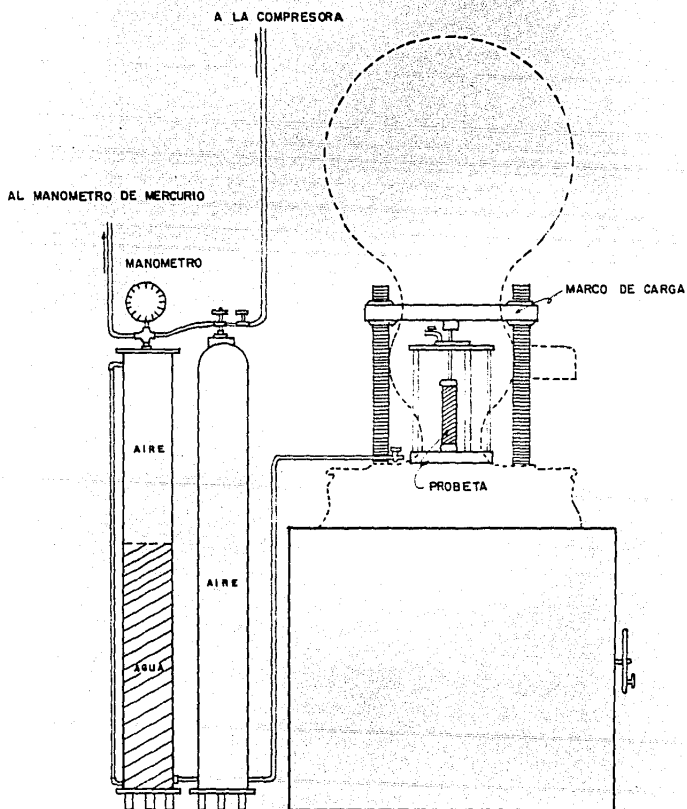
filtro sobre las piedras porosas del cabezal y pedestal, para evitar que estas se obstruyan,

- b) Una vez que el sistema se encuentra purgado del posible aire en trampado, se amarra la membrana de hule en el pedestal de la cámara, teniendo cuidado que no se doble para evitar posibles fugas de agua del tanque hacia la probeta.
- c) Cuando ya está colocada la membrana, se introducen los dedos índice y medio en ella, de tal forma que se le pueda enrollar hasta la altura del pedestal, después, se coloca la probeta sobre el papel filtro, y se desenrolla la membrana sobre la probeta - procurando que ésta quede bien colocada.
- d) Cubierto el paso anterior, se coloca el cabezal sobre la probeta y se amarra el otro extremo de la membrana, teniendo las mismas precauciones. Después, se acomoda en forma correcta el cilindro de lucita y la tapa de la cámara, teniendo cuidado de -- acomodar el vástago sobre el cabezal de manera adecuada.
- e) Por último, se llena el tanque de la cámara triaxial con agua potable, tomando las precauciones necesarias para el caso.

2. Con la probeta colocada en la cámara y ésta ya en condiciones de funcionar, se le coloca sobre la báscula con marco de carga, para iniciar la etapa de ruptura siguiendo el procedimiento que se describe a continuación.

- a) Se centra la cámara triaxial en el marco de carga y se busca que el vástago y el marco hagan contacto, de manera que no se genere ninguna carga inicial. Después se aplica la presión confinante - a la que se vaya a efectuar el ensayo.

BASCULA CON CARATULA DE REGISTRO
PARA ENSAYO DE PRUEBAS TRIAXIALES.



- b) Se coloca el micrómetro en el poste de la cámara y se adapta la carrera sobre el marco de carga para llevar el control de la de formación que sufre la probeta del suelo durante esa etapa.
- c) Se ajusta la báscula, de manera que en la cardtula registre cero kg, y la velocidad de ruptura sea de una vuelta del micrómetro por cada minuto, es decir, que la velocidad de deformación de la probeta sea de un mm cada minuto.
- d) Antes de empezar la etapa de ruptura se anotan en el registro - los datos iniciales de la presión confinante, carga en kg, lectura del micrómetro, el número del ensayo si éste se hizo en -- tres o cuatro especímenes. La etapa de ruptura se lleva a cabo de la misma manera que la explicada para una compresión simple.
- e) Terminada la etapa de ruptura - tomar como mínimo unas veinte - lecturas -, se quita la presión confinante de la cámara triaxial pero, sin quitarla del marco para que no se dispare el vás tigo.
- f) Se desmonta la probeta y se le toman los datos finales de la al tura, diámetros, volumen desalojado - use picnómetro -, el peso del suelo más tara y se anotan esos valores en el lugar correspondiente del registro de prueba. Finalmente se somete al suelo a un proceso de secado en el horno eléctrico con temperatura -- constante de 110° C durante un tiempo de 18 horas como mínimo, después se saca del horno y cuando adquiere la temperatura ambiente se pesa y el valor se anota también en el registro.
- g) Con los datos obtenidos para cada probeta, se pasa a la etapa de cálculo de las mismas.

Proceso de Cálculo.

1. Para calcular la prueba triaxial no consolidada no drenada, primero se efectúan los cálculos que se realizaron para los 12 primeros pasos de la prueba de compresión simple, puesto que en este ensayo al igual que en el anterior, los pesos volumétricos iniciales y finales de las probetas se consideran prácticamente los mismos, ya que la humedad que éstas tienen es la inicial y por ende, no tienen por qué variar en los datos antes descritos.

2. Como siguiente paso, se procede a graficar los círculos de Mohr, teniendo el cuidado de escoger la escala conveniente en la recta horizontal -esfuerzos normales - de izquierda a derecha, partiendo de cero, se grafica el valor del mayor esfuerzo soportado por la probeta durante la etapa de --ruptura en un intervalo del 20% de deformación, y este representa el diámetro del semicírculo del diagrama de Mohr para cada una de las probetas y --presiones confinantes con las cuales se ensayaron. Cabe hacer notar que la presión confinante se anota de izquierda a derecha, y a partir de ese punto se dibuja el semicírculo del diagrama.

3. Trazados los semicírculos de las probetas de suelo que se ensayaron - tres o cuatro -, se traza la envolvente que describen esos semicírculos, que por cuestiones prácticas se considera que es una recta, aunque en realidad debería ser una curva con tendencias a una línea recta.

4. Cubierto el paso tres, se procede a calcular la cohesión y el ángulo de fricción interna del material, donde, la cohesión se considera como la distancia de la intersección del eje vertical - esfuerzo tangencial- y - la envolvente trazada. De igual manera, para calcular el ángulo de fricción se utiliza la definición de una pendiente, ya que al trazar la envolvente - se intersecta con la vertical y si, a partir de ese punto se traza una horizontal se puede aplicar dicha definición donde dice que, la pendiente de -- una recta se define como la tangente trigonométrica del ángulo de inclinación; dando con esto, el ángulo buscado.



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON

AREA DE INGENIERIA CIVIL
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

TRIAxIAL RAPIDA

Procedencia..... Identificación de Lab.....
 Banco..... Pazo..... Profundidad.....
 Muestra..... Est..... Fecha.....

Peso probeta húmeda antes de la prueba + tara.....gr. Peso agua..... W_wgr.
 Peso probeta húmeda después de la prueba + tara.....gr. Peso probeta seca W_sgr.
 Peso tara N^o.....gr. $W_H = W_w + W_s$gr.
 $W_H = W_w + W_s$gr.

CONTENIDO DE AGUA TIERRA

Peso muestra húmeda + tara.....gr. W_w =gr. ω =%
 Peso muestra seca + tara.....gr. W_s =gr.
 Peso tara N^o.....gr.

GRAVA

Peso muestra húmeda + tara.....gr. W_w =gr. ω =%
 Peso muestra seca + tara.....gr. W_s =gr.
 Peso tara N^o.....gr.

Grava.....% HUMEDAD DE LA MEZCLA
 Tierra.....% ω_H =%
 Peso grava seca.....kg.
 Peso tierra seca.....kg. Prueba N^o.....
 Absorción grava.....%

COMPACTACION

CAPA N ^o	CARGA	TIEMPO

HUMEDAD DE COMPACTACION

$W_H + Tara$ =gr.
 $W_s + Tara$ =gr. W_w =gr.
 Tara N^o.....gr. W_s =gr.
 $\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100$ =%
 Operador:.....

Densidad de la tierra S_s =
 Densidad de la grava S_g =
 Densidad de la mezcla S_{sm} =
 Altura de la probeta h =cm.
 Diámetro de la probeta d =cm.
 Volumen de la probeta..... xh =cm³
 Volumen de sólidos $V_s = \frac{W_s}{S_s}$ =cm³
 Volumen de vacíos $V_v = V_t - V_s$ =cm³
 Relación de vacíos $e = \frac{V_v}{V_s}$ =
 Grado de saturación $G = \frac{W_w}{V_v} \times 100$ =%
 Volumen corregido $V_c = \frac{V_t}{G}$ =cm³
 Volumen de vacíos $W = V_c - V_s$ =cm³
 Relación de vacíos $e = \frac{W}{V_s}$ =
 Grado de saturación $G = \frac{W_w}{W} \times 100$ =%

Observaciones.....
 Operador..... Cálculo..... Fecha.....



TRIAxIAL RAPIDA

Procedencia Identificación de Lab.
 Banco Pozo Profundidad
 Muestra Est. Fecha

Presión lateral inicial $\sigma_{II} =$ kg/cm² cm.de Hg $\sigma_I =$ kg/cm²

Presión lateral final $\sigma_{III} =$ kg/cm² cm.de Hg $\sigma_I - \sigma_{III} =$ kg/cm²

Tiempo de prueba h γ = cm.

RESUMEN

DIAMETROS FINALES

S₃ = e =

d₁ = cm. cm.

d₂ = cm. cm.

$\omega =$ % G = %

d₃ = cm. cm.

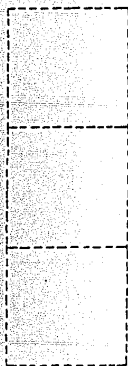
d₄ = cm.

CARGA lb.	CARGA kg.	LECTURA MICROMETRO mm.	DEFORMACION LINEAL mm.	DEFORMACION UNITARIA %	AREA CORREGIDA cm ²	ESFUERZO $\sigma_I - \sigma_{II}$ kg/cm ²

Prueba No.

CROQUIS LIBRE

ANGULO DE RUPTURA



Observaciones
 Operador Cálculo Fecha

5. Como último paso, se grafican las columnas de la deformación unitaria contra los esfuerzos desviadores calculados en los 12 pasos descritos en el punto uno, y se deben graficar en la cuadrícula del formato - cartúla de datos - que se localiza al lado derecho del mismo.

Triaxial Rápida Saturada

Esta prueba, es una consecuencia de la anterior puesto que, el labrado de la probeta, la toma de datos iniciales - altura, peso, diámetros testigo de humedad -, así como el montado en la cámara es exactamente el mismo que para el ensayo anterior, y en lo que se diferencian ambos es que en lugar de montarlo directamente en la báscula con marco de carga, se monta en un banco de saturación y consolidación en donde se cubre la primera etapa - saturación - de la siguiente manera:

1. Se coloca la cámara triaxial en el marco de carga que tiene dicho banco, después se adapta la celda de presión constante en el dren que da al tanque de la cámara y con la cual se proporcionará la presión confinante, teniendo cuidado de que la llave de paso de la cámara permanezca cerrada hasta que no empiece a funcionar el sistema.

2. Como siguiente paso, se conectan los drenes de saturación a la probeta y se verifica que en ellos no quede aire entrampado para que no altere el ensayo.

3. Se ajusta el contrapeso que llevará cada celda de presión, con la relación siguiente, haciendo hincapié que el contrapeso de la celda de saturación será menor que la de presión confinante.

$$P = \frac{W}{A}$$

Donde:

P = Presión con la cual se quiera saturar o confinar

W = Contrapeso que se colocará al marco de la celda de presión constante.

A = Área del vástago ó pistón de la celda de presión constante.

4. Para equilibrar la presión confinante, al igual que el paso 3 se ajusta el contrapeso que llevará el marco que sostiene al vástago de la cámara, y tomando en cuenta a dicho vástago se efectúa ese ajuste.

5. Se coloca un micrómetro en el poste de la cámara triaxial, y se ajusta al marco para que durante la saturación sea este instrumento el que describa el comportamiento de la estructura del suelo en esa etapa.

6. Se colocan los contrapesos en las celdas de presión constante y se abren las llaves de paso a las celdas provenientes del sistema hidráulico del banco para que levanten los vástagos de ambas celdas de presión constante, teniendo cuidado que las llaves de paso a la cámara triaxial permanezcan cerrados.

7. Antes de hechar a funcionar el sistema en su conjunto, se debe anotar en el registro - hoja de saturación, fecha y hora de cuando empezará a funcionar, lectura inicial de la pipeta de la cámara triaxial, altura del vástago de la celda de saturación y se verifica la presión confinante en el manómetro colocado para el caso.

8. Cubiertos los requisitos anteriores, se abre la llave de paso a la cámara triaxial para aplicar la presión confinante y simultáneamente al abrir dicha llave, se debe colocar el contrapeso en el marco que está sobre el vástago de la cámara para que este no salga disparado de su lugar y a la vez equilibre la presión confinante.

9. Por último, se abren las llaves de los drenes de saturación - jar las palancas de los drenes hacia adelante para saturar -, y al tiempo -

que el operador juzgue conveniente en base al tipo de suelo, deberá hacer las lecturas pertinentes de la altura del vástago para ir midiendo el volúmen de agua que va penetrando a la probeta hasta observar que se ha saturado al 100%.

10. Para medir de una manera aproximada el volúmen de agua que entra a la probeta para que ésta se sature, es necesario llevar a cabo los siguientes cálculos:

- a) De los datos iniciales donde dice "peso probeta húmeda antes de la prueba + tara", se descuenta el peso de la tara y se tiene el peso húmedo de la probeta "Wh"; con ese dato y haciendo uso de la humedad testigo "w", se calcula el peso seco aproximado "Wsa" con la relación:

$$Wsa = \frac{Wh}{1 + \frac{w}{100}}$$

- b) Una vez calculado el peso seco aproximado, se calcula el volúmen de sólidos aproximado "Vsa" haciendo uso de la densidad "Ss" del material y tomando como unitario el peso volumétrico del agua -- "γo", entonces, el cálculo se efectúa utilizando la expresión matemática siguiente:

$$Vsa = \frac{Wsa}{Ss \gamma_o}$$

- c) Como siguiente paso, se calcula el peso del agua aproximado -- "Wwa" que tiene la probeta antes del ensayo empleando la relación:

$$Wwa = Wh - Wsa$$

- d) Con los datos iniciales de la probeta se calcula su volumen inicial " V_i " y con este valor, se procede a calcular el volumen de vacíos aproximado " V_{va} " que contiene empleando la diferencia siguiente:

$$V_{va} = V_t - V_{sa}$$

- e) Por último, se calcula el volumen de agua por agregar " ΔV " empleando la diferencia que a continuación se expresa:

$$\Delta V = V_{va} - \frac{W_{wa}}{\gamma_o}$$

Cuando los cálculos han demostrado que el suelo ya se encuentra saturado, en ese instante se cierran los drenes de saturación y se toman -- las lecturas finales, además se colocan unas pinzas al vástago de la cámara para que no se dispare, las cuales se sujetan en el poste que tiene la cámara triaxial y de esa manera, se avanza con el ensayo a la siguiente etapa -- que es, la etapa de ruptura. Esta última etapa es idéntica que para el ensayo anteriormente descrito.

Proceso de Cálculo.

1. El proceso de cálculo para las relaciones volumétricas iniciales de la probeta en este ensayo, es exactamente el mismo que el descrito para una prueba triaxial rápida, y la diferencia estriba que en esta prueba, los parámetros finales son diferentes que los iniciales ya que, las condiciones de la probeta al final del ensayo son otras debido al proceso de saturación al cual se sometió.

2. Para calcular las relaciones volumétricas finales de la probeta en este ensayo, es necesario encontrar el volumen corregido " V_c " de la misma. De igual manera, se calcula el volumen de agua final " V_w ", al que se --

considera igual al peso del agua final " W_{wf} " contenido en el suelo después del ensayo; con estos valores, se procede al cálculo de las demás relaciones utilizando los criterios que a continuación se describen:

- a) Para encontrar el volumen corregido - volumen al inicio de la etapa de ruptura -, como primer criterio se utiliza "el de los diámetros finales", es decir, con el promedio de los diámetros y altura finales se encuentra el volumen corregido, y sabiendo que el volumen de sólidos de la probeta es constante y que la humedad final se puede valorar directamente con los datos finales del agua obtenidos, entonces, se pueden hacer los siguientes cálculos:

$$V_c = A_f \times h_f$$

Donde:

V_c = Volumen corregido

A_f = Área final de la probeta

h_f = altura final de la probeta

Teniendo escogido el volumen corregido por este criterio, se procede a calcular el volumen de vacíos, puesto que el volumen de sólidos ya es conocido, para ello se utiliza la diferencia siguiente:

$$V_{vf} = V_c - V_s$$

Conocido el volumen de vacíos final " V_{vf} ", se calcula la relación de vacíos final:

$$e_f = \frac{V_{vf}}{V_s}$$

Por último se calcula el grado de saturación final de la probeta

con la expresión:

$$G_{wf} = \frac{V_{wf}}{V_{vf}} \times 100$$

- b) El segundo criterio para encontrar el volúmen corregido para la misma probeta del suelo es empleando la fórmula siguiente:

$$V_c = V_i - \frac{(w_i - w_s)}{100} W_s$$

Dónde:

V_i = Volúmen inicial de la probeta

el segundo miembro representa el volúmen de agua agregado durante la saturación.

Así que, cuando ya se encontró el valor del volúmen corregido -- " V_c ", por este segundo criterio, se efectúan los cálculos realizados en el inciso "a", y se obtienen las relaciones finales.

- c) Como tercer criterio, se toma como volúmen corregido al volúmen desalojado que se obtiene al sumergir en un picnómetro a la probeta del suelo después de ensayada, y el agua desalojada que se recoge en una probeta de vidrio graduada nos proporciona el volúmen desalojado; esto es, tomando en cuenta el principio de Arquímedes. Con el dato encontrado, se vuelven a calcular las relaciones finales de la probeta.
- d) Como cuarto criterio, se considera a la muestra del suelo - probeta - saturada al 100% durante esa etapa, y en casos, se hace uso de la fórmula que dice:

$$V_c = \frac{W_s}{S_s} + \frac{W_{wf}}{\gamma_o}$$

Donde:

$$\frac{W_s}{S_s} = \text{Volúmen de sólidos}$$

$$\frac{W_w}{\gamma_o} = \text{Volúmen o peso final del agua, debido a que el peso volumétrico del agua } \gamma_o = 1.$$

Una vez que se han empleado los cuatro criterios para calcular el volúmen corregido de una probeta de suelo, y asimismo cuando ya se han hecho los cálculos pertinentes para cada uno de ellos, al cabo de ese análisis el calculista escogerá a su criterio los valores finales que juzgue más convenientes para cada una de las probetas, puesto que los cuatro criterios descritos se analizarán para cada probeta del ensayo.

3. Con los promedios de los valores obtenidos en el punto dos, se calculan los pesos volumétricos finales de la probeta, empleando para ello, las mismas fórmulas que se emplearon para los pesos volumétricos iniciales, en el ensayo de compresión simple.

4. Como último paso dentro del proceso de cálculo, se grafican los círculos de Mohr, se traza la envolvente, se calcula el ángulo de fricción interna del material, se encuentra la cohesión, y se grafican las columnas de deformación unitaria contra esfuerzos de la misma manera que se hizo para la prueba triaxial rápida.

Como puede apreciarse, la variante que existe entre un ensayo triaxial de una probeta de suelo, se debe a las condiciones en que éstos se realicen. Así que para concluir con el ensayo de la prueba no consolidada - no drenada, diremos que ésta permite determinar la resistencia de una arcilla saturada sometida a cargas o descargas aplicadas a una velocidad tal -- que no haya disipación de las presiones de poros que se generan en la masa terrea. Asimismo, con los datos que se obtienen de esta prueba, se realizan generalmente los estudios de la estabilidad de los taludes al final de la construcción de la presa.



TRIAxIAL RAPIDA SATURADA

Procedencia..... Identificación de Lab.....
 Banco..... Pozo..... Profundidad.....
 Muestra..... Est..... Fecha.....
 Peso probeta húmeda antes de la prueba + tara.....gr. Peso agua..... W_wgr.
 Peso probeta húmeda después de la prueba + tara.....gr. Peso probeta seca W_sgr.
 Peso tara N°.....gr. $W_H = W_w + W_s$gr.
 $W_H = W_w + W_s$gr.

CONTENIDO DE AGUA TIERRA

Peso muestra húmeda + tara.....gr. $W_w =$gr. $\omega =$%
 Peso muestra seca + tara.....gr. $W_s =$gr.
 Peso tara N°.....gr.

GRAVA

Peso muestra húmeda + tara.....gr. $W_w =$gr. $\omega =$%
 Peso muestra seca + tara.....gr. $W_s =$gr.
 Peso tara N°.....gr.

Grava.....% HUMEDAD DE LA MEZCLA
 Tierra.....% $\omega_m =$%
 Peso grava seca.....kg. Prueba N°.....
 Peso tierra seca.....kg.
 Absorción grava.....%

COMPACTACION		
CAPA N°	CARGA	TIEMPO

HUMEDAD DE COMPACTACION		
$W_H + Tara =$gr.		
$W_s + Tara =$gr.	$W_w =$gr.	
Tara N°.....gr.	$W_s =$gr.	
$\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 =$%		
Operador :.....		

Densidad de la tierra $S_t =$
 Densidad de la grava $S_g =$
 Densidad de la mezcla $S_{tm} =$
 Altura de la probeta $h =$cm.
 Diámetro de la probeta $d =$cm.
 Volumen de la probeta..... $xh =$ cm^3
 Volumen de sólidos $V_s = \frac{W_s}{S_s} =$ cm^3
 Volumen de vacíos $V_v = V_t - V_s =$ cm^3
 Relación de vacíos $e = \frac{V_v}{V_s} =$
 Grado de saturación $G = \frac{W_w}{V_v} \times 100 =$%
 Volumen corregido $V_c =$ cm^3
 Volumen de vacíos $W = V_c - V_s =$ cm^3
 Relación de vacíos $a = \frac{W}{V_v} =$
 Grado de saturación $G = \frac{W_w}{V_v} \times 100 =$%
 Observaciones.....
 Operador..... Calculó..... Fecha.....

Prueba Triaxial Consolidada No Drenada

Triaxial Rápida Saturada Consolidada "CU"

1. Para realizar el ensayo de la prueba triaxial consolidada no drenada, en primer lugar se tiene que cubrir hasta la etapa de saturación tal como se hizo para la prueba triaxial no consolidada no drenada.

2. Cubierto el paso anterior, se desconectan las mangueras de la celda de saturación y se colocan las palancas de los drenes de la cámara triaxial en posición neutral. Después se ajustan los contrapesos que llevará cada celda de presión constante y los marcos que están colocados en los vástagos de las cámaras triaxiales para graduar la presión confinante deseada. Debe hacerse notar que cada probeta de suelo se consolida a diferente presión confinante, misma que se utiliza para llevarla a la etapa de ruptura.

3. Antes de iniciar el proceso de consolidación de la probeta del suelo, es importante anotar en la hoja de registro la fecha y hora de inicio, lectura del micrómetro, lectura de la pipeta, lectura del tanque - la que debe permanecer constante -, así como los tiempos de consolidación que usualmente son; 30 seg., 1 min., 2 min., 4 min., 8, 15, 30, 60, 1440 min., y los que el suelo requiera hasta que se defina la curva de consolidación primaria.

4. Cuando el sistema se encuentra listo para empezar la etapa de consolidación, se aplica la presión confinante y simultáneamente se jalan hacia atrás las palancas de los drenes para que den paso al agua que desaloja la probeta por el fenómeno de consolidación, a través de la pipeta de la cámara triaxial; de igual manera, se toman las lecturas del micrómetro, pipeta y tanque en los tiempos indicados.

5. Es recomendable que, al transcurrir los primeros 15 minutos de -

La etapa de consolidación, el operador de la prueba calcule la deformación lineal que va sufriendo la probeta del suelo y con estos valores y los tiempos transcurridos, los plasme en una gráfica en la cual coloque en el eje vertical a las deformaciones sufridas por la probeta, mientras que en el eje horizontal intersekte esas deformaciones con los tiempos en los cuales se tomaron las lecturas; y así sucesivamente los vaya plasmando hasta que se defina la curva de consolidación primaria. Cuando esto último suceda, el operador deberá detener el proceso cerrando las llaves de los drenes colocándolos en posición neutral.

6. Cuando el proceso de consolidación ha terminado, se sujeta al vástago de la cámara con unas pinzas que van atornilladas en el poste donde generalmente se colocan los micrómetros, y se desmontan del banco de consolidación.

7. Después, con esa misma presión confinante con la que se desmontó del banco de consolidación, se monta en la báscula y se adapta al marco de carga, luego se le coloca la manguera proveniente de los tanques de presión para que la confinante se mantenga constante. Posteriormente se le hacen todas las adaptaciones para efectuar la etapa de ruptura de la misma manera que en las dos pruebas triaxiales anteriores, al igual que al tomar los datos finales de la probeta en la forma indicada.

Proceso de Cálculo.

1. Para calcular los datos iniciales en una prueba triaxial consolidada no drenada, se sigue el mismo criterio que para una prueba triaxial no saturada, pero en el ensayo en cuestión, no se efectúa el cálculo de la etapa de ruptura de manera independiente como se hizo en la prueba anterior, ya que, en el ensayo que se está calculando se corrige el volumen y la altura de la probeta debido a la deformación que sufre la misma durante la consolidación, por lo que, la verdadera altura de la probeta al instante de empezar la etapa de ruptura se encuentra disminuyendo a la altura inicial

lo que se deforma en la consolidación, entonces:

$$h_c = h_i - \delta_{tc}$$

Donde:

h_c = Altura corregida de la probeta

h_i = Altura inicial de la probeta

δ_{tc} = Deformación total en mm durante la consolidación

2. Cuando ya se conoce la altura corregida de la probeta del suelo, se procede a calcular el volúmen corregido utilizando los cuatro criterios dados en la prueba triaxial rápida saturada más el que se describirá en líneas posteriores. Así que, en este ensayo se utilizan cinco criterios diferentes para cada probeta de suelo para encontrar su volúmen corregido.

- a) Para encontrar el volúmen corregido en una prueba triaxial consolidada no drenada, como quinto criterio se debe utilizar, el referente al agua desalojada por la probeta a través de la pipeta de la cámara durante la consolidación, y la expresión que la relaciona es la siguiente:

$$V_c = V_i - (P_f - P_i)$$

Donde:

V_c = Volúmen corregido de la probeta al inicio de la etapa de --ruptura.

P_f = Lectura final de la pipeta de la cámara triaxial después de la consolidación.

P_i = Lectura inicial de la pipeta de la cámara triaxial después de la consolidación.

Conocido el volúmen corregido, se calculan todos los datos finales de la prueba, así como, se puede calcular el área consolidada y el área corregida; y por lo tanto, se obtienen los datos los esfuerzos que soporta el suelo durante la etapa de ruptura.

3. Conocidos todos los datos de la prueba, se grafican en la carta principal, de la misma forma que para las triaxiales anteriores. En esta prueba hay que hacer notar que la cohesión del suelo disminuye con respecto a la prueba triaxial rápida saturada, y ello obedece, que durante el ensayo -etapa de consolidación- se permite en parte la disipación de la presión de poro y ello ayuda a que aumente la resistencia del suelo.

Por último diremos que la prueba triaxial consolidada no drenada, es la más adecuada para determinar la resistencia de suelos consolidados so metidos a cargas rápidas, como en el caso de un vaciado rápido de una presa o en el análisis de sismos.

Con esta prueba, damos por terminado en inciso III.3.a debido a - que ellas conforman el grupo de ensayos más importantes para determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en los suelos, se espera que con ellos se haya cubierto el tema.



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON

AREA DE INGENIERIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

TRIAxIAL CONSOLIDADA RAPIDA SATURADA

Procedencia..... Identificación de Lab.....
 Banco..... Pozo..... Profundidad.....
 Muestra..... Est..... Fecha.....

Peso probeta húmeda antes de la prueba + tara..... gr.
 Peso probeta húmeda después de la prueba + tara..... gr.

ANTES DE CONSOLIDAR

Peso tara N°..... gr.
 $W_w = W_w + W_s =$ gr.

Peso agua $W_{w1} =$ gr.

Peso probeta seca $W_s =$ gr.

$W_{w1} = W_{w1} + W_s =$ gr.

$\omega_1 =$ %

CONTENIDO DE AGUA

TIERRA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.
 Peso muestra seca + tara..... gr. $W_w =$ gr.
 Peso tara N°..... gr. $W_s =$ gr.

DESPUES DE ENSAYAR

Peso agua $W_{w2} =$ gr.

Peso probeta seca $W_s =$ gr.

$W_{w2} = W_{w2} + W_s =$ gr.

$\omega_2 =$ %

GRAVA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.
 Peso muestra seca + tara..... gr. $W_w =$ gr.
 Peso tara N°..... gr. $W_s =$ gr.

Grava..... % Peso grava =..... kg.

Tierra..... % Peso tierra =..... kg.

Absorción de la grava..... %

Prueba N°.....

Tierra =..... Grava =..... Mezcla =.....

Altura h =..... cm. Diámetro d =..... cm.

Volumen inicial de la probeta..... x h =..... cm³

Volumen de sólidos $V_s = \frac{W_s}{G_s} =$ cm³

Volumen de vacíos inicial $V_{v1} = V_T - V_s =$ cm³

Relación de vacíos inicial $e_1 = \frac{V_{v1}}{V_s} =$

Grado de saturación inicial $G_1 = \frac{W_{w1}}{V_{v1}} \times 100 =$ %

$\Delta V = \left(\frac{\omega_1 - \omega_2}{100} \right) W_s =$ cm³

Volumen corregido $V_c =$ cm³

$V_{v2} = V_c - V_s =$ cm³

Relación de vacíos final $e_f = \frac{V_{v2}}{V_s} =$

Grado de saturación final $G_f = \frac{W_{w2}}{V_{v2}} \times 100 =$ %

COMPACTACION

CAPA N°	CARGA	TIEMPO

HUMEDAD DE COMPACTACION

$W_H + Tara =$ gr.

$W_s + Tara =$ gr. $W_w =$ gr.

Tara N°..... gr. $W_s =$ gr.

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

Operador.....

Observaciones.....

Operador..... Cálculo..... Fecha.....

III.3.b. Ensayo para Determinar los Parámetros de la Permeabilidad de un Suelo.

La prueba que permite conocer el coeficiente de permeabilidad de un suelo, resulta en sí, de muy fácil ejecución, y para efectuarla pueden usarse permeámetros de lucita o en su defecto en los mismos tubos muestreadores cuando las circunstancias no permitan utilizar a los primeros. La prueba de permeabilidad tiene como objetivo proporcionar al proyectista la información referente a la cantidad de agua que el suelo en estudio permite que pase a través de él en la unidad de tiempo.

Existen dos métodos clásicos para determinar la permeabilidad de un suelo, en el primero se emplean permeámetros con carga variable, mientras que en el segundo se realizan con carga constante. El método de carga variable, se emplea para suelos un poco impermeables, o sea, para suelos cuyos coeficientes de permeabilidad están comprendidos entre 10^{-1} y 10^{-6} cm/seg., mientras que el método de carga constante generalmente se utilizó para determinar el coeficiente de permeabilidad en suelos granulares - grava, arena ó mezcla de éstos -, y en donde esos coeficientes oscilan entre 10^2 y 10^{-3} cm/seg. Así pues, para continuar con este tema, a continuación se describirá el primer método mencionado para determinar el coeficiente de permeabilidad de los suelos.

Permeabilidad con Carga Variable.

El equipo necesario para efectuar la prueba es el siguiente:

1. Permeámetro de lucita - para carga variable -, sus medidas no son constantes.
2. Cucharón, embudo, compactador, cápsulas, calibrador de vernier, termómetro, balanza de 0.1 g de precisión, probeta graduada, arena estándar de Ottawa, cronómetro, agua destilada, parafina, hornos.

La permeabilidad de un suelo se puede valorar tanto en suelos -- inalterados como en suelos integrales, así que cuando se desea conocer el -- coeficiente de permeabilidad de un suelo integral, hay que estructurar la -- probeta del suelo por ensayar de tal manera que entre cada una de las capas que se compacte no queden laminillas de suelo fino que pudieran alterar el ensayo y este diera como resultados puros datos erróneos. El ensayo que se describirá a continuación será para cuando se tiene un suelo inalterado y a este se le quiere determinar el coeficiente de permeabilidad utilizando el permedómetro con carga variable.

Procedimiento de Prueba.

1. Se labra la probeta de suelo de manera similar a las utilizadas en pruebas triaxiales, a diferencia que estas probetas tienen un diámetro -- promedio de 3 a 4 cm y su altura también es menor, dependiendo de las medi-- das del permedómetro.

2. Labrada la probeta, se anota en el registro el No. de permedé-- tro, diámetro del permedómetro, longitud de la muestra, diámetro promedio de la muestra, se calcula el área y volúmen de la muestra, así como todos los datos iniciales que permitan calcular sus relaciones volumétricas y gravimé-- tricas.

3. Coloque el cilindro de lucita del permedómetro sobre una superfi-- cie de vidrio y dentro del cilindro centre la muestra de suelo por ensayar, después selle el espacio comprendido entre las paredes del cilindro y la -- muestra de suelo con parafina derretida para evitar en lo posible que duran-- te el ensayo el agua fluya a través de esas paredes.

4. Cubierto el paso tres, se limpia la muestra de la parafina que -- pueda tener en sus caras superior e inferior, y luego se colocan las tapas del permedómetro.

5. Como siguiente paso, se coloca la manguera de la tapa superior del permeámetro a las llaves de abastecimiento de agua, y una vez que se colocaron todos los permeámetros por ensayar dentro del recipiente, se llena de agua a este y se da principio al proceso de saturación de la muestra por capilaridad, y cuando se ha saturado, se determina el coeficiente de permeabilidad del suelo de la manera siguiente:

- a) Con la llave de abastecimiento de agua se llena el piezómetro - bureta de descarga - poco más arriba de una marca previamente establecida en él.
- b) Cuando el agua pasa de regreso por la primera marca, se pone en marcha al cronómetro, luego se van tomando los tiempos cuando el agua va pasando por cada marca establecida, de igual manera, se va tomando la temperatura del agua del recipiente, para cada una de las lecturas tomadas en el piezómetro.
- c) Cubierto lo anterior, se suspende el ensayo antes de que el menisco alcance la base del piezómetro.
- d) Cuando el ensayo se ha terminado, se repiten los pasos a, b, y c, las veces que el operador considere pertinentes.

Proceso de Cálculo.

1. Se colocan los datos iniciales en las columnas del formato de -- cálculo y se calculan las restantes hasta encontrar el coeficiente de permeabilidad del suelo "Kt" a la temperatura a la que se efectuó el ensayo, - utilizando la expresión:

$$Kt = \frac{2.3 La}{A \Delta T} \log_{10} \frac{h_1}{h_2}$$

Donde:

L = Longitud de la muestra, en cm,

a = Area del piezómetro en cm^2

A = Area de la muestra del suelo, en cm^2

Δt = Incremento del tiempo, en seg.

h_1 = Carga inicial en cm, en el instante t_1 ,

h_2 = Carga inicial en cm, en el instante t_2

2. Después de encontrar el valor del coeficiente de permeabilidad para la temperatura de ensayo - K_t -, se hace una corrección a este valor - refiriendolo a una temperatura de 20°C , y para ello, se utiliza la tabla - que nos relaciona la variación de la viscosidad del agua con la temperatura; después se calcula la relación $\frac{\mu_t}{\mu_{20}}$, - ver tabla anexa -.

$$\frac{\mu_t}{\mu_{20}}$$

3. El coeficiente de permeabilidad para una temperatura de 20°C - K_{20} -, se calcula con la expresión:

$$K_{20} = K_t \frac{\mu_t}{\mu_{20}}$$

Donde:

μ_t = Viscosidad del agua a la temperatura de ensayo

μ_{20} = Viscosidad del agua a la temperatura de 20°C

4. Una vez que se han hecho los cálculos anteriores para cada una de las lecturas tomadas durante el ensayo de la prueba, se encuentra el coeficiente de permeabilidad del suelo, tomando un promedio aritmético de los resultados obtenidos para cada caso.



PERMEABILIDAD CON CARGA VARIABLE

Procedencia: _____ Ident. de Lab. _____

Banco: _____ Pozo _____ Profundidad: _____

Muestra: _____ Est. _____ Fecha: _____

No. de pruebas: _____ Fecha de la corrida: _____

DATOS INICIALES

Tara No. _____ Peso tara: _____ gr. Permeámetro No. _____

Peso muestra húmeda + tara: _____ gr. Diámetro de la muestra, $d =$ _____ cm.

Peso muestra seca + tara: _____ gr. Longitud de la muestra, $L =$ _____ cm.

Peso de los sólidos, $W_s =$ _____ gr. Área de la muestra, $A =$ _____ cm².

Peso del agua, $W_w =$ _____ gr. Volumen de la muestra, $V_t =$ _____ cm³.

Contenido de agua, $\omega =$ _____ % Volumen de los sólidos, $V_s =$ _____ cm³.

Densidad de sólidos, $S_s =$ _____ Volumen de vacíos, $V_v =$ _____ cm³.

Peso volumétrico seco, $\gamma_s =$ _____ kg/m³ Relación de vacíos, $e =$ _____

DATOS DEL ENSAYO

H ₁	H ₂	T ₁	T ₂	DIA	MES	AÑO	HORA	MIN.	SEG.	DIA	MES	AÑO	HORA	MIN.	SEG.		
																	← ①
																	← ②
																	← ③
																	← ④
																	← ⑤
																	← ⑥
																	← ⑦
																	← ⑧
																	← ⑨
																	← ⑩

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

$$W_w = V_t - V_s$$

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

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

Observaciones: _____

Operador: _____ Cálculo: _____ Fecha: _____

UNAM

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON
 AREA DE INGENIERIA CIVIL
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PERMEAMETRO DE CARGA VARIABLE

Procedencia: Identificación de laboratorio: Banco:

Pozo: Prof. Muestra: Estación: Cálculo:

$\frac{2.3 L_0}{A}$ (1)	$\frac{h_1}{h_2}$ (2)	$\text{Log.} \frac{h_1}{h_2}$ (3)	ΔT (seg) (4)	$\frac{1}{\Delta T}$	$K_T = (1) \times (3) \times (5)$	K_{20} Final

$$K_T = 2.3 \frac{L_0}{A} \log \frac{h_1}{h_2} \quad K_{20} = \frac{\mu_t}{\mu_{20}} K_T$$

$K_{20} =$ cm/seg
(Prom.)

Observaciones: Fecha:

Permeabilidad con Carga Constante.

Como antes se expuso, esta prueba se utiliza para determinar el coeficiente de permeabilidad de los suelos relativamente permeables, como son; gravas, arenas, y mezclas de arena y grava, lo que trae consigo que el ensayo generalmente se efectue sobre suelos integrales y por consiguiente, tenga que compactarse el suelo dentro del permedmetro.

Para compactar el suelo dentro del permedmetro, es necesario hacerlo por capas, teniendo cuidado de compactar con mayor energía de compactación a las capas subsecuentes para que el proceso sea lo más uniforme posible, y por ende, las condiciones iniciales del suelo por ensayar se reproduzcan lo más acercado a las que conserva en el sitio de donde se extrajo.

Debido a que el suelo necesariamente se compactará en esta prueba, para llevar a efecto ese proceso primero se tendrá que efectuar por separado la prueba de "Densidad Relativa" para que se obtenga el peso volumétrico seco máximo del material y auxiliándose de la relación $\gamma = \frac{W}{V}$ se podrá saber el peso de material por compactar, en vista de que el volúmen del permedmetro es un dato conocido.

La energía de compactación empleada en la compactación del suelo dentro del permedmetro, realmente no está establecida, y para que el material calculado sea acomodado en capas compactadas, es necesario contar con un operador con cierta experiencia y habilidad manual.

Por otro lado, en el Capítulo II, se expresó que el procedimiento de esta prueba, consiste en someter la muestra de suelo confinada en un depósito a un escurrimiento de agua bajo una carga constante y que, el coeficiente de permeabilidad se determina directamente con base en la ley de Darcy, a partir del gasto observado, área de la sección transversal de la muestra, longitud, carga aplicada y temperatura del agua.

Equipo necesario para efectuar la prueba,

Permeámetro de lucita - 10 cm de diámetro y 20 cm de longitud -, dispositivo de abastecimiento - ver figura -, termómetro, cronómetro, pizón metálico de 4 cm de diámetro y 300 g de peso, malla No. 100, balanza.

Procedimiento de Prueba.

1. Como primer paso, se mide el diámetro promedio del permeámetro y se determina su área transversal, el valor obtenido se anota en el registro anexo, el cual se considera igual al diámetro de la muestra.

2. Se coloca la malla en el extremo inferior del permeámetro y se pesa este conjunto, que se considera como el peso de la tara, al igual que en el paso No. 1, se registra su valor en el lugar indicado del formato, -- así como el número del permeámetro.

3. El material previamente secado en el horno se coloca en capas, -- las que se apisonarán de manera que la muestra quede uniformemente compacta da en todo su espesor,

4. Se pesa el permeámetro con la muestra compactada y se mide la -- longitud de la muestra, y cuyos valores se anotan en los renglones respecti vos.

5. Como siguiente paso, se satura la muestra por capilaridad, para ello, se abre la llave de paso de la fuente de abastecimiento al permeá-- metro lentamente para que el agua fluya a baja velocidad y al saturarse la -- probeta, el aire que se encuentra atrapado salga en lo posible de la mues tra, y para lograrlo, se permite que el agua se derrame por el permeámetro en su parte superior, quedando en ese momento el sistema en posición de -- prueba.

6. Se cierra la llave de paso entre la bureta y el permedmetro, y - en ese momento, se llena la bureta graduada por la parte superior. En seguida se ajusta la altura de la parte inferior del tubo más largo para dar a - la muestra el gradiente hidráulico escogido - i -, donde:

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

El gradiente aplicado no debe de ser superior al crítico, para evitar que las partículas se pongan en suspensión, a menos que se proteja a la muestra sujetándola con una piedra porosa en la parte superior de la misma.

7. Se cierra la llave 1 y se abre la 2, dejando conectada a la atmósfera la vena más larga. Después se establece el régimen dejando escurrir el agua durante un tiempo razonable - 15 minutos aproximadamente -.

8. Transcurrido este tiempo, se deja salir el agua hasta llegar a una marca conocida. Se cierra en ese momento la llave 2.

9. Por último, simultáneamente se abre la llave 2 y se pone en marcha el cronómetro, el que se detiene al pasar el nivel del agua de la bureta por otra marca conocida. Para cada lectura se va tomando el tiempo transcurrido en segundos y se anota en la columna correspondiente al formato - anexo, así como la temperatura y el volumen obtenido por diferencia de lecturas en la bureta calibrada.

Secuencia de Cálculo,

1. Para calcular el coeficiente de permeabilidad de un suelo cuya prueba utilizada para el ensayo fue la de carga constante, se aplica la fórmula siguiente:

$$Kt = \frac{VL}{Aht}$$

Donde:

V = Volúmen de agua medido

L = Longitud de la muestra

A = Área de la sección transversal de la muestra

h = Carga bajo la cual se produjo la filtración

t = Tiempo en que se efectuó la prueba, en segundos.

2. Para calcular el valor del coeficiente de permeabilidad a la temperatura de 20° C se utiliza la expresión:

$$K_{20} = Kt \frac{\mu_t}{\mu_{20}}$$

Donde:

La relación anterior se calcula al igual que para carga variable.

3. La relación de vacíos - e - de la muestra compactada se calcula con la fórmula que dice:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \rightarrow 1$$

Pero:

$$V_v = V_t - V_s \rightarrow 2$$

Como:

$$V_s = \frac{W_s}{S_s} \rightarrow 3$$

Sustituyendo 2 y 3 en 1 tendremos que:

$$e = \frac{Vt - \frac{Ws}{Ss}}{\frac{Ws}{Ss}}$$

Entonces:

$$e = \frac{Ss (Vt - \frac{Ws}{Ss})}{Ws}$$

Por lo tanto:

$$e = \frac{SsVt - Ws}{Ws} \text{ Fórmula para calcular la relación de vacíos.}$$

Donde:

Ss = Densidad de sólidos

Vv = Volúmen de vacíos

Vs = Volúmen de sólidos

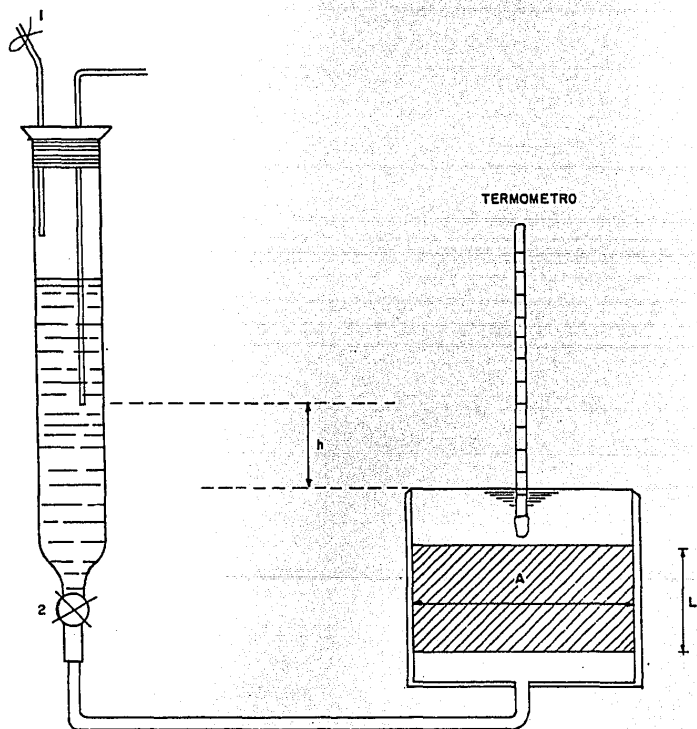
Vt = Volúmen total de la muestra

Ws = Peso de los sólidos.

e = Relación de vacíos.

Cuando el material con el cual se hace el ensayo es grava o mezcla de grava y arena, el proceso de cálculo es exactamente el mismo que los aplicados anteriormente, su única diferencia es que se usa un permeámetro más grande, que debe ser apropiado al tamaño de la grava.

DIAGRAMA ESQUEMATICO DEL SISTEMA UTILIZADO PARA EL - - -
ENSAYO DE LA PRUEBA DE PERMEABILIDAD CON CARGA CONSTANTE



III,3,c. Ensayo para Determinar los Parámetros de la Compresibilidad de los Suelos, -

El objetivo de la prueba de consolidación, es que con ella se obtiene información respecto a la magnitud de las compresiones totales que -- pueden presentarse bajo distintas cargas, y la evolución con el tiempo de -- la compresión sufrida por un suelo bajo una carga determinada.

La prueba de consolidación unidimensional consiste en comprimir verticalmente un espécimen de suelo, confinado en un anillo rígido, de -- acuerdo con una secuela de cargas establecida de antemano - por lo regular se usan los mismos tiempos que se utilizaron para la prueba triaxial rápida saturada consolidada -,

Equipo necesario para efectuar la prueba,

Consolidómetro - anillo fijo, flotante - que incluye anillo de -- consolidación, piedras porosas, extensómetro de cartula - micrómetro -, y - marco de carga - ver figura anexa que detalla el conjunto -, torno de labra -- do, herramientas para labrar, contador de alambre, regla metálica rígida -- afilada, dos placas de vidrio, balanza de 800 g, con precisión de 0.01 g, - cronómetro, reloj, termómetro, agua destilada, esponja, toallas de papel, - cápsulas para determinar contenidos de agua, horno, desecador y jeringa.

Es común que en todos los laboratorios de mecánica de suelos, pa -- ra efectuar el ensayo de consolidación, previamente se ajusten los pesos -- aplicados al brazo de palanca del consolidómetro para que este a la vez, -- transmita al espécimen la presión deseada para cada incremento de carga. -- Asimismo, se debe tener calibrado el aparato para saber cuanto se deforma - durante la prueba,

Las presiones con las que generalmente se opera una prueba de --

consolidación unidimensional son: 0,125, 0,250, 0,500, 1,000, 2,000, 4,000 y 8.000 kg/cm², - presiones usadas en la S.A.R.H,

Debido a que la prueba se puede realizar sobre suelos inalterados o suelos integrales, y en virtud de la imposibilidad de tratar todos - los tipos de ensayos en este trabajo, en este caso, únicamente se describirá la prueba para el primer tipo de suelo.

Procedimiento de Prueba.

1. En el registro de datos generales, se anotan las características iniciales de la muestra, así como, la altura y el diámetro interior del anillo de consolidación, el peso de éste y las dos placas de vidrio.

2. Se corta una porción de la muestra procurando que el espesor sea aproximadamente el doble de la altura del anillo, después se labra cuidadosamente la muestra del suelo de tal forma que tenga dos caras orientadas en la misma dirección que éste tenía en el sitio.

3. Se coloca el anillo sobre la muestra y con una herramienta adecuada se labra la probeta, y de los residuos del suelo se toma la humedad inicial de éste. Cuando la muestra sobrepasa del anillo de consolidación, - se quita el exceso de suelo de la parte superior iniciando el enrase de la orilla hacia el centro.

4. Cuando la muestra está enrasada de la parte superior, se le coloca una placa de vidrio y se invierte la posición de la probeta con el anillo, se enrasa la cara inferior y se acomoda la segunda placa de vidrio. -- Después se pesa este conjunto, se resta el peso de las placas y se anota el resultado en el registro de datos generales donde dice "peso probeta + anillo.

5. Se sacan las piedras porosas del agua y se secan superficialmente con toallas de papel, se deslizan con cuidado las placas de vidrio y en su lugar se centran las piedras porosas, posteriormente se coloca este nuevo conjunto en el recipiente del consolidómetro y se le protege contra pérdidas de humedad con recortes de esponja previamente saturadas.

6. Cuando el conjunto esta en condiciones de ensayarse, se levanta el marco de carga y se centra la probeta bajo el cabezal. Se coloca el micrómetro en el centro del marco y se apoya el extensómetro en la parte del marco por donde se transmite la carga a la pastilla del suelo. Después se adapta una cubierta de plástico sobre el recipiente del consolidómetro para evitar en lo posible la evaporación.

7. Una vez que se anotaron los datos iniciales del micrómetro y -- los tiempos de consolidación, se coloca la primera carga en el portapesas, se pone en marcha el cronómetro y se toman las lecturas del micrómetro en los tiempos indicados. Asimismo, es conveniente dibujar los resultados a medida que se van teniendo en una gráfica de deformaciones contra logaritmo del tiempo hasta que se defina la rama de consolidación primaria; y se anota en ese instante la lectura final del micrómetro para ese incremento de carga.

8. Se aplican los incrementos de carga siguientes, procediendo de la misma manera de como se explicó en el paso anterior. Al terminar el proceso de consolidación, se llena el recipiente del consolidómetro de tal forma que la probeta del suelo quede sumergida, se observa la lectura del micrómetro hasta que se estabilice y se registra el valor final.

9. Se descarga la probeta y para cada incremento de presión se va tomando la lectura del micrómetro hasta obtener una presión nula sobre la pastilla. Los tiempos que se emplean para la descarga son más cortos que los utilizados para los incrementos, debido a que la expansión ocurre con mayor rapidéz que la consolidación.

10. Terminada la prueba, se desarma el consolidómetro y se pesa el anillo con el suelo en esas condiciones, el dato se anota donde dice, "peso probeta saturada + anillo". Después se coloca la probeta del suelo en una cápsula previamente tarada, se pesa y el valor se anota en el mismo registro donde aparece "peso probeta + cápsula después de consolidada". - Por último, se somete el suelo al proceso de secado, cubierto ese período, se pesa y el valor se registra en el lugar indicado en el formato.

Secuencia de Cálculo.

1. En primera instancia, en el registro de datos generales se calculan el contenido de agua - $w\%$ -, la relación de vacíos - e -, y el grado de saturación - G_w -, antes y después de la consolidación auxiliándose de las relaciones siguientes:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100; \quad e = \frac{V_v}{V_s}; \quad V_s = \frac{W_s}{S_s}; \quad V_v = V_t - V_s; \quad G_w = \frac{W_w}{V_v} \times 100$$

Donde:

w = Contenido de humedad

W_w = Peso del agua, que se obtiene al restar el peso de la probeta seca al peso de la probeta húmeda; esto, dependiendo si se quiere conocer la humedad inicial o final.

W_s = Peso de los sólidos, se obtiene al restar el peso de la tara al "peso de la muestra seca + tara".

e = Relación de vacíos de la probeta.

V_v = Volumen de vacíos de la probeta, al hacer la diferencia - -
 $V_v = V_t - V_s$.

V_s = Volumen de sólidos, su valor se encuentra al dividir el peso de los sólidos entre la densidad del mismo - S_s -.

W_w = Volumen de agua, su valor regularmente se le considera al peso del agua.

V_t = Volúmen total de la probeta.

G_w = Grado de saturación del suelo.

2. Se calcula la deformación lineal que sufre la pastilla del suelo durante el proceso, restando a la lectura inicial del micrómetro las subsecuentes, además de restar la deformación del aparato.

3. La recuperación - etapa de descarga -, se calcula al hacer la diferencia entre la lectura del micrómetro en cada tiempo a la lectura ini-cial del mismo. Al resultado obtenido se le resta la correspondiente defor-mación del aparato.

4. Para cada incremento de carga se construye una curva de tiempo - deformación, sobre rayado semilogaritmico, en cuyas abscisas - escala loga-ritmica - se representa el tiempo en minutos, mientras que en las ordenadas - escala aritmética - se plasma la deformación en milímetros.

5. Una vez trazada la curva de deformaciones - tiempo para cada in-cremento de carga sobre el papel semilogaritmico, se calcula para cada grá-fica, el cero por ciento teórico de consolidación tal como se explica ense-guida:

- a) Se escoge un punto de la curva próxima al eje de las deformacio-nes.
- b) Se observa el tiempo que le corresponde y se localiza sobre la - curva el punto cuya abscisa sea cuatro veces la del punto origi-nalmente escogido.
- c) La diferencia de ordenadas entre ambos puntos se duplica, Este - valor se lleva a partir del segundo punto mencionado sobre la paralela al eje de las ordenadas, obteniendose de este modo un tercer punto, a través del cual se hará pasar una paralela al eje - de los tiempos que es la que define el cero por ciento teórico -

de consolidación. Después, se elige otro punto y se repiten los pasos b) y c) con el fin de comprobar los resultados anteriores.

6. El 100% teórico de consolidación se define por la intersección de la tangente al tramo central de la curva con la asíntota del tramo final de la misma.

7. Se traza una paralela al eje de los tiempos para cada punto -cero y 100%-, luego se traza otra paralela al eje de las deformaciones, partiendo esa recta del punto que determina el 100% de consolidación, al punto medio del segmento entre el cero y 100% teórico de consolidación le corresponde el 50% de consolidación.

8. El tiempo correspondiente al 50% de consolidación - t_{50} - se determina por la abscisa del punto de intersección de la curva y de la paralela al eje de los tiempos, trazada del punto medio de la curva. El cálculo del t_{50} debe hacerse para cada una de las curvas obtenidas en el proceso de consolidación.

9. Cubierto lo anterior, en el formato de resumen de cálculos se anotan todos los datos de carga y descarga obtenidos durante el proceso, y en la primera columna se anota la temperatura correspondiente a cada una de las etapas.

10. En la segunda columna se registran todos los incrementos de presión a partir de cero, así como los decrementos de la descarga hasta llegar nuevamente a cero.

11. La columna "relación de consolidación primaria" - r -, se calcula para cada etapa de carga con la fórmula siguiente:

$$r = \frac{d_0 - d_{100}}{d_i - d_f}$$

Donde:

- d_0 = Deformación en el cero por ciento de consolidación primaria
- d_{100} = Deformación en el cien por ciento de consolidación primaria
- d_i = Deformación inicial del espécimen - tomada como la lectura inicial del micrómetro.
- d_f = Deformación final del espécimen - tomada del punto de donde parte la asíntota.

12. La deformación lineal de la pastilla de suelo se calcula restando a la lectura inicial del micrómetro la lectura final de éste en cada incremento de carga, puesto que la lectura inicial del micrómetro para el segundo incremento de carga es la lectura final del primero, y así sucesivamente. Para la etapa de descarga se resta en cada caso, pues es de signo contrario a la deformación obtenida en la etapa de carga; esto es, que en la etapa de consolidación entre un incremento y otro, la deformación es acumulativa, mientras que en la descarga la pastilla de suelo trata de recuperar parte de su tamaño que se redujo.

13. La deformación unitaria - E - se calcula dividiendo la deformación lineal - δy - de cada renglón entre el espesor inicial de la probeta - $2H_1$ -, multiplicado por 100.

$$E = \frac{\delta y}{2H_1} \times 100$$

Donde:

- E = Deformación unitaria en por ciento
- δy = Deformación lineal en cada incremento de carga
- $2H_1$ = Espesor total inicial de la probeta - generalmente son 25 mm

14. Se calcula el espesor comprimido en mm - $2H$ -, restando al espesor inicial la deformación lineal correspondiente a cada renglón: $2H = 2H_1 - \delta y$.

15. Se calcula la columna $(2H-2H_0)$ en mm, y para ello, se calcula -
previamente el valor del espesor de los sólidos - $2H_0$ - con la expresión:

$$2H_0 = \frac{W_s \times 10}{\gamma_w S_s A_c}$$

Donde:

W_s = Peso de los sólidos

γ_w = Peso volumétrico del agua a la temperatura de ensayo, en --
 g/cm^3

S_s = Densidad de sólidos

A_c = Area de la probeta, en cm^2

16. La relación de vacíos para cada incremento de carga, se calcula
con la fórmula siguiente:

$$e = \frac{2H - 2H_0}{2H_0}$$

17. Para calcular H_m , en cm, se suman los dos renglones del espesor
comprimido que abarca el renglón H_m y se divide esa suma entre cuatro para
obtener un valor promedio.

18. Para obtener la siguiente columna, basta con elevar al cuadrado
cada valor de H_m y se tendrá su correspondiente en cm^2 .

19. En la columna que sigue se anotan los valores obtenidos para el
 ± 50 .

20. Como siguiente paso, se calculan las otras columnas aplicando --
las fórmulas que para cada caso aparecen en el formato de cálculo.

21. La columna e_m se calcula obteniendo el promedio de las relacio--

nes de vacíos de dos etapas consecutivas,

22. La columna P_m , en kg/cm^2 , es el promedio de las presiones de dos incrementos consecutivos.

23. Por último, se elaboran las gráficas con los datos calculados, - colocando en las ordenadas y en las abscisas los valores que indican los -- tres cuadros del formato de "gráficas de consolidación unidimensional".

Con la descripción del proceso de esta prueba, se da por terminada el Capítulo III de este trabajo, esperando haber cumplido con el objetivo trazado, al pretender dar con él un enfoque más claro en cuanto a la elaboración de un ensayo del suelo en el laboratorio, así como el proporcionar al mismo tiempo la guía necesaria para encontrar los parámetros de los suelos al efectuar los cálculos de esas pruebas.

UNAM

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON

AREA DE INGENIERIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CONSOLIDACION DATOS GENERALES

Procedencia _____ Identificación de Lab. _____

Banco _____ Pozo _____ Profundidad _____

Muestra _____ Est _____ Fecha _____

Aparato N° _____ Prueba N° _____

DATOS INICIALES

Peso anillo N° _____ gr. Peso probeta + anillo = _____ gr.

Peso probeta al inicio de la prueba W_H _____ gr.

Peso probeta + cápsula despues de consolidada = _____ gr.

Peso cápsula N° _____ gr. Peso probeta seca + cápsula = _____ gr.

Espesor inicial = _____ cm. Diámetro = _____ cm. Area = _____ cm

GENERALES

L_L = _____ % I_F = _____ % I_C = _____ %

L_P = _____ % I_T = _____ % C_R = _____ %

I_P = _____ % L_C = _____ % S_S = _____ %

ANTES CONSOLIDACION

W_H = _____ gr. V_T = _____ cm³ ω = _____ %

W_S = _____ gr. V_S = _____ cm³ e = _____ %

W_W = _____ gr. V_V = _____ cm³ G = _____ %

DESPUES CONSOLIDACION

W_H = _____ gr. E_F = _____ cm. ω = _____ %

W_S = _____ gr. V_T = _____ cm³ e = _____ %

W_W = _____ gr. V_V = _____ cm³ G = _____ %

CONTENIDO DE AGUA TESTIGO

PERMEABILIDAD PIEDRA POROSA

$W_H + C$ = _____ gr. Inicial Final

$W_S + C$ = _____ gr. W_W _____ gr. Carga hidraulica en cm. _____

C N° _____ gr. W_S _____ % Tiempo en seg. _____

ω = _____ % Permeabilidad en cm/seg. _____

Observaciones _____

Operador _____ Cálculo _____ Fecha _____

LNAM

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON
 AREA DE INGENIERIA CIVIL
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CONSOLIDACION-REGISTRO

Procedencia _____ Identificación de Lab. _____
 Banco _____ Pozo _____ Profundidad _____
 Muestra _____ Est. _____ Fecha _____

TEMP.	PRESION P Kg/cm ²	RELACION DE CONSOLIDACION PRIMARIA r	DEFORMACION LINEAL δ mm.	DEFORMACION UNITARIA ε %	ESPESOR COMPRIMIDO 2H mm.	2H - 2H _o mm.	$e = \frac{2H - 2H_o}{2H_o}$	Hm. cm.	Hm ² cm ²	t ₅₀ seg.	α _v cm ² /kg	C _v 10 ⁻⁴ cm ² /seg	Km ²⁰ 10 ⁻⁴ cm ² /seg	σ _m	P _m kg/cm ²

Aparato No. _____
 Peso de los sólidos $W_s =$ _____ gr.
 Densidad de los sólidos $S_s =$ _____
 Area de la probeta $A_c =$ _____ cm²
 Espesor de los sólidos, $2H_o = \frac{W_s \cdot 10}{W_w S_s A_c}$ _____ mm
 Espesor inicial $2H =$ _____ mm

Prueba No. _____
 Relacion de consolidación primaria, $r = \frac{d_s - d_{100}}{d_o - d_f}$
 Coef. de consolidación, $C_v = \frac{0.197 H_m^2}{t_{50}}$, cm²/seg.
 Coef. de compresibilidad, $\alpha_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1}$, cm³/Kg.
 Coef. de permeabilidad, $K_m = \frac{C_v \alpha_v \sigma_w}{(1 + e_m) 1000}$ cm/seg.

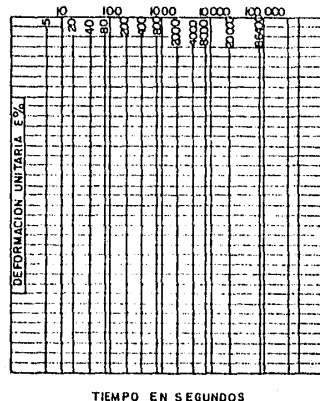
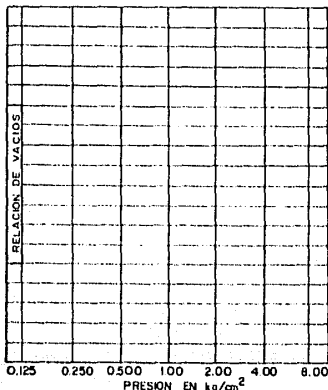
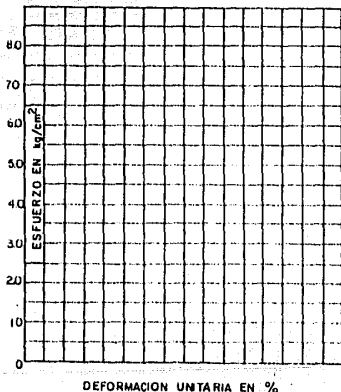
LNAM

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON
 AREA DE INGENIERIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Procedencia _____ Identificación de Laboratorio _____ Proceso _____
 Muestra _____ Pozo _____ Banco _____ Estación _____ Profundidad _____ m.
 Prueba No. _____ Aparato _____ Calculó _____ Operó _____
 w Inicial = _____ % e Inicial = _____ Sat. Inicial = _____ % Compactación = _____ %
 w final = _____ % e final = _____ Sat. final = _____ % $S_g = \frac{\Delta e}{e_0} =$ _____ kg/m^3

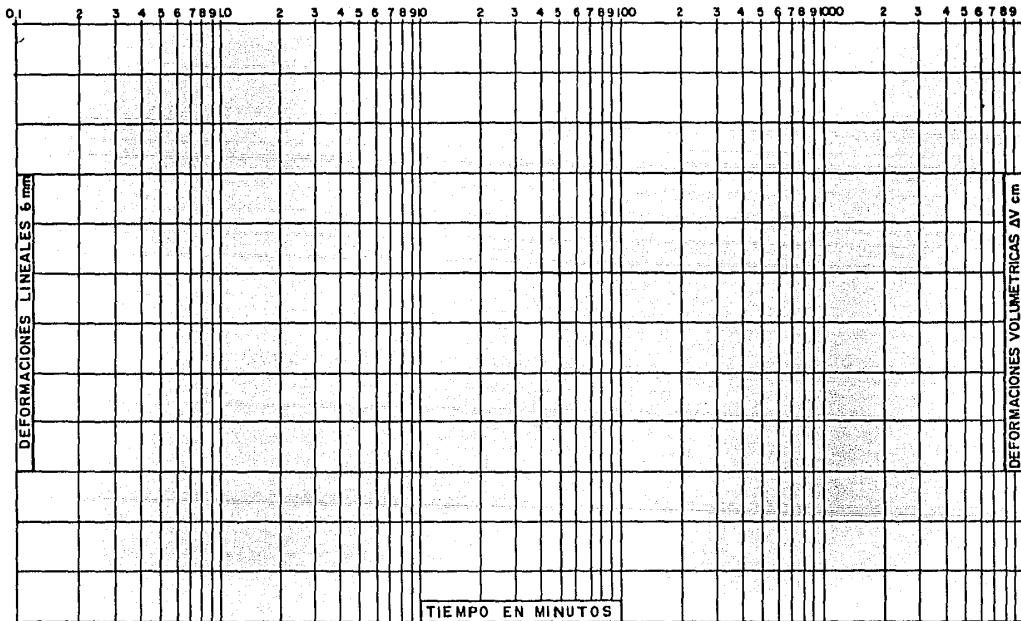


Observaciones _____



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON
AREA DE INGENIERIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

DEFORMACIONES VS. TIEMPOS



Procedencia _____ Anotó _____ Dibujó _____ Vo Bo _____
Observaciones _____ Fecha _____

CAPITULO IV

IV. APLICACION DE LOS PARAMETROS DEL SUELO EN EL DISEÑO DE PRESAS.

Dentro de los objetivos de este capítulo están el de mencionar a los parámetros del suelo que de alguna forma intervienen en el diseño de una presa de tierra, así como la de exponer de una manera breve la aplicación de esas propiedades en el diseño y construcción del proyecto.

En este capítulo, se hará también la observación de que para construir una presa de tierra, es necesario conocer los tipos de suelos con que se cuenta en la zona en donde ésta quedará establecida, de igual manera, se hará notar que es indispensable conocer el comportamiento estructural de ellos para garantizar el buen funcionamiento de la obra.

Para continuar con este tema, diremos que las propiedades de los suelos que se utilizan en el diseño de una presa de tierra, son aquellas -- que nos relacionan desde su clasificación, hasta las que nos proporcionan sus características de resistencia. Dentro de estas propiedades las más usuales en el diseño de dichas presas son; la cohesión y el ángulo de fricción interna de los materiales, que juntas nos proporcionan un rango aproximado de la resistencia al esfuerzo cortante cuando se tienen materiales cohesivos y friccionantes. Por otro lado, la propiedad de los suelos que resulta de mucha importancia es la permeabilidad, ya que ésta permite predecir mediante un análisis, en que magnitud andarán las filtraciones en el conjunto de la presa. Así también, otro parámetro importante de los suelos es aquel que toma en cuenta la compresibilidad de los mismos; es decir, es aquel que nos permite conocer o en todo caso, predecir los asentamientos -- que pueden presentarse en los estratos de suelos que constituyen la estructura principal de la presa.

Con los conceptos anteriormente expuestos, se puede concluir que la mecánica de suelos proporciona las herramientas necesarias para llevar a cabo el análisis y diseño de las presas en general, ya que dota al proyec--

tista de los elementos necesarios en cuanto a las propiedades de los materiales se refiere,

IV.1. Criterios empleados en el Análisis para el Diseño de Presas de Tierra,

En virtud de que las presas de tierra fallaron en diversas ocasiones, debido a que se proyectaron con procedimientos empíricos basados en la experiencia adquirida a través de los años; ello, trajo consigo que actualmente los métodos empíricos se reemplazaran por métodos racionales de ingeniería, tanto en el proyecto como en la construcción de la presa. Así, con el rápido avance que se tuvo en la mecánica de suelos se logró desarrollar algunos procedimientos de proyectos bastante mejorados para las presas de tierra, que principalmente constan de:

1. Investigaciones previas de las cimentaciones, así como el estudio de los materiales de construcción.
2. Aplicación de los conocimientos y técnicas de la ingeniería al proyecto.
3. Métodos de construcción cuidadosamente proyectados y controlados, basados en los dos puntos anteriores.

Con lo arriba expuesto, se puede decir que el proyecto de una presa de tierra debe apegarse a la realidad en cuanto a las condiciones reales del emplazamiento en donde se construya, y no tratar de copiarse de los proyectos que hayan funcionado con éxito en lugares y condiciones diferentes para otras presas que se proyecten. Con esto, se hace evidente que al diseñar una presa, debe emplearse el criterio adecuado ya sea para las investigaciones previas de su cimentación, o para los métodos y técnicas que habrán de utilizarse durante el proceso constructivo.

Los criterios o métodos más importantes utilizados en el análisis de una presa de tierra son: El análisis de la estabilidad de los taludes, el flujo de agua provocado por las filtraciones a través de la corti-

na, los asentamientos provocados por la estructura en la cimentación, así como la capacidad de carga de esta última.

IV,2. Estabilidad de los Taludes.

Antes de mencionar los criterios empleados en el análisis de la estabilidad de los taludes, es necesario definir primeramente a éstos de una manera sencilla. Así pues, "los taludes son cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que adoptan permanentemente las estructuras de tierra", estos taludes pueden ser naturales como las laderas o artificiales como los cortes y terraplenes.

Para calcular la estabilidad de las presas de tierra, se han propuesto varios métodos que en general, para su estudio se basan en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, y en algunas suposiciones con lo que respecta al tipo de falla del talud. De igual manera, la falla de un talud puede ocurrir por varias causas, tal como las siguientes:

- a) Falla por deslizamiento superficial
- b) Falla por erosión
- c) Falla por licuación
- d) Falla por capacidad de carga del terreno
- e) Falla por movimientos del cuerpo del talud

Este último tipo de falla puede ser de dos formas:

1. En el primero se define una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud, a este tipo de falla se le conoce con el nombre de falla por rotación.

2. La otra forma de falla, es la que ocurre a lo largo de superficies débiles en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación, a este tipo de falla se le llama falla por traslación.

Cuando se encuentra un talud formado por material puramente friccionante, para garantizar su estabilidad bastará que el ángulo que pre-

sente el talud sea menor que el de fricción interna del material constitutivo. Por lo tanto, su condición llmite de estabilidad será simplemente:

$$\beta = \emptyset$$

Donde:

β = Angulo del talud.

\emptyset = Angulo de fricción interna del material del talud.

Dentro de los métodos que existen para el cálculo de la estabilidad de un talud, los más usuales son:

- a) Método sueco
- b) Método del círculo de fricción
- c) Método de Taylor

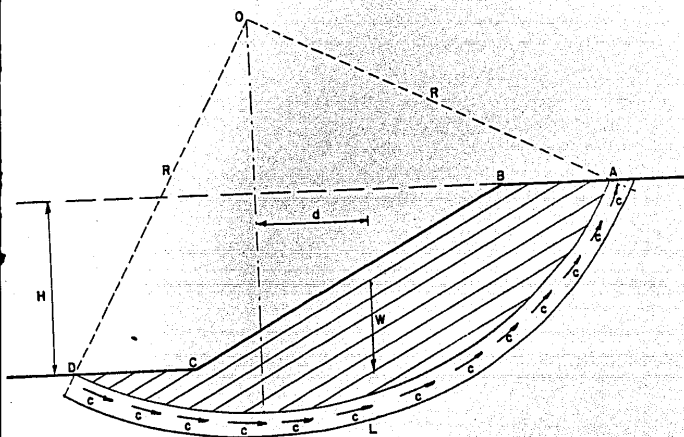
El primero es un método relativamente sencillo para analizar la estabilidad de un terraplén y se usa ya sea para materiales cohesivo-friccionantes o puramente cohesivos. A continuación se explica en que consiste el método sueco, ya que éste es el método más usado debido a la sencillez de su aplicación.

METODO SUECO.

En este método, se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a la falla por rotación, en los que se considera que la superficie de falla es cilíndrica y cuya traza con el plano en el que se calcula, es un arco de circunferencia.

En primera, se describirá el método sueco para cuando se tiene en el análisis del proyecto suelos puramente cohesivos, y en cuyos casos se procede de la siguiente manera:

DIAGRAMA HIPOTETICO DE FALLA



Considerese un arco de circunferencia con centro en "O" y radio "R" como la traza de una superficie hipotética de falla. Las fuerzas que tratan de producir el deslizamiento de la masa de tierra son, el peso del suelo correspondiente al área supuesta más cualquier sobrecarga que pudiera actuar sobre la corona del talud. De lo que se deduce, que el momento de estas fuerzas en torno a un eje normal a través de "O" será:

$$M_m = Wd$$

Donde:

M_m = Momento motor

W = Peso del suelo correspondiente al área supuesta

d = Distancia al eje normal considerado.

Por otro lado, las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de la cohesión a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta, así podemos decir que:

$$M_R = CLR$$

Donde:

M_R = Momento resistente.

C = Cohesión del suelo

L = Superficie del suelo supuesta

R = Radio descrito por la superficie de falla supuesta.

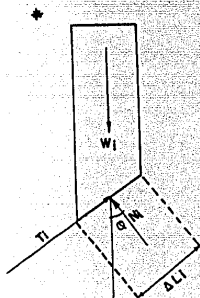
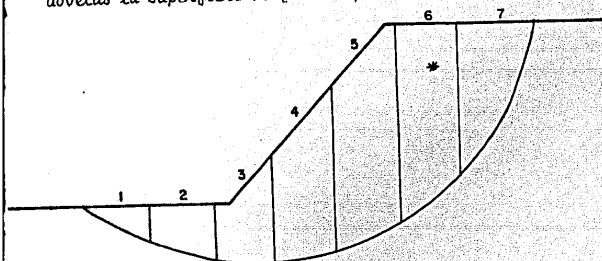
En este método, el factor de seguridad contra el deslizamiento se define como la relación del promedio de la resistencia al esfuerzo cortante, al promedio del esfuerzo cortante determinado por medio de la estática en una superficie potencial de deslizamiento, así:

$$F.S. = \frac{M_R}{M_m}$$

Por otro lado, la fuerza ejercida por cualquier segmento dentro del círculo de deslizamiento es igual al peso del segmento, y actúa verticalmente hacia abajo desde su centro de gravedad. Asimismo, los componentes de este peso actúan en una porción del círculo y son: la fuerza normal al arco, determinada completando el triángulo de las fuerzas con líneas en las direcciones radiales y tangenciales de la superficie de falla.

2. Cuando se tienen suelos con cohesión y fricción se usa el método de las dovelas que es una particularidad del método sueco. En este, se supone un círculo de falla a elección, y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas, cuyo número, se escoge a criterio; ya que, entre más grande sea el número de dovelas, los resultados obtenidos son más aproximado.

En la figura siguiente, se ilustra el criterio para dividir en dovelas la superficie de falla supuesta.



$$N_i = W_i \cos \alpha$$

$$T_i = W_i \sin \alpha$$

De la figura anterior, se observa que para lograr el equilibrio de cada dovela se considera su peso W_i y las fuerzas N_i y T_i que corresponden a las reacciones normal y tangencial a lo largo de la superficie de deslizamiento ΔL_i , donde estas últimas equilibran a W_i .

El momento motor debido al peso de cada dovela puede calcularse con la expresión siguiente:

$$M_m = R \sum T_i /$$

En este caso, como antes se expresó, el momento resistente se debe al esfuerzo cortante S_i , que se desarrolla a través de la superficie de deslizamiento de cada dovela, y su cálculo se efectúa auxiliándose de la siguiente expresión:

$$M_R = R \sum S_i \Delta L_i$$

Para este método, el factor de seguridad se obtendrá utilizando la expresión que a continuación se describe:

$$F.S. = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{\sum T_i}$$

Cuando se usa el método de las dovelas, es frecuente encontrar en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos, en este caso, puede considerarse a la masa del suelo deslizante correspondiente a un círculo supuesto, dividida por dovelas, de modo que ninguna base de ellas caiga entre dos estratos, a fin de lograr con ello la máxima facilidad en los cálculos.

Para obtener el peso de cada dovela, en este caso, se calculará en sumandos parciales, y se multiplica la parte de la dovela correspondiente a cada estrato por el peso específico respectivo, conocido el peso de cada dovela, se procede a calcular los momentos resistentes y motores parciales. Después, los momentos totales se obtienen sumando los parciales calculados, y con ellos, puede calcularse el factor de seguridad correspondiente al círculo de falla elegido.

Como puede apreciarse, el parámetro que más se utiliza al hacer el análisis de la estabilidad de una cortina, es el relacionado con el esfuerzo cortante del suelo.

IV.3. El flujo del agua a través del suelo.

Sabemos que el agua almacenada por una presa, puede generar una serie de filtraciones que pueden llegar en muchos casos a provocar la falla de la misma. Esas filtraciones pueden aparecer ya sea por una mala compactación del corazón impermeable de la presa o a través de la cimentación ya que en ésta generalmente no se tienen materiales homogéneos, sino por el contrario, consisten en depósitos aluviales compuestos de arena y grava que son relativamente permeables, dando con ello, origen al fenómeno mencionado.

En otros casos, cuando la cimentación de una presa este formada por diferentes estratos, y estos a la vez resulten un tanto permeables, en esos casos, se pueden presentar dos grandes problemas:

- a) Uno, es el que se refiere a la magnitud de las filtraciones subterráneas.
- b) El otro problema, es el referente a las presiones producidas por las filtraciones.

Con lo anterior, se puede establecer que las pérdidas de agua en una presa por filtraciones subterráneas, no solamente pueden hacer fallar la estructura sino que, pueden provocar pérdidas económicas si la presa se diseñó para almacenamiento y las avenidas de agua en la región son escasas.

Para saber la estimación del volumen de las filtraciones que pueden esperarse durante la vida útil de la obra, es necesario determinar el coeficiente de permeabilidad de la cimentación que generalmente, esta en función del tamaño y granulometría de las partículas gruesas, de la cantidad de finos y de la densidad de toda la mezcla.

Los métodos más usuales para determinar el coeficiente de permea

bilidad en las cimentaciones de una presa son:

1. Pruebas de Bombeo,

Estas pruebas consisten en bombear agua en un pozo con un gasto constante, observando a la vez, el descenso del nivel freatico en pozos colocados en líneas radiales a diferentes distancias del pozo en el que se bombea.

2. Pruebas de Observación.

En esta prueba se observa la velocidad del flujo, medida por la rapidéz con que se mueve el agua teñida usada para tal efecto, o también se pueden hacer con un electrolito desde un punto de inyección a un pozo de observación.

3. Pruebas de Inyección.

Dentro de las pruebas de inyección, se bombea agua dentro de un barreno ó pozo de prueba, observando las filtraciones bajo una carga determinada.

De las pruebas antes descritas, para determinar el coeficiente de permeabilidad, la prueba que resulta más económica, es la que se bombea inyectando agua, ya que se puede ejecutar en combinación con los sondeos -- usuales de perforación preliminar. Aunque los resultados obtenidos por este método, pueden considerarse como aproximaciones solamente. Otra de las ventajas que presenta la prueba anterior para determinar la impermeabilidad de las cimentaciones, es que se puede determinar la permeabilidad de los diferentes estratos, en vez de la permeabilidad total de la cimentación.

Una vez que se determinó el coeficiente de permeabilidad de la cimentación, ya sea por pruebas de campo o por ensayos realizados en el la-

laboratorio, se puede con este parámetro hacer una determinación quizá un poco tosca del volumen de las filtraciones subterráneas usando la fórmula de DARCY.

$$Q = kiA$$

Donde:

Q = Al gasto o descarga de agua en la unidad de tiempo.

k = Coeficiente de permeabilidad de la cimentación, es decir, es la descarga a través del área unitaria con la pendiente hidráulica unitaria.

i = Pendiente o gradiente hidráulico

A = Área bruta de la cimentación a través de la cual se establece el flujo

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

h = Diferencia de carga

L = Longitud del recorrido.

De acuerdo a lo expresado anteriormente, los resultados obtenidos con la expresión de DARCY, se deben considerar como una indicación del orden de la magnitud en que andarán las filtraciones, al evaluar las pérdidas de agua en la cimentación. Puesto que, la precisión con que se determinan las filtraciones subterráneas, dependen de la homogeneidad en la cimentación y de la forma adecuada con que se haya obtenido el coeficiente de permeabilidad, cuyo valor generalmente se obtiene en el laboratorio, tal como se indicó en párrafos anteriores.

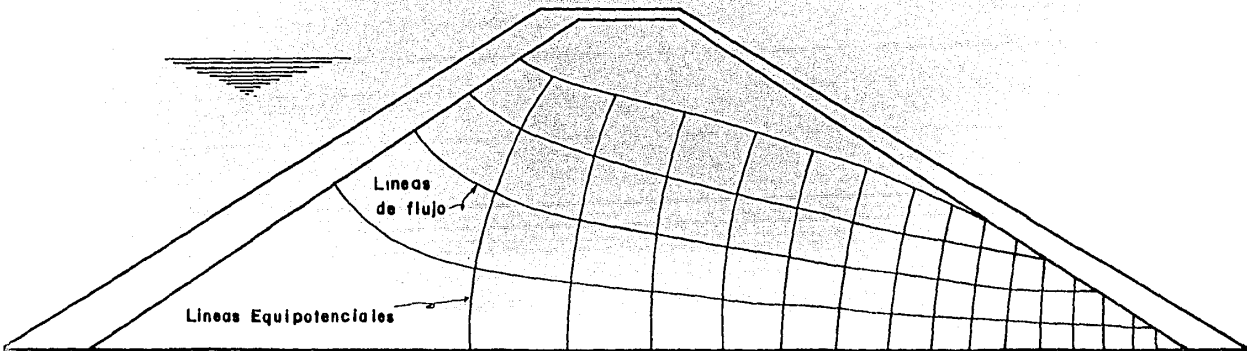
Así también, al hacer el análisis del proyecto de una presa, se debe tener cuidado de que no existan filtraciones excesivas puesto que, la circulación del agua a través de la cortina o a través de una cimentación -

permeable, producen generalmente fuerzas de filtración como resultado de la fricción entre el agua que se infiltra y las paredes de los poros del suelo por medio del cual pasa. Al continuar el agua su recorrido, sigue -- ejerciendo las fuerzas mencionadas en la dirección de la corriente, resultando proporcionales a las pérdidas por fricción en la unidad de distancia. Por otro lado, cuando el área de la sección transversal esta reducida, como generalmente sucede por debajo de la presa, la velocidad de filtración aumenta para un gasto determinado; trayendo como consecuencia que haya un aumento en las pérdidas por fricción, aparte de que la fuerza de filtración -- aumenta en forma correspondiente.

Para conocer la magnitud y distribución de las fuerzas de filtración en la cimentación de una presa, comunmente se obtiene por medio de una red de flujo, que es la representación gráfica de las trayectorias que sigue el agua, y de las líneas de igual potencial en el flujo subterráneo. Estas últimas, representan la presión más la elevación sobre un plano de comparación.- ver figura que ilustra las redes de flujo--.

Al dibujar las redes de flujo, en ellas se representan las líneas de flujo y las líneas equipotenciales que van superpuestas en una sección transversal del suelo, a través del cual tiene lugar el flujo del agua que se desea determinar, para determinarlo, se puede hacer uso del método matemático, ya que ambas curvas pueden derivarse de esa manera, aunque la solución gráfica es la más comunmente usada debido a la facilidad que representa en la práctica.

Por otro lado, para establecer el análisis de las presiones de filtración y la seguridad en la cimentación de una presa contra la tubificación haciendo uso del método de la red de flujo, generalmente se encuentran serias limitaciones, especialmente cuando el terreno de la cimentación está estratificado, o cuando se instalan drenes o dentellones parciales; ya que para estos casos, es necesario conocer la magnitud del coeficiente de permeabilidad en cada estrato. Para cuando esto se presente, es mejor usar --



**ESQUEMA REPRESENTATIVO DE UNA RED DE FLUJO
EN UNA PRESA DE TIERRA**

otro criterio que se adapte a esas condiciones, y el método más recomendable es el de la sección transformada que, aunque es un poco más laboriosa su aplicación para estos casos específicos es mejor su empleo.

El método de análisis por medio de una red de flujo es aplicable solamente a la determinación de la seguridad de una cimentación respecto a los reventones producidos por la tubificación, los cuales, técnicamente son independientes del tamaño de los granos del suelo de dicha cimentación; y - supuestamente, deberían de ocurrir a la primera vez que se llena el vaso. - Aunque la experiencia ha demostrado que el tamaño de los granos y la granulometría de la cimentación tiene una influencia importante en las fallas -- por tubificación, y estas con frecuencia tienen lugar después de que la presa ha estado en servicio por algún tiempo.

Para concluir con este inciso, podemos deducir que muchas de las fallas debidas a la tubificación son del tipo de erosión subterránea; esto, como resultado de las filtraciones que siguen zonas geológicamente débiles. Este tipo de fallas no se pueden analizar con las redes de flujo ni con - - otro método teórico. Por todo lo anterior, se aprecia de inmediato la importancia que representa el coeficiente de permeabilidad de los suelos, ya que su aplicación en este análisis es vital, y su obtención debe ser en sí, lo más apegado a la realidad para que se lleguen a resultados favorables y confiables.

IV.4. Los Asentamientos en los Suelos.

Los problemas de asentamientos en la estructura de una presa, se pueden presentar por varias razones, dentro de las cuales, están la consolidación y la distorsión del subsuelo, que están directamente relacionados -- con la carga transmitida al subsuelo en un tiempo determinado. De esta manera y en base al concepto anterior, podemos definir lo siguiente: "Al proceso de disminución de volúmen que tiene lugar en un lapso determinado de -- tiempo, provocado por el aumento considerable de las cargas sobre el suelo, se le conoce con el nombre de consolidación".

Por otro lado, se considera que durante el proceso de consolidación existe expulsión de agua por ambas caras de una masa de suelo supuesta, aunque realmente eso depende de las condiciones de drenaje, además, durante ese proceso se presupone que la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma. Así, aclarados los conceptos anteriores, podemos establecer que el movimiento de las partículas del suelo ocurre solamente en la dirección vertical, por lo que se deduce que a este proceso de consolidación se le conoce con el nombre de consolidación unidireccional o consolidación unidimensional. Del concepto anterior, de antemano se aprecia que durante la consolidación unidimensional, el volúmen de la masa disminuye pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos. Así también en este proceso, a las dificultades que se presentan durante el desalojamiento del agua se le conoce con el nombre de efecto primario o consolidación primaria. En tanto que la consolidación secundaria para algunos investigadores es la parte de la consolidación debida esencialmente al retardamiento del proceso por fricción remanente entre las partículas.

Para continuar con este tema diremos que cuando existen en la cimentación arcillas o limos compresibles, es necesario estimar los asentamientos totales que se presentan debidos a las cargas del terraplén, puesto que éstos cálculos ayudan a conocer el valor de ΔH que está en función de -

la relación de vacíos y del espesor del estrato,

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e} H$$

Cuando no se tienen parámetros obtenidos en el laboratorio de mecánica de suelos de muestras inalteradas ensayadas en compresión confinada - consolidación unidimensional -, se recomienda hacer uso de la gráfica que se anexa para elegir el Índice de compresibilidad - C_c - a partir del contenido de agua - w - o del límite líquido - LL -, en el supuesto de que el limo o la arcilla en cuestión se encuentren normalmente consolidados.

Para el cálculo de los asentamientos es necesario también conocer, los incrementos de los esfuerzos verticales producidos por la carga -- del terraplén en diferentes secciones del mismo. Los esfuerzos citados se -- valúan con las fórmulas dadas en las teorías que para el efecto demostraron BOUSSINESQ y WESTERGARD. El primero, basa su teoría en la suposición de una masa de suelo homogénea, elástica e isotropa que se extiende infinitamente por debajo de la superficie de la masa; mientras que WESTERGARD en su teoría, se ajusta más a las condiciones elásticas de una masa estratificada de suelo; por lo que supone una masa homogénea y elástica reforzada por finas láminas horizontales no deformables de espesores despreciables.

Desde el punto de vista anterior, si los depósitos de la cimentación constituyen un medio homogéneo o estratificado, los asentamientos así calculados permiten conocer a aquellos producidos por la consolidación -- ΔH -, además de que también permiten conocer las deflexiones de la corona del terraplén - $\frac{\Delta \lambda}{L}$ -, que representa la pendiente de la curva deformada - de la corona. Para este último concepto se ha encontrado empíricamente que para la mayoría de los suelos cohesivos una deflexión $\frac{\Delta \lambda}{L} > 0.5 \%$, implica que ese suelo es susceptible de agrietamiento, acarreado con ello un grave problema para la estabilidad de la estructura.

Una vez que se ha vertido un esbozo general acerca de los asentamientos que se generan en la estructura de una presa, se dará a continuación un breve resumen de las fórmulas de la teoría de consolidación usadas con frecuencia para el cálculo de éstas.

1. La solución de BOUSSINESQ para el cálculo del incremento vertical - $\Delta\sigma_z$ -, a una profundidad Z y a una distancia horizontal r del punto de aplicación de la carga, se obtuvo suponiendo que el material en cuyo seno se producen los esfuerzos que se miden es homogéneo, isótropo, linealmente elástico y semiinfinito, limitado por una sola frontera plana, tiene la expresión matemática siguiente:

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{2\pi} \cdot \frac{Z^3}{(r^2 + Z^2)^{5/2}}$$

Donde:

$\Delta\sigma_z$ = Incremento del esfuerzo vertical

Q = Carga aplicada

r = Distancia horizontal del punto de aplicación de la carga

Z = Profundidad del suelo a donde se quiere conocer el esfuerzo.

2. Fórmula de WESTERGARD para calcular el incremento del esfuerzo vertical producido por una carga concentrada y aplicada en la superficie de un suelo compresible esta dada por:

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{\pi Z^2 \left[1 + 2 \left(\frac{r}{Z} \right)^2 \right]^{3/2}}$$

Donde:

La nomenclatura es la misma que la utilizada en la solución de BOUSSINESQ,

3. Fórmula para calcular el coeficiente de compresibilidad - a_v -, que representa en módulo, la pendiente de la curva de compresibilidad, en escala natural en cualquier punto; cuyo valor depende de la presión actual sobre el suelo y no es una constante del mismo físicamente, a_v mide la razón de variación de la relación de vacíos con la presión; y su expresión viene dada por:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

Donde:

a_v = Coeficiente de compresibilidad

Δe = Incremento de las relaciones de vacíos = $e_0 - e_1$

Δp = Incremento de la presión adicional, o promedio aritmético - en las presiones externas = $p_2 - p_1$

4. Fórmula para encontrar el valor del coeficiente de variación volumétrica - m_v -, que físicamente expresa la compresibilidad del suelo, relacionando a ésta con su volumen inicial, y su expresión es:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e}$$

Donde:

m_v = Coeficiente de variación volumétrica

e = relación de vacíos

5. Fórmula para encontrar el coeficiente de consolidación - C_v -, que se considera constante durante todo el proceso de consolidación, aunque los resultados de la teoría han demostrado su excelencia solo para predecir el comportamiento de la mayoría de las arcillas, dentro de una aproximación práctica. A esto se debe el hecho de que, para tales suelos el coeficiente de consolidación sea prácticamente constante a pesar de que los coeficientes de permeabilidad - k -, y de compresibilidad - a_v -, sean variables. Así que, la expresión para calcular el coeficiente de consolidación está dada por:

$$C_v = \frac{k (1+e)}{a_v \gamma_w} ; \text{ pero, } \frac{(1+e)}{a_v} = \frac{1}{m_v} \text{ por lo tanto}$$

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

Donde:

C_v = Coeficiente de consolidación

k = Coeficiente de permeabilidad

γ_w = Peso específico del agua

6. Fórmula para calcular el factor tiempo.

$$T = \frac{k (1+e) t}{a_v \gamma_w H^2} ; T = C_v \frac{t}{H^2} ; T = \frac{\pi}{4} U^2$$

Donde:

T = Factor tiempo

t = Tiempo en que ocurre el asentamiento

U = Grado de consolidación o porcentaje de consolidación

H = Espesor del estrato compresible

7. Fórmula para calcular el coeficiente de permeabilidad.

$$k \text{ (cm/seg.)} = \frac{a_v H^2 \gamma_w}{5 (1+e) t_{50}} ; t_{50} = \frac{H^2 \cdot T}{C_v}$$

Donde:

k = Coeficiente de permeabilidad

t_{50} = Tiempo del 50% de consolidación, punto que se toma por estar lo suficientemente alejado del 0 y 100% de consolidación, para evitar los errores en que puede incurrirse, originados -- por los procedimientos con que se encontraron esos límites; se escoge el 50% de consolidación, en virtud que está igual mente alejado de la fuente de error, además de que se tiene la ventaja de que el valor de T , se encuentra fácilmente, -- siendo $t_{50} = 0,2 = \frac{1}{5}$, lo que equivale que t_{50} sea igual a 0.197.

8. Fórmula para calcular el asentamiento por consolidación de un es trato de espesor H .

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e} H ; \Delta H = \frac{a_v}{1+e} \Delta p H ; \Delta H = m_v \Delta p H$$

Donde: ΔH = Asentamiento total por consolidación
 Δp = Incremento de presión.

9. Fórmula para calcular el asentamiento por consolidación en el -- torno virgen de la curva de consolidación.

$$\Delta H = \frac{C_c}{1+e} \left(H \log \frac{p_o + \Delta P}{p_o} \right)$$

Donde:

C_c = Índice de consolidación

P_o = Presión efectiva vertical, comunmente usada igual a uno.

10. Fórmula para calcular el asentamiento ocurrido en un tiempo t .

$$S_t = \Delta H \left[\frac{U\%}{100} \right]$$

$$S_t = m_v \Delta p H \left[\frac{U\%}{100} \right]$$

Donde:

S_t = Asentamiento del estrato en el tiempo t

U = Porcentaje de consolidación.

Con todo lo expuesto en líneas anteriores, se puede concluir que para hacer el análisis de los asentamientos que ocurren en la estructura de una presa, se utilizan generalmente los parámetros que se obtienen en la -- prueba de consolidación unidimensional, aunque también se toman en cuenta -- los parámetros que se obtienen de los ensayos hechos para la compactación, ya que una mala compactación permite el aumento de la permeabilidad de la -- masa térrea, además que disminuye su capacidad de carga, trayendo como consecuencia, un alto grado de consolidación.

Con lo descrito, se da por terminado este inciso esperando haber cumplido con el objetivo del mismo.

IV.5. La Capacidad de Carga de Los Suelos.

Para comprender mejor este inciso, iniciaremos definiendo el concepto de capacidad, que como sabemos, "Es la presión que el suelo es capaz de soportar sin correr el riesgo de que éste llegue a la falla debido a su resistencia al esfuerzo cortante, independientemente de cualquier asentamiento o de alguna consolidación que ocurra al aplicar la carga que genera dicha presión".

Para realizar el estudio de la capacidad de carga de un terreno, se han desarrollado teorías que generalmente se basan en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos obtenidos del estudio de la mecánica del medio continuo. Dichos estudios se derivan de la solución que PRANDTL dio para tal caso, en su mecanismo de falla. Así también, existen otras teorías para el estudio de la capacidad de carga basadas únicamente en el empirismo, ya que éstas teorías se obtienen a través de la observación y de la experiencia adquirida con el comportamiento de las obras construidas. También se sabe que éstas teorías juegan un papel importante en la solución de los problemas de la mecánica de suelos.

A continuación se dará un enfoque general de las teorías más usadas en el análisis de la capacidad de carga en un terreno de cimentación, que como antes se expresó, tienen sus inicios en la solución que PRANDTL dio basada en el estudio que realizó para la mecánica del medio continuo; dando con ello, el punto de partida a todas las teorías que se han desarrollado para una aplicación específica en los suelos con lo que respecta a su capacidad de carga.

a) Teoría de TERZAGHI.

Con esta teoría, se dieron los primeros pasos para adaptar a la mecánica de suelos los resultados del estudio de la mecánica del medio con-

tinuo analizados por PRANDTL.

La teoría de TERZAGHI desarrollada para efectuar el análisis de la capacidad de carga de un terreno, cubre el caso más general para cuando se tienen suelos con "cohesión y fricción", y por la trascendencia que ha tenido dentro de la mecánica de suelos, quizá sea la teoría más usada para el cálculo de la capacidad de carga en los proyectos prácticos, y especialmente en el caso de los cimientos poco profundos. De lo anterior, se entenderá por cimiento poco profundo, cuando se presente el caso de que el ancho "B" sea igual o mayor que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento D_f , conocido como profundidad de desplante. Así en estas condiciones, TERZAGHI en su análisis despreció la resistencia al esfuerzo cortante del suelo arriba del nivel de desplante del cimiento, -- considerandola solo de dicho nivel hacia abajo, amén de que supuso que el terreno sobre la base del cimiento solo produce un efecto que puede considerarse como una sobrecarga $q = \gamma D_f$, ver figura anexa que muestra el mecanismo de falla propuesto por TERZAGHI y el tipo de cimiento a que se refiere en su teoría.

Después de adaptar su teoría a la mecánica de suelos, TERZAGHI llegó a la expresión matemática siguiente para el cálculo de la capacidad de carga en un terreno de cimentación.

$$q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

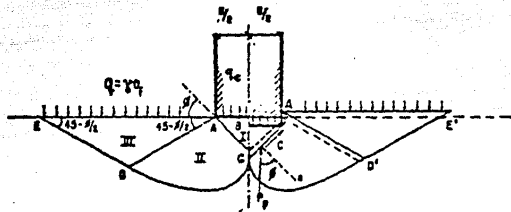
q_c = Capacidad de carga última del terreno

C = Cohesión del suelo

γ = Peso específico o peso volumétrico del suelo

D_f = Profundidad de desplante del cimiento

B = Ancho del cimiento



Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi

En la expresión de TERZAGHI, N_c , N_q y N_γ son coeficientes adimensionales que dependen del valor de ϕ , que representa el ángulo de fricción interna de los materiales constitutivos del cimiento, aunque también se les conoce con el nombre de factores de capacidad de carga y sus valores se obtienen de las tabulaciones como la ilustrada en la gráfica - ver figura - hecha por TERZAGHI para facilitar el trabajo de cálculo.

TERZAGHI establece en su teoría que el análisis se realiza cuando se presenta una falla general en el cimiento, y en los casos en que se presente una falla local para obtener la capacidad de carga con respecto a esa falla del cimiento, TERZAGHI corrigió su teoría de una manera sencilla de tal manera que introdujo nuevos valores de " C " y " ϕ " para efectos de cálculos:

$$C' = \frac{2}{3} C$$

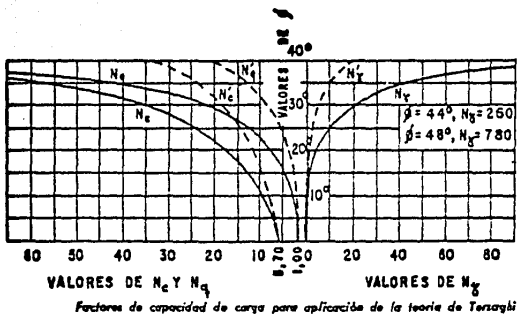
$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$$

Con los términos anteriores, de inmediato se aprecia que TERZAGHI asignó al suelo una resistencia de las dos terceras partes del valor real de éste, datos que deben incluirse en la fórmula anterior para encontrar el suelo equivalente, después se aplica la teoría primeramente expuesta. Así, la fórmula definitiva para calcular la capacidad de carga última con respecto a la falla local queda establecida por la expresión siguientes:

$$q_c = \frac{2}{3} CN'c + \gamma D_f N'q + \frac{1}{2} \gamma BN'\gamma$$

Donde:

$N'c$, $N'q$ y $N'\gamma$ son los factores de capacidad de carga equivalentes para la falla local, sus valores se obtienen de la misma gráfica que se



utilizó para encontrar los correspondientes para la falla general.

Toda la teoría anterior se refiere únicamente a cimientos continuos, o sea, toma en cuenta a aquellos cimientos con longitud infinita normal al plano del papel, pero en la práctica continuamente se tienen cimientos con forma cuadrada o de forma circular; cuando se presentan estos casos, en virtud de que no existe ninguna teoría, ni siquiera aproximada para efectuar el análisis de la capacidad de carga para este tipo de cimiento, TERZAGHI en base a resultados experimentales satisfactorios, modificó la expresión fundamental de la siguiente manera:

1. Para zapatas cuadradas.

$$q_c = 1.3 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

2. Para zapatas circulares

$$q_c = 1.3 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma$$

Donde:

R = Radio del cimiento.

Anteriormente se explicó que N_c , N_q , N_γ son función directa del ángulo ϕ , ahora si referimos la teoría de TERZAGHI a suelos puramente cohesivos en donde $\phi = 0$, los valores de los factores de capacidad de carga según la gráfica hecha por TERZAGHI quedarían de la siguiente forma:

$$N_c = 5.7, \quad N_q = 1.0, \quad N_\gamma = 0$$

Tomando en cuenta estos valores, la ecuación fundamental para -- calcular la capacidad de carga en un suelo puramente cohesivo quedará como sigue:

$$q_c = 5.7C + \gamma D_f$$

La expresión anterior, también se puede modificar tomando en cuenta que en este caso, se está relacionando la teoría de TERZAGHI con suelos que tienen cohesión y que ésta a la vez se define matemáticamente como:

$$C = \frac{1}{2} q_u$$

Donde:

q_u = Resistencia a la compresión simple del suelo.

Ahora, si se relacionan estos conceptos con la expresión matemática dada para calcular la capacidad de carga en suelos cohesivos tendremos los casos que siguen:

1. Para cimientos de longitud infinita

$$q_c = 2.85 q_u + \gamma D_f$$

2. Para cimiento cuadrado o circular

$$q_c = 1.3 \times 5.7 C + \gamma D_f$$

En la práctica es frecuente utilizar la siguiente fórmula, que se justifique en base a las expresiones anteriores para calcular la capacidad de carga en suelos cohesivos.

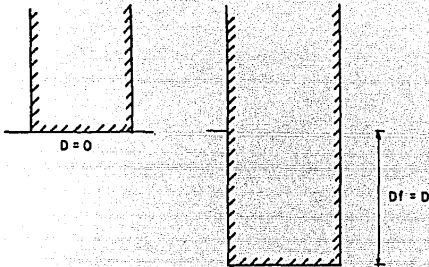
$$q_c = 2.85 q_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) + \gamma D_f$$

En esta última expresión se toma en cuenta la relación ancho largo B/L y se puede usar para cimientos largos pero de longitud finita.

b) Teoría de SKEMPTON.

Debido a las limitaciones que para suelos puramente cohesivos -- presenta la teoría de TERZAGHI en lo que respecta a la capacidad de carga -- de éstos, pues no toma en cuenta la profundidad de desplante del cimiento -- en el estrato de apoyo para fijar el valor de N_c , SKEMPTON realizó experiencias tratando de cuantificar estas ideas, y encontró que el valor de N_c no es independiente de la profundidad de desplante y que este crece al aumentar la profundidad, aunque ese crecimiento no es demasiado grande, de -- tal manera que N_c permanece constante para cierta profundidad de desplante.

De las observaciones hechas por SKEMPTON en base al análisis del esquema siguiente, al considerarlas como superficie de falla llegó a la conclusión de que el cimiento más profundo tendría una superficie de mayor desarrollo, en el cual la cohesión trabajarla más, y por consecuencia le correspondería un valor mayor para N_c .

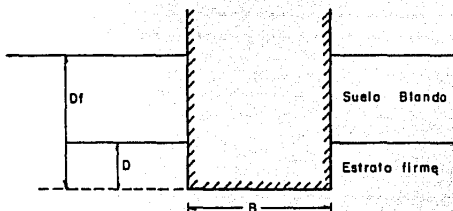


INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE EN EL VALOR DE N_c PARA SUELOS PURAMENTE COHESIVOS

SKEMPTON, propuso para el cálculo de la capacidad de carga en -- suelos puramente cohesivos, una expresión totalmente análoga a la propuesta por TERZAGHI, como sigue:

$$q_c = C N_c + \gamma D f$$

En esta ecuación, la diferencia estriba en que N_c ya no tiene el valor constante de 5.7, sino que varía con la relación D/B , en donde, D representa la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y B es el ancho del cimiento.

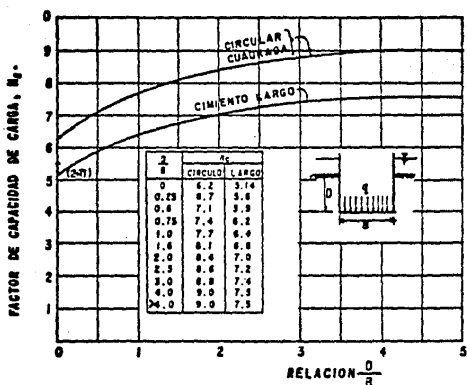


DISTINCIÓN ENTRE D y D_f PARA APLICAR LA TEORÍA DE SKEMPTON

Por otra parte, para aplicar esta teoría en los casos de suelos heterogéneos estratificados, debe manejarse con cuidado el término γD_f , - - que en sí es la presión del suelo al nivel de desplante, y para su determinación deben tomarse en cuenta a los diferentes espesores de los estratos y por consiguiente sus respectivos pesos específicos. Así también, se debe tomar en cuenta cualquier sobrecarga distribuida en la superficie del suelo. Los valores de N_c para la fórmula de SKEMPTON se obtiene de la gráfica anexa.

c) Teoría de MEYERHOF

En el inciso anterior, se expresó que TERZAGHI en su teoría de capacidad de carga no tomó en cuenta los esfuerzos cortantes que se desarrollan en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento, sino que por -



Valores de N_g según Sliemers, para secciones paramento cúbicas

el contrario, lo toma como una sobrecarga perfectamente flexible y en ningún momento lo considera como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante.

MEYERHOF, tratando de cubrir las deficiencias que tuvo TERZAGHI desarrolló una teoría para el estudio de la capacidad de carga de los suelos de un cimiento, en cuya teoría tampoco llegó a resolver el problema -- con un estricto rigor científico, ya que ésta se apoya en hipótesis que -- pueden considerarse de importancia; por ejemplo, el suponer para el caso de cimientos largos y profundos una superficie de deslizamiento con la que fallan éstos, muy cercana a la de una espiral logarítmica, además de decir que la extensión del estado plástico depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación.

Una vez que concluyó con las observaciones en lo que respecta a la capacidad de carga de los suelos, MEYERHOF llegó a la expresión siguiente para el cálculo de dicha capacidad.

$$q_c = C N_c + P_o N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

P_o = Esfuerzos normales que actúan en la superficie libre equivalente dada en el mecanismo de falla por MEYERHOF.

Como se ve, MEYERHOF llega a una expresión matemática que es totalmente análoga a la que TERZAGHI dio en su teoría, la única diferencia es P_o que ahora no equivale simplemente γh , de igual manera que los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ ; son diferentes en valor numérico a los que se manejan con la teoría de TERZAGHI.

Para el cálculo de los factores de capacidad de carga en esta teoría, MEYERHOF siguió básicamente los mismos lineamientos planteados anteriormente por TERZAGHI, aunque las superficies de deslizamientos que sirven de base para los cálculos son diferentes. Al efectuar esas consideraciones, MEYERHOF comete un grave error, ya que para calcular N_c y N_q lo hace para una superficie de deslizamiento, en tanto que N_γ lo calcula a partir de otra superficie que no coincide con la primera. De lo antes espuesto, se puede establecer que en la expresión matemática dada por MEYERHOF, se manejan dos mecanismos de falla distintos, trayendo consigo que se sumen términos no homogéneos entre sí, generandó de esa manera el error antes descrito.

MEYERHOF, recientemente substituyó su planteamiento original -- teórico por otra diferente, fundamentado en el conocimiento empírico adquirido a través de la experiencia, su nuevo planteamiento es para el caso de los cimientos superficiales en donde llegó a una expresión matemática totalmente igual a la que dió TERZAGHI en su teoría:

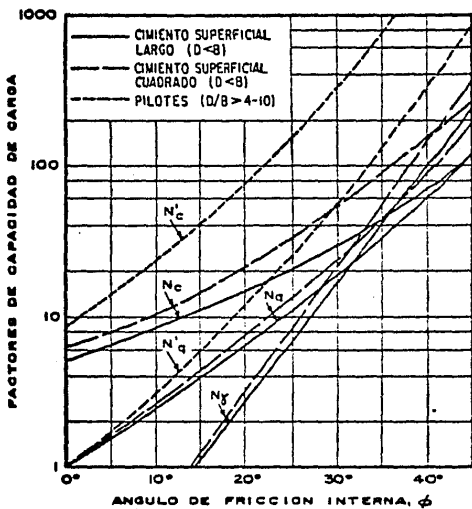
$$q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

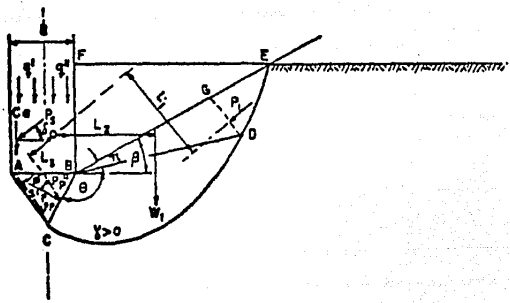
N_c , N_q y N_γ son diferentes a los valores dados por TERZAGHI, para obtenerlos se hace uso de la gráfica que se anexa para el caso.

Como puede apreciarse, los parámetros de los suelos que se encuentran en el laboratorio son de gran importancia en la aplicación de los criterios que se emplean en el análisis del diseño de una presa, tal como se explicó en los incisos anteriores de este tema.

Para finalizar este capítulo, se hará la observación de que en este no se trataba de explicar de una manera total la forma práctica de aplicar los parámetros de los suelos obtenidos en el laboratorio para el



Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y pilotes



Cálculo de H_x , para cimientos muy largos según Meyerhof

diseño de una presa, sino que, el objetivo primordial que lleva este trabajo, es mostrar la influencia que esos parámetros tienen en dicho análisis.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Como primera conclusión de este trabajo diremos que, en primer lugar, se espera que se haya cumplido con los objetivos que se plantearon al abordar este tema de tesis, que son entre otros, la de apoyar con él en la elaboración de las pruebas que se efectúan en un laboratorio de mecánica de suelos para encontrar las características estructurales de los mismos. Así también, se pensó en proporcionar con este trabajo de una guía práctica para el proceso de las pruebas más importantes del suelo que permitan obtener los parámetros de él, que se utilizan en el análisis de una presa.

Por ello a partir del Capítulo II se proporcionan los pormenores en cuanto a los parámetros de los suelos que se emplean en el diseño de una presa de tierra, después en el Capítulo III se da un panorama bastante amplio referente al muestreo de los suelos que se realiza en el campo, dando énfasis a la importancia que éste representa dentro de la elaboración de una prueba del suelo en el laboratorio. Posteriormente, dentro del mismo capítulo se proporcionan los procesos de elaboración de los ensayos del suelo, así como la secuencia de cálculo que permite obtener las características de seadas del mismo a utilizarse en la construcción de una presa. Por último, se da un enfoque bastante general de la forma en que se aplican los parámetros del suelo en el diseño de una presa de tierra.

En segundo lugar, se espera también haber cumplido aunque sea mínimamente en el desarrollo de cada tema ya que, es prácticamente imposible tratarlos de manera amplia dentro de este trabajo, por lo extenso de cada uno de ellos.

Como tercer punto y ya para concluir, se recomienda a quienes consulten este trabajo, seguir la guía que se desarrolla para cada una de

las pruebas del suelo, tal como se indica en el Capítulo III, y en caso de que se quiera ahondar más en la teoría dada para cada tema, se recomienda consultar la bibliografía dada al final de esta tesis,

BIBLIOGRAFIA

- 1.- MECANICÁ DE SUELOS Tomo I y II.
Judrez Badillo - Rico Rodríguez
Editorial Limusa - México.
- 2.- LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES.
Alfonso Rico y Hermilo del Castillo
Editorial Limusa - México
- 3.- MANUAL DE MECANICA DE SUELOS.
S.R.H. hoy S.A.R.H.
México, 1970.
- 4.- DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS.
Departamento del Interior de U.S.A.
BUREAU OF RECLAMATION
Traducido por: ING. JOSE LUIS LEPE
- 5.- ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION PARTE NOVENA.
Editada por S.O.P.
México.
- 6.- MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA.
Karl Terzaghi - Ralph B. Peck
Editorial "El Ateneo"
Traducción del C. Oreste Moretto
- 7.- PRESAS PEQUEÑAS.
Notas sobre diseño y construcción
Raúl J. Marsal
Instituto de Ingeniería - U.N.A.M. -.