

5494

FACULTAD DE INGENIERIA



**Estudios de Mecánica de Suelos para el Diseño
y Construcción de una Presa de Tierra**

DESCARTE

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

JOSE LUIS VILLEGAS DE LA FUENTE

México, D. F.

1974





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.

A mis Padres:

Carlos Villegas Solórzano
Julietta de la F. de Villegas.

A mi Esposa e Hijo.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
Exámenes Profesionales
Núm. 40-820
Exp. Núm. 40/214.2/

Al Pasante señor José Luis VILLEGAS DE LA FUENTE,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor M. en I. Oscar Vega Roldán, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UNA PRESA DE TIERRA".

- I. Generalidades sobre cortinas de tierra y enrocamiento.
- II. Estudios de mecánica de suelos, (clasificación de suelos, exploración, muestreo, ensayos de laboratorio, análisis de estabilidad de taludes).
- III. Generalidades sobre construcción de cortinas de tierra y enrocamiento.
- IV. Descripción de los estudios de materiales realizados para el proyecto de la presa Bacurato, Sinaloa.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. a 6 de Marzo de 1973
EL DIRECTOR

Dr. Juan Casillas G. de L.

U.b.
JCEL'GSA'mrg.

La información empleada en el desarrollo del ejemplo presentado en el capítulo IV (Proyecto Bacurato) fue usada con autorización de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Los criterios ahí expuestos no son necesariamente los de dicha Secretaría.

INDICE

1. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE CORTINAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

	<u>Página</u>	
1.1	ORIGEN Y EVOLUCION	1
1.2	TIPOS DE SECCION	2
1.2.1	Sección homogénea	2
1.2.2	Sección graduada	3
1.2.3	Sección mixta	3
1.3	BREVE DESCRIPCION DE ALGUNAS PARTES CONSTITUYENTES DE UNA CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS	3
1.3.1	Corazón impermeable	3
1.3.2	Respaldos estabilizantes	5
1.3.3	Filtros	7
1.3.4	Drenes	8
1.3.5	Pozos de alivio	9
1.3.6	Conducto a través de la cortina	12
1.3.7	Muros de contención	13
1.4	CAUSAS DE FALLA EN PRESAS DE TIERRA Y MEDIDAS PARA PREVENIRLAS	13
1.4.1	Insuficiencia del vertedor	13
1.4.2	Tubificación	15
1.4.3	Agrietamiento	21
1.4.4	Deslizamiento de taludes	22
1.4.5	Flujo de material	26
1.4.6	Medidas preventivas contra la tubificación	28
1.4.7	Recomendaciones para evitar el agrietamiento	29

1.4.8	Medidas para evitar el deslizamiento de taludes	30
1.4.9	Recomendaciones para evitar la falla por flujo de material	31

2. ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UNA CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS

2.1	CLASIFICACION DE SUELOS	34
2.1.1	Granulometría	34
2.1.2	Graduación	40
2.1.3	Plasticidad	41
2.1.4	Límites de consistencia	41
2.1.5	Carta de plasticidad	43
2.1.6	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	45
2.1.7	Descripción complementaria	48
2.1.8	Nomenclatura y simbología en español	50
2.1.9	Identificación de suelos en el campo	52
2.2	ESTUDIOS PARA LA CIMENTACION DE LA CORTINA	54
2.2.1	Elección del sitio de emplazamiento de la cortina	54
2.2.2	Estudio geológico del vaso y de la boquilla	55
2.2.3	Exploración y muestreo de suelos	56
2.2.4	Método de penetración estándar	60
2.2.5	Pruebas de permeabilidad en el campo	63
2.3	ESTUDIOS DE CAMPO PARA LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION DE LA CORTINA	66
2.3.1	Localización y descripción de los materiales de construcción	66

3.2.2	Materiales permeables (acarreos)	150
3.2.3	Enrocamientos	150

4. ESTUDIO DE MATERIALES PARA LA CORTINA DE LA PRESA BACURATO

4.1	DESCRIPCION GENERAL DE LA PRESA	152
4.1.1	Localización de la boquilla	152
4.1.2	Descripción de la boquilla	152
4.1.3	Características geológicas de la boquilla	152
4.1.4	Acceso al sitio de la boquilla	153
4.1.5	Utilidad de la obra	154
4.1.6	Esquema general de la obra	154
4.1.7	Datos de proyecto	155
4.1.8	Descripción de la cortina	157
4.2	DESCRIPCION GENERAL DE LOS ESTUDIOS REALIZADOS	158
4.2.1	Reconocimiento del área para localización de materiales	158
4.2.2	Estudios efectuados en el material impermeable	158
4.2.3	Estudios efectuados en la grava y la arena	160
4.2.4	Estudios efectuados en la roca	166
4.2.5	Valores adoptados para las propiedades físicas y mecánicas de los materiales estudiados	167
4.2.6	Resultados del estudio de estabilidad de taludes	169
4.3	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	170
4.3.1	Sobre el material impermeable	170
4.3.2	Sobre la grava y arena	173
4.3.3	Sobre la roca	175

RELACION DE CUADROS

1.	Resumen de características de material impermeable	Cuadro 4-1
2.	Resumen de características de material impermeable	Cuadro 4-2
3.	Curvas granulométricas del material ensayado en compresión triaxial (grava-arena)	Cuadro 4-3
4.	Resumen de características de grava y arena con relación a su uso como materiales para la cortina	Cuadro 4-4
5.	Resumen de características de grava y arena con relación a su uso como materiales para la cortina	Cuadro 4-5
6.	Resumen de características de grava y arena con relación a su uso como agregados para concreto	Cuadro 4-6
7.	Granulometría separada de la grava y la arena	Cuadro 4-7

BIBLIOGRAFIA

RELACION DE PLANOS

1.	Localización del sitio de la boquilla	Plano No. 1
2.	Plano general de la cortina	Plano No. 2
3.	Plano de localización de bancos de préstamo	Plano No. 3
4.	Banco No. 1 de material impermeable	Plano No. 4

I CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE CORTINAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

1.1 ORIGEN Y EVOLUCION

La presa de tierra constituye una de las estructuras más antiguas construidas por el hombre. Los chinos, antes de la era cristiana, ya tenían bordos de gran longitud que acostumbraban compactar con varas de carrizo. Parece ser que las presas de tierra no alcanzaron alturas superiores a los 20 m hasta el año de 1500, en que se construyó la presa Madduk Massur, con altura de 33 m, en la provincia de Madras, India. Esta altura no fue sobrepasada hasta el año de 1789 en que se construyó en España la presa Estrecho de Riente de 45 m de altura. Desgraciadamente esta presa falló al llenarse por primera vez, en 1802, desanimando a los ingenieros europeos durante casi medio siglo.

Durante el desarrollo de las obras de riego en Estados Unidos, iniciadas alrededor del año de 1850, se construyeron muchas presas de tierra con altura hasta de 38 m, pero el porcentaje de fallas fue demasiado alto. Fueron tantos los fracasos que, a principios de este siglo, en 1901, el Consejo de Consultores de Obras de Abastecimiento de Agua de Nueva York, llegó a afirmar que no era aconsejable construir cortinas de tierra de más de 20 m de altura.

Con la aparición de la Mecánica de Suelos, el diseño de las presas de tierra entró en una etapa en la que el mejor conocimiento de las propiedades de los suelos y el análisis de las causas de las fallas ocurridas, dieron lugar al desarrollo de los métodos modernos de diseño y construcción, que permiten realizar este tipo de obras con tanta o mayor seguridad que la que pueda ofrecer una presa de concreto.

Desde luego que no todos los problemas del diseño de presas de tierra han sido resueltos; sin embargo, merced al desarrollo actual de la Mecánica de Suelos se han logrado construir con éxito cortinas de este tipo muy elevadas. En México, por

ejemplo, se pueden mencionar las presas de El Palmito (1936- 1946), El Humaya -- (1957-1964), Malpaso (1959-1964) y El Infiernillo (1957-1963), que tienen 95, - 105.5, 138 y 144.6 m respectivamente.

1.2 TIPOS DE SECCION

El tipo de sección no puede elegirse de antemano, pues depende en cada caso, de las propiedades mecánicas, volúmenes y distancias de acarreo de los materiales disponibles; así como de las características de la cimentación. Las combinaciones posibles de estos factores dan lugar a una gran variedad de secciones, pero éstas - pueden agruparse en ciertos tipos característicos que se describen más adelante.

Desde el punto de vista del funcionamiento de una presa, es importante que su cortina resulte estable y estanca. En el caso de una cortina de materiales sueltos, el primer requisito depende principalmente de la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales que la componen, mientras que la estanqueidad está naturalmente ligada a las características de impermeabilidad de los mismos. Generalmente los materiales que mejor cumplen con el requisito de resistencia (suelos friccionantes de grano grueso) son los más permeables e inadecuados para garantizar que la estructura sea estanca. Recíprocamente, los materiales que pueden garantizar la impermeabilidad - (suelos arcillosos principalmente) tienen muchas veces serias limitaciones de resistencia.

Los principales tipos de sección que se usan en la actualidad son los siguientes:

1.2.1 Sección homogénea

Son secciones constituidas, en su mayor parte, por un solo material que proporciona simultáneamente impermeabilidad y estabilidad a la cortina. Normalmente intervienen, en volúmenes menores, otros materiales auxiliares que contribuyen a proteger el elemento principal.

Estas secciones están formadas generalmente por suelos finos relativamente impermeables, o por suelos gruesos con apreciable contenido de finos. Ocasionalmente se han utilizado arenas o mezclas de arena y grava bastante permeables que, sin embargo, han funcionado correctamente.

En la figura 1.2-1.a se muestra un esquema de este tipo de sección.

1.2.2 Sección graduada

Cuando se dispone de materiales con diferentes permeabilidades, en volumen suficiente, suele ser conveniente distribuirlos en la sección de acuerdo con sus permeabilidades, produciéndose así las llamadas cortinas de materiales graduados.

En la figura 1.2-1.b puede verse una sección de este tipo.

1.2.3 Sección mixta

Este tipo de sección está formado por un corazón impermeable, protegido en ambos lados por respaldos importantes de enrocamiento, boleos o materiales similares que proporcionan estabilidad al conjunto. Entre el corazón y los respaldos de enrocamiento se colocan filtros para que impidan la difusión del material del corazón entre el enrocamiento.

En la figura 1.2-1.c puede verse un esquema de una sección mixta.

1.3 BREVE DESCRIPCION DE ALGUNAS PARTES CONSTITUYENTES DE UNA CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS

1.3.1 Corazón impermeable

El corazón impermeable es la parte de la cortina que garantiza que la estructura sea estanca. Por lo tanto, para su construcción deben utilizarse materiales de baja permeabilidad como suelos finos, arcillosos o limosos, o suelos gruesos con alto contenido de finos.

El corazón impermeable podrá disponerse en el centro de la sección o cerca del talud de aguas arriba, y podrá ser vertical o inclinado.

Naturalmente, entre más ancho sea el corazón, mayor será la garantía de impermeabilidad de la estructura; sin embargo, existen razones que obligan a limitar su espesor. Las principales son las siguientes:

- Los suelos finos, arcillosos o limosos, son materiales de baja resistencia que generalmente contribuyen poco a la estabilidad de la cortina.
- La existencia de material impermeable, adecuado para construir el corazón, puede ser escasa.
- El costo de colocación de material permeable grueso, es menor que el de colocación de material impermeable.

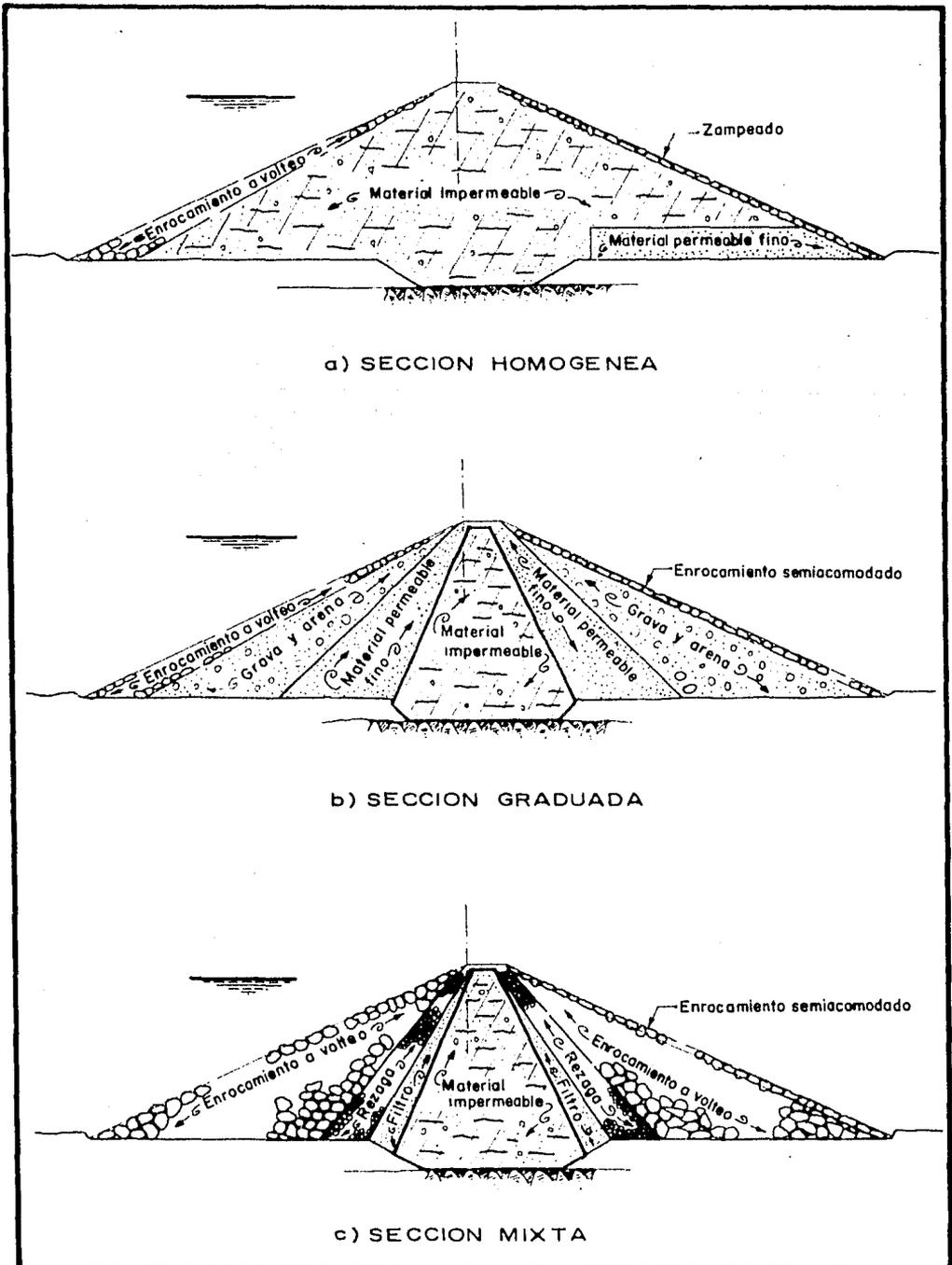


FIG. 1.2-1 SECCIONES TIPO DE PRESAS

Por otra parte, un corazón demasiado delgado puede presentar problemas de tubificación y de agrietamiento por asentamientos diferenciales de la cortina.

Los factores más importantes que deben tomarse en cuenta para determinar el ancho adecuado del corazón impermeable se enumeran a continuación:

- 1.- El gasto de filtración tolerable a través del corazón. Es obvio que el corazón tiene siempre un cierto grado de permeabilidad, aunque por costumbre se le llame impermeable.
- 2.- El mínimo ancho compatible con los procedimientos y equipos de construcción que se piensen usar.
- 3.- El tipo de material disponible para construir el corazón.

Los primeros factores no necesitan explicación y en cuanto al tercero, es claro que si los materiales impermeables disponibles, consisten en arcillas compactas que presentan alta resistencia a la tubificación, el ancho del corazón en contacto con la roca puede ser menor que si se tratara de materiales limo-arenosos con baja resistencia a la tubificación.

Según Sherard, Woodward, Gizienski y Clevenger (Earth and Earthock Dams) el criterio general sobre este asunto, basado en la experiencia, puede resumirse de la siguiente manera:

1.- Corazones cuyo ancho al nivel de su contacto con la roca de cimentación, sea del orden de 30 a 50 % de la carga hidrostática, pueden considerarse adecuados para cualquier altura de cortina y cualquier tipo de suelo.

2.- Corazones cuyo ancho al nivel de su contacto con la roca de cimentación, sea del orden de 15 a 20 % de la carga hidrostática, pueden funcionar en forma satisfactoria si se diseñan adecuadamente y se proveen de filtros.

3.- Corazones cuyo ancho al nivel de su contacto con la roca de cimentación, sea del orden de 10 % de la carga hidrostática, se consideran peligrosos y probablemente inadecuados.

En la figura 1.3-1 se muestran algunos de los tipos más comunes de corazones impermeables.

1.3.2 Respaldos estabilizantes

Los respaldos estabilizantes constituyen zonas formadas por materiales granulares gruesos o por enrocamientos. La finalidad de estos respaldos, como su nom-

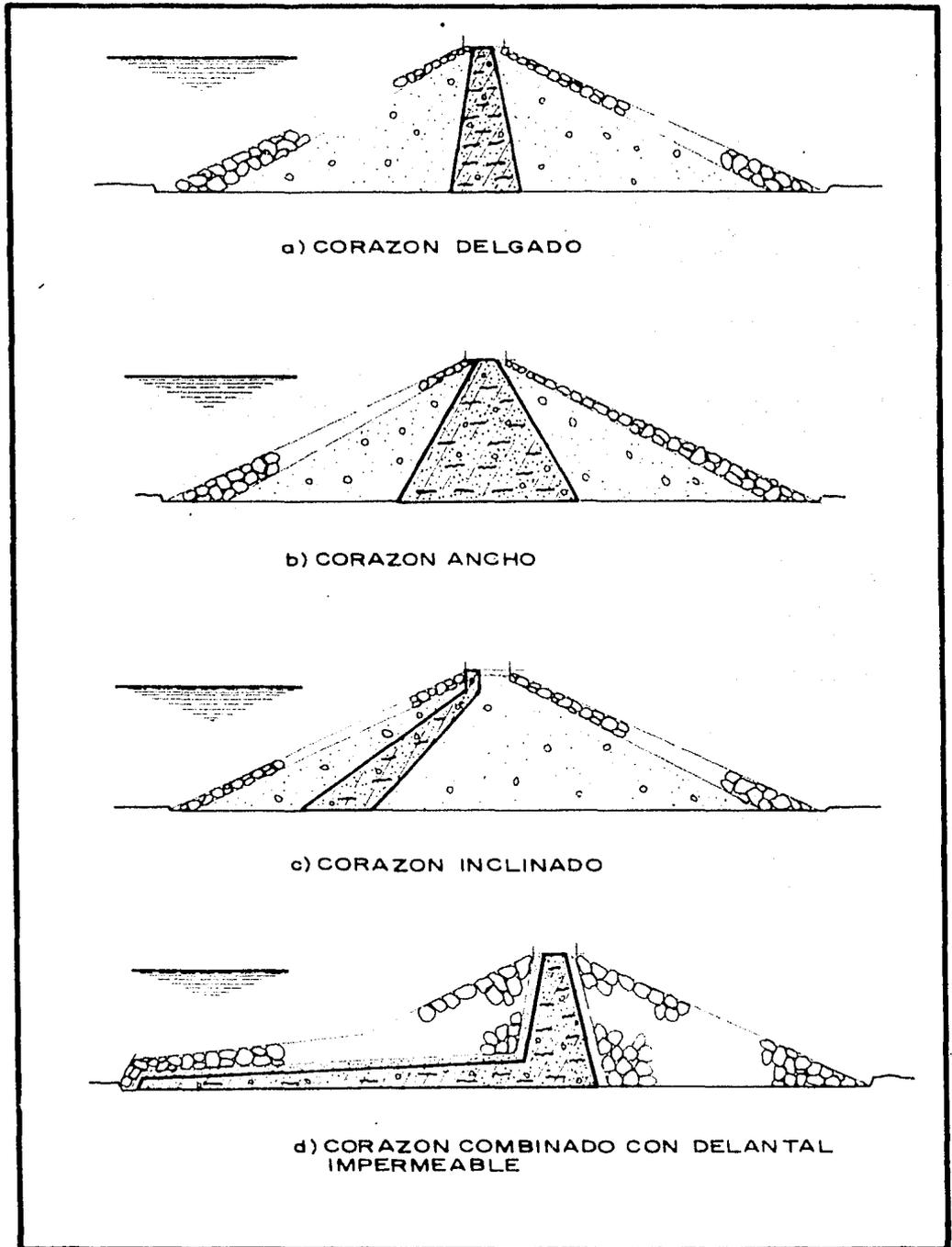


FIG. 1.3-1 REPRESENTACION ESQUEMATICA DE ALGUNAS DE LAS DISPOSICIONES DEL CORAZON IMPERMEABLE MAS USADAS EN PRESAS DE TIERRA Y ROCA

bre lo indica, es proporcionar estabilidad a la cortina y deberán diseñarse con los taludes adecuados para evitar una falla por deslizamiento.

Para la construcción de estas zonas, pueden aprovecharse generalmente los materiales de acarreo del río y los productos de las excavaciones realizadas para alojar estructuras como el vertedor, la obra de toma, la obra de desvío, etc.

Cubriendo los taludes de los respaldos estabilizantes, se acostumbra disponer capas de enrocamiento como protección contra oleaje, lluvia, etc. Estas capas pueden omitirse en el caso de que las zonas exteriores de la cortina contengan material suficientemente pesado.

1.3.3 Filtros

Entre el corazón impermeable y los respaldos estabilizantes, se acostumbra construir una o más zonas de transición con permeabilidad intermedia. Estas zonas sirven de filtro protector a la zona impermeable, contribuyendo además a la estabilidad de la cortina.

En ocasiones, cuando se produce un contacto entre dos materiales de diferente permeabilidad y granulometría, conviene instalar un filtro con objeto de evitar la "contaminación" de los dos materiales en contacto, al pasar el fino a ocupar los huecos del material grueso; y de impedir el arrastre del material más impermeable a través de los huecos del material más permeable, en el caso de que el agua atraviese la frontera entre ambos materiales.

De acuerdo con lo anterior, los principales requisitos para que un filtro funcione en forma satisfactoria consisten en que debe ser más permeable que el material que protege a fin de servirle como dren y lo suficientemente fino para evitar que el material que protege pase a través de los huecos.

No existe un criterio definido para el diseño de un filtro, pero basándose en las investigaciones realizadas por Terzaghi y Bertram en la Universidad de Harvard, por los laboratorios de U. S. Waterways Experiment Station y por el U. S. Bureau of Reclamation; se emplean frecuentemente las siguientes recomendaciones de diseño (Earth and Earth-Rock Dams; Sherard, Woodward, Gizienski y Clevenger).

$$1. - \quad 5 < \frac{D_{15} (\text{Filtro})}{D_{15} (\text{Material Protegido})} < 40$$

$$2.- \frac{D_{15} (\text{Filtro})}{D_{85} (\text{Material Protegido})} < 5$$

Quando el material protegido tiene un alto contenido de grava, las reglas anteriores deben aplicarse a la porción del material menor que la malla de 2.54 cm (1").

- 3.- El material que constituye el filtro debe ser de buena graduación y contener menos de un 5 % en peso de partículas menores que la malla No.200.

En las expresiones anteriores, D_{15} es un diámetro tal, que el 15% de las partículas del material es de menor tamaño que dicho diámetro. D_{85} se define de manera similar.

Las recomendaciones anteriores son demasiado rígidas en algunos casos, sobre todo si no se dispone de materiales que las satisfagan. Desde luego que se podrá recurrir al procedimiento de trituración, pero esto resulta generalmente bastante caro. La observación de las estructuras donde no se han cumplido totalmente las recomendaciones anteriores, permite concluir que en ocasiones es aceptable desviarse un poco de ellas. La tolerancia de estas desviaciones, depende principalmente de la granulometría y plasticidad del material protegido y del espesor del filtro. En el inciso 1.4.6 en el que se trata el fenómeno de la tubificación, se expresan algunas ideas sobre los casos en los que el diseño de un filtro puede apartarse de las recomendaciones dadas en esta sección.

1.3.4 Drenes

Los drenes son zonas de material bastante más permeable que el del cuerpo de la cortina y sus funciones principales son: abatir la presión neutral en el agua infiltrada en la cortina y ejercer sobre ésta un control que impida el arrastre de materiales.

El objeto de abatir la presión de poro en el agua infiltrada, es el de lograr un aumento en la presión efectiva correspondiente, con lo que se obtiene un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante del material y, por ende, en la estabilidad de la cortina.

Los drenes son indispensables en cortinas de sección homogénea, y a veces se usan también en cortinas de materiales graduados.

Las dimensiones y permeabilidad de un dren deben elegirse de tal manera que permitan eliminar los gastos de filtración esperados, llevándolos hasta sitios donde el gradiente hidráulico ascendente alcance valores muy pequeños, del orden de 0.1 a 0.2. Un dren debe tener una permeabilidad mínima 100 veces mayor que la del material más impermeable que drena y debe estar dotado de filtros adecuados, que sirvan de transición entre él y el material impermeable de la cortina.

Los principales factores que deben tomarse en cuenta para el diseño de drenes son la altura de la presa, la disponibilidad de materiales adecuados y la permeabilidad del terreno de cimentación.

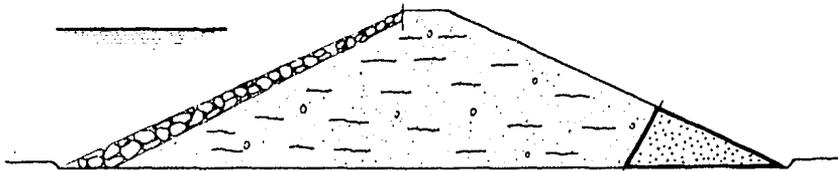
En la figura 1.3-2 se muestran algunos de los tipos más comunes de drenes.

1.3.5 Pozos de alivio

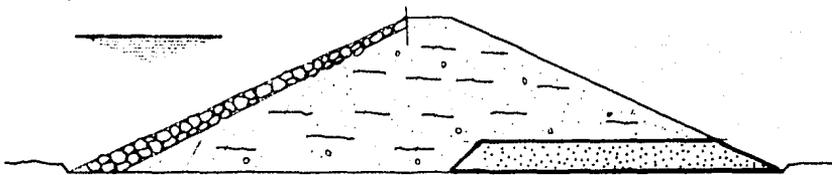
En los casos en que la cimentación de una presa está constituida por depósitos estratificados, donde se encuentran alternadas capas permeables con otras impermeables, frecuentemente se desarrollan en las zonas permeables importantes presiones de agua que pueden producir la ruptura brusca de las capas impermeables superficiales. Estas rupturas forman grietas a través de las cuales escapa el agua a gran velocidad, concentrándose el flujo y agrandándose las grietas, lo que provoca una situación de peligro. En estos casos, puede aliviarse la presión desarrollada bajo los estratos impermeables por medio de drenes verticales, llamados pozos de alivio, instalados a corta distancia del pie del talud de aguas abajo de la cortina.

Los pozos de alivio consisten en perforaciones verticales de 50 cm a 1.0 m de diámetro, en los que se instala un tubo ranurado de 20 a 40 cm, rodeado de un filtro para evitar que el material exterior lo tape.

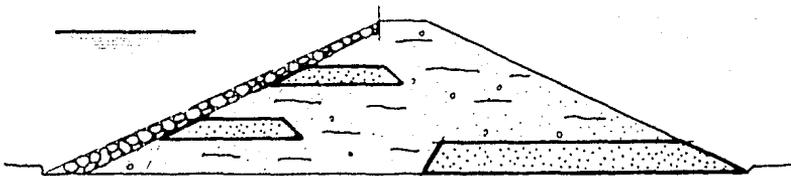
El número de pozos deberá ser suficiente para drenar un gasto tal, que reduzca las presiones del estrato permeable a valores inofensivos. Se acostumbra colocarlos con separaciones de 8 a 30 m, dependiendo de la permeabilidad del estrato drenado. En la figura 1.3-3 se muestra el esquema de una instalación de pozos de alivio.



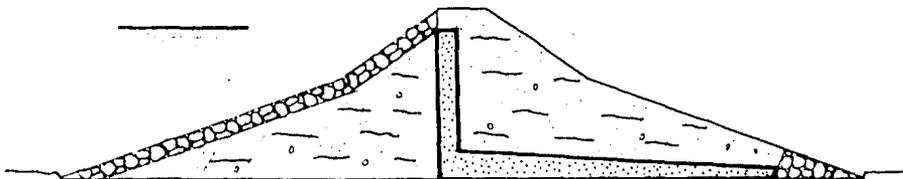
a) DREN AL PIE DE LA PRESA



b) DREN HORIZONTAL



c) DREN AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO



d) DREN HORIZONTAL Y VERTICAL COMBINADO

FIG 1.3-2 TIPOS DE DRENES COMUNES EN PRESAS DE SECCION HOMOGENEA

1.3.6 Conductos a través de la cortina

Los conductos a través de la cortina generalmente se usan para derivar el gasto de la obra de toma. Se construyen normalmente de concreto y constituyen un elemento delicado, cuya construcción debe realizarse con mucho cuidado, ya que puede originar la falla de la presa.

Los principales problemas que se presentan en una estructura de este tipo son de tres clases:

- 1.- Fugas de agua a través de las juntas y fisuras del ducto, con sus consecuencias en las propiedades de los suelos que las reciben.
- 2.- Fallas estructurales del conducto por incompatibilidad de deformación con el medio en que yace, o por excesiva presión de contacto con el mismo.
- 3.- Filtraciones de agua por el contacto entre el ducto y el material de la cortina, originadas por una compactación deficiente y por la incompatibilidad de deformaciones.

Cualquiera de estos tres problemas puede causar la falla de la presa, por lo que, es conveniente tratar de evitar la construcción de este tipo de estructuras. Cuando resulte indispensable hacerlo, se deben desplantar en terrenos de compresibilidad prácticamente despreciable, preferentemente roca. Es práctica recomendable, colocar el ducto dentro de una trinchera abierta en la roca de una ladera, rellenándola después con material cuidadosamente compactado.

Generalmente el conducto se cuela "in situ" y se provee de anillos (dentellones periféricos) que sirven para alargar la trayectoria de filtración a lo largo de las superficies de contacto entre el ducto y el terraplén de la cortina. Estos anillos deben construirse de concreto reforzado. Naturalmente, las separaciones de los anillos serán mayores mientras más plástico sea el suelo que rodea el conducto.

En México, ha sido norma de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, tratar de evitar la instalación de los conductos de las obras de toma atravesando la cortina, construyéndolos preferentemente en túneles perforados en alguna de las laderas. Sin embargo, pueden mencionarse las presas Abelardo Rodríguez y Alvaro Obregón, en Sonora; Presidente Alemán en Oaxaca, como casos de excepción donde se han instalado conductos que atraviesan el cuerpo de la presa.

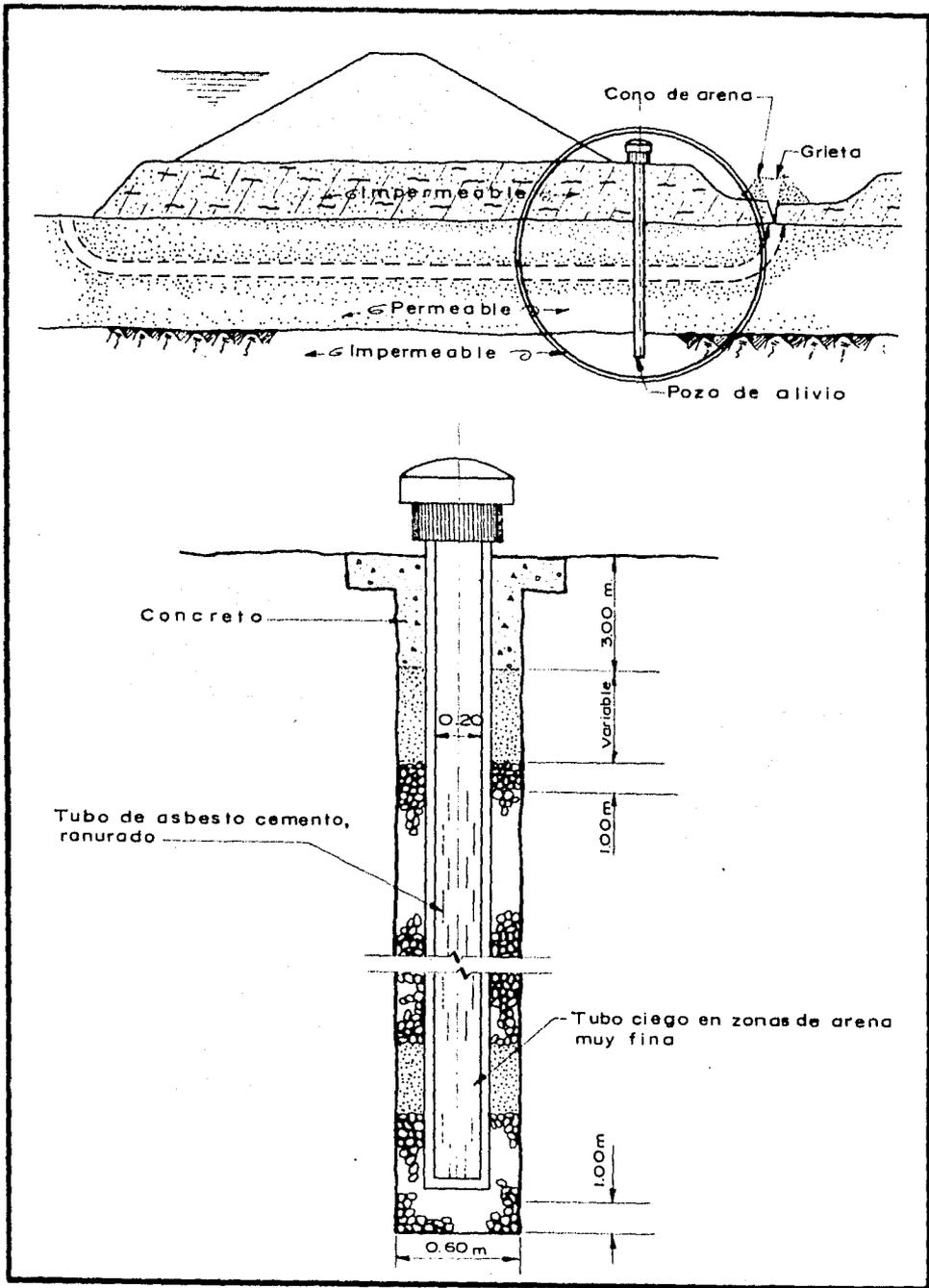


FIG. 1.3-3 POZOS DE ALIVIO

En la figura 1.3-4 aparece el esquema del conducto de una obra de toma construido a través de la cortina.

1.3.7 Muros de contención

Frecuentemente se requiere la colocación de muros de contención en contacto con el terraplén, para separar éste de un vertedor u otra estructura rígida. En estos casos, el contacto entre el muro y el terraplén debe tratarse con precauciones semejantes a las consideradas para los ductos usando en lugar de los anillos perimetrales dentellones normales al muro.

Conviene hacer notar que estos muros generalmente, son de gran altura y su falla es casi siempre catastrófica, por lo que deben aplicarse cuidadosamente los criterios de diseño y construcción referentes a este tipo de estructuras.

1.4 CAUSAS DE FALLA EN PRESAS DE TIERRA Y MEDIDAS PARA PREVENIRLAS

Dado que los métodos actuales de diseño y construcción de presas de tierra, están basados principalmente en el conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales de construcción y en el estudio de los fenómenos responsables de las fallas ocurridas en este tipo de estructuras, es interesante describir las principales causas de falla y los fenómenos involucrados en éstas, para discutir después las condiciones de un buen diseño.

Las causas de falla más frecuentes e importantes son las siguientes:

- Insuficiencia del vertedor.
- Tubificación.
- Agrietamiento.
- Deslizamiento de taludes.
- Flujo de material.

1.4.1 Insuficiencia del vertedor

Esta falla ocurre generalmente por una mala estimación del gasto correspondiente a la avenida máxima de diseño de la obra de excedencias. En caso de presentarse una avenida notablemente mayor a la máxima prevista, el vertedor no puede desalojarla y el agua vierte sobre la cortina, erosionando el talud de aguas abajo y disminuyendo la estabilidad de la sección hasta provocar la falla completa.

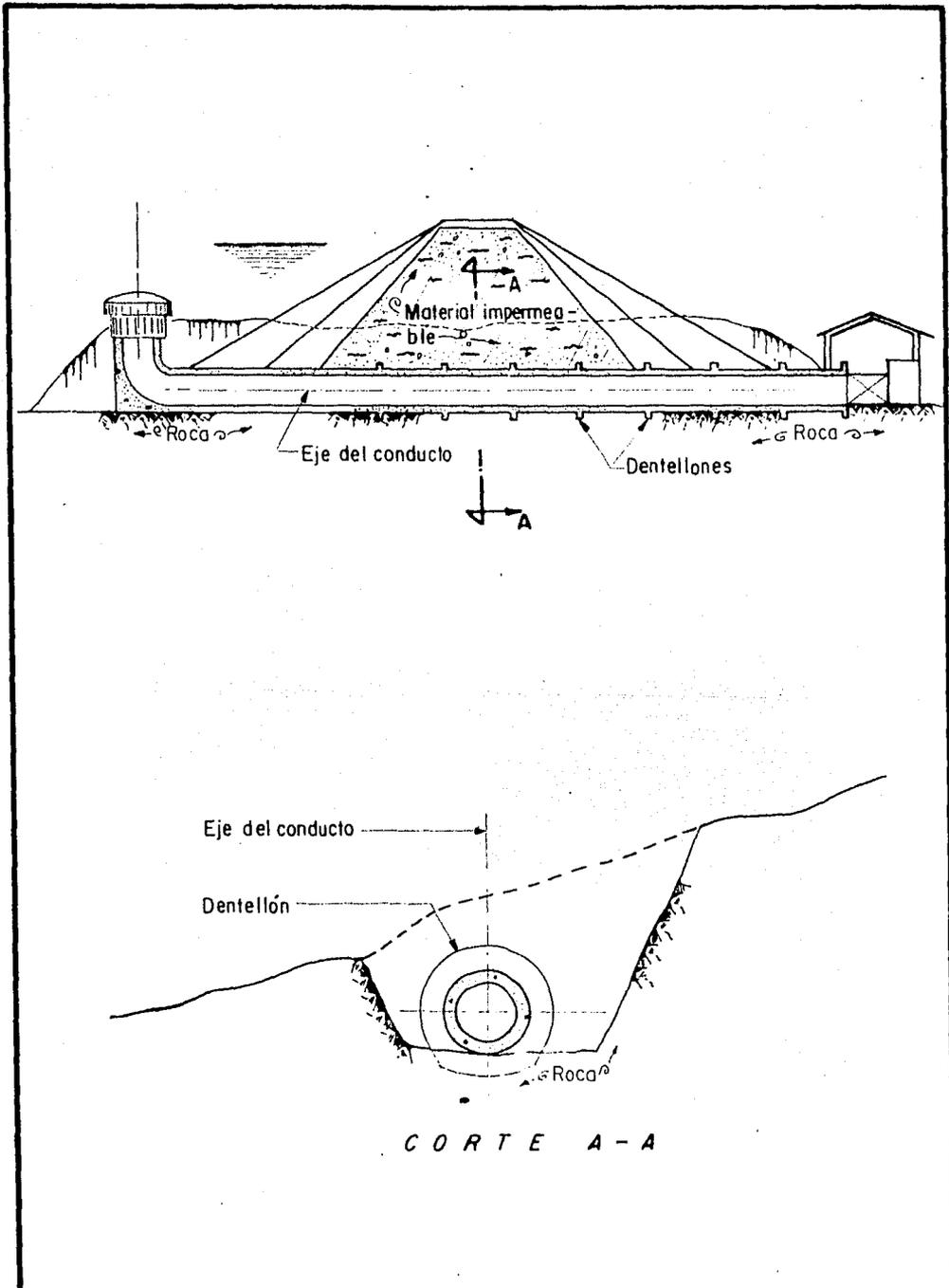


FIG. 1.3-4 CONDUCTO PARA OBRA DE TOMA, A TRAVES DE LA CORTINA

La correcta estimación de la avenida máxima, es un problema importante en cualquier tipo de presa, pero en el caso de una presa de tierra reviste mucha mayor importancia, ya que si en una cortina de concreto o mampostería puede tolerarse dentro de ciertos límites que el agua vierta sobre ella, en una presa de tierra es inadmisiblemente.

Evidentemente, este problema no corresponde a la Mecánica de Suelos por lo que se sale del tema de esta tesis y no será tratado aquí; sin embargo, no está de más insistir en que deberá tomarse en cuenta muy especialmente, al fijarse la capacidad de diseño de la obra de excedencias.

1.4.2 Tubificación

Se conoce como tubificación, al arrastre rápido de material ocasionado por una corriente de agua que fluye por un conducto en forma de tubo, desarrollado a través del terraplén o del material de la cimentación de la cortina.

Al formarse un almacenamiento de agua tras de una presa de tierra, se originan filtraciones a través del terraplén o de la cimentación de la cortina. Cuando la velocidad del agua a la salida de las filtraciones en el talud de aguas abajo llega a tener valores importantes, se inicia en este lugar la formación de " tubos " que progresan hacia aguas arriba hasta llegar a establecer comunicación entre ambos lados de la presa. Tan pronto como esto sucede, el agua almacenada empieza a fluir ocasionando el arrastre del material y ampliando considerablemente las secciones de los tubos. El trabajo erosivo del agua progresa rápidamente provocando la falla de la presa al quedar el terraplén o la cimentación surcados por conductos de gran diámetro que afectan la estabilidad de la estructura.

En la figura 1.4-1 se muestra el proceso de desarrollo de la tubificación.

Un motivo que favorece a este fenómeno es la compactación deficiente del terraplén, particularmente cerca de muros de contención o de conductos que atraviesan la cortina.

Los estudios realizados en presas tubificadas, han demostrado que no todos los suelos presentan igual susceptibilidad a este fenómeno. La resistencia a la tubificación depende principalmente de la plasticidad de los finos y de la forma y tamaño de cada partícula de los suelos gruesos. De este modo, las arcillas de alta plasticidad

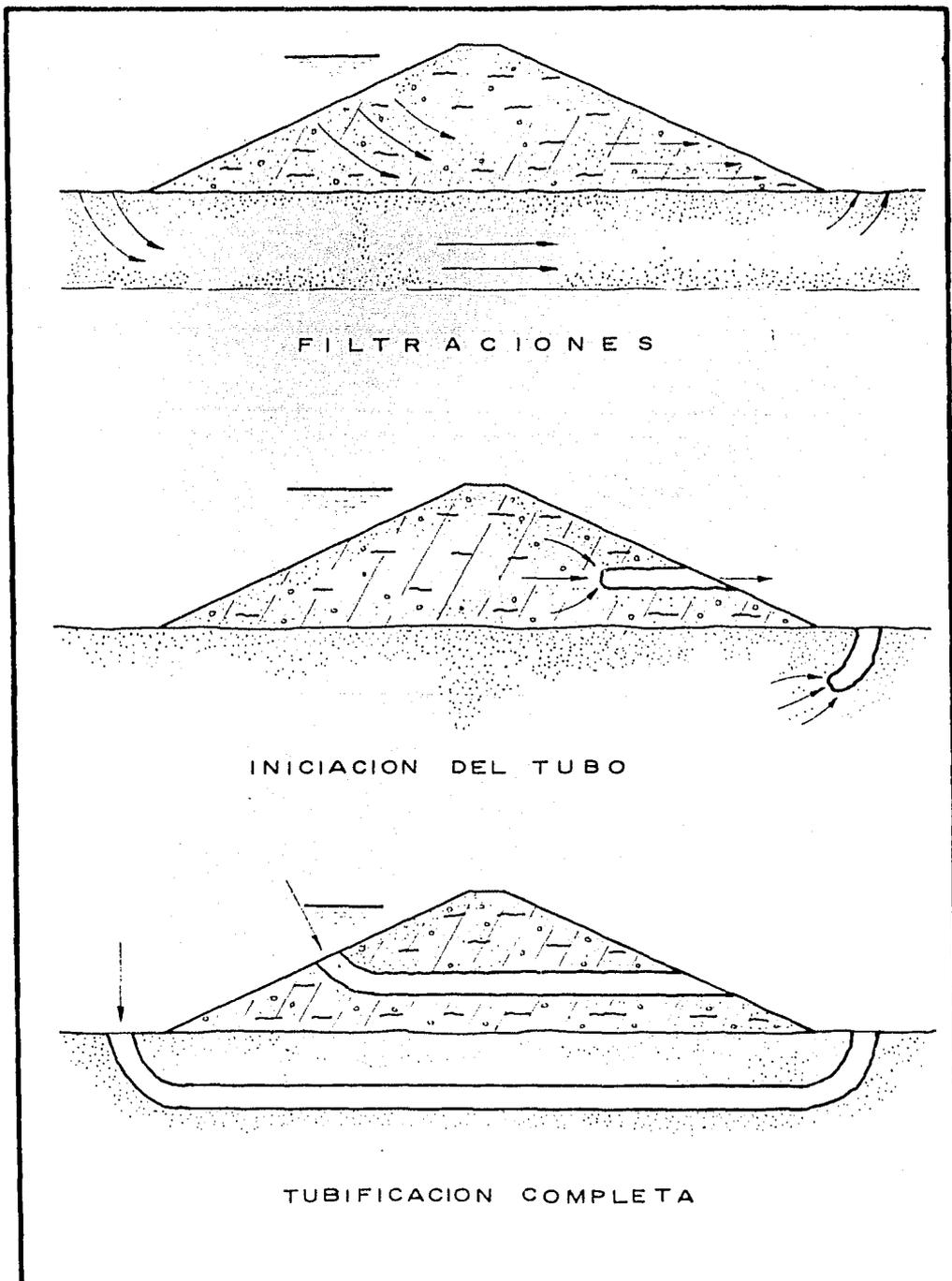


FIG. 1.4-1 PROCESO DE LA TUBIFICACION

son poco susceptibles, mientras que las arenas finas y los limos de baja plasticidad presentan la mínima resistencia a este fenómeno.

En la tabla I que aparece en la página 33 se presenta una clasificación de suelos, de acuerdo con su susceptibilidad a la tubificación.

En vista de que el flujo de agua a través del terraplén o de la cimentación de la presa, es la causa principal de la tubificación; estudiaremos enseguida las fuerzas de filtración que se presentan al fluir el agua a través del suelo.

Considérese el dispositivo ideado por Terzaghi, que se muestra en la figura 1.4-2.

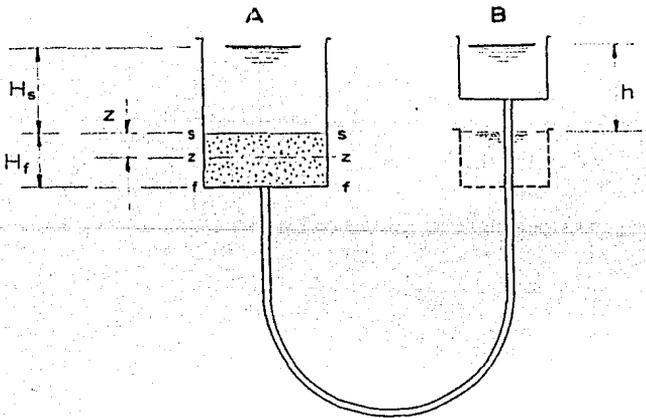


FIG. 1.4-2 DISPOSITIVO DE TERZAGHI PARA ILUSTRAR LOS ESFUERZOS DE FILTRACION

Este dispositivo consiste en dos recipientes, A y B, llenos de agua hasta el mismo nivel y conectados en sus bases por una manguera flexible. El recipiente A contiene arena fina hasta una altura H_f . Como el agua se encuentra al mismo nivel en los dos recipientes, no existe flujo. En estas condiciones la presión sobre un plano horizontal a la profundidad Z , puede expresarse de la manera siguiente:

$$P_z = \gamma_w H_s + \gamma_{sat} z \quad (1.4.1)$$

donde γ_w es el peso específico del agua y γ_{sat} el peso volumétrico del suelo saturado.

Como la presión total P_z en un punto de una masa de suelo es igual a la suma de la presión intergranular o efectiva \bar{P}_z y la presión neutral o presión de poro u_z puede escribirse la siguiente expresión:

$$P_z = \bar{P}_z + u_z \quad (1.4-2)$$

La presión de poro en el plano z vale:

$$u_z = \gamma_w (H_s + z) \quad (1.4-3)$$

La presión efectiva es igual a la diferencia entre la presión total y la presión de poro, por lo tanto:

$$\bar{P}_z = P_z - u_z = \gamma_w H_s + \gamma_{sat} z - \gamma_w (H_s + z)$$

$$\bar{P}_z = \gamma_{sat} z - \gamma_w z$$

$$\bar{P}_z = (\gamma_{sat} - \gamma_w) z$$

La diferencia de pesos volumétricos que aparece en el paréntesis de la ecuación anterior, representa el peso volumétrico del suelo sumergido (γ').

La presión efectiva dentro de la masa del suelo vale entonces:

$$\bar{P}_z = \gamma' z \quad (1.4-4)$$

De manera semejante, la presión total en el fondo del recipiente A , puede expresarse por medio de cualquiera de las dos ecuaciones siguientes:

$$P_f = \gamma_w H_s + \gamma_{sat} H_f \quad (1.4-5)$$

$$P_f = \gamma_w (H_s + H_f) + \gamma' H_f \quad (1.4-6)$$

Conviene hacer notar que los términos del segundo miembro de la ecuación anterior representan, respectivamente, la presión de poro y la presión efectiva.

Si el recipiente B se hace descender con respecto al A, una altura h y se mantiene este desnivel constante, el agua de A fluye a través de la masa de suelo.

En estas nuevas condiciones, la presión de poro en el fondo ha disminuido una cantidad igual a $\gamma_w h$, respecto del valor que tenía para la condición estática; y su valor puede expresarse por medio de la siguiente ecuación:

$$u_f = \gamma_w (H_s + H_f - h) \quad (1.4-7)$$

Analizando la ecuación (1.4-5) puede verse que ninguno de los términos del segundo miembro, cambia con la nueva condición de flujo; y en consecuencia, el valor de la presión total en el fondo del recipiente no varía. Por lo tanto, la disminución que experimenta la presión de poro, debe ser igual a un aumento de la presión efectiva, ya que la presión total permanece constante. Esta condición puede expresarse por:

$$\bar{P}_f = \gamma' H_f + \gamma_w h \quad (1.4-8)$$

Considerando una ley de variación lineal de la pérdida de carga entre los planos s y f, la presión efectiva en cualquier plano horizontal dentro de la masa de suelo puede determinarse con la siguiente ecuación:

$$\bar{P}_{z_1} = \gamma' z + \gamma_w \frac{z}{H_f} h \quad (1.4-9)$$

Puesto que el gradiente hidráulico medio vale:

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

la ecuación (1.4-9) puede transformarse a:

$$\bar{P}_{z_1} = \gamma' z + \gamma_w z i \quad (1.4-10)$$

De la misma manera, si en lugar de hacer descender el recipiente **B** se le hace ascender, el flujo se realiza en sentido contrario y la ecuación (1.4-10) se transforma a:

$$\bar{P}_{z_i} = \gamma z - \gamma_w z i \quad (1.4-11)$$

En esta ecuación $\gamma_w z i$ representa el incremento o disminución de los esfuerzos efectivos, causado por las fuerzas de fricción que se desarrollan al fluir el agua a través del suelo, llamadas "fuerzas de filtración".

Siendo el flujo ascendente, el gradiente hidráulico puede llegar a tener un valor tal que anule el segundo miembro de la ecuación (1.4-11); esto equivaldría a que las fuerzas de filtración ascendentes anularan las presiones intergranulares debidas al propio peso del material sumergido. En estas condiciones, las partículas de suelo se encuentran en suspensión en el agua ascendente. Este fenómeno se conoce como "ebullición".

El valor del gradiente ascendente necesario para anular la presión efectiva de un suelo granular se conoce como "gradiente crítico".

Igualando a cero el segundo miembro de la ecuación (1.4-11) y despejando i se obtiene:

$$i = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (1.4-12)$$

Para tener una idea de la magnitud del gradiente crítico en arenas, basta recordar que el peso sumergido de una arena medianamente compacta es del orden de 1.0 t/m³, y como el peso específico del agua tiene el mismo valor, es fácil ver en la ecuación (1.4-12) que el gradiente crítico de las arenas es aproximadamente igual a la unidad.

Tomando en cuenta lo anterior, resulta evidente que al diseñar una presa de tierra es necesario conocer la trayectoria que siguen las partículas de agua, al fluir a través de la cortina o de la cimentación, así como la magnitud y dirección del gradiente hidráulico en cualquier punto de la masa de suelo afectada, pero especialmente a la salida de las filtraciones que es donde se inicia el fenómeno de la tubifi-

cación. El arrastre de material se iniciará cuando la componente ascendente del gradiente hidráulico sea igual o mayor que el gradiente crítico del material.

Para determinar la trayectoria del flujo y el gradiente hidráulico en cualquier punto de una masa de suelo con flujo de agua, se usará la teoría de redes de flujo que será tratada en el inciso 2.5.8.2.

1.4.3 Agrietamiento

El agrietamiento de una presa de tierra es causado por asentamientos diferenciales en el terraplén. Se produce cuando la deformación de la cortina da origen a zonas de tensión causadas por asentamientos diferenciales de la masa de suelo, ya sea por deformación del propio terraplén o del terreno de cimentación. Como la presa puede deformarse de muchos modos, los sistemas de agrietamiento se presentan de muy diversas maneras. Las grietas pueden ser paralelas o transversales al eje de la cortina y la orientación del plano de agrietamiento puede ser prácticamente cualquiera.

Las grietas transversales son las más peligrosas ya que al escurrir el agua por ellas erosiona sus paredes, ampliándolas y destruyendo parcial o totalmente la presa. Este tipo de grietas se presenta generalmente por asentamiento diferencial de la cortina, entre las zonas de las laderas y la del cauce del río. La condición más peligrosa para este tipo de agrietamiento es que la cortina esté desplazada sobre terreno compresible y construida en una boquilla con laderas escarpadas o con cambios bruscos de pendiente, ya que esta situación favorece el desarrollo de asentamientos diferenciales a lo largo del eje de la presa.

Las grietas longitudinales se presentan generalmente cuando los taludes de la presa se asientan más que su corazón; lo que es típico en secciones con corazón impermeable bien compactado y respaldos pesados de enrocamiento.

La observación del comportamiento de varias presas reportado por J. L. Sherard en su tesis doctoral ha demostrado que algunos suelos son capaces de tolerar grandes asentamientos diferenciales sin agrietarse, mientras que otros son altamente sensibles a este fenómeno.

En resumen, el problema del agrietamiento comprende dos aspectos: el desarrollo de asentamientos diferenciales en el terraplén y la capacidad de los materiales que forman la cortina para soportarlos sin agrietarse. El primer aspecto está ligado a la compresibilidad de los suelos y el segundo a su plasticidad.

En la figura 1.4-3 se muestran algunos casos de agrietamiento en una presa de tierra, y en la tabla I de la página 33 se incluye una clasificación de suelos de acuerdo con su susceptibilidad al agrietamiento.

1.4.4 Deslizamiento de taludes

La falla por deslizamiento de taludes en una presa de tierra, se presenta cuando los esfuerzos cortantes originados por el peso del terraplén y por las fuerzas de filtración, son de tal magnitud que exceden la resistencia al corte de los materiales de la cortina o de la cimentación.

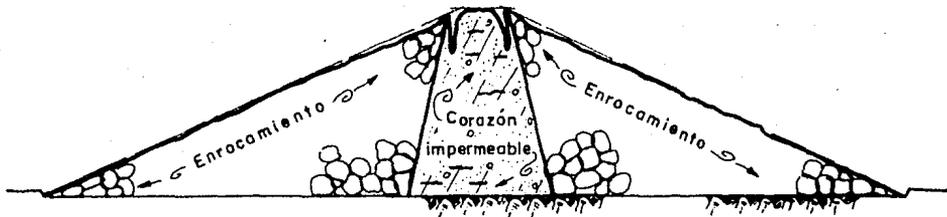
Las fallas por deslizamiento pueden considerarse divididos en tres tipos principales:

- 1.- Fallas durante la construcción.
- 2.- Fallas durante la operación.
- 3.- Fallas después de un vaciado rápido.

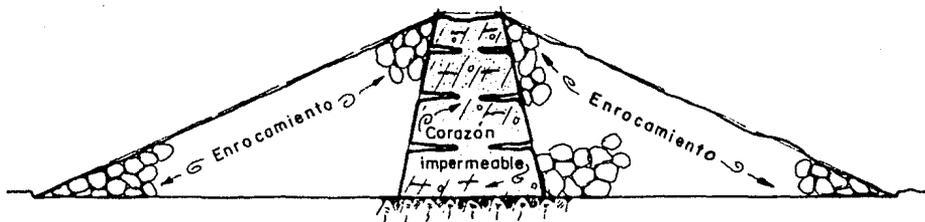
Las fallas durante la construcción nunca han sido catastróficas y han ocurrido principalmente en presas cimentadas en arcillas blandas, con una superficie de falla localizada en gran parte dentro de este material.

Las fallas durante la operación pueden considerarse de dos tipos: profundas, con superficies de falla abarcando el terraplén y la cimentación; y superficiales, afectando sólo pequeños volúmenes del talud. Las profundas ocurren generalmente a presa llena y están ligadas a las presiones de poro que se producen por flujo de agua a través de la cortina o de la cimentación. Las superficiales suelen ocurrir después de fuertes lluvias, afectando espesores del terraplén no mayores de uno o dos metros. Se han presentado frecuentemente en presas donde capas gruesas de piedra acomodada o grava, almacenan agua de lluvia en el talud de aguas abajo, saturándolo.

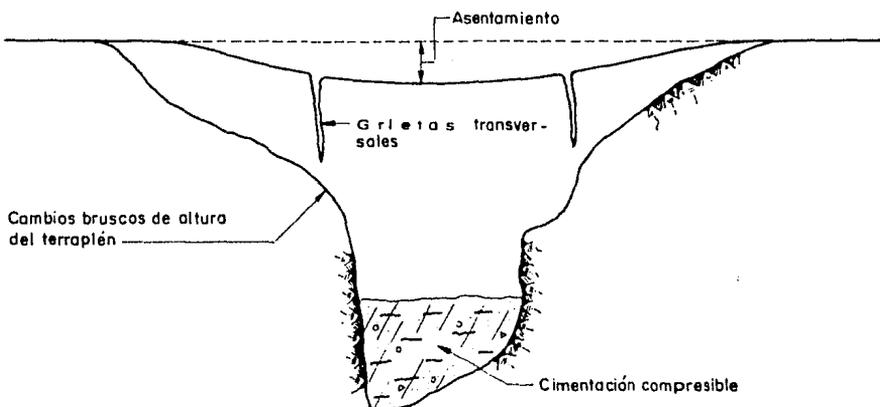
Las fallas ocurridas después de un vaciado rápido constituyen prácticamente todos los deslizamientos de importancia que se han presentado en los taludes de aguas arriba de las presas de tierra. La experiencia existente hasta la fecha, permite suponer que la posibilidad de que un deslizamiento por vaciado rápido produzca una falla catastrófica, es prácticamente nula. Por otra parte, para que el vaciado rápido pueda ocasionar un deslizamiento no es necesario que sea realmente rápido. Existe evidencia de que este tipo de falla se ha presentado en presas donde el agua descendió desde el nivel de aguas máximas hasta la mitad de la altura, con una velocidad



a) AGRIETAMIENTO DEBIDO A MAYOR COMPRESIBILIDAD EN LOS RESPALDOS DE ENROCAMIENTO QUE EN EL CORAZÓN IMPERMEABLE



b) AGRIETAMIENTO DEBIDO A MAYOR COMPRESIBILIDAD EN EL CORAZÓN QUE EN LOS RESPALDOS



c) AGRIETAMIENTO TRANSVERSAL CAUSADO POR ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES DE LA CORTINA

FIG 1.4-3 CASOS PRINCIPALES DE AGRIETAMIENTO EN UNA PRESA DE TIERRA

media de 9 a 15 cm/día.

En un estudio realizado por Sherard, sobre la influencia de las propiedades de los suelos en el comportamiento de las presas de tierra de sección homogénea, se analizan 65 presas de las que 14 sufrieron deslizamientos. Todas ellas estaban construidas con arcilla cuya plasticidad puede describirse como media. El D_{50} de los suelos analizados osciló entre 0.005 y 2.0 mm.

De las cortinas incluidas en el estudio, todas las construidas con materiales en los que el D_{50} fue menor de 0.006 mm fallaron; de las construidas con materiales cuyo D_{50} varía entre 0.006 y 0.02 mm fallaron la mitad; y de las construidas con suelos en que el D_{50} varió entre 0.02 mm y 0.06 mm, sólo algunas tuvieron deslizamientos. Finalmente, ninguna presa construida con materiales cuyo D_{50} fue mayor de 0.06 mm falló, a pesar de tener algunas de ellas taludes bastante escarpados y deficiencias de compactación.

Siendo el deslizamiento de taludes un fenómeno ligado principalmente a la resistencia al esfuerzo cortante del material en que ocurre; es conveniente analizar los distintos factores que influyen en la resistencia al corte de los suelos.

C.A. Coulomb en 1776, determinó una ley de resistencia al esfuerzo cortante en suelos, atribuyendo a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo y haciendo intervenir en este fenómeno las leyes de fricción de la Mecánica Elemental. La ley de resistencia enunciada por Coulomb puede representarse por medio de la ecuación:

$$s = \sigma \tan \phi \quad (1.4-13)$$

En esta ecuación s representa la resistencia al corte del suelo, σ la presión normal actuante y ϕ un ángulo que Coulomb llamó "ángulo de fricción interna", al que definió como una constante del material.

Observando que algunos suelos presentaban resistencia al corte aun cuando la presión normal actuante fuera nula y que en arcillas francas esta resistencia parecía ser independiente de la presión normal, Coulomb asignó arbitrariamente a este tipo de suelos una constante de resistencia que llamó "cohesión", suponiendo la ley de resistencia al esfuerzo cortante para estos materiales como:

$$s = c$$

(1.4-14)

A los suelos que presentaban simultáneamente "cohesión" y "fricción interna" Coulomb les asignó una ley de resistencia que combinara las representadas por las ecuaciones (1.4-13) y (1.4-14). Esta ley, conocida en Mecánica de suelos como Ley de Coulomb, puede escribirse:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

(1.4-15)

Un suelo cuya resistencia al esfuerzo cortante puede representarse por una ecuación del tipo (1.4-13) se ha llamado tradicionalmente "suelo friccionante", mientras que un suelo cuya resistencia satisfaga la ley (1.4-14) ha recibido el nombre de "suelo cohesivo". Naturalmente, un suelo con una ley de resistencia al corte como la (1.4-15) será un suelo "cohesivo-friccionante" o "intermedio".

Las leyes de resistencia definidas por Coulomb fueron usadas por más de un siglo hasta que Terzaghi, en 1925, introdujo una importante modificación, estableciendo que la presión normal total σ debería sustituirse por la presión intergranular que es la que realmente controla los fenómenos de resistencia al corte de los suelos.

Considerando la modificación introducida por Terzaghi, la ecuación (1.4-15) se transforma a:

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

es decir:

$$s = c + (\sigma - u_n) \tan \phi$$

(1.4-16)

En las expresiones anteriores $\bar{\sigma}$ representa la presión intergranular o efectiva y u_n la presión neutral en el agua.

La ecuación (1.4-16) habría de sufrir una nueva modificación, al demostrar Hvorslev, que el valor de la cohesión de las arcillas saturadas no es una constante sino una función de su contenido de agua. Con la modificación hecha por Hvorslev la ecuación (1.4-16) se transforma a:

$$s = f(w) + (\sigma - u_n) \tan \phi \quad (1.4-17)$$

1.4.5 Flujo de material

La falla por flujo se presenta en forma de deslizamiento, comportándose el material temporalmente como un líquido y extendiéndose en grandes áreas, hasta adoptar taludes muy tendidos que llegan a tener pendientes menores de 0.1.

Los suelos más susceptibles a este tipo de falla son los finos no cohesivos, de estructura suelta y saturados, es decir: arenas finas uniformes y finos no plásticos, o sus mezclas. Las arenas sueltas con D_{10} menor que 0.1 mm y coeficiente de uniformidad menor de 5, y los limos con índice de plasticidad menor que 6, son los materiales más peligrosos desde este punto de vista, tanto en la cortina como en la cimentación de una presa de tierra.

La falla por flujo tiene su origen en el fenómeno de la "licuación", que puede describirse como una disminución rápida de la resistencia al esfuerzo cortante, hasta valores prácticamente nulos, cuando se sujeta el suelo a una sollicitación brusca de tipo dinámico ("impacto", sismo, etc.). El motivo de esta disminución de resistencia al corte, se debe a que la estructura granular del material sufre un derrumbe instantáneo que afecta grandes masas de suelo, viéndose el agua obligada a tomar bruscamente presiones adicionales muy por arriba de la hidrostática y reduciéndose de este modo, a cero, la presión intergranular o efectiva. Este fenómeno ocasiona que el material se comporte como una suspensión densa.

Para entender mejor el mecanismo de la licuación de los materiales, es de gran utilidad estudiar el comportamiento de las arenas finas y uniformes sometidas a la acción de esfuerzos cortantes. Experimentos realizados en el laboratorio, han demostrado que las arenas sueltas disminuyen su volumen y, por lo tanto, su relación de vacíos, al deformarse bajo esfuerzo cortante, mientras que en las arenas compactas sucede lo contrario. Estos hechos permiten suponer la existencia de un valor intermedio de la relación de vacíos tal que, teóricamente, la arena que lo tuviese no variaría su volumen al deformarse bajo esfuerzo cortante. Este valor se conoce como "relación

de vacíos crítica".

Los ensayos realizados para obtener la relación de vacíos crítica en diferentes clases de arenas, han demostrado que ésta no tiene un valor constante para cada tipo de arena, sino que depende principalmente del estado de esfuerzos a que se sujeta la muestra durante la prueba y del método empleado para llegar a dicho estado de esfuerzo. Por esta razón algunos investigadores prefieren hablar de un intervalo -- crítico de la relación de vacíos".

La resistencia al esfuerzo cortante de las arenas finas saturadas sigue la ley discutida en el inciso anterior.

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi = (\sigma - u_n) \tan \phi \quad (1.4-18)$$

Si la arena es suelta, al deformarse bajo esfuerzo cortante tiende a compactarse, aumentando la presión neutral en el agua si ésta no se drena con suficiente rapidez. Al aumentar la presión neutral se reduce la presión efectiva y, por ende, la resistencia al esfuerzo cortante del material. Teóricamente no hay límite para el crecimiento del término u_n , pudiendo crecer hasta llegar a anular la diferencia $(\sigma - u_n)$ reduciendo a cero la resistencia al esfuerzo cortante (licuación) del material, pero esto nunca se ha observado en las pruebas de laboratorio, ni existe evidencia confiable de que haya sucedido en el campo.

En el caso de que la arena sea compacta, al deformarse bajo esfuerzo cortante tiende a aumentar su volumen, incrementándose los vacíos y desarrollándose una tendencia a entrar agua exterior a la masa de arena. Si la absorción de agua no ocurre con suficiente rapidez, se producirá un abatimiento de la presión neutral que traerá como consecuencia un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante del material.

De lo anterior puede concluirse, que si la relación de vacíos es suficientemente baja la tendencia a la licuación no existe pues cualquier esfuerzo cortante aplicado a la masa de suelo, producirá una reducción de la presión neutral que aumentará la resistencia al corte del material. A medida que la relación de vacíos va siendo menor, el riesgo de la licuación del material va disminuyendo, ya que serían necesarias deformaciones cada vez mayores para que se produjera dicho fenómeno.

La observación de las fallas ocurridas en el campo, permite suponer que es muy poco probable que se produzca la licuación en arenas cuya compacidad relati-

va sea mayor del 50 %. Este hecho ha originado que se especifique colocar los materiales granulares con una compactación relativa no menor del 70 %.

1.4.6 Medidas preventivas contra la tubificación

Según se vio en el inciso 1.4.2, el fenómeno de la tubificación en una presa de tierra, se inicia con el arrastre de material en el lado de aguas abajo de la cortina. Por lo tanto la mejor manera de evitar este fenómeno es controlar el arrastre de material por medio de filtros que tengan una granulometría adecuada a la del material que van a proteger. Las recomendaciones para diseñar un filtro que funcione en forma satisfactoria se discutieron en el inciso 1.3.3.

En algunas ocasiones es permisible apartarse de las especificaciones que debe llenar un filtro (inciso 1.3.3), sin incurrir en el riesgo de una falla por tubificación. En lo que sigue, se incluyen algunas ideas de J.L. Sherard sobre los casos en que un filtro puede, o no, apartarse de las especificaciones de un diseño estricto.

- 1.- Los limos y las arenas finas con plasticidad menor de 10 presentan muy baja resistencia a la tubificación, por lo que deberán protegerse siempre con buenos filtros, que cumplan estrictamente con las especificaciones.
- 2.- Las arcillas de baja a mediana plasticidad y las arenas finas arcillosas, con índice de plasticidad mayor de 15, son más resistentes a tubificarse que los suelos del grupo anterior y permiten apartarse de las especificaciones. Se considera que una mezcla de grava y arena, limpia y bien graduada, puede constituir un buen material para filtros que protejan a esta clase de suelos.
- 3.- Las arcillas inorgánicas de alta plasticidad son muy resistentes a la tubificación y aceptan filtros que se aparten fuertemente de las recomendaciones. Existen presas que han funcionado correctamente, con un corazón de material impermeable protegido con la porción fina obtenida de la explotación de bancos de roca o de la perforación de túneles. Sin embargo, esta solución sólo es aceptable cuando se tengan arcillas de alta plasticidad y gradientes hidráulicos no mayores de 0.3, a la salida de las filtraciones.

El espesor mínimo de un filtro que se ha diseñado de acuerdo con las es-

pecificaciones es de un metro, pero si no se dispone de materiales que satisfagan las condiciones idóneas, puede suplirse esta deficiencia aumentando los espesores del filtro.

Otros medios usados para ayudar a prevenir la tubificación son los drenes y pozos de alivio que se mencionan en los incisos 1.3.4 y 1.3.5.

1.4.7 Recomendaciones para evitar el agrietamiento

Considerando que el agrietamiento de las presas de tierra se origina por la presencia de asentamientos diferenciales, tanto en el terraplén como en la cimentación, las medidas para evitarlo consistirán principalmente en tratar de reducir dichos asentamientos. En los casos en que esto no sea posible, se deberán tomar medidas precautorias que eviten sus consecuencias.

El estudio de los agrietamientos ocurridos en varias presas, ha demostrado que la susceptibilidad de los suelos al fenómeno decrece en razón inversa a su plasticidad. En la tabla 1 de la página 33 puede verse que los suelos más resistentes al agrietamiento son las arcillas de alta plasticidad, mientras que los más susceptibles son las arenas finas limosas y los limos arenosos de plasticidad baja o nula ($I_p < 15$)

A continuación se incluyen algunas recomendaciones sobre la forma de colocar los materiales en la cortina, para evitar el agrietamiento:

a) Compactación.

Se recomienda colocar los materiales del corazón impermeable con el máximo peso volumétrico que permita el equipo de compactación, dentro de los límites económicos razonables. Con esto se reduce la compresibilidad del material, y consecuentemente, los asentamientos por compresión del terraplén.

Para evitar asentamientos por saturación la experiencia recomienda colocar el material con un grado de compactación Proctor, S.R.H. mínimo de 95 %.

b) Humedad de compactación.

Con objeto de evitar asentamientos por saturación durante el primer llenado de la presa, es conveniente colocar los materiales impermeables con una humedad igual a la óptima Proctor. Sin embargo es posible colocarlos con humedades de 1 a 2 % menores, sin que ocurran asentamientos al saturarse el material cuando la compactación sea mayor del 95 % Proctor S.R.H.

El grado de saturación con que se colocan los materiales del corazón impermeable, afecta en forma importante a la relación entre el asentamiento que ocurre durante la construcción y el asentamiento total por compresión del terraplén. Por este motivo, es conveniente colocar los materiales con un grado de saturación bajo, cuidando solamente que no sea menor que el que podría causar asentamientos bruscos por saturación al llenarse la presa.

La disminución del agua de compactación produce materiales más frágiles, a medida que el contenido de agua se aparta del límite plástico. Por lo tanto, cuando en la cimentación de la cortina existan suelos finos compresibles que hagan pensar en asentamientos posteriores a la terminación de la presa, será conveniente colocar los materiales impermeables con un alto contenido de humedad para que se adapten mejor a las deformaciones diferenciales.

c) Colocación de filtros.

Es conveniente colocar filtros sobre ambos taludes del corazón impermeable, para evitar la erosión de las paredes de las grietas en caso de que se produzcan. Al fluir el agua a través de las grietas, arrastra el material del filtro de aguas arriba, el cual se retiene en el de aguas abajo, evitándose así altas velocidades del agua, al rellenarse la grieta con el material permeable.

Cuando existe la posibilidad de que se presenten asentamientos diferenciales posteriores a la construcción de la cortina, motivados por la presencia de suelos finos compresibles en la cimentación, será conveniente la instalación de filtros con espesores mínimos de 3 m, especialmente si la presa está formada por materiales de baja plasticidad, muy susceptibles al agrietamiento.

En el caso de una presa de sección homogénea construida con materiales de alta susceptibilidad al agrietamiento y cimentada sobre suelos compresibles, será indispensable la colocación de filtros protectores para evitar la falla por agrietamiento.

1.4.8 Medidas para evitar el deslizamiento de taludes

El procedimiento usado actualmente para diseñar una presa relativamente segura contra la falla por deslizamiento de taludes, consiste básicamente en proponer una sección y revisarla por alguno de los métodos existentes de análisis. En el caso de que el análisis muestre factores de seguridad abajo de los permisibles se cam-

bia la sección propuesta por otra más segura, esto es, se tienden más los taludes o se proponen bermas que le den estabilidad a la sección. Esta nueva sección se somete también al análisis de estabilidad para saber si es lo suficientemente segura, y en caso de no serlo se cambia nuevamente. Este proceso se repite hasta llegar a una sección en la que el análisis de estabilidad de taludes arroje factores de seguridad aceptables. A primera vista puede parecer que este método es muy largo, pero si las secciones propuestas están basadas en el conocimiento de los materiales de construcción y en la experiencia obtenida de las presas construidas, normalmente con el análisis de una o dos secciones se llega al diseño definitivo.

Existen varios métodos para analizar la estabilidad de taludes de una presa de tierra, pero el más usado es el Método Sueco de W. Fellenius que se explica ampliamente en el inciso 2.4.2.

1.4.9 Recomendaciones para evitar la falla por flujo de material

De acuerdo con lo expuesto en el inciso 1.4.5, pueden darse las siguientes recomendaciones para evitar la falla por flujo de material de una presa de tierra.

- Los materiales de la cortina deben colocarse con una buena compactación; los suelos impermeables se colocarán con un grado de compactación Proctor - S.R.H. de 95 % como mínimo y los materiales permeables con una compactación relativa mínima de 70 %.

- Las presas de sección homogénea no deberán construirse con suelos de alta susceptibilidad a la licuación (ver tabla I), especialmente en sitios con terrenos de cimentación blandos o en zonas sísmicas. Cuando sólo se disponga de material impermeable muy susceptible a la licuación, podrá colocarse en un corazón delgado con taludes menores de 0.6:1, protegiéndolo con respaldos importantes de material permeable, que sean capaces de soportar el empuje hidrostático que produzca el corazón en caso de licuarse. En estas condiciones el factor de seguridad puede estimarse usando el método de Gilboy (1) para presas de relleno hidráulico.

- En zonas no sísmicas pueden usarse como terrenos de cimentación de una presa de tierra, depósitos fluviales de arena fina con compactación relativa mī-

(1) Mecánica de las Presas de Relleno Hidráulico. Glennon Gilboy.
Publicado en el Journal of the Boston Society of Civil Engineers,
julio de 1934.

nima de 50 %; pero tratándose de zonas sísmicas, deberá exigirse que la compactad relativa mínima de los terrenos de cimentación constituidos por arenas finas sea de 70%.

En zonas de fuerte sismicidad, donde se hayan registrado temblores de 8^o grado de la escala de Mercalli modificada, no será aceptable desplantar una presa de tierra sobre limos no plásticos, aun cuando sean compactos, ya que constituyen un serio peligro al saturarse. Por lo tanto este tipo de material deberá ser eliminado mediante excavación y si esto no es económicamente posible deberá cambiarse el sitio de la presa.

- Por último, pueden usarse materiales de alta susceptibilidad, sin confinar, en zonas de la cortina que no estén sujetas a saturación, siempre y cuando se les someta a un riguroso control de compactación.

M A T E R I A L

Clasificación de suelo	DEFINICIÓN	PERMEABILIDAD	COMPRESIBILIDAD	RESISTENCIA AL CORTE	
SUELOS GRUESOS LIMPIOS	<p>Materiales gruesos con menos de 5% de finos.</p> <p>Enrocamiento (E)</p> <p>Resaca o canchales (R)</p> <p>Baleas bien graduadas (GW)</p> <p>Gravas mal graduadas (GP)</p> <p>Arenas bien graduadas (SW)</p> <p>Arenas mal graduadas (SP)</p>	<p>Altamente permeables. Generalmente no se requieren determinaciones de permeabilidad. Cuando se hacen necesarias, es recomendable el método de carga constante, empleando especímenes con relación de vacíos igual a la del campo. En las arenas uniformes el orden de magnitud de k_v puede estimarse por la fórmula de Hazen:</p> $k_v = 100 D_{10}^2$	<p>Cuando están adecuadamente colocados en la presa, su compresibilidad es despreciable. Sin embargo, los enrocamientos y la resaca presentan movimientos imprevistos cuando están constituidos por rocas blandas e impermeables, o bien, tienen una alta contentión de material fino. En materiales suaves y bien colocados, los movimientos ocurren durante la construcción, por lo que su estimación no es necesaria.</p>	<p>En los enrocamientos, resaca, baleas y grava, y cuando las presas tienen una altura menor de 100 metros, el ángulo de fricción interna, ϕ, puede estimarse de acuerdo con la compactación relativa, la forma, tamaño, graduación y dureza de las partículas, variando entre 30° y 45°. En caso de duda, deberán efectuarse en las gravas y arenas pruebas de laboratorio, del tipo "triaxial drenado", dependiendo las dimensiones de la prueba del tamaño de las partículas; la relación de esbeltez estará comprendida entre 2.5 y 3, admitiendo un tamaño máximo de las partículas de 1.1/2"; deberá substituirse el material excedente por material que pase la malla de 1.1/2" y se retiene en la de 3/4", conservando la distribución granulométrica de esta fracción en la muestra original. El diámetro de los especímenes será de 15 cm. por lo menos. La presión confinante máxima deberá ser del mismo orden de las máximas que se tengan en la presa. Para los enrocamientos, el ángulo de reposo puede orientar al Ingeniero en la estimación de ϕ.</p>	<p>No requiere ajuste. Los enrocamientos deben ser controlados en el tipo de control de flujo de agua. En las arenas se requiere un tipo de control de flujo de agua de 70% de</p>
SUELOS GRUESOS CON FINOS	<p>Materiales gruesos con más de 12% de finos. AM) de 50% + de retenido en la malla No. 200</p> <p>Baleas con finos, gravas y arenas finas (GM y SM)</p> <p>Gravas y arenas arcillosas (GC y SC)</p>	<p>Semipermeables a impermeables, según el contenido de finos, graduación y plasticidad. Es necesario efectuar pruebas de laboratorio, empleando permeámetros de carga constante para las gravas y arenas semipermeables, y permeámetros de carga variable para las gravas y arenas impermeables. Los especímenes deberán comportarse en el laboratorio, con la relación de vacíos del material colocado en la presa. Emplee en los ensayos la muestra total.</p>	<p>Si el material está constituido por más de 60% de partículas retenidas en la malla No. 4 y si se coloca adecuadamente, los asentamientos son de baja magnitud y ocurren durante la construcción. En los casos de materiales constituidos por menos de 35% de grava o baleas, la magnitud del asentamiento total puede estimarse a partir de ensayos de compresibilidad estándar, realizados con la fricción que pasa por la malla No. 4, preparando especímenes cuyo grado de saturación sea igual a los del material que pasa por la malla No. 4 colocado en la presa. En caso de presencia de grava y baleas, la magnitud del asentamiento se considera proporcional al contenido de material que pasa la malla No. 4. Para contenidos de grava comprendidos entre 60% y 35% es conveniente efectuar pruebas de compresibilidad en especímenes preparados con el material total. La relación entre el asentamiento inicial y el final, dependará del grado de saturación con que se coloque en la presa; generalmente la mayor parte ocurre durante la construcción.</p>	<p>Es necesario efectuar pruebas de laboratorio. Para el análisis de las condiciones iniciales de estabilidad de la presa, los probetas deberán prepararse con la relación de vacíos "a", y el grado de saturación "G" correspondiente a las condiciones de colocación, ensayando en pruebas triaxiales de tipo rápido. Las condiciones finales estarán representadas por pruebas triaxiales consolidado-rápidas en especímenes preparados con la "a" de colocación y $G = 100\%$. Deberán eliminarse las gravas mayores de 1.1/2" y substituirse por un peso igual de grava comprendida entre las mallas 3/4" y 1.1/2". Los especímenes deberán tener una relación de esbeltez comprendida entre 2.5 y 3, y diámetro no menor de 15 cm. La presión confinante máxima de las pruebas, deberá ser del mismo orden de las máximas que se tengan en la presa. Su resistencia es semejante a la de los suelos limpios si contienen menos de 25% de finos.</p>	<p>Si el material es semejante al control de flujo de agua, y según la especificación de control de flujo de agua. En este tipo de control de flujo de agua para el control de flujo de agua.</p>
SUELOS FINOS LIMOSOS	<p>Materiales finos limosos. Más de 50% pasa por la malla No. 200. La plasticidad queda representada por puntos abajo de la línea "A" de Casagrande. Limos inorgánicos de baja y alta plasticidad (ML y MH) y suelos orgánicos de baja plasticidad (OL)</p>	<p>Semipermeables a impermeables. Para ambos casos úsense permeámetros de carga variable. Los especímenes deben comportarse con la relación de vacíos que se espera obtener en el campo. Emplee en los especímenes la muestra total.</p>	<p>Para atenuar los asentamientos totales, es necesario efectuar pruebas de compresibilidad estándar, realizadas con la fricción que pasa por la malla No. 4, en especímenes cuyo grado de saturación "G" sea igual a los del material colocado en la presa. Si el material contiene grava o baleas, el módulo de compresibilidad de la muestra total se obtiene, aproximadamente, multiplicando el módulo de compresibilidad volumétrica m_v, determinado por el porcentaje de dicha fracción menor que la malla No. 4, por el porcentaje de dicha fracción respecto al total. La relación entre el asentamiento inicial y el final, dependará del grado de saturación con que se coloque.</p>	<p>Es necesario efectuar pruebas de laboratorio en especímenes que tengan una relación de esbeltez comprendida entre 2.5 y 3. Para el análisis de las condiciones iniciales de estabilidad en la presa, los probetas deben prepararse con la "a" y "G" iguales a las de colocación, y ensayarse en prueba triaxial de tipo rápido. Las condiciones finales están representadas por la prueba triaxial consolidado-rápida, en especímenes que tengan la "a" de colocación y $G = 100\%$. La presión confinante máxima durante las pruebas debe ser del orden de las máximas que se tengan en la presa. La interpretación de los resultados de los ensayos de laboratorio mencionados requiere experiencia y buen criterio. Algunos suelos de esta clase muestran un comportamiento muy irregular con pequeñas variaciones de la relación de vacíos o del grado de saturación de los especímenes de prueba. Es conveniente en casos como éste proceder conservadoramente.</p>	<p>Es necesario un tipo de control de flujo de agua. Con el tipo de control de flujo de agua de 70% de</p>
SUELOS FINOS ARCILLOSOS	<p>Materiales finos arcillosos. Más de 50% pasa por la malla No. 200. La plasticidad queda representada por puntos arriba de la línea "A" con excepción de los suelos orgánicos. Arcillas de baja y alta plasticidad (CL y CH) y suelos orgánicos de alta plasticidad (OH).</p>	<p>Impermeables. Hacer pruebas de laboratorio, empleando permeámetros de carga variable, en especímenes del tipo estándar, compactados con la relación de vacíos que se espera obtener en el campo. Emplee en los especímenes la muestra total.</p>	<p>Para atenuar los asentamientos totales, es necesario efectuar pruebas de compresibilidad estándar, realizadas con la fricción que pasa por la malla No. 4, en especímenes cuyo grado de saturación "G" sea igual a los del material colocado en la presa. Si el material contiene grava o baleas, el módulo de compresibilidad de la muestra total se obtiene, aproximadamente, multiplicando el módulo de compresibilidad volumétrica m_v, determinado por el porcentaje de dicha fracción menor que la malla No. 4, por el porcentaje de dicha fracción respecto al total. La relación entre el asentamiento inicial y el final, dependará del grado de saturación con que se coloque.</p>	<p>Es necesario un tipo de control de flujo de agua. Con el tipo de control de flujo de agua de 70% de</p>	<p>Es necesario un tipo de control de flujo de agua. Con el tipo de control de flujo de agua de 70% de</p>

* Esta tabla se tomó del libro "Principios del Diseño y Construcción de Presas de Tierra", de E. Tamay González, cambiando únicamente la simbología del sistema de clasificación de suelos.

T A B L A I
A L E S P A R A T E R R A P L E N E S *

COMPACTACION	AGRIETAMIENTO	TURIFICACION	LICUACION	
<p>No requieren control riguroso de la compactación, pero su colocación debe ajustarse a las siguientes normas: Los enrocamientos no contaminados pueden colocarse a volteo. En caso de contaminación es recomendable el lavado con chiflón de agua, y el contenido de finos excede de 10%, además del lavado, se requiere la instalación de filtros horizontales escalonados. Los gravos y arenas se compactan aceptablemente bajo el peso de un tractor de orugas, de tipo pesado. Es recomendable el uso de equipos provistos de vibradores. La compactación relativa de las arenas y gravos debe ser mayor de 70% después de colocados.</p>	<p>No susceptibles al agrietamiento.</p>	<p>En general presentan muy buena resistencia a la tubificación. En el caso de los grupos (SW y SP) se requiere el empleo de filtros formados por gravos de buena graduación, para evitar posibles tubificaciones.</p>	<p>No susceptibles a la licuación cuando están bien o medianamente compactados. Las arenas finas y uniformes, en estado suelto son muy susceptibles a este tipo de falla.</p>	<p>Con excepción de las arenas finas, móviles y como elementos pesados. Los grupos (GW y SW) son materiales adecuados para construcción.</p>
<p>Si el material contiene más de 70% de grava, la compactación es semejante a la indicada para las arenas y gravos limpios. Cuando se trata de materiales con menos de 35% de grava y balasto, el control de la compactación puede hacerse, determinando las condiciones óptimas mediante la prueba estándar, efectuada con la fracción que pase por la malla No. 4 y haciendo el ajuste correspondiente según la fórmula tabulada, que toma en cuenta la presencia de la grava sin efectos de interferencia de partículas. Los terraplenes de prueba ayudan en el problema de establecer normas de control, cuando el contenido de grava está entre 35% y 70%. En estas cosas, en el laboratorio es conveniente efectuar pruebas del tipo dinámico, en moldes de 30 cm de diámetro, con la muestra total, para eliminar los gravos mayores de 2" y substituyéndolos por material compendiado entre 3/4" y 2".</p>	<p>En el caso de los gravos y arenas con limo (GM y SM), la susceptibilidad varía de mediana a alta, dependiendo del contenido de finos y su plasticidad. El máximo riesgo se presenta cuando el porcentaje de finos es mayor de 30%, el lp menor que 8 y LL menor que 30%. Para los gravos y arenas arcillosos (GC y SC), la susceptibilidad es mediana o baja, dependiendo del contenido de finos y su plasticidad. El riesgo es mayor cuando lp es menor que 15 y LL es menor que 50%. Es muy importante el control adecuado de la humedad en la compactación.</p>	<p>En las gravas y arenas limosas (GM y SM) la resistencia a la tubificación varía de baja a intermedia, según la plasticidad de los finos y su graduación. El máximo riesgo ocurre cuando lp es menor que 8 y LL menor que 30% y tiene un alto contenido de finos y mala graduación. Estos materiales deben protegerse con filtros bien graduados. En las gravas y arenas arcillosas (GC y SC) la resistencia varía de intermedia a alta, según la plasticidad de finos. El riesgo es mayor cuando lp es menor que 15 y LL menor que 50%. El riesgo aumenta con la mala graduación. La resistencia a la tubificación aumenta con la compactación y el índice de plasticidad.</p>	<p>La falla por licuación puede presentarse cuando contienen finos no plásticos en más de 30% y se encuentran mal compactados. Las arenas finas limosas, mal compactadas, son muy susceptibles a la licuación. No son susceptibles los suelos bien compactados, los suelos que contienen finos plásticos no son susceptibles aún con mediana compactación.</p>	<p>Materiales adecuados para construcción; para presas de secciones bajas y protegidas por filtros y materiales de protección. Cuando tienen buena resistencia a la licuación en las zonas donde no se requiere protección.</p>
<p>Es indispensable un control riguroso de la compactación, basado en pruebas de compactación estándar, empleando la fracción que pase por la malla No. 4. En caso de que el material contenga grava, debe hacerse el ajuste correspondiente según la fórmula tabulada. Con el auxilio de terraplenes de prueba, realizadas con el equipo de compactación que se vaya a emplear, se pueden establecer las normas de construcción a seguir, para obtener la mayor uniformidad del material compactado. Es muy conveniente el control de la humedad durante la colocación.</p>	<p>Muy susceptibles al agrietamiento. En los limos de baja compresibilidad, el máximo riesgo se presenta cuando el contenido de finos es alto, lp menor que 10 y LL menor que 30%. De los limos orgánicos y de los limos compresibles, se conoce poco, pero es probable que se comporten en forma semejante a los limos de baja compresibilidad. La susceptibilidad aumenta con la finura y mala graduación. En estos materiales debe exigirse control riguroso de la colocación. No es conveniente colocarlos con un bajo grado de saturación, especialmente cuando se prevén asentamientos diferenciales posteriores a la construcción.</p> <p>Para suelos de este clase, en los que D_{50} es mayor que 0.02 mm el lp menor que 15, la susceptibilidad al agrietamiento varía de mediana a alta, según disminuir el lp. Esta condición es propia del grupo CL. Cuando lp es mayor que 15 y D_{50} menor que 0.02 mm como ocurre normalmente en el grupo CH y ocasionalmente en el CL los suelos se agrietan solamente en condiciones extremas de deformación. No se tiene experiencia con los suelos del grupo OH, pero puede considerarse semejantes a los del grupo CL y emplearse con precaución.</p>	<p>Presentan baja resistencia a la tubificación. En los limos de baja compresibilidad, el riesgo es mayor cuando lp es menor que 10, LL menor que 30% y contienen alto porcentaje de finos uniformes. Se requiere siempre el empleo de filtros bien graduados.</p> <p>La resistencia a la tubificación varía de mediana a alta. Es mediana cuando lp es menor que 15, y aumenta con la plasticidad. Cuando se emplean arcillas inorgánicas, de baja plasticidad, (CL) los filtros bien graduados son indispensables. Los requisitos de graduación de los filtros pueden ser menos rigurosos cuando se tienen arcillas de alta plasticidad (CH) y el máximo gradiente hidráulico, a la salida de las filtraciones, es menor de 0.3.</p>	<p>Materiales susceptibles a la licuación, especialmente cuando el contenido de limos o arenas finas es alto, el índice de plasticidad es menor de 6, el material es uniforme y se encuentra en estado suelto y saturado. La posibilidad de un colapso es mayor cuando la compactación es pobre. La susceptibilidad disminuye cuando la compactación aumenta.</p> <p>No susceptibles cuando están bien o medianamente compactados.</p>	<p>Materiales únicamente aceptables para construcción de presas de secciones bajas y protegidas por filtros y materiales de protección. La susceptibilidad a la licuación, se desprecia en las zonas donde no se requiere protección.</p> <p>Materiales adecuados para construcción homogénea debidamente protegidos y resistentes a la erosión. Los suelos del tipo OH son aceptables si se encuentran totalmente desmenuzados y la materia orgánica está en proceso de descomposición.</p>

TUBIFICACION	LICUACION	APLICACION
<p>general presentan muy buena resistencia a la tubificación. En el caso de los grupos (SW y SP) se requiere el empleo de filtros formados por gravas de buena producción, a evitar posibles tubificaciones.</p>	<p>No susceptibles a la licuación cuando están bien o medianamente compactados. Las arenas finas y uniformes, en estado suelto son muy susceptibles a este tipo de falla</p>	<p>Con excepción de las arenas finas, son materiales adecuados para zonas permeables y como elementos pasados en la estabilización de taludes. Los grupos (GW y SW) son materiales apropiados para filtros.</p>
<p>Las gravas y arenas limosas (GM y SM) la resistencia a la tubificación varía de baja a intermedia, según la plasticidad de las finas y su graduación. El máximo riesgo ocurre cuando las finas son menores que 0.075 mm y tienen un alto contenido de finas y mala graduación. Estos materiales deben probarse con filtros bien graduados. Las gravas y arenas arcillosas (GC y SC) la resistencia varía de intermedia a alta, según la plasticidad de finas. El riesgo es mayor cuando Ip es menor que 15 y Lt menor que 25. El riesgo aumenta con la mala graduación. La resistencia a la tubificación aumenta con la compactación al índice de plasticidad.</p>	<p>La falla por licuación puede presentarse cuando contienen finas no plásticas en más de 30% y se encuentran mal compactadas. Las arenas finas limosas, mal compactadas, son muy susceptibles a la licuación. No son susceptibles las suelas bien compactadas, las suelas que contienen finas plásticas no son susceptibles aún con mediana compactación.</p>	<p>Materiales adecuados para corozones impermeables, cuando tienen baja permeabilidad para presas de sección homogénea, cuando están bien compactados y protegidos por filtros y material resistente a la erosión. Cuando tienen buena resistencia se pueden emplear para proporcionar estabilidad en las zonas donde no se requiere material permeable.</p>
<p>presentan baja resistencia a la tubificación. En los limos de baja compresibilidad, el riesgo es mayor cuando Ip es menor que 10, Lt menor que 30% y contienen alta porcentaje de finas uniformes. Se requiere siempre el empleo de filtros bien graduados.</p>	<p>Materiales susceptibles a la licuación especialmente cuando el contenido de limos o arenas finas es alto, el índice de plasticidad es menor de 6, el material es uniforme y se encuentra en estado suelto y saturado. La posibilidad de un colapso es mayor cuando la compactación es pobre. La susceptibilidad disminuye cuando la compactación aumenta.</p>	<p>Materiales únicamente aceptables para corozones impermeables, con taludes menores de 0.75il. Es indispensable colocarlos bien compactados y siempre protegidos contra agrietamiento y tubificación. En caso de índices de riesgo de licuación, se desprecia su resistencia al corte en el análisis de la estabilidad de la presa.</p>
<p>La resistencia a la tubificación varía de mediana a alta. Mediana cuando Ip es menor que 15, y aumenta con la plasticidad. Cuando se emplean arcillas inorgánicas, de baja plasticidad, (Cl) los filtros bien graduados son indispensables. Los requisitos de graduación de los filtros pueden ser menos rigurosos cuando se llenan arcillas de alta plasticidad (CH) y el máximo gradiente hidráulico, o la altura de las filtraciones, es menor de 0.3.</p>	<p>No susceptibles cuando están bien o medianamente compactados.</p>	<p>Materiales adecuados para corozones impermeables y para presas bajas de sección homogénea debidamente protegidos por filtros y recubiertos de materiales resistentes a la erosión. Las suelas del tipo OH son aceptables en la construcción, si la materia orgánica se encuentra totalmente descompuesta. No deben emplearse si la materia orgánica está en proceso de descomposición.</p>

2 ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UNA CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS

2.1 CLASIFICACION DE SUELOS

Como ha podido observarse en el capítulo anterior, el diseño de una presa de tierra exige conocer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales de construcción, así como de los existentes en el terreno de cimentación. Dada la complejidad y variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, es imprescindible establecer un sistema de clasificación para poder estudiarlos. Por otra parte, un sistema de clasificación de suelos permite el intercambio de información sobre los estudios realizados por diferentes investigadores, al poder relacionarlos con un "tipo de suelo" dado. En el capítulo anterior, por ejemplo, se dan varias especificaciones para distintos tipos de materiales, de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Este sistema, además de ser uno de los más descriptivos, ha sido adoptado por varias organizaciones y relevantes investigadores en la materia, lo que lo convierte en el más conocido e importante.

Con objeto de poder explicar mejor el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, se describirán primero las características de los materiales que este sistema utiliza para clasificarlos.

2.1.1 Granulometría.

Un suelo puede estar constituido por partículas de tamaños muy semejantes, o encontrarse en él una gran variedad de tamaños, variando desde aquellos que no son visibles ni con los mejores microscopios, hasta piedras de 8 a 10 cm, y aún mayores.

Para determinar la granulometría de un suelo, se separan y clasifican por tamaños las partículas que lo componen.

Para efectuar el análisis granulométrico de un suelo (1), se hace pasar una

(1) Los procedimientos detallados de laboratorio pueden consultarse en el Manual de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos - México - 1970.

porción (muestra) de éste, a través de una serie de mallas o tamices dispuestos en orden descendente de aberturas. En cada una de estas mallas se quedarán retenidas las partículas con tamaños mayores que la abertura del tamiz que las retiene. Estas cantidades retenidas se pesan y se determinan los porcentajes que representan con respecto al peso total de la muestra. Sumando el porcentaje retenido en una determinada malla a los porcentajes retenidos en las mallas con aberturas mayores, y hallando el complemento a 100 % de esta cantidad, se obtiene el porcentaje de suelo con tamaño menor que el representado por la malla en cuestión. Este porcentaje se conoce como "porcentaje acumulativo que pasa". Cuando se tienen estos porcentajes para un suelo dado, pueden clasificarse por tamaños sus partículas y decir que se conoce su granulometría.

En la tabla II se muestran las mallas Tyler estándar y U.S. Bureau of Standards con sus correspondientes aberturas.

Si se representa gráficamente en escala semilogarítmica, en el eje horizontal el logaritmo de los diámetros de las partículas y en el vertical los porcentajes acumulativos correspondientes a dichos diámetros, se obtiene una línea llamada "curva granulométrica". En la figura 2.1 - 1, que aparece a continuación se muestran algunos tipos de estas curvas.

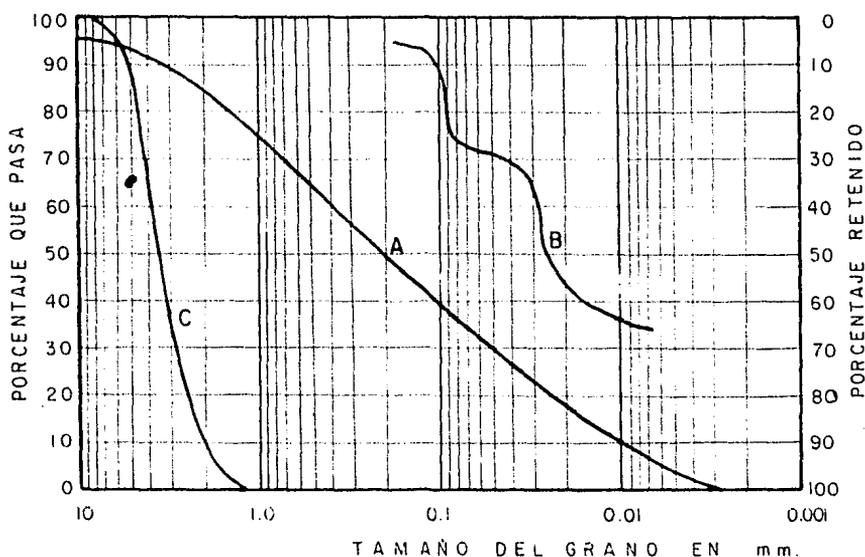


FIG.2.2-1 CURVAS GRANULOMETRICAS

TABLA II
 ABERTURAS DE MALLAS TYLER Y U.S. BUREAU OF STANDARDS

Tyler estándar		U.S. Bureau of Standards	
Malla	Abertura en mm	Número	Abertura en mm
3"	76.2	4"	101.6
2"	50.8	2"	50.8
-	26.67	1"	25.4
-	18.85	3/4"	19.1
-	13.33	1/2"	12.7
-	9.423	3/8"	9.52
3	6.680	1/4"	6.35
4	4.699	4	4.76
6	3.327	6	3.36
8	2.362	8	2.38
9	1.981	10	2.00
10	1.651	12	1.68
14	1.168	16	1.19
20	0.833	20	0.840
28	0.589	30	0.590
35	0.417	40	0.420
48	0.295	50	0.297
60	0.246	60	0.250
65	0.208	70	0.210
100	0.147	100	0.149
150	0.104	140	0.105
200	0.074	200	0.074
270	0.053	270	0.053
400	0.038	400	0.037

Los límites de tamaño de las partículas de un suelo, fue uno de los primeros criterios usados en Mecánica de Suelos para establecer un sistema de clasificación. A continuación se incluyen algunas clasificaciones de este tipo.

a) Clasificación internacional.

T A M A Ñ O E N m m				
2	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla	Ultra Arcilla (coloides)

b) Clasificación del U.S. Bureau of Soils.

T A M A Ñ O E N m m						
2	1	0.5	0.25	0.1	0.05	0.005
Grava fina	Arena gruesa	Arena	Arena fina	Arena muy fina	Limo	Arcilla

c) Clasificación M.I.T.

T A M A Ñ O E N m m								
2	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002
Gruesa	Medio	Fina	Grueso	Medio	Fino	Gruesa	Medio	Fina
A R E N A			L I M O			A R C I L L A		

Observando las clasificaciones anteriores, puede notarse que se contradicen, y a un intervalo que se le llama de una manera en una clasificación, le corresponde otro nombre en otro sistema. Sin embargo la objeción más importante que puede

hacerse a estos sistemas es el uso que hacen de las palabras "limo" y "arcilla" para clasificar tipos de suelo, atendiendo exclusivamente a los tamaños de las partículas. Estos términos (limo y arcilla) se han usado en ingeniería para nombrar tipos de suelo con propiedades físicas definidas. En los comienzos del desarrollo de la Mecánica de Suelos se tenía el concepto erróneo de que las propiedades de los materiales dependían directamente de su granulometría, pero actualmente se sabe que las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos finos dependen principalmente de su estructura e historia geológica.

Cuando un material contiene un bajo porcentaje de partículas menores que la malla 200, o carece de ellas, puede determinarse su curva granulométrica usando simplemente el procedimiento de cribado en mallas; pero cuando, por el contrario, estas partículas finas se encuentran en porcentajes mayores del 5 %, es necesario lavar con agua los materiales retenidos en las mallas y determinar la granulometría de la porción fina (material menor que la abertura de 0.074 mm de la malla 200).

La obtención de la granulometría de la porción fina, se realiza en el laboratorio, por sedimentación, con base en la ley de Stokes, que da la velocidad con que cae una esfera de peso específico y diámetro conocidos, en un fluido homogéneo de extensión infinita. La ley de Stokes puede expresarse mediante la siguiente fórmula:

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_f}{18 \mu} D^2 \quad (2.1-1)$$

en la que

- v = Velocidad de sedimentación de la esfera, en cm/seg.
- γ_s = Peso específico de la esfera, en gr/cm³ (varía con la temperatura en forma despreciable)
- γ_f = Peso específico del fluido, en gr/cm³ (varía con la temperatura)
- μ = Viscosidad del fluido, en gr.seg/cm² (varía con la temperatura)
- D = Diámetro de la esfera, en cm.

Despejando (D) en la fórmula anterior y expresándolo en milímetros, se obtiene:

$$D = \sqrt{\frac{1800 \mu v}{\gamma_s - \gamma_f}} \quad (2.1-2)$$

Si en una probeta se prepara una suspensión uniforme de finos de suelo y se deja reposar, las partículas se sedimentarán a diferentes velocidades, según sus diámetros, de manera que al cabo de un cierto tiempo t_1 , en una sección horizontal a una profundidad H , habrán pasado ya todas aquellas partículas cuya velocidad de caída sea mayor de H/t_1 y quedarán en suspensión en la parte superior las de menor velocidad. Para una cierta profundidad H_1 y un cierto tiempo t_1 se podrá determinar la velocidad H_1/t_1 y con ésta se calculará el diámetro correspondiente por medio de la ecuación (2.1-2). Si en ese instante t_1 se determina la concentración de la suspensión a la profundidad H_1 y se la relaciona con la concentración media original al principio de la prueba, se tendrá el porcentaje de partículas menores que el diámetro correspondiente. Efectuando este procedimiento a diferentes profundidades o en diferentes tiempos, se obtendrá una serie de pares de valores diámetro - concentración, que permitirá trazar la curva granulométrica.

La concentración de la suspensión puede determinarse, obteniendo una muestra con una pipeta de volumen conocido y evaporándola, o midiendo la densidad de la suspensión por medio de un hidrómetro. El procedimiento detallado de laboratorio puede consultarse en el Manual de Mecánica de Suelos, editado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos en 1970.

La ley de Stokes aplicada a partículas de suelo que se sedimentan en agua, es válida solamente para tamaños menores de 0.2 mm y mayores de 0.2 micras, ya que para tamaños mayores de 0.2 mm, el movimiento de la partícula provoca turbulencias que afectan considerablemente la ley de sedimentación; y para partículas menores de 0.2 micras, éstas se ven afectadas por el movimiento Browniano y no se sedimentan. Es interesante hacer notar que con el procedimiento por mallas puede llegarse a tamaños de 0.074 mm, los cuales caen dentro de la aplicabilidad de la ley de Stokes y por lo tanto pueden obtenerse datos ininterrumpidos, que permiten trazar en forma comple-

ta y continua las curvas granulométricas de los suelos analizados.

La ley de Stokes fue establecida para partículas esféricas y, como todos sabemos, las partículas del suelo rara vez tienen esa forma; por lo tanto, el diámetro obtenido con la relación de Stokes es en realidad un "diámetro equivalente", esto es: el diámetro de una esfera de la misma densidad que el suelo, y que se sedimenta con la misma velocidad que la partícula real. En partículas equidimensionales, este diámetro es aproximadamente igual al medio diámetro real, pero en partículas laminares la mayor dimensión real puede ser de 4 a 5 veces el equivalente. Por esta razón, frecuentemente, dos suelos finos cuyas curvas granulométricas (determinadas por sedimentación) son muy semejantes, exhiben propiedades físicas muy diferentes.

2.1.2 Graduación.

Cuando un suelo está constituido por partículas de una gran variedad de tamaños y con porcentajes similares de cada uno de ellos, se dice que está "bien graduado". La curva granulométrica de un suelo de este tipo es una línea suave y tendida como la A de la figura 2.1-1. Si la curva presenta tramos horizontales o verticales, como en el caso de la curva B, significa respectivamente que falta o predomina un cierto rango de tamaños; un suelo con estas características se conoce como "mal graduado". Por último, un suelo cuya curva granulométrica sea una línea casi vertical, estará formado por partículas de tamaños muy semejantes y se le llama "suelo uniforme". La línea C de la figura antes mencionada nos muestra una curva granulométrica de un suelo uniforme. Este tipo de suelo es generalmente más poroso y menos resistente que uno bien graduado.

Para poder determinar qué tan uniforme es un suelo, se utiliza el coeficiente de uniformidad, propuesto por Allen Hazen.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.1-3)$$

en donde:

D_{60} es un tamaño tal, que el 60 %, en peso, del suelo es igual o menor que dicho tamaño.

D_{10} es un tamaño tal, que el 10 %, en peso del suelo es igual o menor que

dicho tamaño.

En realidad, la expresión (2.1-3) es un coeficiente de no uniformidad, ya que su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Un suelo con $C < 3$ se considera muy uniforme.

Existe otro coeficiente que complementa el anterior; se llama coeficiente de curvatura y puede definirse por medio de la siguiente expresión:

$$C = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (2.1-4)$$

D_{30} se define en forma análoga a los D_{60} y D_{10}

El coeficiente de curvatura tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con gran variedad de tamaños y cantidades apreciables de partículas de cada tamaño.

2.1.3 Plasticidad.

Cierto tipo de suelos, al ser remoldeados cambiándoles su contenido de agua, adoptan una consistencia característica que desde tiempos antiguos se ha llamado "plástica". Estos suelos se conocen como arcillas y son muy usados en la elaboración de cerámica. Al descubrirse la existencia de una relación específica entre la plasticidad y las propiedades fisicoquímicas que determinan el comportamiento mecánico de las arcillas, la plasticidad se convirtió, de una cualidad puramente descriptiva o de trabajabilidad en cerámica, en una propiedad ingenieril de interés científico. Actualmente se sabe que la plasticidad de un suelo se debe fundamentalmente a su contenido de partículas finas de forma laminar y se reconoce que existe una relación entre ésta y otras propiedades físicas importantes como la compresibilidad, la impermeabilidad, etc.

En Mecánica de Suelos puede definirse la plasticidad como "aquella propiedad que permite a un suelo soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse".

2.1.4 Límites de consistencia.

Para medir la plasticidad de las arcillas, Atterberg desarrolló un método, que ha pasado a ser un procedimiento fundamental en la clasificación de los suelos finos. En primer lugar, hizo ver que la plasticidad no es una propiedad permanente en

las arcillas, sino que depende básicamente de su contenido de agua. Una arcilla con gran contenido de agua puede presentar la consistencia de una suspensión líquida y, una vez que se ha secado, la de un sólido. Entre ambos extremos existe un rango del contenido de agua en el que la arcilla se comporta plásticamente. En segundo lugar, hizo notar que para expresar convenientemente la plasticidad de un suelo, es necesario usar dos parámetros en lugar de uno solo, como hasta entonces se había creído; además definió esos parámetros y un modo, hoy perfeccionado, de valuarlos.

Para un suelo susceptible de comportarse plásticamente, Atterberg definió, de acuerdo con su contenido de agua en orden decreciente, los siguientes estados de consistencia:

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

Los estados anteriores son fases por las que pasa el suelo al secarse y no existen criterios estrictos para definir sus fronteras.

Atterberg definió estas fronteras y les dio el nombre de "límites de consistencia". De estos límites sólo se comentarán aquellos que tienen interés en la Mecánica de Suelos.

2.1.4.1 Límite líquido (LL).

Es la frontera entre los estados semilíquido y plástico. Si un suelo en estado semilíquido se deja secar, llega un momento en que empieza a aumentar apreciablemente su resistencia al esfuerzo cortante y a comportarse como un material plástico. El contenido de agua del suelo en este momento, expresado como un porcentaje de su peso seco, constituye el límite líquido.

2.1.4.2 Límite plástico.

Es la frontera entre los estados plástico y semisólido. Si un suelo en estado plástico, se seca amasándolo con la mano, llega un momento en el que se vuelve que-

bradizo y deja de comportarse como un material plástico. El contenido de agua del suelo en este momento, expresado como un porcentaje de su peso seco, se conoce como límite plástico.

A las fronteras anteriores que definen el intervalo plástico del suelo, se les denomina: límites de plasticidad.

2.1.4.3 Índice de plasticidad (Ip).

Se usa como una medida de la plasticidad de los suelos y representa el rango de variación de la humedad dentro del cual el suelo se comporta plásticamente. Se calcula hallando la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, es decir:

$$I_p = LL - LP \quad (2.1-5)$$

2.1.4.4 Límite de contracción (LC).

Es la frontera entre los estados semisólido y sólido. Se define como el contenido de agua del suelo en el momento en que éste ya no disminuye su volumen al seguirse secando; se manifiesta visualmente por un cambio de tono oscuro a otro más claro, que sufre el suelo al secarse gradualmente.

2.1.4.5 Índice de contracción (Ic).

Representa el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semisólida, y se calcula hallando la diferencia entre el límite plástico y el de contracción, es decir:

$$I_c = LP - LC \quad (2.1-6)$$

La descripción detallada de los procedimientos de laboratorio usados para la obtención de los límites de consistencia, puede consultarse en el Manual de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, o en cualquier texto de Mecánica de Suelos.

2.1.5 Carta de Plasticidad.

Arthur Casagrande, en una investigación realizada en Harvard, observó que si se representan los suelos finos en una gráfica (LL - Ip), éstos no adoptan una

distribución caprichosa sino que se agrupan de un modo específico, situándose en cada zona de la gráfica, suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas definidas. Este hecho permitió al Dr. Casagrande establecer la Carta de Plasticidad que, con algunas ligeras modificaciones, fue adoptada por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. En la figura 2.1-2 se muestra la Carta de Plasticidad tal como se usa actualmente.

En esta carta se distinguen dos líneas: la "línea A" que pasa por los puntos de coordenadas (20,0) y (50,22), estableciendo la frontera entre los suelos plásticos y los de baja plasticidad, y la línea vertical que pasa por el punto (50,0), que se conoce como "línea B" y que sirve para separar los suelos compresibles de los de baja compresibilidad. Estas dos líneas dividen a la gráfica en cuatro grandes zonas donde se sitúan ciertos tipos de suelo, cuyos símbolos se muestran en la figura 2.1-2 y que se explicarán en el inciso siguiente.

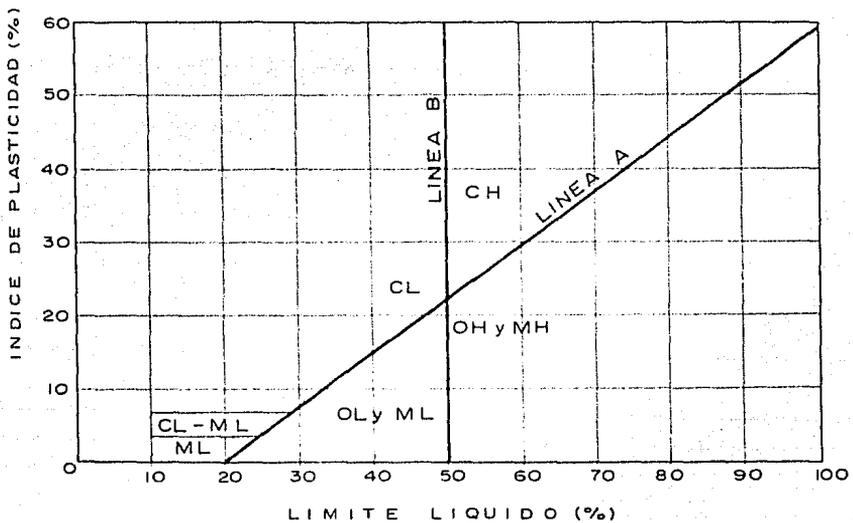


FIG.2.1-2 CARTA DE PLASTICIDAD

2.1.6 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Este sistema fue originalmente propuesto por A. Casagrande como "Sistema de Clasificación de Suelos para Aeropuertos". Posteriormente fue ligeramente modificado por el "U.S. Army Corps of Engineers" y el "U.S. Bureau of Reclamation", con el objeto de usarlo en caminos, presas de tierra y cimentaciones. Con estas modificaciones se conoce actualmente como "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos". Este sistema ofrece la ventaja de ser fácilmente adaptable al campo y al laboratorio, requiriendo poca experiencia y unas cuantas pruebas sencillas para poder clasificar un determinado suelo.

El sistema hace una primera división entre los suelos gruesos y finos, distinguiéndolos mediante el cribado a través de la malla 200. Un suelo se considera grueso si más del 50 %, en peso, de sus partículas se retiene en la malla 200, y fino, si más de la mitad de sus partículas pasa a través de la malla mencionada.

2.1.6.1 Suelos gruesos.

Los suelos gruesos se dividen en gravas y arenas, que pueden ser limpias o contener porcentajes apreciables de finos. El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos representativos del grupo; así las gravas y los suelos en que predominan éstas, tienen el símbolo genérico G de "gravel" y las arenas y suelos arenosos se representan con el símbolo genérico S de "sand".

Las gravas y las arenas se separan con la malla No.4, de manera que un suelo pertenece al grupo G, si más del 50 % de su fracción gruesa se retiene en dicha malla, y en caso contrario pertenece al grupo S.

Las gravas y arenas se subdividen en cuatro tipos:

- 1.- Material bien graduado y prácticamente limpio de finos. Tiene por símbolos W de "well graded". En combinación con los símbolos genéricos se obtienen los grupos GW y SW.
- 2.- Material mal graduado y prácticamente limpio de finos. Tiene por símbolo P de "poor" y en combinación con los símbolos genéricos origina los grupos GP y SP.
- 3.- Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Tiene por símbolo M de los términos suecos "mo" y "mjala", que significan -

limo en ese idioma. En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GM y SM.

- 4.- Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Tiene por símbolo C de "clay", y en combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

Estos cuatro grupos se describen a continuación, proporcionando criterios detallados para su identificación tanto en el campo como en el laboratorio.

Suelos GW y SW.

Se conocen respectivamente como gravas y arenas bien graduadas. Estos suelos no deben contener porcentajes apreciables de finos. Los requisitos para que un suelo quede clasificado dentro de este grupo consisten en que su contenido de finos no sea mayor del 5%, en peso, y de que estén bien graduados. Para considerar una grava bien graduada, su coeficiente de uniformidad debe ser mayor que 4 y el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad debe ser mayor que 6, y el de curvatura debe quedar comprendido entre 1 y 3.

Suelos GP y SP.

Consisten en gravas y arenas mal graduadas. Dentro de estos grupos quedan clasificados los suelos que cumplan con el requisito de contener un porcentaje de finos menor del 5%, pero que no cumplen con los requisitos de graduación que satisfacen los suelos de los dos grupos anteriores.

Suelos GM y SM.

Los suelos de estos grupos, se conocen respectivamente como gravas limosas y arenas limosas. Son gravas y arenas con porcentajes de finos mayores de 12%. La plasticidad de la fracción fina de estos suelos varía de nula a media, es decir, que si se representa en la Carta de Plasticidad el material que pasa por la malla 40, quedará localizado abajo de la "línea A" o que su índice de plasticidad es menor de 4.

Suelos GC y SC.

Se conocen como gravas y arenas arcillosas. Al igual que los suelos de los dos grupos anteriores tienen contenidos de finos mayores de 12%, pero en este caso la fracción fina que pasa la malla 40 es de media a alta plasticidad, es decir, que si se representa en la Carta de Plasticidad quedará localizada arriba de la "línea A",

además de satisfacer el requisito de que su índice plástico sea mayor de 7.

Cuando los suelos gruesos tienen contenidos de finos comprendidos entre 5% y 12%, se consideran como casos de frontera y requieren el uso de símbolos dobles. Por ejemplo, una arena mal graduada, con un contenido de finos no plásticos comprendidos entre 5% y 12%, tendrá un símbolo de SP-SM.

2.1.6.2 Suelos finos.

De la misma manera que en el caso de los gruesos, el Sistema agrupa a los suelos bajo símbolos formados por dos letras mayúsculas, elegidas con el mismo criterio que el usado para las gravas y las arenas. Considera tres grupos: limos inorgánicos, con símbolo genérico M del sueco "mo" y "mjala"; arcillas inorgánicas, de símbolo genérico C de "clay"; y limos y arcillas orgánicas, con símbolo genérico O de "organic".

Estos tres tipos de suelo se subdividen según su límite líquido, en dos grupos: de alta y de baja compresibilidad. Un suelo se considera de baja compresibilidad si su límite líquido es menor de 50%, y de compresibilidad alta, si es mayor de este porcentaje. En el primer caso su símbolo se forma añadiéndole al símbolo genérico la letra L de "Low compressibility" y en el segundo se forma el símbolo añadiéndole al genérico la letra H de "high compressibility". De esta manera se tienen los siguientes grupos:

- a) Limos, arcillas y suelos orgánicos de baja compresibilidad, con sus respectivos símbolos ML, CL y OL.
- b) Limos, arcillas y suelos orgánicos de alta compresibilidad con sus respectivos símbolos MH, CH y OH.

El Sistema Unificado considera además a los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, como las turbas y los suelos pantanosos, dentro de un grupo de símbolo Pt del inglés "peat" que significa turba. Una característica de este tipo de suelos es su alta compresibilidad.

El criterio usado para clasificar los suelos finos, consiste en representarlos en la Carta de Plasticidad (fig. 2.1-2) y asignarles el símbolo correspondiente a la zona de la Carta donde queden alojados. A continuación se describen en forma más detallada los distintos grupos de suelos finos ya mencionados, especificando al mismo tiempo sus posiciones dentro de la Carta de Plasticidad.

Suelos CL y CH.

Se conocen como arcillas de baja y de alta compresibilidad respectivamente.

te. El grupo CL queda comprendido en la Carta de Plasticidad, en la zona sobre la "línea A", definida por $LL < 50\%$ e $I_p > 7\%$. El grupo CH queda comprendido en la zona arriba de la "línea A", definida por $LL > 50\%$. (Ver figura 2.1-2).

Suelos ML y MH.

Reciben el nombre de limos de baja y alta compresibilidad respectivamente. El grupo ML queda comprendido en la zona bajo la "línea A", definida por $LL < 50\%$ y en la porción sobre la "línea A" con $IP < 4$. El grupo MH corresponde a la zona bajo la "línea A", definida por $LL > 50\%$.

Suelos CL - ML.

Son suelos finos que caen sobre la "línea A" y que tienen un índice de plasticidad comprendido entre 4% y 7%. Se consideran como casos de frontera y por esta razón se les asigna un símbolo doble.

Suelos OL y OH.

Son suelos orgánicos de baja y alta compresibilidad. Les corresponden las mismas zonas que a los grupos ML y MH respectivamente, aunque los materiales orgánicos se sitúan siempre en lugares próximos a la "línea A".

Suelos Pt.

Estos suelos tienen límites líquidos muy altos, comprendidos generalmente entre 300% y 500%. Su posición en la Carta de Plasticidad queda abajo de la "línea A". El índice plástico de estos materiales varía normalmente entre 100% y 200%.

Suelos de símbolo doble.

De la misma manera que en el caso de los suelos gruesos, cuando un material no cae claramente en uno de los grupos definidos, le corresponderá un símbolo doble. Por ejemplo, un suelo fino con $LL > 50\%$ y un índice de plasticidad tal que lo sitúe sobre la "línea A", tendrá un símbolo MH - CH.

En la tabla III de la página 49 se muestra resumido el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

2.1.7 Descripción complementaria.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos proporciona símbolos que representan grupos de suelos típicos, pero hay características importantes que no pueden describirse en forma satisfactoria por medio de símbolos. Por lo tanto, para poder formarse un sano criterio técnico con respecto a un suelo determinado, es necesario ha

TABLA III

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS
INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Escribiendo los particulos mayores de 7.6 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)		SIMBOLOS DEL GRUPO (a)		NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO		
SUELOS DE PARTICULAS GRANESAS Más de la mitad del material retenido en la malla N° 200 (Q.) con aproximadamente las mismas proporciones relativas a tamaño (ver):	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa en relación con la malla N° 4 (Para clasificación usual puede usarse 1/2" como equivalente a la abertura de la malla N° 4.)	ARENAS		GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	Diseñe el nombre típico, indique los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo, angulosidad, características de la superficie y diámetro de los particulos gruesos, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para los suelos inalterados agregue información sobre estratificación, compactación, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje. EJEMPLO Arena limosa con grava, como un 20% de grava de particulos duros, angulosos y de 15 cm de tamaño máximo, arena gruesa y fina de particulos redondeados a subangulosos, alrededor de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco, compacto y húmedo en el lugar, arena olivosa, (LSM)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ mayor de } 4; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}} \text{ entre } 1 \text{ y } 3$	
		ARENAS CON FINOS (Cantidad variable de particulos finos)		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos			No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW
		ARENAS CON FINOS (Cantidad variable de particulos finos)		GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo			Limites de plasticidad abajo de la "línea A" y con I _p entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles
		ARENAS CON FINOS (Cantidad variable de particulos finos)		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla			Limites de plasticidad arriba de la "línea A" con I _p mayor que 7
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la malla N° 200 (Las particulas de 0.075 mm de diámetro forman el 200)	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50	PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40		SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ mayor de } 6; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}} \text{ entre } 1 \text{ y } 3$		
		RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características al rompedor)	DILATANCIA (Reacción al agitado)	TENACIDAD (Consistencia cuando el límite plástico)	SP		Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW
		Nula o ligera	Rápida o lenta	Nula	SM		Arenas limosas, mezclas de arena y limo	Limites de plasticidad abajo de la "línea A" e I _p menor que 4
		Meda o alta	Nula o muy lenta	Meda	SC		Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla	Limites de plasticidad arriba de la "línea A" con I _p mayor que 7
LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 30	Ligero a medio	Lento a medio	Ligero	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos	Diseñe el nombre típico, indique el grado y carácter de la plasticidad, contenido y tamaño máximo de los particulos gruesos, color del suelo húmedo, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para los suelos inalterados agregue información sobre la estructura, estratificación, consistencia tanto en estado inalterado como remediado, condiciones de humedad y drenaje. EJEMPLO Limo arcilloso, café, ligeramente plástico, possessing un 1% de arena fina, numerosos agujeros verticales de raíces, limo y seco en el lugar, (LML)	EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS G-Grava M-Limo O-Suelos orgánicos W-Bien graduado L-Baja compresibilidad S-Arena C-Arcilla R-Tubo P-Mal graduado A-Alta compresibilidad	
				CL	Arcillas inorgánicas de baja a meda plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres			COMPARANDO SUELOS A IGUAL LIMITE LIQUIDO LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTAN CON EL INDICE PLASTICO
				OL	Limos orgánicos y arenas limosas orgánicas de baja plasticidad			
				MH	Limos inorgánicos, limos medanos o dolomíticos, limos plásticos			PARA CLASIFICACION DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS EN EL LABORATORIO
SUELOS A TAMENTE ORGANICOS		Facilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa		P _i	Turba y otros suelos altamente orgánicos			

(a) Clasificaciones de frontera - Los suelos que poseen las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo GW-GC, mezcla de grava y arena bien graduada con cemento arcillosa.
(b) Todos los tamaños de los mallas en esta carta son los U.S. Standard

cer una descripción adicional de él, además de clasificarlo en el grupo correspondiente. Esto es particularmente importante en el caso de suelos destinados a cimentaciones de estructuras. En estos casos, las condiciones naturales del suelo, tales como la compacidad, estructuración y características de drenaje, pueden ser tan importantes como la clasificación de sus constituyentes. Las características que deben incluirse en la descripción complementaria, dependen del uso que se le vaya a dar al suelo en cuestión. El U.S.B.R. propone una tabla, que aquí se incluye como tabla IV, donde se da un resumen de las características importantes que deben incluirse, según que el suelo vaya a usarse como material para terraplén, o para cimentar una estructura sobre él. En esta tabla, las características más importantes que siempre deberán incluirse en una descripción adicional, aparecen marcadas con XX, mientras que las que no son siempre necesarias y se dejan a criterio del ingeniero se marcan con una sola X.

2.1.8 Nomenclatura y simbología en español.

Existen libros e instituciones que usan una simbología basada en las letras iniciales de los nombres de los materiales en castellano. A continuación se incluye una tabla donde se indican las equivalencias entre esta simbología y la explicada en el inciso anterior.

NOMBRE DEL MATERIAL	SIMBOLOGIA	
	En inglés	En español
Gravas limpias, bien graduadas	GW	Gb
Gravas limpias, mal graduadas	GP	Gm
Gravas limosas	GM	GL
Gravas arcillosas	GC	GB
Arenas limpias, bien graduadas	SW	Ab
Arenas limpias, mal graduadas	SP	Am
Arenas limosas	SM	AL
Arenas arcillosas	SC	AB
Limos inorgánicos de baja compresibilidad	ML	Lp
Arcillas inorgánicas de baja compresibilidad	CL	Bp
Suelos orgánicos de baja compresibilidad	OL	Op
Limos inorgánicos de alta compresibilidad	MH	Lc
Arcillas inorgánicas de alta compresibilidad	CH	Bc
Suelos inorgánicos de alta compresibilidad	OH	Oc
Turbas y suelos pantanosos	Pt	Turbas

T A B L A I V
 DATOS CONVENIENTES PARA UNA DESCRIPCION COMPLEMENTARIA

Datos Descriptivos	Préstamo		Cimentación	
	Suelos gruesos	Suelos finos	Suelos gruesos	Suelos finos
Nombre típico de acuerdo con la clasificación SUCS.	XX	XX	XX	XX
Porcentajes aproximados de grava y arena	X		X	
Tamaño máximo de partículas (incluyendo guijarros y cantos rodados)	XX		X	
Forma de los granos gruesos, angulosidad				
Condiciones superficiales de los granos gruesos. Recubrimientos	X			
Dureza de los suelos gruesos. Posibilidad de fraccionarse en tamaños menores	X		X	
Color (en condiciones húmedas para suelos finos)	X	X		X
Condiciones de humedad y drenaje (seco, húmedo, mojado, saturado.)	XX	XX	XX	XX
Contenido orgánico	X	X	X	X
Plasticidad (fracciones finas en suelos gruesos; grado y carácter en suelos finos)	X	XX	X	XX
Cantidad y tamaño máximo de granos gruesos		X		X
Estructura (estratificación, colocación y arreglo, panal, floculenta, perforación de raíces)			XX	XX
Tipo de cementación			XX	XX
Compacidad relativa (compacto o suelto)			XX	XX
Consistencia en estado inalterado y remodelado (sólo para arcillas)				XX
Nombre local o geológico	X	X	X	X
Símbolo del grupo	XX	XX	XX	XX

2.1.9 Identificación de suelos en el campo.

En los párrafos anteriores se han explicado los criterios que utiliza el Sistema Unificado, para la clasificación de suelos en el laboratorio; ahora se explicarán los criterios usados para la identificación de suelos en el campo.

2.1.9.1 Identificación de suelos gruesos.

Los suelos gruesos se identifican en el campo extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana y juzgando visualmente su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse un tamaño de 0.5 cm como equivalente de la malla No.4, y para estimar el contenido de finos, puede considerarse que las partículas de tamaño igual a la abertura de la malla 200, equivalen a las más pequeñas que puedan distinguirse a simple vista.

Para poder diferenciar visualmente los suelos bien graduados de los mal graduados, es necesario tener bastante experiencia. Esta experiencia puede obtenerse, comparando las graduaciones estimadas de un gran número de suelos con las determinadas en el laboratorio. Para examinar la fracción fina contenida en el suelo deberán realizarse, en la porción que pase la malla 40, las pruebas de identificación de campo de suelos finos. Si no se cuenta con esta malla, puede sustituirse el cribado por una separación manual equivalente.

2.1.9.2 Identificación de suelos finos.

La identificación de suelos finos en el campo se basa principalmente en tres pruebas manuales que se efectúan en la fracción fina que pasa la malla No.40. Estas pruebas son: dilatancia, tenacidad y resistencia en estado seco, y pueden completarse con el color y el olor del suelo, especialmente en el caso de suelos orgánicos.

Dilatancia (reacción al agitado)

Para realizar esta prueba debe prepararse una pastilla de aproximadamente 10 cm³, con un contenido de agua tal que se le dé al suelo una consistencia blanda, pero no pegajosa.

Colóquese la pastilla en la palma de la mano y agítese horizontalmente, golpeando vigorosamente contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la pastilla la cual cambia adquiriendo una consistencia de hígado y se vuelve lustrosa. Cuando la pastilla se aprieta entre los

dedos, el agua y el lustre desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve tiesa y, finalmente se agrieta o se desmorona. La rapidez de la aparición del agua, durante el agitado, y de su desaparición durante el apretado, sirve para identificar el carácter de los finos del suelo.

Las arenas limpias muy finas dan una reacción rápida, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Los limos inorgánicos, tales como el polvo de roca, dan una reacción moderada.

La aparición de agua en la superficie de la pastilla, se debe a la compactación que sufren los suelos arenosos y limosos, bajo la acción dinámica de los golpes contra la mano. Al compactarse el material, se reduce su relación de vacíos, provocándose la expulsión del agua, que aparece en la superficie de la pastilla. El amasado posterior que sufre el suelo al ser apretado entre los dedos, aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a ellos, desapareciendo de la superficie. Como los suelos arcillosos no experimentan estos efectos bajo cargas dinámicas, no se produce en ellos ninguna reacción.

Resistencia en estado seco.

Una vez eliminadas las partículas mayores que la malla No.40, moldéese una pastilla de suelo hasta que tenga una consistencia de masilla añadiéndole agua si es necesario. Déjese secar la pastilla completamente en un horno, al sol o al aire y pruébese su resistencia al esfuerzo cortante rompiéndola entre los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo, pues aumenta con su plasticidad. Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH, mientras que un limo inorgánico típico presenta resistencia muy baja. Las arenas finas limosas y los limos tienen aproximadamente la misma resistencia, pero pueden distinguirse por el tacto al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se siente granular, mientras que el limo da la sensación suave de la harina.

Tenacidad (consistencia cerca del LP)

Moldéese un espécimen de 10 cm³ aproximadamente, hasta que tenga una consistencia suave, similar a la masilla. Este espécimen se frota entre las palmas de las manos hasta formar un rollito de unos 3 mm de diámetro, que se amasa y vuelve a frotar, hasta que la barrita se vuelve quebradiza y se desmorona, es decir, hasta que alcanza el límite plástico. Una vez que el rollito se ha desmoronado, los pedazos

deben juntarse y amasarse entre los dedos, hasta el desmoronamiento final. La preponderancia de la fracción arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollito en el límite plástico y la baja tenacidad de la muestra al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad, tales como las del tipo caolín, o de arcillas orgánicas que caen abajo de la "línea A". Las arcillas altamente orgánicas dan una sensación de debilidad y se sienten esponjosas en el límite plástico.

Color.

El color del suelo puede usarse para distinguir los diferentes estratos y para identificar tipos de suelo, cuando se posea experiencia local. El color negro y los tonos oscuros indican la presencia de materia orgánica coloidal, mientras que los colores claros y brillantes corresponden a los suelos inorgánicos.

Olor.

Los suelos orgánicos pueden identificarse por su olor característico. Este olor es intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición del material al aire, pero aumenta si se calienta la muestra húmeda.

2.2 ESTUDIOS PARA LA CIMENTACION DE LA CORTINA.

2.2.1 Elección del sitio de emplazamiento de la cortina.

En la etapa de estudios preliminares debe realizarse un reconocimiento del vaso con objeto de elegir, basándose principalmente en la topografía y la geología local, el más favorable de los emplazamientos probables para la presa. Este reconocimiento debe ser efectuado por ingenieros y geólogos con experiencia en esta clase de trabajos, y será precedido por un estudio de todos los datos disponibles del río y del área considerada, incluyéndose el examen de mapas, fotografías aéreas y cartas geológicas. Un reconocimiento cuidadoso puede conducir a la elección del emplazamiento más favorable para la presa, o a la eliminación de muchos emplazamientos probables, pero finalmente inadecuados, economizando tiempo y dinero.

Frecuentemente las condiciones generales de la cimentación pueden deducirse por inspección visual de los detalles erosivos, afloramientos de roca y excavaciones hechas por el hombre, como los cortes de los caminos o ferrocarriles.

Los resultados de los estudios de campo se registran en un mapa topográfico, que debe acompañarse de un informe donde se describan los diferentes detalles geológicos, la clasificación de las rocas y suelos, tipos de materiales cementantes, y el origen y procesos de sedimentación de los diferentes depósitos de suelos. Además se deben discutir los problemas geológicos que requieran una solución basada en estudios posteriores, y elaborar un programa donde se recomiende la extensión y carácter de exploraciones más detalladas para la siguiente etapa del estudio.

2.2.2 Estudio geológico del vaso y de la boquilla.

Una vez que se ha elegido el sitio para el emplazamiento de la cortina es necesario efectuar la exploración subterránea de la cimentación, para determinar el espesor del material de acarreo y el carácter de la roca y de los suelos bajo la cortina y las estructuras conexas. Para esto, se acostumbra perforar una línea de barrenos de sondeo a lo largo del probable eje de la cortina. Como cualquier eje que se elija en el campo es necesariamente de tanteo y está sujeto a modificaciones por razones de proyecto, es conveniente hacer sondeos aguas arriba y aguas abajo del eje considerado. El número de sondeos que se requiere para la exploración de la cimentación depende de la complejidad de las condiciones geológicas, pero es conveniente que la separación máxima no exceda de 150 m y la profundidad sea cuando menos igual a la probable altura de la cortina.

En resumen, la información que debe proporcionar el estudio de una cimentación es la siguiente:

a) Estructura geológica general y propiedades mecánicas de las formaciones rocosas, especialmente su permeabilidad y resistencia; condiciones de fisuramiento y orientación; amplitud, separación de profundidad de las fisuras; grado y profundidad de la alteración por intemperismo y posibilidades de alteración futura; presencia y ubicación de fallas, canales de disolución, zonas de contacto de diferentes formaciones y depósitos de talud; presencia de arcilla en las fisuras, en las fallas y entre planos de estratificación.

b) Propiedades mecánicas de los depósitos de suelo en lo referente a su estratigrafía, resaltando la homogeneidad de los depósitos, permeabilidad, compresibilidad y resistencia al corte.

2.2.3 Exploración y muestreo de suelos.

Para determinar la estratigrafía y las propiedades mecánicas de los materiales que se encuentran en la cimentación de la presa, es necesario obtener muestras representativas de cada uno de ellos. Existen dos clases de muestras: alteradas e inalteradas; las alteradas son aquellas en las que no se conserva la estructura natural de los suelos, y sirven para efectuar pruebas de clasificación y contenido de agua. Las muestras inalteradas, en cambio, conservan la estructura natural de los suelos con la mínima alteración posible, y se usan para determinar las propiedades mecánicas de los materiales de la cimentación. En el caso de las rocas las muestras se utilizan, casi únicamente, para clasificación, ya que las propiedades mecánicas de una masa de roca son normalmente diferentes a las de los trozos o bloques tomados de ella.

Obviamente, para obtener las muestras, es necesario hacer perforaciones que permitan el acceso a los materiales. Estas perforaciones, o sondeos, pueden variar de procedimiento de acuerdo con las condiciones locales y el equipo disponible. Los principales tipos de sondeos que se usan para muestreo y exploración del subsuelo son los siguientes:

2.2.3.1 Métodos de exploración preliminar.

a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.

Consisten en excavaciones ejecutadas con pico y pala, de dimensiones adecuadas para que un técnico pueda bajar y examinar directamente los diferentes estratos del suelo en su estado natural. Con este tipo de exploración puede llegarse hasta profundidades del orden de 6 a 8 m, cuando el nivel freático lo permite.

En estos pozos pueden tomarse muestras alteradas e inalteradas. Las muestras alteradas son porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas; las muestras inalteradas, en cambio, deberán tomarse con precauciones, labrando la muestra en un agujero practicado en la pared del pozo y protegiéndola contra pérdidas de humedad envolviéndola en mantas impermeabilizadas con brea y parafina.

b) Perforaciones con posteadora y barrenos helicoidales (1)

La posteadora y el barreno helicoidal constituyen las herramientas más usadas para la perforación de depósitos relativamente blandos que no contengan gravas grandes o boleos. Mediante el uso de estas herramientas se obtienen muestras alteradas, por lo que sólo se usan para determinar la estratigrafía de los depósitos o para estudiar bancos de préstamo de materiales finos. La pala de postear sirve para toda clase de suelos, excepto los no cohesivos, cuando se encuentran bajo el nivel freático o completamente secos. El barreno helicoidal es de gran utilidad, especialmente, en suelos cohesivos, ya que éstos se adhieren a la hélice. Estas herramientas se emplean hasta profundidades de 8 a 10 m y, en ocasiones, hasta 15 metros.

c) Método de lavado.

Consiste básicamente en hincar a golpes, mediante un martillo de caída libre, un tubo o ademe de diámetro interior variable de 6.5 a 15 cm; una vez que se ha hincado un tramo de tubo, se introduce en él una tubería para inyección de agua que lleva en su extremo inferior un trépano de acero perforado para permitir el paso del agua, que se impulsa a presión dentro de la tubería por medio de una bomba. Al inyectarse el agua, se forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección. Esta suspensión es recogida en un recipiente para analizar su sedimento.

Este método se usa para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo y, en ocasiones, como un auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración. Las muestras que se obtienen con este procedimiento son tan alteradas que no deben usarse para realizar pruebas de laboratorio.

d) Método de penetración estándar.

Este método es, probablemente, el más usado para exploraciones preliminares en México. Por esto, y por el hecho de existir unas correlaciones que permiten conocer, mediante esta prueba, la compacidad de los mantos en suelos friccionantes, y adquirir una idea tosca de la resistencia a la compresión simple en suelos plás

(1) En este trabajo sólo se darán ideas generales sobre los distintos métodos y herramientas usados para exploración del subsuelo. En el Manual de Mecánica de Suelos de la S.R.H. aparecen fotos, dibujos y descripciones de dichas herramientas, así como los procedimientos detallados de muestreo.

ticos, este método se tratará con detalle en el inciso 2.2.4.

e) Método de percusión.

Consiste, básicamente, en introducir en la perforación y dejar caer repetidamente sobre el fondo una herramienta pesada. La herramienta empleada es un barretón que pesa de 150 a 700 kg y lleva una broca de acero duro en el extremo, para quebrar el material; se acciona con un cable de acero, mediante una torre y un malacate. Este método se usa para atravesar estratos de boleos o gravas que presentan grandes dificultades para ser perforados y que, en algunas ocasiones, obligan a usar explosivos para romper su resistencia.

2.2.3.2 Métodos de exploración definitiva.

a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.

Este método ya ha sido descrito dentro de las exploraciones preliminares, pero si se realiza un muestreo inalterado, puede considerarse como un método de carácter definitivo. Por otra parte, cuando sea factible, este método es el mejor de todos los procedimientos conocidos de exploración, ya que permite obtener muestras inalteradas y datos adicionales que sirven para realizar un mejor proyecto; ya que permite la inspección visual de los estratos in situ.

b) Muestreo con tubos de pared delgada.

Cuando se introduce en el suelo un tubo de pared gruesa se produce el desplazamiento de un volumen de suelo que, unido a los esfuerzos del hincado, producen una fuerte alteración de la estructura natural del suelo. Por este motivo se recurre al uso de tubos de pared delgada.

El procedimiento de muestreo consiste en hincar el tubo a presión y a velocidad constante, con objeto de producir la menor alteración posible de la estructura del suelo. Existen muchos modelos de este tipo de muestreador, pero uno de los más usados es el tubo Shelby, del cual se muestra un esquema en la figura 2.2-1.

Hvorslev encontró que un tubo de pared delgada hincado a presión, con velocidad constante, produce un grado de alteración en el suelo, que depende esencialmente de la relación entre el área de la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo. Esta relación puede expresarse con la fórmula siguiente:

$$A_r (\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_o^2} \quad (2.2-1)$$

donde D_o es el diámetro exterior del tubo y D_i el interior tal como se muestra en la figura 2.2-1.

El valor de la relación anterior no debe ser mayor de 10 % en muestreadores de 5 cm de diámetro interior, pero en tubos de mayor diámetro pueden admitirse valores algo mayores.

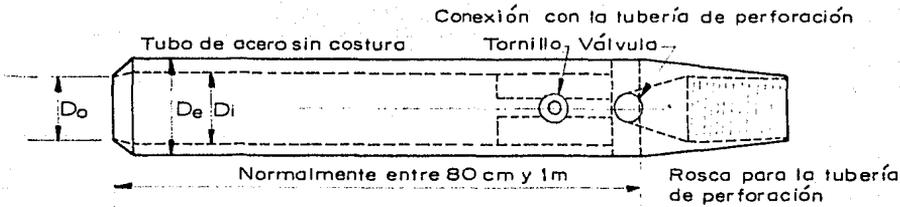


FIG. 2.2-1 ESQUEMA DEL TUBO SHELBY

Como puede verse en el esquema del tubo Shelby, su extremo afilado tiene un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del tubo; esto tiene por objeto que los esfuerzos de fricción entre la muestra y el tubo sean mínimos y que ésta pueda entrar en el muestreador sin formar un tapón. Según Hvorslev la holgura entre la muestra y el tubo debe ser de 1% a 3%. Esta condición puede expresarse de la siguiente manera:

$$0.01 < \frac{D_i - D_o}{D_i} < 0.03 \quad (2.2-2)$$

Este tipo de muestreador se usa para obtener muestras de arcillas y limos blandos o semi-duros. Esta limitación se debe a la resistencia estructural del tubo y a la capacidad del equipo de hincado, que generalmente es de una o dos toneladas. En arcillas duras puede usarse un tubo de pared más gruesa, con una relación de áreas hasta de 15%, haciendo el hincado a golpe, mediante un martillo de caída libre.

c) Métodos rotatorios.

Las máquinas rotatorias se usan para perforar estratos rocosos o grandes bloques de roca. El procedimiento consiste en hacer girar dentro de la perforación una herramienta que afloja y corta el material del fondo. Esta herramienta está provista de chiflones que permiten la salida de agua, o de suspensiones de lodo bentonítico, que arrastran hacia fuera de la perforación el material suelto. El giro de la herramienta se produce con una máquina y se transmite a través de una tubería que sirve al mismo tiempo para conducir el líquido que lava la perforación. El avance de la herramienta se logra con la presión vertical que ejerce el propio peso de la herramienta y la tubería de perforación; cuando este peso no es suficiente, se utiliza un mecanismo de engranes y un tornillo que va avanzando longitudinalmente a medida que gira la herramienta.

Las herramientas de avance y de muestreo más usadas son: el muestreador de "corazón" con broca de diamante y el muestreador con perforadora tipo cáliz. En el primer caso se acopla al extremo inferior del muestreador, una broca de acero duro con incrustaciones de diamantes industriales, que facilitan la perforación; y en el segundo, se utilizan muestreadores de acero duro, facilitándose la penetración por medio de municiones de acero, que se vierten a través de la tubería hasta el fondo de la perforación para que sirvan de abrasivos.

Existen diferentes tipos de brocas, y su uso depende del tipo de roca que se va a perforar. En rocas duras suelen usarse brocas con diamantes tanto en la corona como en el interior para reducir el diámetro de la muestra, y en el exterior para agrandar la perforación y permitir el paso del muestreador con facilidad. En rocas medianamente duras pueden emplearse brocas con inserciones de carburo de tungsteno en la corona. En rocas suaves como las lutitas, pizarras, etc. suele resultar suficiente usar brocas de acero duro en forma de diente de sierra.

2.2.4 Método de Penetración estándar.

Este procedimiento permite obtener muestras alteradas representativas del suelo, conocer la compacidad de los mantos en los suelos friccionantes y adquirir una idea tosca de la resistencia a la compresión simple de los suelos plásticos.

El equipo usado en este método consta de un muestreador especial (penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas, que se muestra esquemáticamente en -

la figura 2.2-2.

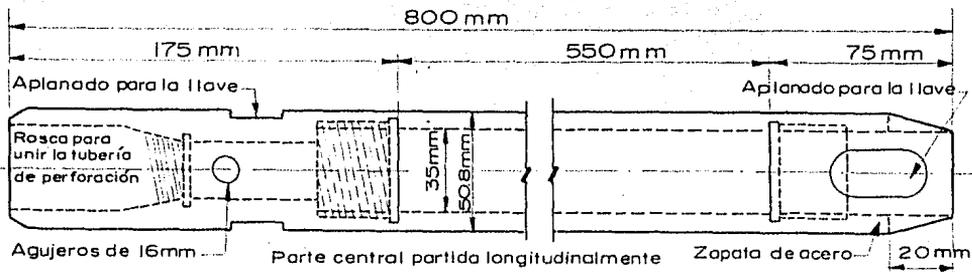


FIG. 2.2-2 ESQUEMA DEL PENETRÓMETRO ESTANDAR

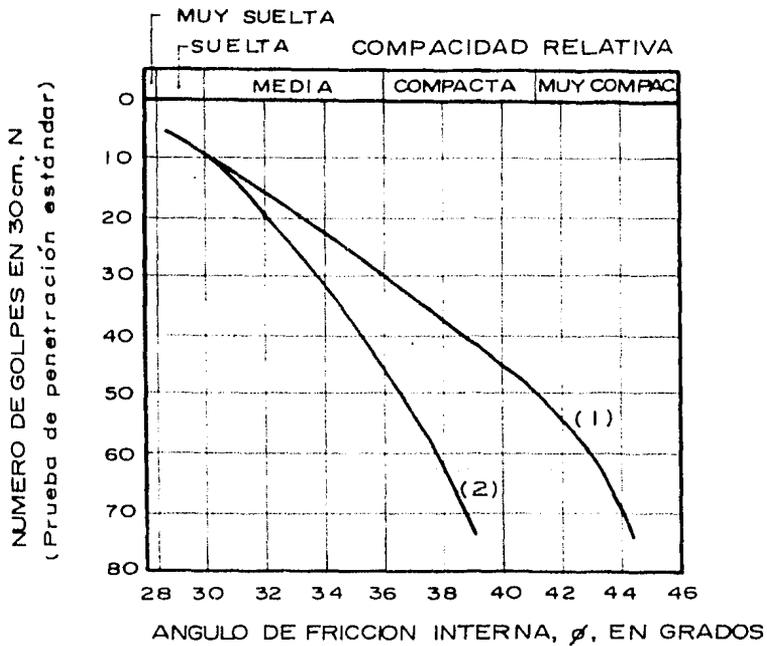
El penetrómetro va atornillado en el extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en introducirlo en el suelo por medio de golpes dados por un martinete de 63.5 kg que cae desde 76 cm, contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm. El martinete se eleva por medio de un cable y se deja caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la tubería de perforación. En cada avance de 30 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo la muestra de suelo tomada.

Antes de emplear el penetrómetro, debe limpiarse el pozo cuidadosamente usando una posteadora. Una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta el fondo y se introduce a golpes 15 cm dentro del suelo. Desde este momento se cuentan los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm. A continuación se introduce el penetrómetro en toda su longitud para tomar la muestra del suelo.

Existen correlaciones que permiten relacionar la compacidad y el ángulo de fricción interna, en arenas, y el valor de la resistencia a la compresión simple, en arcillas, con el número de golpes necesarios en el suelo respectivo para que el penetrómetro logre entrar los 30 cm especificados.

En la figura 2.2-3 se muestra una gráfica que relaciona el número de golpes con la compacidad relativa y el ángulo de fricción interna de las arenas.

Para el caso de las arcillas Terzaghi y Peck dan la correlación que se pre



(1) Relación para arenas de grano angular o redondeado de tamaño mediano a grueso.

(2) Relación para arenas finas y arenas limosas

FIG. 2.2-3 CORRELACION APROXIMADA ENTRE EL NUMERO DE GOLPES PARA 30 cm DE PENETRACION ESTANDAR Y EL ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA DE LAS ARENAS

senta en la tabla V.

TABLA V.

Consistencia	Número de golpes N	Resistencia a la compresión simple q_u (kg/cm ²)
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

Es importante hacer notar que mientras las correlaciones que existen para las arenas son dignas de crédito y aplicables al trabajo práctico; en el caso de las arcillas las correlaciones, sólo deben usarse como una norma tosca de criterio, pues en la práctica se ha demostrado que pueden existir serias dispersiones y, por lo tanto, las resistencias obtenidas por este procedimiento no deben usarse como base de proyecto.

2.2.5 Pruebas de permeabilidad en el campo.

Dada la importancia que tiene la impermeabilidad de la roca de cimentación en las presas, las pruebas de permeabilidad en el campo se han convertido en una determinación aceptada en los sondeos geológicos y que es recomendable efectuar sistemáticamente, por lo menos en cierto número de las perforaciones, a fin de estudiar correctamente los problemas de circulación de agua que puedan presentarse a través de la cimentación de la presa y en las estructuras auxiliares.

Las formas más usadas de realizar estas pruebas de permeabilidad son dos: la prueba Lugeon y la prueba Lefranc.

2.2.5.1 Prueba Lugeon.

Esta prueba consiste en medir el gasto de agua en litros por minuto y por metro lineal de perforación, que absorbe el terreno bajo una presión de 10 kg/cm². - Generalmente se usa para determinar la permeabilidad de masas rocosas, pero es aplicable también a materiales granulares parcialmente cementados.

El equipo usado para la prueba consta de una bomba de inyección, el manómetro que se instala en el brocal del pozo y un medidor de caudales (medidor del tipo Venturi).

La prueba se realiza por tramos de 3 a 5 m de longitud, aislándolos con empaques de cuero o hule. Se van registrando los gastos a medida que se incrementa la presión hasta alcanzar la máxima y luego al disminuirla hasta cero. De esta manera se obtienen curvas del tipo dibujado en la figura 2.2-4 donde se muestra además un esquema de la prueba.

Las pruebas toman bastante tiempo, pues para cada presión debe esperarse hasta alcanzar la condición de flujo constante. Por ello, se prefiere realizarlas después de terminada la perforación. La determinación es susceptible de errores importantes por fugas en los empaques o por flanqueo en rocas muy fracturadas. Cerca de la superficie la prueba es difícil de realizar por fugas de agua, debidas a la alta presión, que en ciertos casos mueve importantes masas de roca.

2.2.5.2 Prueba Lefranc.

Consiste en inyectar agua, con una pequeña carga constante, en un pozo excavado en el terreno. De esta manera el pozo funciona como un permeámetro de carga constante. Con el gasto y la carga, se puede calcular el coeficiente de permeabilidad (k), en la vecindad del pozo con una buena aproximación.

Si Q es el gasto y ΔH la carga aplicada, se tiene:

$$Q = Ck \Delta H \quad (2.2-3)$$

En la ecuación anterior C es un coeficiente con dimensiones de longitud, que depende de la forma geométrica del pozo. Para un pozo circular de longitud L y radio r , este coeficiente vale:

$$C = \frac{4\pi}{2 \log \frac{L}{r} - \frac{1}{2H}} \quad (2.2-4)$$

Sustituyendo este valor de C en la ecuación (2.2-3) y despejando k , se obtiene:

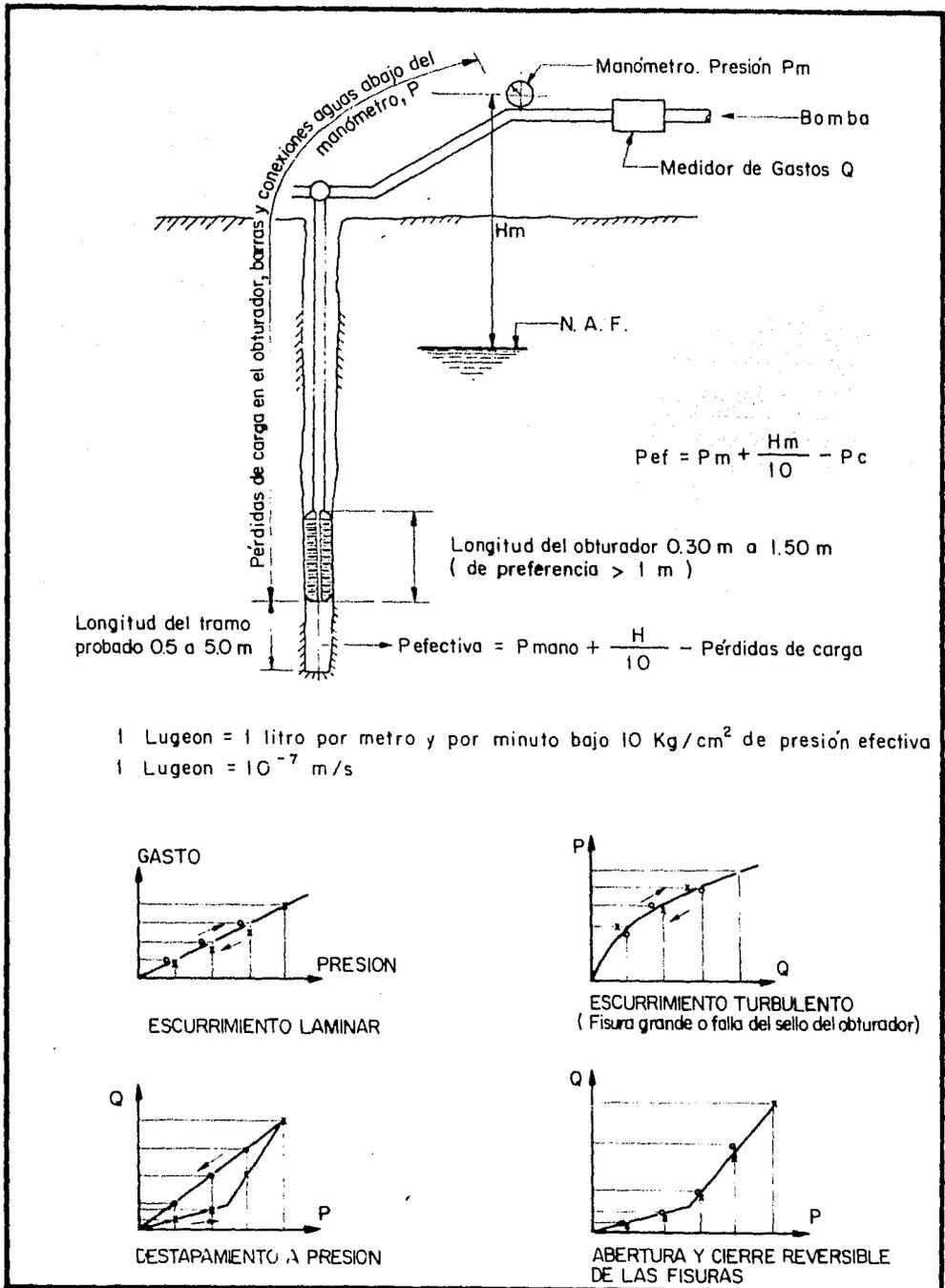


FIG. 2.2-4 ESQUEMA DE LA PRUEBA LUGEON

$$k = \frac{2}{L} \log \frac{L}{r} - \frac{1}{2H} \quad (2.2-5)$$

En la figura 2.2-5 se muestra un esquema de la prueba Lefranc.

Las dos pruebas que se han descrito en este inciso, sirven para determinar la permeabilidad de mantos situados abajo del nivel freático, lo que las hace especialmente útiles para los terrenos de cimentación de las presas. La prueba Lugeon se usa en terrenos rocosos o materiales granulares parcialmente saturados, y la prueba Lefranc en terrenos aluviales o en rocas muy fisuradas.

2.3 ESTUDIOS DE CAMPO PARA LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION DE LA CORTINA

2.3.1 Localización y descripción de las características de los materiales de construcción.

El estudio de los materiales de construcción es un procedimiento progresivo, que va desde una inspección rápida durante la etapa de reconocimiento, hasta estudios extensos de todas las fuentes posibles de materiales antes de empezar el proyecto final.

Como primer paso para la localización de los materiales, se deberá hacer un examen cuidadoso de los mapas, levantamientos de suelos y fotografías aéreas existentes, para determinar las áreas que deberán examinarse en el campo. Como segundo paso se efectuará un reconocimiento a pie de las áreas escogidas. Los cortes de los caminos y del ferrocarril, los arroyos y los márgenes a lo largo de los canales proporcionan datos valiosos respecto a la naturaleza de los materiales de la región, y deberán examinarse. En el informe del reconocimiento, se debe incluir un croquis mostrando la situación de los bancos de préstamo con respecto al sitio de la boquilla, el carácter de los materiales de cada banco, y la cantidad probable en cada uno de ellos. Durante la etapa de proyecto definitivo se efectuará una exploración detallada de los bancos para determinar la profundidad de corte del equipo de excavación y la distribución de materiales en el terraplén.

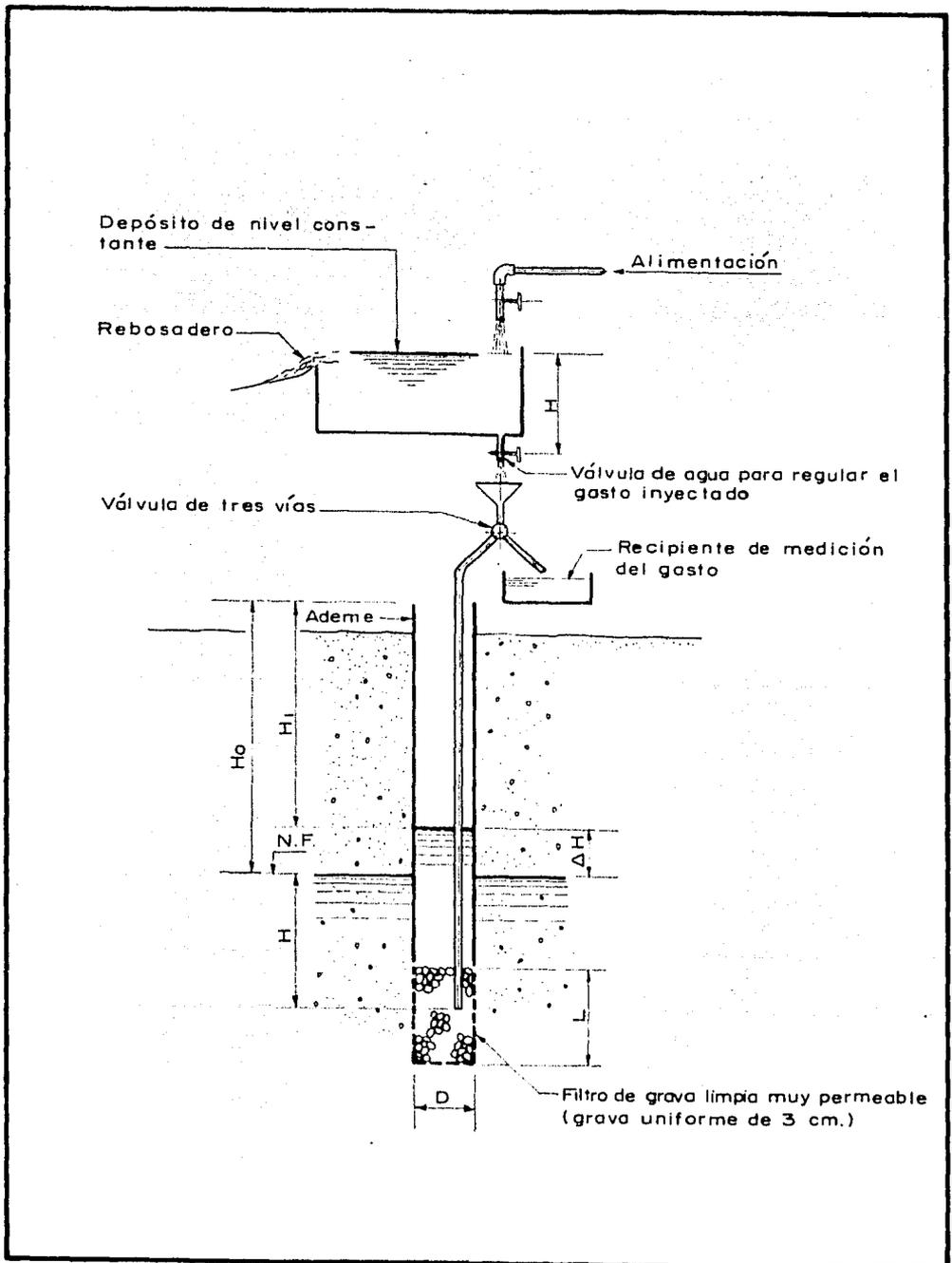


FIG. 2.2-5 ESQUEMA DE LA PRUEBA LEFRANC

2.3.2 Muestreo de los bancos de préstamo.

Con objeto de poder investigar las características físicas y mecánicas de los materiales, es necesario obtener muestras representativas, para realizar en ellas pruebas de laboratorio que permitan obtener la información requerida.

Para el muestreo sistemático de un banco de préstamo, es conveniente trazar una cuadrícula de 100 m de lado que cubra la zona, y localizar en sus intersecciones los pozos o sondeos. Para un muestreo preliminar, generalmente es suficiente excavar pozos cada 200 o 300 m, dependiendo de la extensión del banco. Posteriormente, si se requiere un estudio completo, se excavan pozos intermedios en número conveniente para limitar y determinar las áreas de los distintos materiales, así como la profundidad media de los mantos y estimar los volúmenes del material utilizable.

Las muestras para el estudio de los materiales de construcción podrán ser alteradas. Haciendo una ranura de unos 40 cm de ancho y 20 a 30 cm de profundidad, en una de las paredes del pozo, se obtiene de toda la profundidad una muestra representativa que puede ser de dos tipos: integral o parcial.

La muestra integral está constituida por una mezcla de todos los materiales que aparecen en la pared del pozo mientras que la muestra parcial separa los materiales de cada una de las capas del suelo.

La muestra integral se considera representativa del producto que se obtendrá al explotar el banco por medio de palas mecánicas; mientras que la muestra por capas representará adecuadamente el material producto de una explotación por medio de escrepas.

2.4 ESTUDIOS DE LABORATORIO PARA LOS MATERIALES DE LA CORTINA.

2.4.1 Pruebas de laboratorio en suelos finos, arenas y gravas.

Además de los ensayos descritos en el inciso 2.1, que sirven para la clasificación de los suelos; para conocer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales existentes en los bancos de préstamo, deberán efectuarse las siguientes pruebas de laboratorio:

- Densidad de sólidos.

- Compactación.
- Compacidad relativa.
- Permeabilidad.
- Consolidación.
- Resistencia al esfuerzo cortante.

Se acostumbra realizar ensayos de clasificación (granulometría y límites de consistencia), así como de densidad de sólidos y compactación, en todas las muestras representativas tomadas de los bancos de préstamo; y luego, basándose en los resultados de éstas, elegir las muestras que deberán someterse a pruebas más elaboradas, como son los ensayos de permeabilidad, consolidación y resistencia al esfuerzo cortante.

A continuación se dará una idea general del objeto de cada una de las pruebas mencionadas. Los procedimientos detallados de laboratorio se podrán consultar en el Manual de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, cuya última edición fue publicada en 1970.

2.4.1.1 Densidad de sólidos.

Se conoce como densidad de sólidos de un suelo, a la relación entre el peso específico de la materia que constituye sus partículas y el peso específico del agua destilada a 4°C.

La densidad de sólidos se obtiene en la práctica determinando el cociente entre el peso de los sólidos y el volumen de agua que desalojan a la temperatura ambiente. Como en rigor la prueba debería hacerse con una temperatura del agua de 4°C, deberá hacerse al valor obtenido, una corrección por temperatura.

Las partículas gruesas contienen, generalmente, aire atrapado en poros impermeables, que sólo podrá eliminarse rompiendo las partículas en granos más finos. Por lo tanto, la densidad obtenida en estos casos es una densidad de sólidos aparente.

En mecánica de suelos generalmente interesa la densidad de las partículas integrales y, por tanto, las partículas usadas en la determinación de densidades no deben romperse. Convencionalmente, a la densidad de sólidos aparente se le llama simplemente densidad de sólidos, y se representa con el símbolo s_s .

Esta prueba es importante porque el valor de la densidad de sólidos in-

terviene en la mayor parte de las relaciones volumétricas y gravimétricas (1) y, ocasionalmente sirve también para fines de clasificación.

A continuación se explicarán, a grandes rasgos, los métodos para obtener la densidad de sólidos en arenas y suelos finos y en partículas de grava:

a) Obtención de la s_s en arenas y suelos finos.

La densidad de sólidos se determina en el laboratorio haciendo uso de un matraz con marca de enrase.

El matraz se llena con agua hasta su marca y se pesa. Luego se llena con la muestra de suelo y vuelve a pesarse. El aire atrapado entre las partículas del suelo se desaloja por ebullición o exponiendo la suspensión al vacío.

Si

W_{mw} = Peso del matraz de agua, y

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

Se puede escribir: $W_{msw} - W_{mw} = W_s - W_w$ (2.4-1)

donde:

W_s = Peso de los sólidos del suelo.

W_w = Peso del agua desplazada por los sólidos.

El peso del agua desplazada por los sólidos es igual a el volumen de los sólidos V_s , multiplicado por el peso específico del agua γ_0 . Es decir:

$$W_w = V_s \gamma_0 \quad (2.4-2)$$

La densidad de sólidos se define como:

$$s_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} \quad (2.4-3)$$

por lo que:

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

(1) Estas relaciones sirven para calcular las propiedades físicas de los suelos, en función de dos o tres de ellos, determinadas en el laboratorio. (Ver Capítulo III, tomo I, de la Mecánica de Suelos de E. Juárez Badillo y A. Rico Rodríguez.)

es decir:

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

Sustituyendo este valor en la expresión (2.4-1), se tiene:

$$W_{msw} - W_{mw} = W_s - \frac{W_s}{S_s} \quad (2.4-4)$$

de donde:

$$S_s = \frac{W_s}{W_{mw} + W_s - W_{msw}} \quad (2.4-5)$$

Esta fórmula permite calcular la densidad de sólidos en función de magnitudes que pueden obtenerse fácilmente en el laboratorio.

b) Obtención de la s_s en partículas de grava o piedra.

Para determinar la densidad de sólidos en las gravas se procede de la siguiente manera:

Primero se obtiene el peso húmedo de un número suficiente de partículas, que constituyan una muestra representativa, dejándolas que se saturan en agua y pesándolas después de secarlas superficialmente. Luego se determina el volumen de las gravas introduciéndolas en una probeta graduada que contenga una cantidad conocida de agua y observando la variación del nivel en la probeta. Enseguida se secan las gravas en un horno, y se pesan. Una vez que se han obtenido estos datos, se calculan la absorción y la densidad de sólidos mediante las siguientes fórmulas:

$$\text{Absorción (\%)} = \frac{\text{Peso grava húmeda} - \text{peso grava seca}}{\text{Peso grava seca}} 100 \quad (2.4-6)$$

$$s_s = \frac{\text{Peso grava seca}}{\text{Volumen gravas} - \text{Volumen agua absorbida}} \quad (2.4-7)$$

2.4.1.2 Compactación.

Se entiende por compactación el proceso de incrementar artificialmente el peso volumétrico de un suelo, mediante la aplicación de cargas transitorias de corta duración. La compactación permite aumentar la resistencia y reducir la permeabilidad y la deformabilidad de los suelos.

Las pruebas de compactación de laboratorio sirven para elaborar especificaciones racionales y controlar los trabajos de campo, mediante el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos compactados. Por lo tanto los procedimientos de laboratorio deben reproducir al máximo las condiciones de campo, sobre todo las correspondientes al mecanismo y a la energía de compactación.

Actualmente existen muchos métodos para reproducir, relativamente, las condiciones de compactación en el campo. De estos métodos, el primero históricamente se debe a R.R. Proctor y se conoce como Prueba Proctor Estándar. Consiste en compactar el suelo en tres capas, dentro de un molde de forma y dimensiones determinadas, por medio de golpes de un pisón, que se deja caer libremente desde una altura especificada.

El molde es un cilindro de 940 cm³ de capacidad aproximada, de 10.2 cm de diámetro y 11.7 cm de altura que está provisto de una extensión desmontable de igual diámetro y 5 cm de altura. El molde puede fijarse a una base metálica mediante unos tornillos de mariposa.

El pisón es de 5 kg de peso y consiste en un vástago con un cilindro metálico de 5 cm de diámetro en uno de sus extremos. Los golpes se aplican dejando caer el pisón desde una altura de 30.5 cm.

A grandes rasgos, el procedimiento de laboratorio consiste en colocar el suelo dentro del cilindro en tres capas, compactando cada una de ellas con 25 golpes del pisón, y luego determinar el peso volumétrico seco del material compactado. Repitiendo este procedimiento con contenidos de agua en el suelo cada vez mayores, se obtienen gráficas como la de la figura 2.4-1.

Como puede verse en la gráfica de compactación, para un suelo dado, existe un contenido de agua con el cual se obtiene el peso volumétrico seco máximo de ese suelo. A la abscisa y ordenada de este punto máximo se les llama "humedad óptima" y "peso volumétrico seco óptimo" respectivamente.

En la actualidad, distintas organizaciones han establecido diferentes normas para ejecutar la prueba de compactación, modificando el volumen del molde, el número de capas de suelo, el número de golpes aplicados a cada capa, etc. La introducción de estas modificaciones ha originado que, para un mismo suelo, se obtengan diferentes pesos y humedades óptimas, al variar la energía dinámica comunicada al suelo. Dicha energía puede calcularse por medio de la fórmula siguiente:

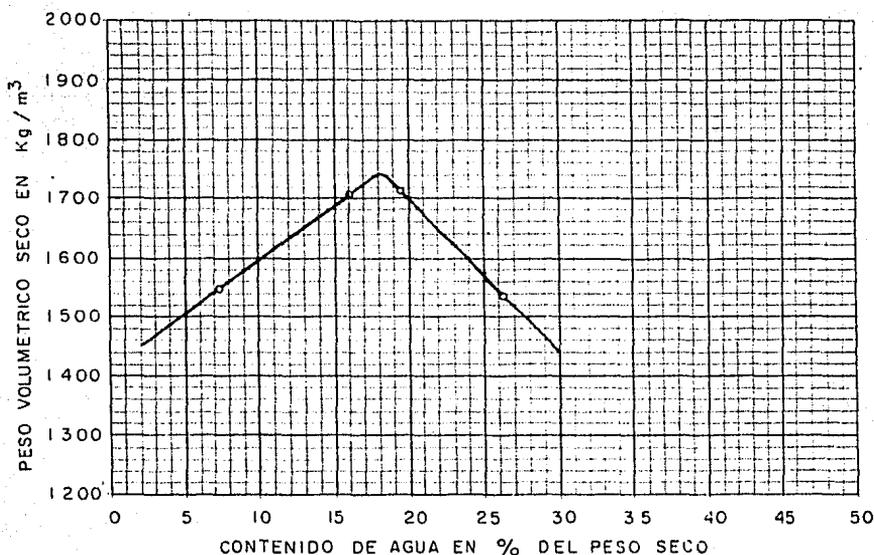


FIG. 2.4-1 CURVA DE COMPACTACION PROCTOR

$$E_e = \frac{N_n W h}{V} \quad (2.4-8)$$

E_e = Energía específica de compactación (kg-cm/cm³).

N = Número de golpes por capa

n = número de capas.

W = Peso del pisón (kg).

h = Altura de caída libre del pisón (cm).

V = Volumen del suelo compactado (cm).

En general, al aumentar la energía de compactación comunicada a un suelo, aumenta su peso volumétrico óptimo y disminuye su humedad óptima. Por esta razón - siempre que se hable de peso y humedad óptimos deberá especificarse el tipo de prueba - Proctor empleada. En la tabla VI que aparece a continuación, se incluyen las características de los tipos de pruebas Proctor usadas comúnmente.

TABLA VI
TIPOS DE PRUEBA PROCTOR

Tipo de prueba	Peso del martillo (kg)	Altura de caída (cm)	Número de golpes por capa	Número de capas	Energía de compactación (kg-cm/cm ³)
Proctor Stándar	2.5	30.5	25	3	5.48
Proctor Modificada	4.54	45.7	25	5	27.2
Procto- S.O.P.	2.5	30.0	30	3	6.36
Proctor S.R.H.	2.5	33.5	28	3	7.10

Basándose en los resultados de estas pruebas se elaboran especificaciones para el campo en función de un cierto "grado de compactación". Se define como grado de compactación de un suelo a la relación, en porcentaje, entre el peso volumétrico - seco obtenido en la obra, y el peso volumétrico óptimo obtenido en el laboratorio. Así por ejemplo, para la colocación del material impermeable en el corazón de una presa de tierra, la Secretaría de Recursos Hidráulicos, acostumbra especificar un grado de compactación no menor del 95 %, referido a la prueba Proctor S.R.H.

Si se efectúan pruebas Proctor sobre suelos puramente friccionantes, como en el caso de las arenas limpias, por lo general, la curva de compactación no define un peso volumétrico máximo ni una humedad óptima. Por lo tanto debe considerarse que las pruebas tipo Proctor son aplicables únicamente a suelos finos plásticos o que, por lo menos, tengan un apreciable contenido de éstos. En el caso de suelos friccionantes deberá recurrirse al concepto de compacidad relativa, para determinar el grado de compactación de masas de suelo de este tipo.

2.4.1.3 Compacidad relativa.

La compacidad relativa se define como el estado de compacidad de un suelo, con respecto a sus estados más suelto y más compacto. Este concepto se aplica a los materiales sin cohesión que no dan curvas Proctor bien definidas, y puede expresarse por medio de la siguiente ecuación.

$$C_r(\%) = \frac{e_{m\acute{o}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{o}x} - e_{m\acute{i}n}} 100 \quad (2.4-9)$$

En donde:

$e_{m\acute{o}x}$ = Relación de vacíos correspondientes al estado más suelto del suelo.

$e_{m\acute{i}n}$ = Relación de vacíos correspondientes al estado más compacto del suelo.

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

En el campo es más conveniente usar la ecuación anterior, escrita de la siguiente manera:

$$C_r(\%) = \frac{\gamma_{d\acute{m}\acute{o}x} (\gamma_d - \gamma_{d\acute{m}\acute{i}n})}{\gamma_d (\gamma_{d\acute{m}\acute{o}x} - \gamma_{d\acute{m}\acute{i}n})} 100 \quad (2.4-10)$$

En la que:

$\gamma_{d\acute{m}\acute{o}x}$ = Peso volumétrico del suelo en su estado más compacto.

$\gamma_{d\acute{m}\acute{i}n}$ = Peso volumétrico del suelo en su estado más suelto.

γ_d = Peso volumétrico del suelo en su estado natural.

El estado más suelto del suelo se obtiene colocándolo simplemente a volteo en un recipiente; y el estado más compacto se obtiene mediante un procedimiento de vibrado y varillado.

Para el control de campo en los materiales permeables, colocados en presas de tierra, se acostumbra especificar una compacidad relativa mínima de 70 %.

2.4.1.4 Permeabilidad.

Para investigar si un determinado material cumple con los requisitos de impermeabilidad que se exigen para los materiales del corazón impermeable de la presa, se realizan pruebas de permeabilidad, donde se determina el valor de un parámetro ll-

mado Coeficiente de Permeabilidad que se representa con la letra "k".

El flujo de agua a través de medios porosos, está gobernado por una ley - descubierta experimentalmente por Henri Darcy en 1856. Esta ley establece que, " la velocidad con que el agua fluye a través de un suelo es directamente proporcional al - gradiente hidráulico". Algebraicamente esto puede expresarse como:

$$v = ki \quad (2.4-11)$$

donde v es la velocidad con que fluye el agua, i el gradiente hidráulico medio y k el coeficiente de permeabilidad.

Despejando k de la ecuación (2.4-11) se obtiene:

$$k = \frac{v}{i}$$

En la ecuación anterior puede verse que las unidades de k son las de una velocidad, ya que el gradiente hidráulico no tiene dimensiones. Esto se ha aprovechado para definir en términos simples el coeficiente de permeabilidad en un suelo, como la velocidad del agua que fluye a través del material, cuando se sujeta éste a un gradiente hidráulico unitario.

Existen varios métodos para determinar la permeabilidad de los suelos en el laboratorio, pero los más dignos de confianza son la prueba de permeabilidad de carga constante y la prueba de permeabilidad de carga variable.

Prueba de permeabilidad de carga constante.

Esta prueba se utiliza para suelos relativamente permeables, tales como - gravas, arenas y mezclas de ellas. Los coeficientes de permeabilidad de estos suelos varían de 100 a 0.001 cm/seg.

Para realizar esta prueba se usa un aparato llamado permeámetro de carga constante (Fig.2.4-2), donde se somete una muestra de suelo a un escurrimiento de - agua bajo carga constante.

Si una muestra de suelo de área transversal A y longitud L se coloca en el permeámetro bajo una carga h, el agua fluye a través del suelo y puede medirse la cantidad que pasa en un tiempo determinado t.

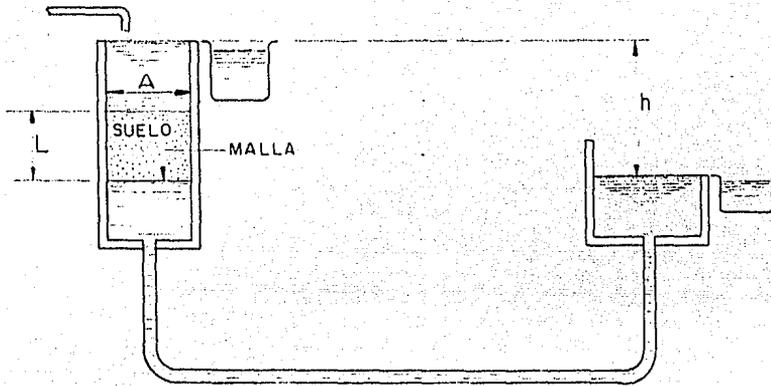


FIG. 2.4-2 ESQUEMA DEL PERMEAMETRO DE CARGA CONSTANTE

De acuerdo con la ley de Darcy y la ecuación de continuidad:

$$Q = kiA \quad (2.4-12)$$

es decir:

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

donde V es el volumen de agua que pasa en el tiempo t. Despejando k, se tiene:

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

Como el gradiente medio vale:

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

puede escribirse:

$$k = \frac{VL}{hAt} \quad (2.4-13)$$

La ecuación anterior permite calcular el coeficiente de permeabilidad del suelo, en función de las dimensiones de la muestra, la carga aplicada y la cantidad de agua que pasa a través del suelo en un tiempo dado.

Al efectuar esta prueba en suelos de baja permeabilidad, el tiempo de prueba se hace tan largo, que resulta impráctico para gradientes hidráulicos razonables. En estos casos se recurre a la prueba de carga variable.

Prueba de permeabilidad de carga variable.

Esta prueba es aplicable a suelos con coeficientes de permeabilidad comprendida entre 10^{-1} y 10^{-6} cm/seg. Para suelos menos permeables los tiempos de prueba resultarían tan prolongados, que la evaporación y las variaciones de temperatura producirían errores importantes. Para estos suelos es conveniente realizar la prueba con un gradiente hidráulico alto aplicado mediante presión de aire, o calcular el coeficiente de permeabilidad a partir de la prueba de consolidación (inciso 2.2.1.5).

La prueba se realiza en un dispositivo conocido como permeámetro de carga variable, y consiste en medir la cantidad de agua que atraviesa una muestra de suelo, por diferencia de niveles en un tubo alimentador. El procedimiento de laboratorio para efectuar la prueba consiste en llenar de agua, hasta un cierto nivel, el tubo vertical del permeámetro y registrar el descenso del líquido para diferentes tiempos. En la figura 2.4-3, se muestran dos tipos de permeámetros usados para esta prueba. Las literales que aparecen en ella, tienen el siguiente significado:

- a = área del tubo vertical alimentador.
- A = área de la muestra.
- 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, que debe deducirse de la lectura total del tubo de carga.
- t = tiempo requerido para que la carga hidráulica pase de h_1 a h_2

Para un tiempo dt , la cantidad de agua que atraviesa la muestra será, según la ley de Darcy:

$$dV = k A i dt = k A \frac{h}{L} dt$$

En el mismo tiempo, en el tubo vertical, el agua habrá descendido una carga dh y el volumen de agua que atravesó la muestra podrá expresarse como:

$$dV = -a dh$$

Igualando las dos ecuaciones anteriores queda:

$$k A \frac{h}{L} dt = -a dh$$

de donde:

$$\int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = \frac{k A}{L} \int_0^t dt$$

por lo que

$$k = \frac{L a}{A t} \log_e \frac{h_1}{h_2}$$

es decir:

$$k = 2.3 \frac{L a}{A t} \log \frac{h_1}{h_2} \quad (2.4-14)$$

Esta fórmula permite calcular el coeficiente de permeabilidad para una prueba efectuada en un permeámetro como el (a) de la figura 2.4-3. Como puede verse, en la misma figura, en el permeámetro (b) el área del tubo alimentador es igual a el área de la muestra, por lo que la ecuación (2.4-14) se transforma a:

$$k = 2.3 \frac{L}{t} \log \frac{h_1}{h_2} \quad (2.4-15)$$

2.4.1.5 Consolidación.

Se llama consolidación a la reducción paulatina de la relación de vacíos que sufre un suelo de baja permeabilidad sometido a cargas de larga duración. El fenómeno de la consolidación se atribuye a la expulsión de los flúidos del suelo provocada por la reducción del volumen de vacíos. Cuando el agua constituye la mayor parte de los flúidos y el suelo es poco permeable, su expulsión requiere mucho tiempo, dependiendo de las dimensiones de la masa de suelo y de su permeabilidad.

Las pruebas de consolidación se realizan, en el caso de las presas de tierra, para poder predecir los asentamientos totales que sufrirá el corazón impermeable, y su evolución con el tiempo. La relación entre reducciones de relación de vacíos y presiones efectivas aplicadas, obtenida durante la prueba, permite estimar los asentamientos totales que pueden esperarse en una obra dada. Por otra parte, la relación deformación vs. tiempo, obtenida para un incremento de carga dado durante la prueba, permite, por medio de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi(1) predecir la evolución de los asentamientos a través del tiempo.

La prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada en forma cilíndrica, de altura pequeña comparada con el diámetro de su sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se coloca entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; y el conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro. Por medio de un marco de carga se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con un dispositivo formado por una esfera metálica y una placa colocada sobre la piedra porosa superior. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un período de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero. Las deformaciones que experimenta la muestra se observan en un extensómetro que va apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Con los datos de estas lecturas

(1) La explicación de la teoría de consolidación de Terzaghi no se incluye aquí, pero puede consultarse en cualquier libro de mecánica de suelos (Ver bibliografía)

y los tiempos transcurridos, se dibujan gráficas del tipo de la mostrada en la figura 2.4-4.

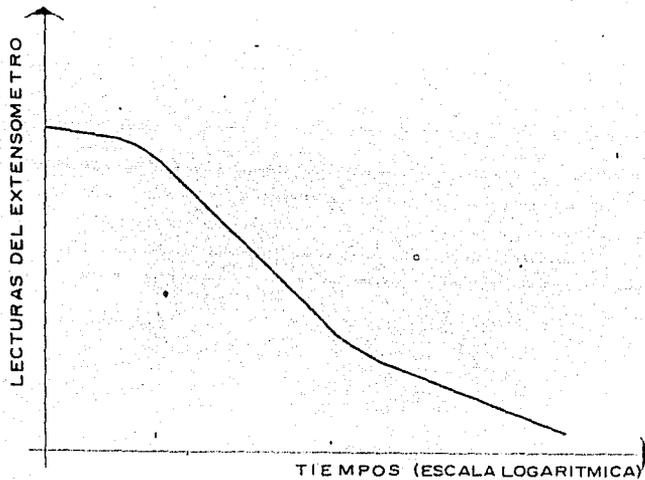


FIG. 2.4.4 FORMA TÍPICA DE LA CURVA DE CONSOLIDACION EN ARCILLAS

Estas gráficas se llaman curvas de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado.

Con los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro se determina la relación de vacíos final del suelo en cada incremento de carga. De esta manera un valor de la relación de vacíos y otro de la presión actuante correspondiente para cada incremento de carga aplicado. Con estos datos se construye una gráfica que tenga por abscisas los valores de la presión actuante (p) y por ordenadas los correspondientes a la relación de vacíos (e). Esta gráfica se llama curva de compresibilidad y se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En la figura 2.4-5 se muestran las formas típicas de estas curvas.

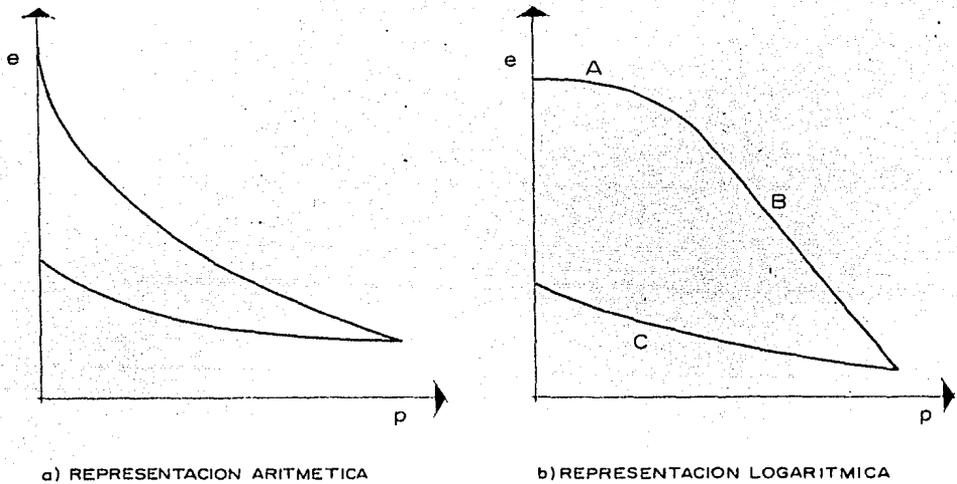


FIG. 2.4-5 FORMAS TÍPICAS DE LAS CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

2.4.1.6 Resistencia al esfuerzo cortante.

Para determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante (c y ϕ) de los materiales que se usarán para construir la cortina, es necesario realizar en ellos pruebas de resistencia al corte

Las pruebas de compresión triaxial son, con mucho, las más usadas para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Estas pruebas permiten, teóricamente, variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo y efectuar mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad, por sencillez, las pruebas se efectúan con esfuerzos iguales en dos direcciones. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. La muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita u otro material adecuado, con bases metálicas (Fig.2.4-6). En las caras superior e inferior de la muestra se colocan piedras porosas que se comunican con una bureta exterior por medio de tubos de plástico. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la

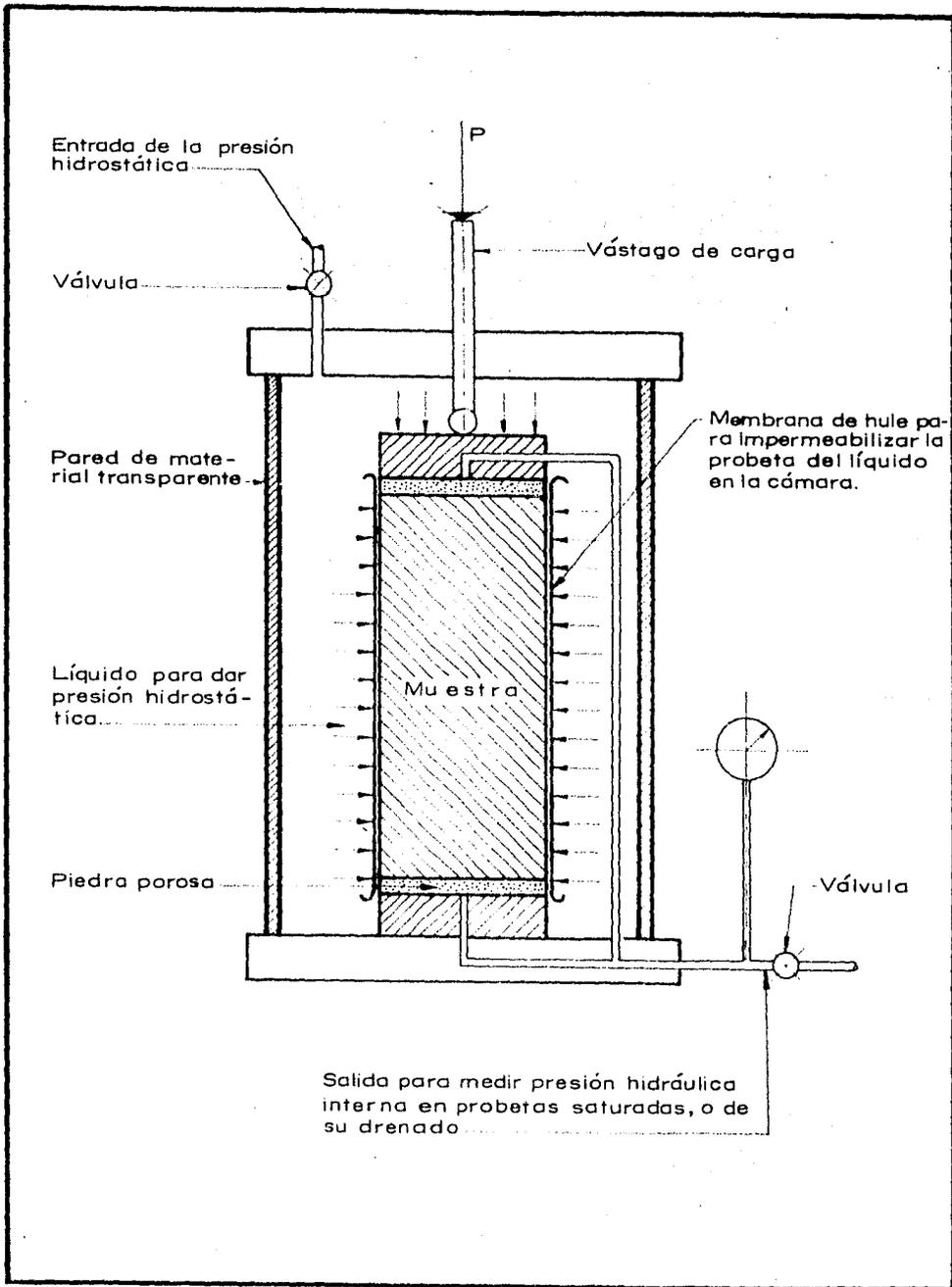


FIG.2.4.6 ESQUEMA DE UNA CAMARA DE COMPRESION TRIAXIAL

cámara.

La presión lateral que ejerce el agua es normal, por ser hidrostática, y por lo tanto produce sobre el espécimen esfuerzos principales σ_3 . En las bases de éste actúa naturalmente esta misma presión σ_3 , pero además en estas secciones actúa el efecto de la carga transmitida por el vástago, que ejerce una presión p . Esta presión suele llamarse esfuerzo desviador. En total, en dirección axial actúa una presión σ_1 , que produce esfuerzos principales y que vale:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + p \quad (2.4-16)$$

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos depende de varios factores. En suelos gruesos depende de la compacidad, la forma de los granos y la granulometría. En suelos cohesivos, existen dos criterios en cuanto a los factores que afectan su resistencia. El primero consiste en considerar que la resistencia depende esencialmente del esfuerzo efectivo. Este criterio se expresa modificando la ley de Coulomb en la siguiente forma:

$$s = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (2.4-17)$$

donde:

- s = esfuerzo cortante en el plano de la falla.
 - σ = esfuerzo normal total sobre el plano considerado.
 - ϕ' = ángulo de fricción aparente
 - c' = cohesión aparente
 - u = presión de poro.
- } en términos de esfuerzos efectivos

El segundo criterio considera el hecho experimental de que la resistencia de un suelo cohesivo que se deforma a volumen constante depende principalmente de su historia previa de carga. La ley de resistencia se expresa entonces en términos de esfuerzos totales, y queda como:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (2.4-18)$$

donde:

- s = esfuerzo cortante en el plano de falla.
- σ = esfuerzo normal total sobre el plano considerado

c = cohesión aparente
 ϕ = ángulo de fricción aparente
 } en términos de esfuerzos totales.

En este caso, c y ϕ no son propiedades del material, sino funciones de sus características, de la historia de carga previa, y de las condiciones de carga y drenaje.

La resistencia al corte de un suelo cohesivo puede, por lo tanto, expresarse en términos de esfuerzos efectivos o totales. Es importante aclarar que ambas expresiones son igualmente válidas, pues en el método de los esfuerzos totales la influencia de los efectivos aparece implícitamente en los resultados. El uso de una u otra expresión depende de la facilidad con que pueda aplicarse en cada problema particular.

Las pruebas de compresión triaxial se realizan en dos etapas: consolidación y ruptura. La primera consiste en aplicar al espécimen una presión hidrostática y la segunda en llevar a la falla al espécimen por carga, manteniendo constante la presión confinante.

Las pruebas de compresión triaxial se clasifican en función de las condiciones de drenaje durante las dos etapas de la prueba. Las más usuales son:

a) Prueba no consolidada-no drenada. ("rápida")

En esta prueba se impiden tanto el drenaje, como la consolidación, en las dos etapas de la prueba. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada. Se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución.

b) Prueba consolidada-no drenada. ("R-c").

En esta prueba se permite el drenaje durante la primera etapa. Primeramente se sujeta al suelo a una presión hidrostática σ_3 , teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. En seguida, se cierra la válvula para no permitir drenaje ni consolidación adicional, y se lleva el espécimen a la falla por medio de un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se presente ningún cambio de volumen en el suelo.

c) Prueba Consolidada-drenada. ("lenta")

En esta prueba se permite el drenaje durante las dos etapas, y no se dejan generar presiones de poro, aplicando las cargas con una velocidad adecuada durante

la segunda etapa. La primera etapa de la prueba se realiza de manera semejante a la de la consolidada-no drenada; y luego en la segunda la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Generalmente, cada prueba se realiza en tres o cuatro especímenes bajo presiones confinantes distintas y luego se representan los resultados en un diagrama de Mohr.

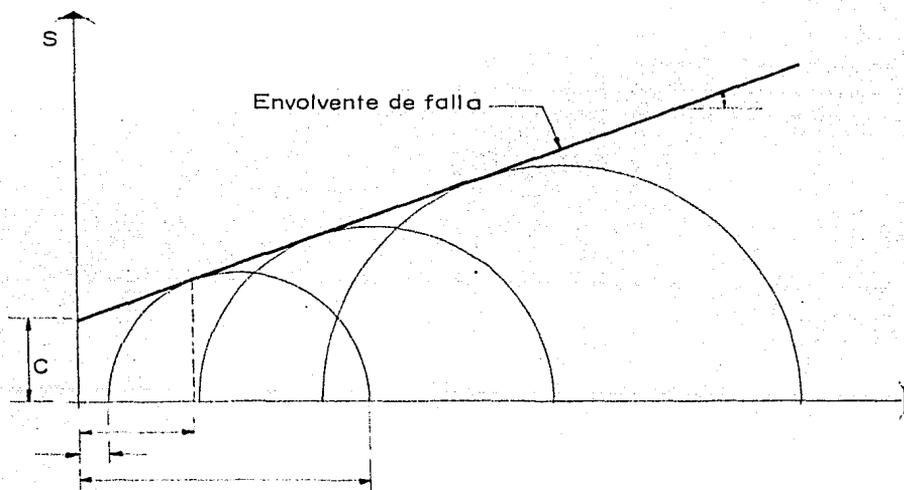


FIG. 2.4-7 ENVOLVENTE DE LOS CÍRCULOS DE FALLA OBTENIDOS EN UNA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

Como puede verse en la figura 2.4-7, la representación de los resultados está constituida por una serie de círculos (tantos como especímenes hayan sido ensayados), cuya envolvente permite obtener los parámetros c y ϕ del material estudiado en el intervalo de esfuerzos considerado.

En la práctica, generalmente, no puede trazarse una envolvente de falla, recta, que sea tangente a todos los círculos. Se acostumbra, entonces, trazar dos o tres líneas de falla que sean tangentes a círculos diferentes y, considerar para el diseño los valores mínimos de todos los parámetros obtenidos.

2.4.2 Pruebas de laboratorio de los materiales para enrocamiento.

Para conocer las propiedades físicas de los materiales existentes en los bancos

de roca, deberán efectuarse las siguientes pruebas de laboratorio:

- a) Densidad de masa.
- b) Absorción.
- c) Intemperismo acelerado.
- d) Análisis petrográfico.

a) Densidad de masa (S_m)

Para determinar la densidad de masa de una muestra de roca se procede de la siguiente manera: se lava la muestra para remover de la superficie de las partículas, el polvo, y se seca hasta peso constante, a una temperatura de 100 a 110°C. Después se deja enfriar a la temperatura ambiente del laboratorio, y se sumerge en agua durante un período de 24 horas. Luego se retira del agua y se seca con una tela absorbente, hasta que desaparezcan todas las películas visibles de agua de la superficie de las partículas. Después se obtiene el peso de la muestra en la condición saturada y superficialmente seca. Inmediatamente después, se coloca la muestra saturada y superficialmente seca en una canasta de alambre y se determina su peso sumergido en agua a 23 ± 2°C. Finalmente se seca la muestra, hasta peso constante, a una temperatura de 100 a 110°C, se deja enfriar a la temperatura del laboratorio y después se pesa.

La densidad de masa se calcula, luego, por medio de la siguiente expresión:

$$S_m = \frac{A}{B - C} \quad (2.4-19)$$

donde:

- A = peso en el aire de la muestra secada en horno, en gramos.
- B = peso en el aire de la muestra saturada y superficialmente seca, en gramos.
- C = peso sumergido de la muestra saturada, en gramos.

La densidad de los materiales no siempre es un buen índice de su calidad, pero una densidad baja puede ser síntoma de una mala calidad que conviene investigar.

b) Absorción.

Se define como agua de absorción a la cantidad que una muestra de grava o de roca es capaz de absorber por inmersión durante 24 horas, eliminándole el agua superficial, es decir, llevándola a la condición de saturada y superficialmente se-

ca. Con los datos obtenidos en la prueba para determinar la densidad de masa puede determinarse el porcentaje de absorción, aplicando la siguiente fórmula:

$$\text{Absorción (\%)} = \frac{B - A}{A} 100 \quad (2.4-20)$$

En la expresión anterior las literales tienen el mismo significado que en la ecuación (2.4-19).

De la misma manera que la densidad, la absorción no es una característica definitiva para calificar a los materiales, pero a mayor absorción se considera normalmente menor calidad y viceversa.

c) Intemperismo acelerado (sanidad)

La sanidad de los materiales define su aptitud para resistir y permanecer inalterables bajo condiciones de servicio que generan acciones destructivas promovidas por cambios de volumen en los materiales. La prueba en que se mide esta aptitud, se denomina, prueba de sanidad o intemperismo acelerado.

El método consiste en someter a los materiales a períodos sucesivos de inmersión y secado, empleando una solución sobresaturada de sulfato de sodio o de sulfato de magnesio.

El mecanismo de la prueba es el siguiente:

Durante los períodos de inmersión, la sal en solución penetra en los poros de las partículas; y en los períodos de secado, se deposita. La sucesión alternada de ambos períodos ocasiona una acumulación progresiva de cristales de sal en el interior de los poros de la roca. Al cabo de cierto número de ciclos de inmersión y secado, la cantidad de sal alcanza un grado tal que, con el aumento de volumen ocasionado por su rehidratación, no puede acomodarse en el espacio de los poros. Esto origina fuerzas internas que tienden a desintegrar las partículas de modo similar a como actúa el agua de saturación que aumenta de volumen al congelarse.

Los resultados de la prueba permiten realizar un examen cualitativo, separando las partículas de la muestra en grupos, de acuerdo con el efecto producido por la prueba, (desintegración, resquebrajamiento, desmoronamiento, agrietamiento, escamación, etc.). Comparando el número de partículas afectadas con el número de par

tículas ensayadas y considerando los distintos grados de alteración sufridas por las partículas, puede estimarse la calidad del material.

d) Análisis petrográfico.

El análisis petrográfico es un examen muy usado, en Geología, para conocer la textura y los componentes principales de la roca y, de este modo, poder clasificarla. El procedimiento consiste en cortar la roca en una lámina muy delgada y observarla al microscopio.

2.5 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

2.5.1 Generalidades.

El primer intento para analizar la estabilidad de los taludes de tierra se atribuye a Ch. A. Coulomb en el año de 1773. Coulomb suponía que la falla de un talud era producida por el deslizamiento de la masa de suelo a lo largo de un plano inclinado, y analizaba el equilibrio de la cuña deslizante, considerando su peso y la resistencia al corte del material a lo largo del supuesto plano de falla.

En 1845 Collin introdujo, por primera vez, superficies de falla curvas. Desgraciadamente sus teorías no fueron tomadas en cuenta sino hasta 1916 en que K.E. Petter son al analizar una falla ocurrida en el puerto de Gottemburgo, dedujo que la ruptura se había presentado a lo largo de una superficie curva. Más tarde, en 1917, W. Fellenius desarrolló un método para analizar la estabilidad de taludes, basado en la hipótesis de una superficie cilíndrica de falla cuya traza con el plano donde se calcula es un arco de circunferencia. Con esto se buscó sobre todo facilidad en los cálculos, pues desde un principio se reconoció que la llamada falla circular no representa exactamente el mecanismo real. Actualmente el método de Fellenius, llamado también Método Sueco, constituye la base de los procedimientos modernos de cálculo.

2.5.2 Método Sueco de estabilidad de taludes.

Bajo el nombre de Método Sueco se agrupan todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes, que consideran la superficie de falla como un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia. Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, con el fin de determinar si un talud es estable. A continuación se exponen los procedimientos de aplicación para suelos cohesivos y suelos cohesivo-friccionantes, así como un proce-

dimiento gráfico de aplicación del Método Sueco al caso de una cortina de materiales - graduados.

2.5.2.1 Suelos cohesivos. ($c \neq 0$; $\phi = 0$)

Supóngase un talud en un material cuya resistencia al esfuerzo pueda expresarse con la ley

$$s = c$$

Para este caso existe un procedimiento, debido al Dr. Arthur Casagrande, - que se expone a continuación.

Considérese un arco de circunferencia de centro en O y, radio R como la traza de una superficie hipotética de falla con el plano del papel (Fig.2.5-1).

Considerando que el prisma deslizante comprendido entre A, B, C, D y la línea de falla, tenga un espesor unitario, y siendo W el peso de la masa de tierra deslizante y d su brazo de palanca con respecto al eje del cilindro; el momento motor que tiene a provocar el deslizamiento, vale:

$$M_m = W d \tag{2.5-1}$$

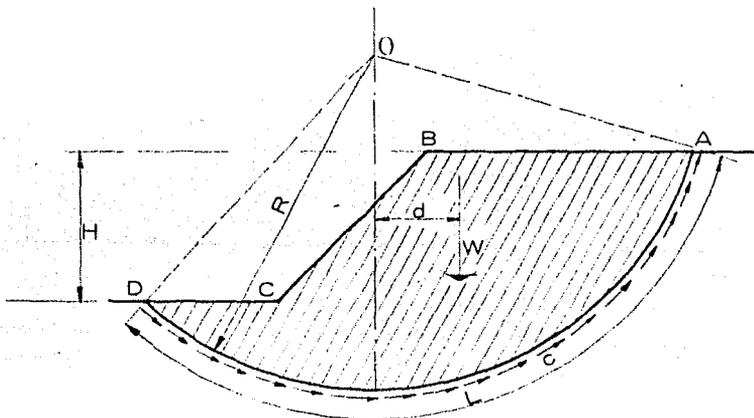


FIG. 2.5-1 PROCEDIMIENTO DE A. CASAGRANDE PARA UN TALUD EN SUELO COHESIVO

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son produci-

das por la cohesión del material, a lo largo de toda la superficie de deslizamiento. Por lo tanto el momento resistente vale:

$$M_R = c L R \quad (2.5-2)$$

En el instante de falla incipiente

$$M_m = M_R$$

Definiendo el factor de seguridad contra deslizamiento, como la relación entre el momento resistente, que correspondería a la condición límite de equilibrio, y el momento motor, se tiene:

$$F S = \frac{M_R}{M_m}$$

es decir:

$$F S = \frac{c L R}{W d} \quad (2.5-3)$$

Para analizar en forma completa un talud, es necesario calcular el factor de seguridad para varios círculos en distintas posiciones y con diferentes radios, con objeto de determinar el valor mínimo correspondiente al círculo más desfavorable.

2.5.2.2 Suelos cohesivo-friccionantes. ($c \neq 0$; $\phi \neq 0$)

Se ha llamado suelos cohesivo-friccionantes, a aquellos cuya resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse por medio de la ley:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

El procedimiento de aplicación del Método Sueco, más usado y fácil de aplicar para este tipo de suelos, es el de las "dovelas", debido a Fellenius que se expone a continuación.

Supóngase un talud en un material cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante es como se indica en la figura 2.5-2.

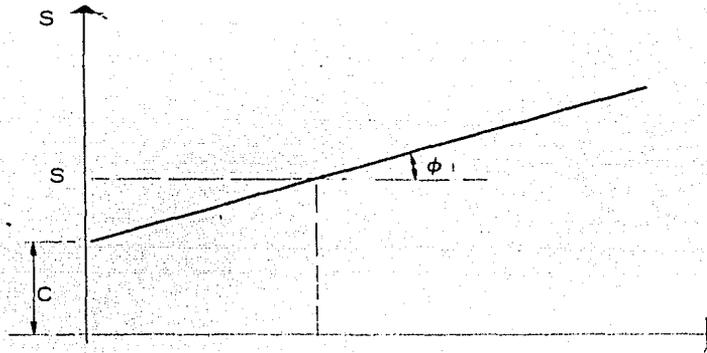


FIG.2.5.2 LEY DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE UN MATERIAL COHESIVO-FRICCIONANTE

El primer paso consiste en proponer un círculo de falla y dividir la masa de tierra deslizante en dovelas, tal como se muestra en la figura 2.5 - 3.

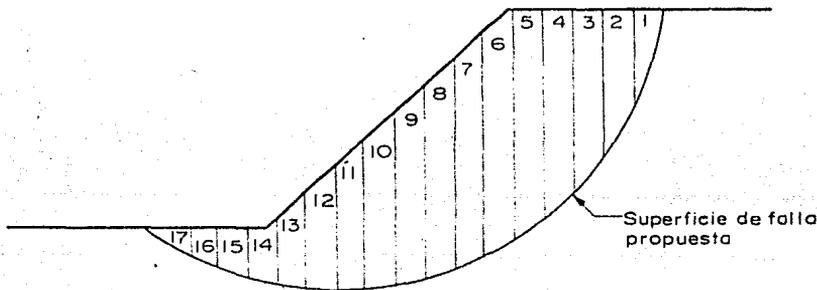


FIG. 2.5.3 DIVISION EN DOVELAS PARA APLICAR EL METODO SUECO

El número de dovelas es hasta cierto punto, arbitrario, aunque a mayor número de ellas los resultados del cálculo se hacen más confiables.

El equilibrio de la dovela puede analizarse como se muestra en la figura - 2.5-4. W_i es el peso de la dovela que puede suponerse actuando en el punto en que su línea de acción intercepta a la base de la dovela y descomponerse, en dicho punto, en una fuerza normal y otra tangencial al círculo N_i y T_i respectivamente. Las dovelas adyacentes a la estudiada, ejercen acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

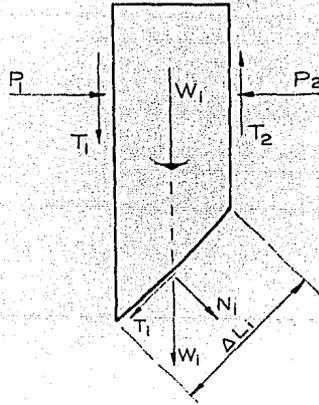


FIG. 2.5-4 EQUILIBRIO DE UNA DOVELA

En este procedimiento se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta, al considerarlas iguales, colineales y de sentidos contrarios. Se acepta además, que las fuerzas T_1 y T_2 son de la misma magnitud y que el momento que producen es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa independientemente de las demás.

Si se considera que la presión normal σ_i , que actúa en el área ΔL_i , es constante en esa longitud, tenemos que el cociente $N_i/\Delta L_i$ es una buena aproximación del valor de σ_i ; y con este valor puede entrarse a la gráfica de resistencia al esfuerzo cortante (Fig. 2.5 - 2) y determinar el valor de s_i que se supone constante en todo el arco ΔL_i .

Considerando el centro del círculo (O) como centro de momentos, puede calcularse el momento motor debido al peso de la dovela como:

$$M_m = R T_i \quad (2.5-4)$$

Nótese que la componente N_i del peso de la dovela, pasa por O, por ser normal a la línea de falla y ser ésta un arco de circunferencia; y por lo tanto su momento es nulo.

El momento resistente se debe a la resistencia al esfuerzo cortante, s_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela, y vale:

$$M_R = R s_i \Delta L_i \quad (2.5-5)$$

Entonces el factor de seguridad de la dovela estudiada será:

$$F S = \frac{M_R}{M_m} = \frac{R s_i \Delta L_i}{R T_i} = \frac{s_i \Delta L_i}{T_i} \quad (2.5-6)$$

y el de toda la masa podría expresarse por:

$$F S = \frac{\sum (s_i \Delta L_i)}{\sum T_i} \quad (2.5-7)$$

abarcando el signo de suma, el número total de dovelas en que se dividió la masa de tierra deslizante.

En el caso particular de que la resistencia al esfuerzo cortante del material esté expresado por:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

el factor de seguridad valdrá:

$$F S = \frac{\sum [(c + \sigma_i \tan \phi) \Delta L_i]}{\sum T_i}$$

Como $N_i = \sigma_i \Delta L_i$, la ecuación anterior puede transformarse a:

$$FS = \frac{\sum N_i \tan \phi + cL}{\sum T_i} \quad (2.5-8)$$

Si el talud está sujeto a fuerzas de filtración, o a incrementos de carga que generen presiones en los fluidos de los poros, la ley de resistencia al esfuerzo cortante - podrá expresarse como:

$$s = c + (\sigma - u_n) \tan \phi$$

donde σ es el esfuerzo normal total y u_n la presión neutral o presión de poro.

En este caso el factor de seguridad podrá escribirse como:

$$FS = \frac{\sum (N_i - U_i) \tan \phi + cL}{\sum T_i} \quad (2.5-9)$$

El valor de U_i para cada dovela, debido a filtraciones a través del talud, - puede obtenerse trazando la red de flujo correspondiente y calculando con ella el valor de la presión de poro, u , en el punto de su base en que se descompone la fuerza W_i . Tomando éste como valor medio de la presión de poro que actúa en la base de la dovela, la fuerza total de subpresión U_i vale:

$$U_i = u_i \Delta L_i \quad (2.5-10)$$

2.5.3 Hipótesis del Método Sueco.

El Método Sueco está basado en las siguientes hipótesis simplificatorias:

- 1.- La superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano donde se calcula es un arco de circunferencia.
- 2.- La masa de material deslizante se desplaza como cuerpo rígido, girando sobre el eje del cilindro.
- 3.- Cada dovela es independiente de las demás.
- 4.- El factor de seguridad se define como la relación entre la resisten-

cia promedio al esfuerzo cortante, a lo largo de la superficie de falla, y los esfuerzos cortantes medios, actuantes en dicha superficie.

Es necesario analizar estas hipótesis para establecer sus limitaciones, y el criterio a seguir en aquellos casos en que difieran mucho de la realidad.

1.- Hipótesis de falla circular.

Puede decirse que esta hipótesis es aproximadamente correcta para la gran mayoría de los casos, cuando se trata de suelos cohesivos homogéneos o cohesivo-friccionantes; pero cuando se tienen materiales cuya resistencia es exclusivamente friccional, puede demostrarse que la superficie más desfavorable es la propia superficie del talud. En este caso, el factor de seguridad quedará definido por la expresión:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \quad (2.5-11)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material y α el ángulo de inclinación del talud.

2.- Hipótesis de cuerpo rígido.

Al suponer que el prisma deslizante se mueve como un cuerpo rígido, se está admitiendo que la deformación unitaria a lo largo de la superficie cilíndrica es constante. Si consideramos una cortina constituida por diferentes clases de materiales, con distintas características de esfuerzo-deformación, es evidente que cada uno de los materiales, alcanzará su máxima resistencia con una distinta deformación unitaria. De acuerdo con la hipótesis de cuerpo rígido, la deformación unitaria a lo largo del arco de círculo debe ser constante y, por lo tanto, los materiales no estarán colaborando con su máxima resistencia al corte, sino que, dependiendo de la deformación unitaria de todo el círculo, colaborarán con una resistencia diferente.

Afortunadamente las diferencias de características esfuerzo-deformación de los materiales compactados, no parecen ser considerables; sin embargo, debe tenerse presente este hecho cuando se trate de materiales en estado natural.

3.- Hipótesis de independencia de las dovelas.

El considerar que cada una de las dovelas en que se divide la masa de suelo deslizante, es independiente, simplifica el cálculo pero conduce a ciertas im-

precisiones. Se ha demostrado que los esfuerzos reales que actúan a lo largo de una superficie de falla, son diferentes de los que se obtienen con las hipótesis del método de Fellenius; sin embargo, a pesar de estas imprecisiones, el Método Sueco ha dado excelentes resultados en todos aquellos casos en que se ha empleado, partiendo de resistencias al corte de los materiales, correctamente determinadas.

4.- Factor de seguridad.

En el factor de seguridad, definido en párrafos anteriores, se absorben todas las imprecisiones causadas por las hipótesis simplificadoras que considera el Método Sueco. El factor de seguridad propuesto originalmente por Fellenius es de 1.5; este valor se ha conservado hasta el presente como aceptable para algunos casos, pero en otros, debido principalmente a la mayor exactitud con que se determinan las resistencias al esfuerzo cortante de los materiales, ha cambiado. En la tabla VII que aparece en la página III se presentan los factores de seguridad que recomienda el U.S.B.R. para las distintas condiciones en que se analiza una presa de tierra.

2.5.4 Condiciones de trabajo de una presa de tierra.

Los materiales que forman el terraplén de una presa de tierra, están sometidos a diferentes estados de esfuerzos que van cambiando con el tiempo, durante la vida de la presa. Cuando se coloca una capa de material en el terraplén, éste tiene una relación de vacíos y un cierto grado de saturación; pero a medida que va recibiendo el peso de las capas superiores, va sufriendo cambios en su relación de vacíos y en su grado de saturación. Estos cambios originan presiones de poro, que pueden disiparse en mayor o menor grado, de acuerdo con la permeabilidad del material, las condiciones de drenaje y la rapidez con que se construya la presa. Al llenarse la presa, el agua satura inmediatamente a los materiales permeables y, después de algún tiempo, también a los impermeables. Con esto se cambia el valor de las presiones de poro y se originan nuevos estados de esfuerzos en los materiales. Al ocurrir un vaciado rápido en la presa, cambian nuevamente las presiones de poro y, consecuentemente, también los estados de esfuerzos de los materiales de la cortina.

De lo anterior puede concluirse que la resistencia al corte de los materiales que forman la cortina, sufre una serie de cambios durante la vida de la presa, de acuerdo con la variación de los esfuerzos efectivos producidos por los distintos estados de consolidación del terraplén. Obviamente, no es posible revisar la estabilidad de la presa pa

ra las infinitas condiciones de consolidación que presenta a lo largo de su vida, por lo cual, se revisa solamente para condiciones extremas de trabajo. Se acostumbra revisar las siguientes condiciones:

2.5.4.1 Condiciones iniciales.

Se llama así, a las condiciones en que se encuentra la presa al terminarse su construcción. Los materiales estarán, entonces, sujetos a compresión después de haber sido colocados con una cierta relación de vacíos y un determinado grado de saturación.

En estas condiciones, es lógico suponer, que en el material del corazón impermeable no han ocurrido disipaciones de la presión de poro generado durante la construcción, en tanto que en los materiales permeables, las presiones de poro son nulas. Entonces, si se desea analizar el comportamiento de la cortina ante una falla rápida, las condiciones de esfuerzos de los materiales pueden reproducirse aproximadamente en el laboratorio realizando pruebas triaxiales drenadas y no consolidadas-no drenadas, en los materiales permeables e impermeables respectivamente.

Las pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas, deberán efectuarse en especímenes preparados con la misma relación de vacíos y el mismo grado de saturación, con que se colocarán los materiales en el corazón; mientras que las pruebas drenadas se realizan en especímenes saturados y con la misma relación de vacíos con la que serán colocados los materiales permeables en la cortina.

2.5.4.2 Condiciones finales.

Una vez que se ha llenado la presa, a medida que transcurre el tiempo, el grado de saturación de los materiales va incrementándose hasta alcanzar la saturación completa, tanto en el corazón como en los respaldos permeables que se encuentran del lado de aguas arriba. Al mismo tiempo, los materiales impermeables se van consolidando bajo la acción de los nuevos esfuerzos, impuestos por el peso propio y las fuerzas de filtración, hasta quedar totalmente consolidados para esas cargas. Entonces, para analizar los efectos de una falla rápida por corte, las condiciones del material impermeable podrán reproducirse aproximadamente en el laboratorio, mediante pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas, efectuadas sobre especímenes saturados cuya relación de vacíos inicial sea igual a la del material en el momento en que sea colocado en el terraplén. En cuanto a los materiales permeables deberá seguirse el mismo criterio usado para condiciones iniciales de trabajo.

Es importante recordar que las arcillas, especialmente las de alta plasticidad, pueden sufrir expansiones cuando las presiones a que estén sujetas en el terraplén sean pequeñas, lo que ocasionará que su resistencia al corte disminuya con el tiempo. Por lo tanto, tratándose de presas de poca altura y arcillas plásticas, es indispensable que se permita que los especímenes sometidos a presiones bajas (menores de 2 kg/cm^2), se expandan durante una o dos semanas, antes de llevarlos a la falla.

2.5.4.3 Condiciones de vaciado rápido.

Al descender el nivel del agua en el almacenamiento, las zonas impermeables y semi-permeables de la presa quedan saturadas y se inicia dentro de ellas un flujo descendente del agua. Esta nueva condición de flujo cambia los estados de esfuerzos existentes, pues el material que en su mayor parte se encontraba sumergido pasa a estar en condición saturada, o cercana a la saturación, con lo que aumenta en forma importante su peso específico; por otra parte las presiones en el agua se disipan lentamente por lo que el incremento de resistencia por aumento de presiones efectivas ocurre más despacio que el descenso del agua. El criterio que debe seguirse para determinar los valores de la resistencia al esfuerzo cortante, que se emplearán en el análisis, es el mismo que para el caso de las condiciones finales ya explicado.

Para que se presenten las condiciones del vaciado rápido, no es necesario que éste sea realmente "rápido", sino que basta con que el agua descienda más aprisa de lo que tardan en disiparse los excesos de presión neutral ocasionados precisamente por el descenso del agua en el almacenamiento.

El vaciado rápido no afecta igualmente a todos los materiales; los suelos permeables son capaces de eliminar las presiones neutras tan rápidamente como desciende el agua, mientras que los impermeables pueden necesitar varios años para ajustarse a las nuevas condiciones de esfuerzos originados por el flujo descendente. De acuerdo con esto, se han establecido los siguientes criterios, para valuar las presiones de poro al hacer el análisis de estabilidad de taludes en condiciones de vaciado rápido.

- a) El vaciado rápido no afecta la estabilidad de los materiales permeables.
- b) En el caso de los materiales impermeables con coeficientes de permeabilidad menores de 10^{-6} cm/seg , la rapidez del proceso de consolidación es generalmente menor que la velocidad de descenso del agua y puede suponerse, por tanto, que la relación de vacíos del material permanece aproximadamente igual a la que existía antes de -

iniciarse el vaciado rápido; esto equivale a decir, que los valores de los esfuerzos efectivos dentro del material impermeable son los mismos que existirían cuando la presa estaba llena y, por consiguiente, la resistencia puede considerarse igual a la que tenía el material antes del vaciado rápido. Entonces para analizar la estabilidad del talud de aguas arriba en estas condiciones, se deberá calcular el valor de las fuerzas tangenciales resistentes, en función de los esfuerzos efectivos existentes a presa llena; y el valor de las fuerzas tangenciales actuantes se calculará considerando la presa vacía.

c) Para los materiales de permeabilidad intermedia, como arenas finas limosas (SM) y limos de baja plasticidad (ML), se considera que al ocurrir el vaciado rápido, se desarrolla en ellos un estado de esfuerzos que corresponde al que proporciona una red de flujo trazada para vaciado rápido.

2.5.5 Efectos de los sismos.

Los sismos pueden ocasionar una disminución del factor de seguridad contra deslizamiento, al inducir esfuerzos alternados y repetidos que obren sobre el prisma deslizante. Este hecho puede considerarse en forma simplista, en el Método Sueco, haciendo intervenir en el equilibrio de cada dovela, una fuerza horizontal aplicada en su base (1) y cuya magnitud es el producto del peso de la dovela (W) y del coeficiente sísmico (α), definido como el cociente entre la aceleración horizontal máxima del sistema y la aceleración de la gravedad. De acuerdo con las ideas expuestas en el inciso 2.5.2, esta fuerza se descompone en una normal que disminuye a la componente normal del peso de la dovela, y en otra tangencial que aumenta el valor de la componente tangencial actuante en la base de la dovela. Considerando esta fuerza de sismo la ecuación (2.5-9) se transforma a:

$$FS = \frac{\sum (N_i - U_i - \Delta N_i) \tan + cL}{(T_i + \Delta T_i)} \quad (2.5-12)$$

Quando no se tenga información respecto a las aceleraciones máximas registradas en el sitio de la presa, o en lugares cercanos, se acostumbra considerar un coeficiente

(1) En realidad, la fuerza αW_i producida por el sismo, actúa en el centro de gravedad de la dovela pero los efectos del par de transporte, que se origina al considerarla aplicada en su base, son despreciables.

ciente sísmico de 0.1, y en lugares de alta sismicidad, se ha llegado a usar hasta 0.2. En estas condiciones, se acepta que el valor mínimo del factor de seguridad sea de 1.3. Este criterio se considera adecuado para materiales permeables o semi-permeables y es ligeramente conservador para suelos impermeables.

2.5.6 Procedimiento gráfico de aplicación del Método Sueco a una cortina de materiales graduados.

El Método Sueco puede aplicarse gráficamente mediante el procedimiento de elegir dovelas de ancho diferencial, en puntos convenientes de la línea de falla supuesta, tal como se ilustra en la figura 2.5-5.

Considérese una dovela de ancho dx cuyo peso es dW ; si se descompone este peso en una fuerza normal y otra tangencial a la superficie de falla, se obtienen las fuerzas dN y dT actuantes en la base de la dovela. De acuerdo con lo expuesto en el inciso anterior, el factor de seguridad de la dovela considerada, puede expresarse por:

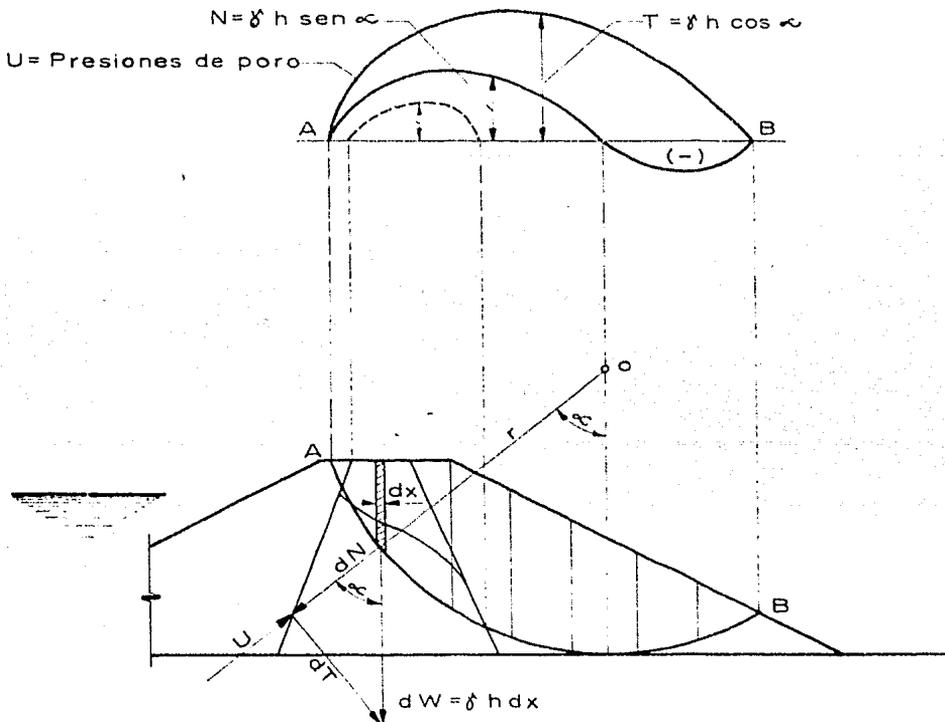


FIG. 2.5-5 PROCEDIMIENTO GRAFICO DE APLICACION DEL METODO SUECO

$$FS_i = \frac{s_i dL_i}{T_i} \quad (2.5-13)$$

Tratándose de un material cohesivo-friccionante, se puede escribir:

$$FS_i = \frac{\bar{\sigma} \tan \phi dL_i + c dL_i}{T_i} \quad (2.5-14)$$

En la ecuación anterior:

$$\bar{\sigma} = \frac{d\bar{N}}{dL} = \frac{\gamma h \cos \alpha dx - u dL}{dL}$$

y

$$T = \frac{dT}{dL} = \frac{\gamma h \operatorname{sen} \alpha dx}{dL}$$

Sustituyendo estas dos expresiones en la ecuación (2.5-14), se obtiene:

$$FS_i = \frac{(\gamma h \cos \alpha dx - u dL) \tan \phi + c dL}{\gamma h \operatorname{sen} \alpha dx} \quad (2.5-15)$$

Entonces el factor de seguridad de la masa deslizante, valdrá:

$$FS = \frac{(\int_0^x \gamma h \cos \alpha dx - \int_0^L u dL) \tan \phi + cL}{\int_0^x \gamma h \operatorname{sen} \alpha dx} \quad (2.5-16)$$

Las integrales de primer grado que aparecen en la ecuación anterior, pueden representarse gráficamente por áreas, las cuales podrán medirse con un planímetro o integrarse por incrementos finitos.

Para resolver gráficamente la ecuación (2.5-16) se sigue el siguiente procedimiento:

1.- Elijase un número arbitrario de puntos, a lo largo del probable círculo de falla, procurando escoger aquellos cuya vertical pase por el cambio de pendiente en el talud o por los puntos donde cambia el material o se intercepte a la línea de sa-

turación. Es conveniente elegir siempre el punto por donde pasa la vertical trazada por el centro del círculo de falla.

2.- Por cada uno de los puntos elegidos trácese la vertical hasta intersectar al talud y la línea horizontal AB (Fig. 2.5-5).

3.- A escala determínese la altura h de material comprendido entre el talud y el círculo de falla; para cada punto multiplíquese, esta altura, por el peso volumétrico para obtener γh , pudiendo estar γh formado de varias partes cuando haya diferentes materiales con distintos pesos volumétricos. El valor total de γh será la suma de los valores individuales de cada uno de los materiales que se encuentren en la línea vertical que pasa por el punto en cuestión. Llévase en cada punto elegido, a una escala determinada, el valor γh correspondiente y descompóngase en una componente normal y otra tangencial al círculo.

4.- Teniendo a escala los valores $\gamma h \cos \alpha$ y $\gamma h \sin \alpha$, representense gráficamente normales a la línea horizontal AB, en la proyección del punto correspondiente. Uniendo los extremos de todos los valores, así representados, se determinarán las curvas $Y = \gamma h \cos \alpha$ y $Y = \gamma h \sin \alpha$. Las áreas comprendidas entre estas curvas y la línea AB ($Y = 0$) equivaldrán a las integrales.

$$\int_0^x \gamma h \cos \alpha \, dx, \quad \text{e} \quad \int_0^x \gamma h \sin \alpha \, dx$$

que aparecen en la ecuación (2.5-16). De igual manera puede hacerse un diagrama de las presiones de poro, calculadas para cada punto, a partir de la línea de saturación, previo trazo de la red de flujo, obteniéndose el área que representa a la integral

$$\int_0^x u \, dx$$

que puede sustituir a

$$\int_0^L u \, dL$$

sin gran error.

5.- Mídanse, con un planímetro, todas las áreas bajo cada una de las curvas y se obtendrán los valores de las integrales de la ecuación (2.5-16). El término cL es el producto de la cohesión por la longitud total de la línea de falla, medida gráfi-

camente sobre el dibujo. Sustituyendo estos valores en la ecuación mencionada, se puede calcular el factor de seguridad para el círculo analizado.

2.5.7 Casos por analizar en el estudio de estabilidad de taludes de una presa de tierra.

Los distintos casos que se acostumbra analizar son los siguientes:

Taludes de aguas arriba y aguas abajo.	Condiciones iniciales	Presa vacía	I) Sin sismo.
			II) Con sismo.
		Presa llena	III) Sin sismo.
			IV) Con sismo.
	Condiciones finales	Presa vacía	V) Sin sismo.
			VI) Con sismo.
		Presa llena	VII) Sin sismo.
			VIII) Con sismo.

Talud de aguas arriba: IX) Vaciado rápido

A continuación se incluyen las diversas formas que toma la fórmula del Método Sueco, para determinar el factor de seguridad en cada uno de los nueve casos considerados.

I. Condiciones iniciales; presa vacía, sin sismo.

Se revisan los taludes de aguas abajo y de aguas arriba. Los materiales permeables se consideran en estado seco y los impermeables en estado saturado. El factor de seguridad se calcula con la siguiente fórmula:

$$FS = \frac{\sum N \tan \phi_i + c L_i}{\sum T}$$

donde N y T tienen el mismo significado que en la ecuación (2.5-8) y, ϕ_i y c_i son los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los materiales, en condiciones iniciales.

II.- Condiciones iniciales; presa vacía, con sismo.

Se revisan los taludes de aguas abajo y de aguas arriba. La única variación con el caso anterior, es que ahora intervendrán las fuerzas αT y αN pro-

ducidas por el sismo.

$$FS = \frac{\Sigma(N - \alpha T) \tan \phi_i + c_i L}{\Sigma(T + \alpha N)}$$

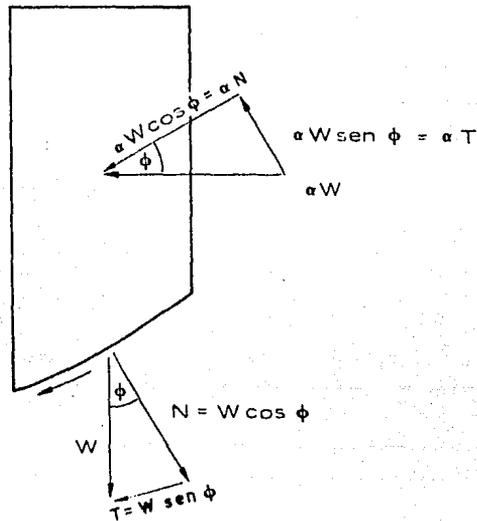
donde:

α = coeficiente sísmico.

αT = incremento de la fuerza normal, debido a la acción del sismo.

αN = incremento de la fuerza tangencial debido a la acción del sismo.

Como puede verse en la nomenclatura anterior, hay un cambio de literales, ya que ahora αT es una fuerza normal y αN es una fuerza tangencial. Esto es fácilmente comprensible si se examina la figura siguiente:



III.- Condiciones iniciales; presa llena, sin sismo.

Se revisan los taludes de aguas abajo y de aguas arriba. Los materiales permeables que se encuentran abajo del nivel del agua se consideran sumergidos. De-

be tomarse en cuenta el efecto producido por el empuje del agua en el talud de aguas - arriba del corazón impermeable. En este caso se consideran dos fórmulas para calcular el factor de seguridad: una para el talud de aguas abajo y otra para el talud de aguas - arriba.

1. Talud de aguas abajo:

$$FS = \frac{\sum N \tan \phi_i + N_E \tan \phi_i + c_i L}{\sum T + T_E}$$

2.- Talud de aguas arriba:

$$FS = \frac{\sum N \tan \phi_i + N_E \tan \phi_i + c_i L}{\sum T - T_E}$$

En las dos ecuaciones anteriores N_E y T_E son las componentes normal y tangencial del empuje del agua, respectivamente.

El empuje del agua se calcula como:

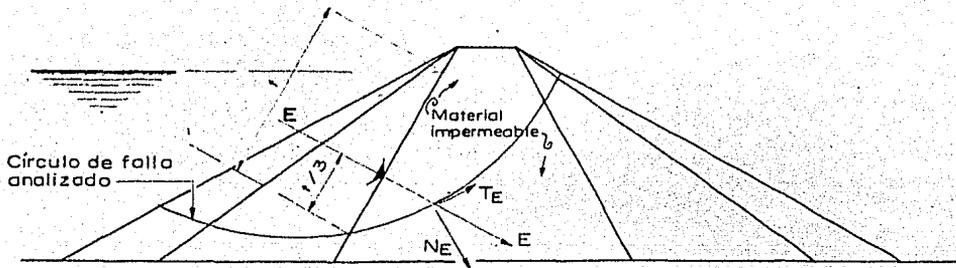
$$E = \frac{\gamma_w h^2}{2}$$

donde:

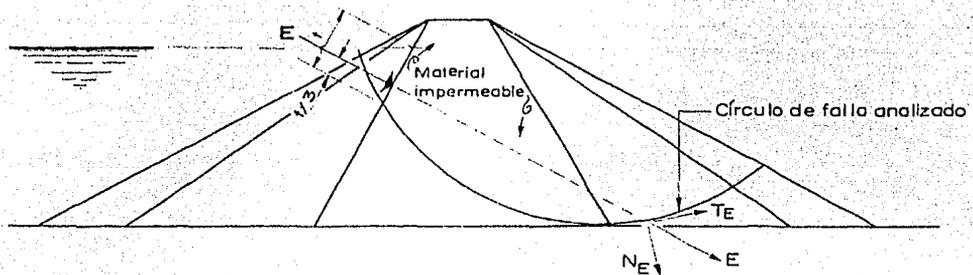
γ_w = peso específico del agua.

h = altura del agua a partir del punto en que el círculo de falla intersecta al talud de aguas arriba del material impermeable.

El empuje del agua se considera aplicado en el tercio inferior del talud de - aguas arriba del material impermeable, comprendido entre el círculo de falla y el nivel del agua. Con una dirección normal al talud se prolonga hasta cortar al círculo de falla. A partir de este punto, a escala, se dibuja el valor del empuje (E) y se descompone en una fuerza normal al círculo (N_E) y en otra tangencial (T_E). El valor de N_E se multiplica por la tangente de ϕ del material sobre el que se considera aplicado (Fig. 2.5-6)



a) TALUD AGUAS ARRIBA



b) TALUD AGUAS ABAJO

FIG.2.5.6 PROCEDIMIENTO PARA CONSIDERAR LOS EFECTOS DEL EMPUJE DEL AGUA

IV.- Condiciones iniciales; presa llena, con sismo.

La única diferencia con el caso anterior es que ahora deberán tomarse en cuenta los efectos del sismo. Las fórmulas por emplear para calcular el factor de seguridad son:

1. Talud de aguas abajo:

$$FS = \frac{\Sigma(N - \alpha T) \tan \phi_i + N_E \tan \phi_i + c_i L}{\Sigma(T + \alpha N) + T_E}$$

2.- Talud de aguas arriba:

$$FS = \frac{\Sigma(N - \alpha T) \tan \phi_i + N_E \tan \phi_i + c_i L}{\Sigma(T + \alpha N) - T_E}$$

V.- Condiciones finales; presa vacía, sin sismo.

Se revisan los taludes de aguas abajo y de aguas arriba. La diferencia de este caso con el I, es que ahora se usarán los valores para condiciones finales de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los materiales (ϕ_f y c_f). El nivel del agua se considera al nivel de la obra de toma. El factor de seguridad se calcula entonces con la fórmula:

$$FS = \frac{\sum N \tan \phi_f + c_f L}{\sum T}$$

VI.- Condiciones finales; presa vacía, con sismo.

Se revisan los taludes de aguas abajo y de aguas arriba. El factor de seguridad se calcula con la misma fórmula del caso anterior, pero haciendo intervenir las fuerzas producidas por el sismo.

$$FS = \frac{\sum (N - \alpha T) \tan \phi_f + c_f L}{\sum (T + \alpha N)}$$

VII.- Condiciones finales; presa llena, sin sismo.

Se revisan los taludes de aguas abajo y de aguas arriba. Para este caso debe tomarse en cuenta el efecto de la presión de poro. En el inciso 2.5.7 se explica cómo determinarla a partir de la red de flujo. Las fórmulas usadas para obtener el factor de seguridad son las siguientes:

1. Talud de aguas abajo:

$$FS = \frac{\sum (N - U) \tan \phi_f + N_E \tan \phi_f + c_f L}{\sum T + T_E}$$

2. Talud de aguas arriba:

$$FS = \frac{\sum (N - U) \tan \phi_f + N_E \tan \phi_f + c_f L}{\sum T - T_E}$$

VIII.- Condiciones iniciales; presa llena, con sismo.

Es el mismo caso anterior, pero tomando en cuenta los efectos producidos por el sismo.

1. Talud de aguas abajo:

$$FS = \frac{\Sigma(N - U - \alpha T) \tan \phi_f + N_E \tan \phi_f + c_f L}{\Sigma(T + \alpha N) + T_E}$$

2. Talud de aguas arriba:

$$FS = \frac{\Sigma(N - U - \alpha T) \tan \phi_f + N_E \tan \phi_f + c_f L}{\Sigma(T + \alpha N) - T_E}$$

IX.- Vaciado rápido.

Sólo se revisa el talud de aguas arriba; los materiales se consideran en condiciones finales y no se analizan efectos del sismo. Existen dos casos: cuando los materiales tienen un coeficiente de permeabilidad menor de 10^{-6} cm/seg, y cuando se trata de suelos de permeabilidad intermedia, como en el caso de las arenas finas, limosas y los limos de baja plasticidad.

En el primer caso se calcularán las fuerzas tangenciales resistentes, en función de los esfuerzos efectivos que existían a presa llena y, las fuerzas tangenciales actuantes se calcularán con el nivel del agua en la posición de presa vacía. De esta manera la fórmula para calcular el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{\Sigma(N - U) \tan \phi_f + c_f L}{\Sigma T}$$

donde tanto el numerador como el denominador deben calcularse con el criterio arriba expuesto.

En el segundo caso (suelos de permeabilidad intermedia), se considera que se ha desarrollado, en la masa de suelo, un estado de esfuerzos que corresponde al que proporciona la red de flujo para vaciado rápido. En estas condiciones la fórmula que de-

berá usarse para calcular el factor de seguridad, es la siguiente:

$$FS = \frac{\Sigma(N-U) \tan \phi_r + c_r L}{\Sigma T}$$

Aparentemente las dos fórmulas anteriores son iguales, pero debe tenerse presente que los criterios para calcularlas son completamente diferentes.

Los factores de seguridad mínimos que se consideran aceptables para las diferentes condiciones analizadas, no son iguales. Diversas organizaciones dedicadas a la construcción de terraplenes y presas de tierra, han establecido diferentes factores de seguridad mínimos aceptables. En la tabla VII se incluyen los factores de seguridad mínimos adoptados por el U.S.B.R.

TABLA VII
FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS ADOPTADOS POR EL U.S.B.R.

CONDICIONES INICIALES				
CASO		FACTOR DE SEGURIDAD		OBSERVACIONES
		Aguas Arriba	Aguas Abajo	
Presas vacías	$k 10^{-6}$	1.10	1.25	Agua al nivel de la toma.
	$k 10^{-6}$	1.20	1.35	
Presas llenas		1.50	-	Agua al NAMO
Presas vacías y sismo	$k 10^{-6}$	1.00	1.10	Agua al nivel de la toma.
	$k 10^{-6}$	1.10	1.15	
CONDICIONES FINALES				
CASO		FACTOR DE SEGURIDAD		OBSERVACIONES
		Aguas Arriba	Aguas Abajo	
Presas llenas		1.45	1.45	Agua al NAME.
Vaciado rápido		1.25	-	Agua al nivel de la toma.
SISMO	P. Vacía	1.25	-	Agua al nivel de la toma.
	P. Llena	-	1.30	Agua al NAMO

2.5.8 Flujo de agua en suelos.

Según se ha visto en los incisos precedentes, para analizar la estabilidad de los taludes de las presas de tierra en los casos en que se considera flujo de agua a través de ellas, es necesario trazar la red de flujo correspondiente. Por lo tanto es importante explicar la teoría de las redes de flujo y, para su mejor comprensión, se incluyen primero algunas ideas sobre el flujo de agua en suelos.

2.5.8.1 Ecuaciones hidrodinámicas del flujo de agua en suelos.

Sea un elemento diferencial que forma parte de una masa de suelo con flujo de agua, tal como se muestra en la figura 2.5-7.

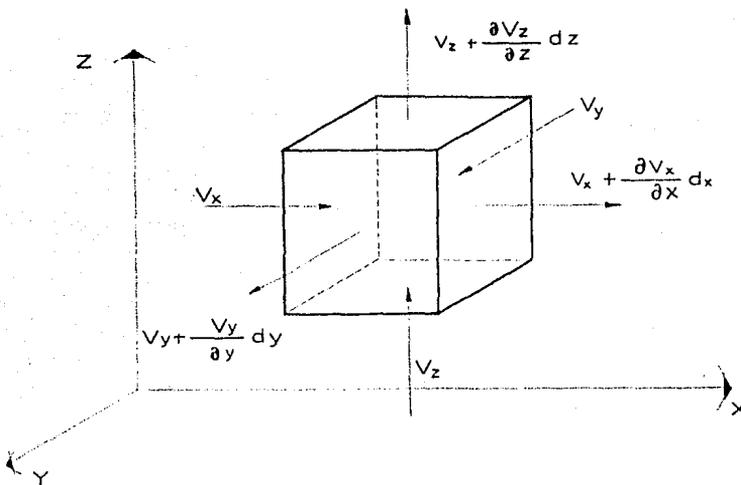


FIG. 2.5.7 ELEMENTO DIFERENCIAL DE UNA REGION SUJETA A FLUJO TRIDIMENSIONAL

Supóngase que el agua fluye por el elemento con velocidades v_x , v_y y v_z , y que éstas son sólo funciones de x , y y z , pero no del tiempo (régimen permanente), ni de ninguna otra variable, es decir, son sólo funciones del espacio. Supóngase también - que estas velocidades son funciones continuas que admiten cualquier orden de derivación.

En estas condiciones, si las velocidades de entrada del agua al elemento son v_x , v_y y v_z , las velocidades de salida serán respectivamente:

$$v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx$$

$$v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy$$

$$v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz$$

Una vez establecidas las velocidades de entrada y salida del agua, hagamos las siguientes hipótesis:

- 1) Régimen permanente.
- 2) Suelo saturado antes del flujo.
- 3) El agua y las partículas sólidas son incompresibles en sí mismas.
- 4) El flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma.

De acuerdo con las hipótesis anteriores, la cantidad de agua que sale del elemento debe ser igual a la cantidad que entra, es decir:

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

Expresando los gastos como el producto del área de la sección por la velocidad del flujo, puede escribirse:

$$v_x dy dz + v_y dx dz + v_z dx dy = (v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx) dy dz +$$

$$+ (v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy) dx dz + (v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz) dx dy$$

Reduciendo términos semejantes, tenemos:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial v_y}{\partial y} dx dy dz + \frac{\partial v_z}{\partial z} dx dy dz = 0$$

Simplificando:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (2.5-17)$$

La expresión anterior se conoce con el nombre de Ecuación de Continuidad y representa un papel muy importante en la teoría de flujo de agua.

Expresando la Ley de Darcy. (inciso 2.4.1.4).

$$v = k i$$

en la forma:

$$v = -k \frac{dh}{dL}$$

obtendremos para las tres componentes de la velocidad las siguientes expresiones:

$$v_x = -k_x \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v_y = -k_y \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$v_z = -k_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación de continuidad

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.5-18)$$

La ecuación anterior representa matemáticamente el flujo de agua en la masa de suelo, considerando el material como anisótropo en su permeabilidad, es decir, que presente diferentes permeabilidades en diferentes direcciones.

En los problemas referentes a flujo de agua en presas de tierra, donde el eje longitudinal es generalmente largo en comparación con la altura de la presa, se considera que el flujo de agua transversal a la cortina en una sección, es igual al que ocurre en cualquier otra sección inmediata. De esta manera los efectos en los bordes de la región de flujo pueden despreciarse y estudiar el flujo bidimensionalmente.

Entonces considerando un flujo bidimensional contenido en el plano - - - (X,Y), la ecuación (2.5-18) se transforma en:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (2.5-19)$$

que constituye la ecuación fundamental para flujo bidimensional en una región de flujo dada.

Si además el material de la región de flujo es isótropo respecto a su permeabilidad, es decir, si:

$$k_x = k_y = k$$

la expresión (2.5-19) puede simplificarse a:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (2.5-20)$$

Esta ecuación se conoce con el nombre de Ecuación de Laplace y es muy conocida y estudiada, por representar matemáticamente muchos fenómenos físicos de importancia.

Una función que satisface la Ecuación de Laplace recibe el nombre de función armónica y, por lo tanto, podemos decir que la función carga hidráulica que gobierna el flujo de agua en una presa de tierra, es una función armónica.

En el desarrollo matemático empleado para llegar a la Ecuación de Laplace, se ha supuesto que el suelo es isótropo en su permeabilidad. Podrá objetarse que esto no es lo común en la práctica, sin embargo, existe un artificio de cálculo que permite trabajar con suelos isótropos aunque éstos sean anisótropos en la realidad; este artificio se conoce como Método de la Sección Transformada y consiste, básicamente, en una transformación de coordenadas, que modifica sobre el papel las dimensiones de la zona de flujo estudiada, de manera que la nueva sección obtenida, supuesta isótropa con $k_x = k_y$, tiene todas las condiciones de flujo iguales a las de la sección original, en la que $k_x \neq k_y$.

Puede demostrarse que para una región de flujo con permeabilidad k_x y k_y

diferentes, puede obtenerse una transformada (de la región) cuya permeabilidad sea la media geométrica de las permeabilidades reales, es decir:

$$k = \sqrt{k_x k_y} \quad (2.5 - 21)$$

Haciendo uso de la teoría de la sección transformada podrá trabajarse siempre con suelos isótropos y aprovechando este artificio, todo lo desarrollado de aquí en adelante, en este trabajo, se referirá a suelos isótropos en su permeabilidad.

Las soluciones matemáticas rigurosas de los problemas de flujo que se presentan en la práctica, suelen ser muy complicadas y, frecuentemente, imposibles de obtener por métodos directos. Por esta razón, se han desarrollado métodos aproximados que permiten llegar a la solución de los problemas de flujo, de una manera más sencilla. Uno de los métodos aproximados más usados es el de las redes de flujo.

2.5.8.2 Método de las redes de flujo.

Puede demostrarse que la solución de la Ecuación de Laplace está constituida por dos familias de curvas ortogonales entre sí, que representan las trayectorias del flujo (líneas de flujo) y las líneas que unen puntos de misma carga hidráulica (líneas equipotenciales). Conviene aclarar que aunque la carga hidráulica es la suma de las cargas de posición, presión y velocidad; esta última no se toma en cuenta, dadas las bajas velocidades con que el agua circula a través del suelo.

El método de las redes de flujo es un procedimiento que permite determinar gráficamente, dentro de la región considerada, las dos familias de curvas que constituyen la Ecuación de Laplace, para el problema estudiado. Consiste fundamentalmente en definir las condiciones de frontera específicas del problema y, de acuerdo con éstas, trazar las dos familias de curvas ortogonales. Con esto se obtendrá una aproximación de la solución del problema, que será lo suficientemente buena, para los problemas prácticos de ingeniería, si el dibujo se realiza con cuidado.

En resumen, el trazo de una red de flujo consiste en dos pasos importantes:

- 1) Delimitación de la zona de flujo que se desea estudiar, analizando sus condiciones específicas de frontera, y
- 2) Trazo de dos familias de curvas ortogonales entre sí, que satisfagan las condiciones de frontera y que constituyen la solución

a la Ecuación de Laplace para el problema en estudio.

Una vez que se ha determinado la región de flujo por estudiar, el primer problema que se presenta consiste en definir las condiciones de frontera específicas. Aunque no es posible dar un criterio general para definir la clase de frontera de una zona de flujo, se pueden mencionar algunas reglas que sirven para casos muy frecuentes en la práctica.

- a) El contacto entre el agua libre y un medio permeable, a través del cual se infiltra el agua, es siempre una línea equipotencial.
- b) El contacto entre un material impermeable y otro permeable, a través del cual se infiltra el agua, es una línea de flujo.

Para ilustrar el método de trazo de la red de flujo, consideremos un tramo de un tubo de corriente de una red de flujo, como el que se muestra en la figura 2.5-8.

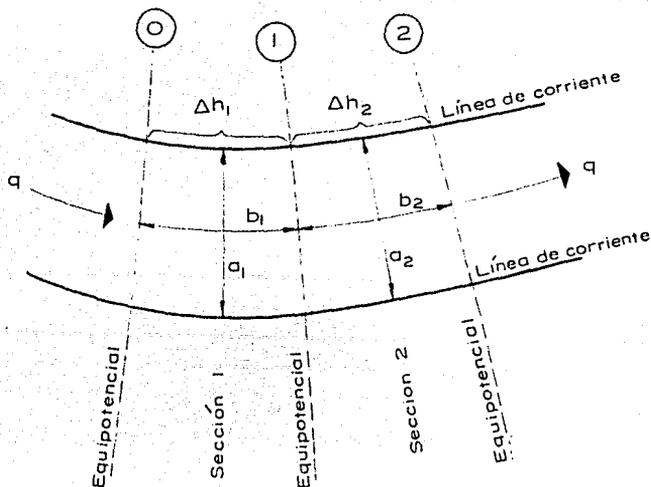


FIG. 2.5-8 TRAMO DE UN TUBO DE CORRIENTE DE UNA RED DE FLUJO

Siendo q_1 y q_2 el gasto en las secciones 1 y 2 respectivamente, se tiene:

$$q_1 = q_2$$

Tomando en cuenta la ley de Darcy:

$$q_1 = k i_1 A_1 \quad (2.5-22)$$

en que:

$$i_1 = \frac{\Delta h_1}{b_1}$$

Siendo Δh_1 la pérdida de energía entre las equipotenciales 0 y 1.

Si se considera un espesor unitario del tubo, el área A_1 , será:

$$A_1 = a_1 (1) = a_1$$

Tendremos entonces, que el gasto en la sección 1 vale:

$$q_1 = k \frac{\Delta h_1}{b_1} a_1$$

De la misma manera el gasto en la sección 2 vale:

$$q_2 = k \frac{\Delta h_2}{b_2} a_2$$

Como $q_1 = q_2$ se tiene:

$$\frac{\Delta h_1}{b_1} a_1 = \frac{\Delta h_2}{b_2} a_2$$

Si se condiciona que la pérdida de potencial sea la misma de una equipotencial a la siguiente, es decir, que

$$\Delta h_1 = \Delta h_2$$

se tendrá:

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{a_2}{b_2} = \frac{q}{k \Delta h} \quad (2.5 - 23)$$

Si la relación a/b se elige arbitrariamente igual a la unidad, la red de flujo quedará constituida por una serie de "cuadrados", en cada uno de los cuales las distancias medias son iguales entre sí.

Utilizando esta última condición se puede trazar la red de flujo dibujando algunas de las probables líneas de corriente y después las equipotenciales, que deberán ser ortogonales a las anteriores y formar con ellas figuras aproximadamente cuadradas en toda la red.

Este método es bastante sencillo, pero requiere cierta práctica para poder manejarlo con soltura. A continuación se reproducen varios consejos de Casagrande para facilitar el aprendizaje del trazo de la red de flujo.

- 1.- Aprovechense todas las oportunidades de estudiar la apariencia de las redes de flujo bien construidas, intentando después repetir las sin tener a la vista la red estudiada hasta obtener dibujos satisfactorios.
- 2.- Generalmente basta trazar 4 o 5 canales de flujo en el primer intento; ya que el uso de un número excesivo de canales distrae la atención de las características esenciales de la red.
- 3.- Siempre debe observarse la apariencia de la red en conjunto, sin tratar de corregir detalles hasta que toda ella esté aproximadamente bien trazada.
- 4.- En aquellas redes que existan zonas donde las líneas de flujo deban ser aproximadamente rectas paralelas, los canales de flujo serán casi del mismo ancho y los cuadrados deben resultar muy parecidos. En este caso será conveniente iniciar el trazo de la red en una zona de este tipo.
- 5.- Las redes de flujo en áreas confinadas, limitadas por fronteras paralelas son frecuentemente simétricas y las líneas de flujo y equipotenciales son entonces

de forma parecida a la elíptica.

6.- Deben evitarse las transiciones bruscas entre las partes rectas y las curvas aproximándose a formas que tiendan a la parabólica o elíptica. El tamaño de los cuadros debe ir variando también gradualmente.

7.- Generalmente en el primer intento no se logra una red de cuadros en toda la extensión de la región de flujo. La pérdida de carga entre dos equipotenciales sucesivas correspondiente a un cierto número de canales con el que se intentó la solución no será, normalmente, un divisor entero de la pérdida total. De esta manera al final de la red suele quedar una hilera de rectángulos entre dos líneas equipotenciales en la que la caída de carga es una fracción del Δh con que se trazó el resto de la red. Generalmente esto no es perjudicial y esta última hilera puede tomarse en cuenta en los cálculos estimando la relación de los lados de los rectángulos. Si por razones de presentación se desea que todo el área esté formada por cuadrados con el mismo Δh , podrá corregirse la red, cambiando el número de canales de flujo, ya sea por interpolación o mediante un nuevo tanteo. No debe intentarse convertir la hilera incompleta en una de cuadrados por correcciones locales, a no ser que el faltante o sobrante de espacio en la hilera incompleta sea muy pequeño.

8.- Las condiciones de frontera pueden introducir singularidades en la red, es decir, las circunstancias geométricas de la red de flujo obligan a que se produzcan cuadrados que aparentemente se salen de la regla común.

9.- Una superficie de salida en la red, al contacto con el aire, si no es horizontal nunca es línea de flujo ni equipotencial. Consecuentemente los cuadrados limitados por esta superficie no pueden ser completos. Sin embargo, estas superficies deben cumplir la condición de que se tengan iguales caídas de posición en sus intersecciones con las líneas equipotenciales.

En la figura 2.5-9 se incluyen varios tipos de redes de flujo, empleados comúnmente en el diseño de presas de tierra.

2.5.8.3 Aplicaciones de la red de flujo.

En el diseño de presas de tierra son tres las principales aplicaciones de la red de flujo:

- a) Cálculo del gasto de agua que fluye a través de la cortina o del terreno de cimentación.

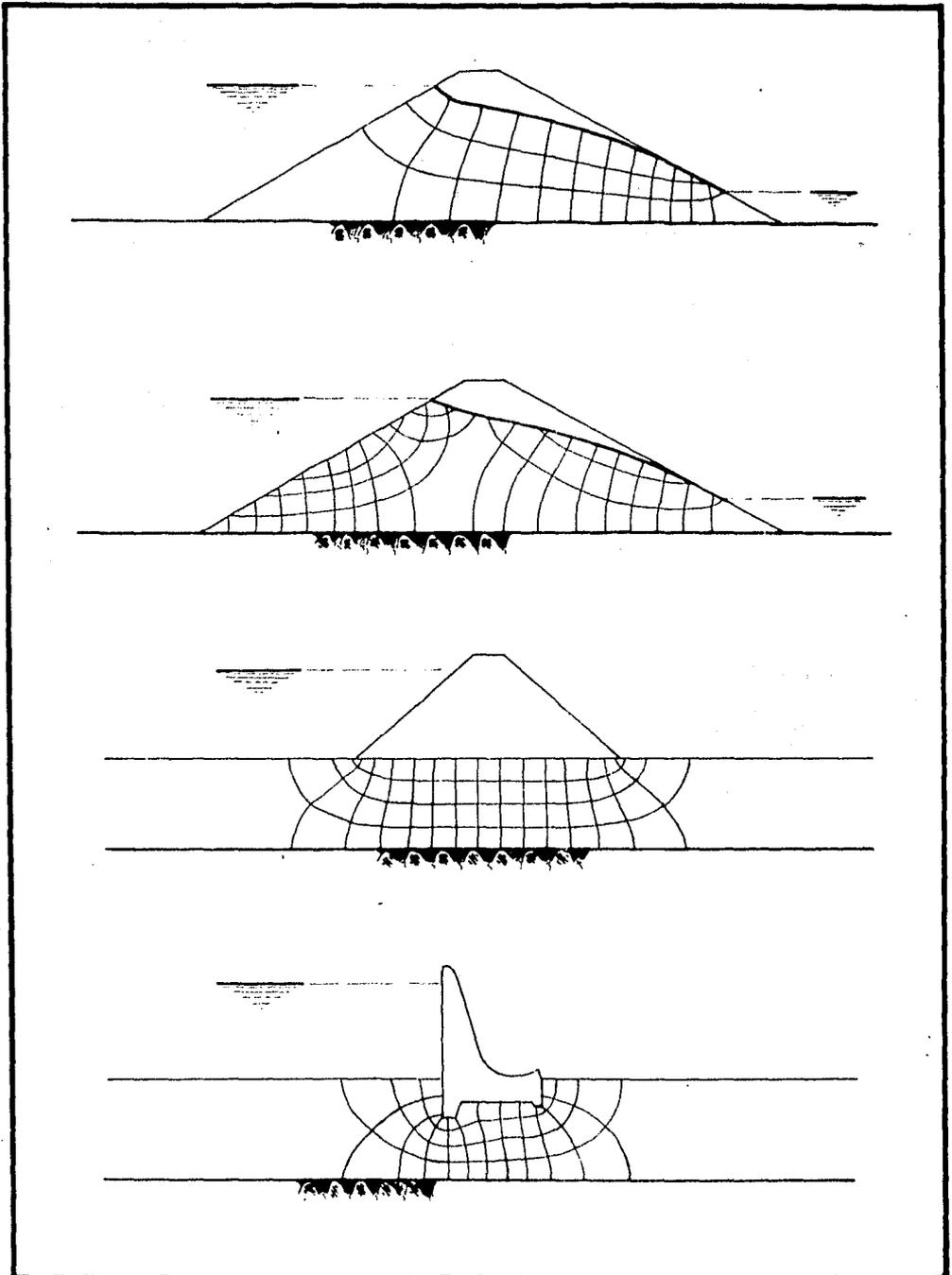


FIG. 2.5_9 VARIOS TIPOS DE REDES DE FLUJO

Observando la ecuación (2.5-23)

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{a_2}{b_2} = \frac{q}{k \Delta h} \quad (2.5-23)$$

es fácil ver que en una red trazada correctamente, donde se cumpla la condición de que la relación a/b sea constante, $q/k \Delta h$ permanece también constante para cualquier canal de flujo, y como k y Δh mantienen el mismo valor para cualquier cuadrado de la red, en todos los canales de flujo debe escurrir el mismo gasto. Si llamamos n_f al número total de canales y Q al gasto total en la zona de flujo, puede escribirse :

$$Q = q n_f \quad (2.5-24)$$

como:

$$q = k \Delta h \frac{a}{b}$$

tendremos:

$$Q = k \Delta h \frac{a}{b} n_f \quad (2.5-25)$$

Llamando h a la pérdida total de carga y n_e al número de caídas de potencial, se tiene

$$\Delta h = \frac{h}{n_e} \quad (2.5-26)$$

Sustituyendo la expresión anterior en la (2.5-25) y recordando que a/b es - igual a la unidad, tenemos:

$$Q = k h \frac{n_f}{n_e} \quad (2.5-27)$$

El término n_f/n_e depende solamente de la forma de la región de flujo ; se -

conoce con el nombre de Factor de Forma y se presenta como:

$$F_f = \frac{n_f}{n_e}$$

Sustituyendo el factor de la forma en la ecuación (2.5-27), se obtiene:

$$Q = k h F_f \quad (2.5-28)$$

que es la fórmula que permite calcular el gasto por unidad de longitud normal a la sección estudiada, que escurre a través de una región de flujo determinada.

- b) Determinación de la presión de poro en un punto cualquiera de la red.

Considérese un punto A dentro de una red de flujo, como la mostrada en la figura 2.5-10.

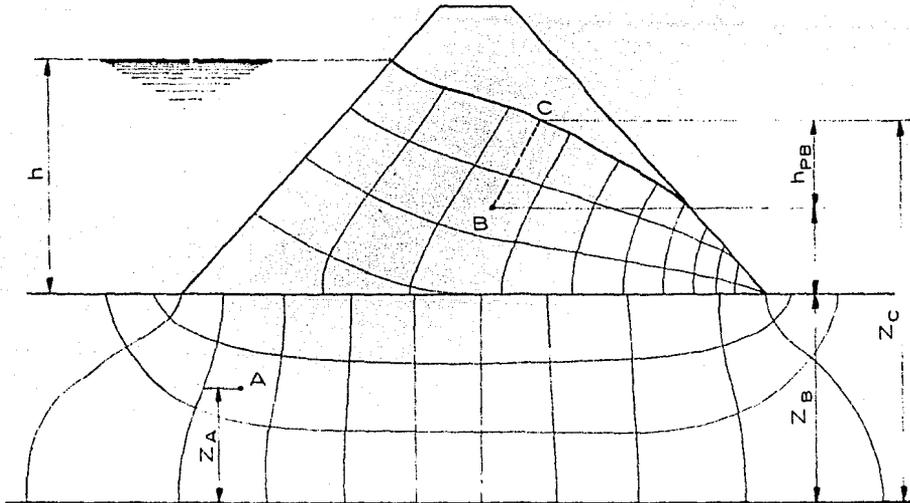


FIG. 2.5-10 DETERMINACION DE LA PRESION DE PORO EN UNA RED DE FLUJO

La energía potencial (h_A) del punto A, será igual a la suma de su energía de presión (h_{PA}) y su energía de posición (z_A). Puede escribirse entonces:

$$h_A = h_{PA} + z_A \quad (2.5 - 29)$$

de donde:

$$h_{PA} = h_A - z_A$$

Como puede verse en la figura, existen 15 caídas de potencial en la red y, por lo tanto cada caída de potencial (Δh) valdrá:

$$\Delta h = \frac{h}{15}$$

Obsérvese que el punto A está situado a dos y media caídas de potencial respecto a la carga original; entonces su carga hidráulica será:

$$h_A = h - 2.5 \Delta h$$

y su energía de presión valdrá:

$$h_{PA} = (h - 2.5 \Delta h) - z_A$$

donde la energía de posición (z_A) puede determinarse midiendo gráficamente la distancia vertical entre el punto A y el plano de comparación.

El procedimiento explicado es general y puede aplicarse a cualquier punto y en cualquier red, pero en los casos en que la red tiene una frontera formada por una superficie libre puede procederse en forma más sencilla. Sea, por ejemplo, un punto B, - que se encuentra dentro del corazón impermeable de la cortina mostrada en la figura - - 2.5-10.

Por el punto B se traza una equipotencial que intersecta a la línea de corriente superior en el punto C. Como los dos puntos están en la misma equipotencial, ambas tienen el mismo potencial y puesto que en C no existe carga de presión por estar expuesto a la atmósfera, su potencial vale:

$$h_C = z_C = h_B$$

de donde:

$$h_{PB} = z_C - z_B \quad (2.5-30)$$

Por lo tanto la presión de poro en un punto como el B puede determinarse multiplicando el peso específico del agua por la carga de presión en el punto considerado; esto es, por la distancia vertical de dicho punto al nivel donde la equipotencial que pasa por él intersecta a la superficie de salida, a la presión atmosférica.

- c) Determinación del gradiente hidráulico en cualquier punto de la red.

Para hallar el gradiente hidráulico en un punto de una red de flujo, bastará trazar por el punto en cuestión, el segmento de la línea de flujo que pase por él y que quede contenido dentro del cuadrado donde se encuentre el punto. Entonces la caída entre equipotenciales de la red (ΔH), dividida entre la longitud de la línea de flujo en la que ocurre dicha caída proporciona el gradiente hidráulico medio en ese tramo que incluye el punto en cuestión. Para tener mayor aproximación puede subdividirse el cuadrado en otros, cada vez menores, en torno al punto.

2.5.9 Flujo de agua en presas de tierra.

La presa de tierra es una región de flujo como otra cualquiera, en el sentido de que trazando su red de flujo pueden calcularse el gasto de filtración, los gradientes hidráulicos, las presiones hidrodinámicas, etc., pero tiene la particularidad de que no se conoce a priori una de las fronteras, de manera que no satisface uno de los requisitos básicos para poder trazar la red de flujo.

Sea, por ejemplo, una presa de tierra como la mostrada en la figura 2.5-11.

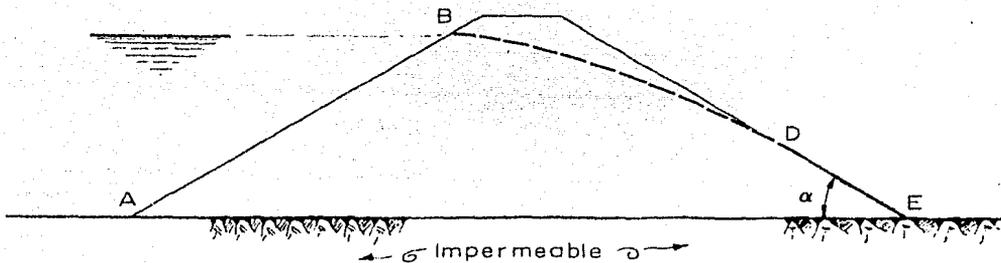


FIG. 2.5-11 CONDICIONES DE FRONTERA EN EL CASO DE FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE UNA PRESA DE TIERRA

La línea AB es una equipotencial, por ser el contacto entre el suelo permeable y el agua; y la AE es una línea de flujo por ser el contacto entre una frontera impermeable y el material permeable de la cortina. Estas dos fronteras pueden definirse sencillamente, pero no así las restantes. Es fácil llegar a la conclusión de que debe existir una línea de flujo como la BD, abajo de la cual el material esté saturado por el agua que fluye a través de él, y arriba de la cual, descontando una pequeña franja humedecida por capilaridad, el material esté seco. Esta línea se conoce con el nombre de línea de corriente superior y, como no se conoce su forma a priori, tiene que determinarse, por lo menos aproximadamente, para poder trazar la red de flujo correspondiente.

2.5.9.1 Condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior.

La línea de corriente superior debe entrar en el material de la presa estudiada formando un ángulo de 90° con la superficie AB, ya que ésta es una línea equipotencial.

El ángulo con que la línea de corriente superior intersecta el talud de aguas abajo en el punto D (Fig. 2.5-11), depende del ángulo que dicho talud forma con

la horizontal. Es fácil demostrar que cuando este ángulo es menor o igual a 90° , la línea de corriente superior debe salir tangente al talud de aguas abajo, en el punto D.

Considérese la zona de salida de la línea de corriente superior que se muestra en la figura 2.5-12.

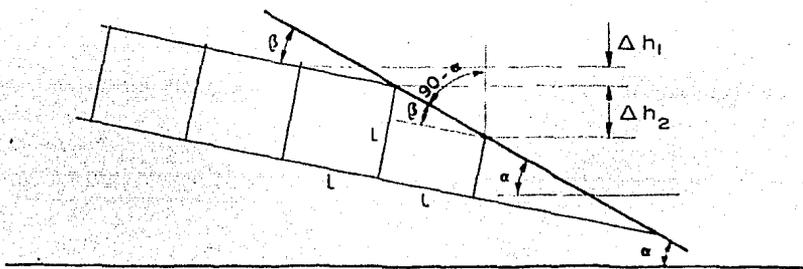


FIG.2.5-12 ESTUDIO DE LA CONDICION DE SALIDA DE LA LINEA DE CORRIENTE SUPERIOR PARA $\leq 90^\circ$

Supongamos, en principio, que la línea de corriente superior no sale tangente al talud de aguas abajo de la presa y que forma un ángulo β con él.

Entonces puede calcularse el valor de Δh_1 como:

$$\Delta h_1 = L \text{ sen}(\alpha - \beta)$$

y el de Δh_2 como:

$$\Delta h_2 = \overline{DE} \cos(90 - \alpha)$$

pero

$$\overline{DE} = \frac{L}{\cos \beta} \cos(90 - \alpha)$$

y sustituyendo el valor de \overline{DE} en la ecuación anterior se tiene:

$$\Delta h_2 = \frac{L}{\cos \beta} \cos(90 - \alpha)$$

es decir:

$$\Delta h = \frac{L}{\cos \beta} \operatorname{sen} \alpha$$

Según se ha dicho, en una red de flujo debe tenerse que:

$$\Delta h_1 = \Delta h_2$$

y por lo tanto

$$\operatorname{sen}(\alpha - \beta) = \frac{\operatorname{sen} \alpha}{\cos \beta}$$

Para cualquier valor de $\beta > 0$, se tiene evidentemente que:

$$\operatorname{sen}(\alpha - \beta) < \operatorname{sen} \alpha$$

y

$$\frac{\operatorname{sen} \alpha}{\cos \beta} > \operatorname{sen} \alpha$$

Por lo tanto la igualdad de las caídas Δh sólo puede cumplirse para $\beta = 0$ por lo que la línea de corriente superior debe salir tangente al talud de aguas abajo.

2.5.9.2 Teoría de Dupuit para flujo no confinado.

La obtención de la forma y posición de la línea de corriente superior dentro de una presa de tierra, es un problema de los denominados de flujo no confinado, por estar la región de flujo no completamente determinada a priori; siendo la frontera faltante precisamente la línea de corriente superior.

En 1863, Dupuit propuso para la solución de problemas de flujo no confinado, las siguientes hipótesis:

- 1.- Para pequeñas inclinaciones de la línea de corriente superior las líneas de flujo pueden considerarse horizontales y, consecuentemente, las líneas equipotenciales como verticales.
- 2.- El gradiente hidráulico es igual a la pendiente de la línea de corriente superior en el punto de que se trate y es constante en cualquier punto de la vertical que se trace por aquel.

Aplicando estas hipótesis a la ley de Darcy, a la presa cuya sección se muestra en la figura 2.5-13, se obtiene para cualquier sección vertical bajo la línea de corriente superior, de altura Y y posición X , que el gasto por unidad de ancho vale:

$$q = -k y \frac{dy}{dx}$$

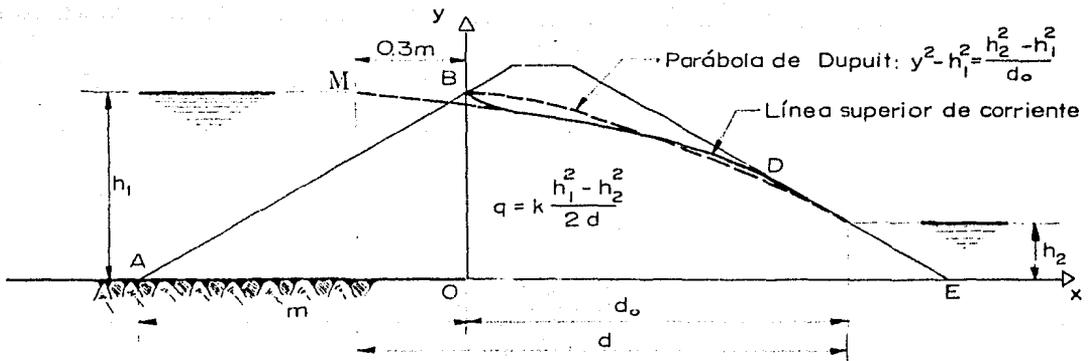


FIG. 2.5-13 CALCULO DEL GASTO SEGUN LA FORMULA DE DUPUIT

e integrando:

$$qx = -k \frac{y^2}{2} + c$$

Introduciendo en la ecuación anterior las condiciones de frontera (para $x=0$, $Y=h_1$ y para $x=d_0$, $Y=h_2$ se obtiene para el gasto la fórmula de Dupuit.

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2 d_0} \quad (2.5-31)$$

y para la línea de corriente superior, la ecuación

$$y^2 - h_1^2 = \frac{h_2^2 - h_1^2}{d_0} x \quad (2.5-32)$$

que define la llamada parábola de Dupuit (Fig.2.5-13). Desde luego la ecuación anterior no representa correctamente la línea de corriente superior, pues no cumple con las condiciones de entrada y salida de la región de flujo, pero a pesar de estas desviaciones la fórmula de Dupuit da valores del gasto suficientemente aproximados; empíricamente se sabe que sustituyendo d_0 por d (Fig.2.5-13), se obtiene una mayor aproximación. Con esta modificación la fórmula (2.5-31) cambiará a:

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2 d} \quad (2.5-33)$$

2.5.9.3 Solución de Schaffernak-Van Iterson.

En vista de que la parábola de Dupuit no satisface las condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior a la región de flujo, Schaffernak y Van Iterson propusieron independientemente en 1916, determinar la posición de la línea de corriente superior, de acuerdo con las hipótesis de Dupuit, pero tomando en cuenta las condiciones de entrada y salida de la región de flujo. Considérese la sección de la presa mostrada en la figura 2.5-14.

Supóngase en primer lugar, que se conoce un punto de la línea de corriente superior, este punto será el M de coordenadas (d, h) consideradas conocidas. La posición de M puede fijarse siguiendo una regla propuesta por A. Casagrande, según la cual el punto M se encuentra a la elevación del nivel del agua y a una distancia de la

proyección del punto B igual a 0.3 m.

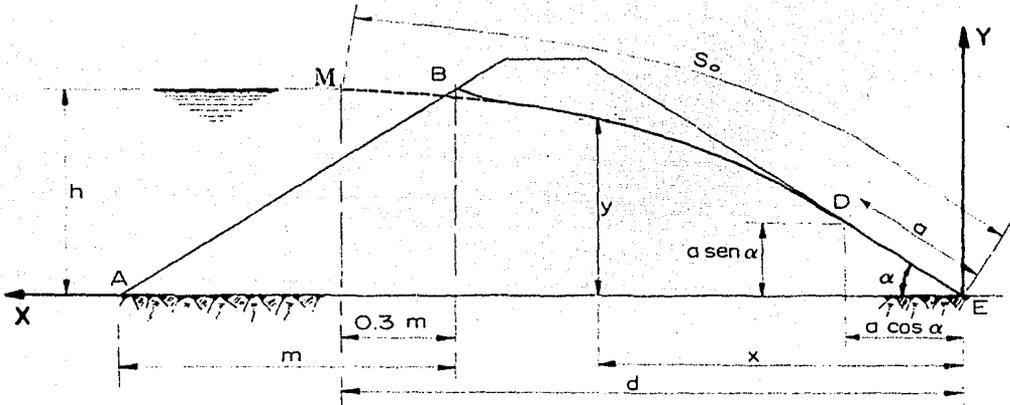


FIG. 2.5-14 SOLUCION DE SCHAFFERNAK Y VAN ITERSON

De acuerdo con las hipótesis de Dupuit, el gasto en cualquier sección vertical bajo la línea de corriente superior, de altura Y y posición X , será:

$$q = k y \frac{dy}{dx}$$

integrando la ecuación anterior, se obtiene:

$$qx = k \frac{y^2}{2} + C \quad (2.5-34)$$

que constituye la ecuación de la línea de corriente superior.

La constante de integración C , puede obtenerse sustituyendo las coordenadas de M en la ecuación de la parábola. De esta manera, se tiene:

$$C = qd - \frac{kh^2}{2}$$

Sustituyendo, ahora, este valor en la ecuación (2.5-34), se obtiene

$$q(d-x) = k \frac{h^2 - y^2}{2} \quad (2.5-35)$$

que constituye la ecuación de la línea de corriente superior que, como se ha demostrado debe salir tangente al talud de aguas abajo de la cortina.

Supóngase como punto de salida de la línea de corriente superior al punto D y llámese "a" la distancia \overline{DE} medida sobre el talud. Entonces, para la sección vertical que pasa por D, se tiene:

$$x = a \cos \alpha$$

$$y = a \operatorname{sen} \alpha$$

Por otra parte, el gradiente hidráulico en D, vale según Dupuit:

$$i = \tan \alpha$$

Por lo tanto el gasto en la sección vertical que pasa por D valdrá:

$$q = k a \operatorname{sen} \alpha \tan \alpha \quad (2.5-36)$$

En la ecuación anterior se conocen los valores de todos los términos, excepto el de a; para determinarlo puede procederse de la manera siguiente:

Iguando las ecuaciones (2.5-35) y (2.5-36) se obtiene:

$$k a \operatorname{sen} \alpha \tan \alpha (d-x) = k \frac{h^2 - y^2}{2}$$

Sustituyendo, ahora, en la ecuación anterior las coordenadas del punto D, se tiene:

$$a \operatorname{sen} \alpha \tan \alpha (d - a \cos \alpha) = \frac{h^2 - a^2 \operatorname{sen}^2 \alpha}{2}$$

y operando se llega a:

$$a^2 - 2 \frac{d}{\cos \alpha} a + \frac{h^2}{\operatorname{sen}^2 \alpha} = 0$$

Resolviendo la ecuación anterior para a , y eliminando la solución con radical positivo, por ser absurda, se obtiene:

$$a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\operatorname{sen}^2 \alpha}} \quad (2.5-37)$$

La ecuación anterior proporciona el valor de a y permite, por lo tanto, situar el punto D de salida de la línea de corriente superior; además sustituyendo este valor de a en la ecuación (2.5-36) puede calcularse el gasto de filtración que escurre a través de la presa de tierra, sin necesidad de trazar la red de flujo.

Esta solución dada por Schaffernak y Van Iterson, sólo da buenos resultados cuando la línea de corriente superior es bastante tendida, lo cual se cumple sólo para cortinas con taludes muy tendidos. El Dr. Casagrande recomienda que solamente se utilice, esta solución, en aquellos casos en que el ángulo α que el talud forma con la horizontal sea menor de 30° .

La ecuación (2.5-37) tiene una solución gráfica bastante sencilla, que se menciona a continuación:

Sea el talud de aguas abajo de la presa y el punto M cuyas proyecciones sobre dicho talud son los puntos C y F (Fig. 2.5-15)

Con diámetro \overline{CE} se traza el semicírculo mostrado en la figura.

$$\overline{CE} = \frac{d}{\cos \alpha}$$

Haciendo centro en E y con radio \overline{FE} se traza un arco de círculo que corta al semicírculo en el punto H. Obsérvese que

$$\overline{HE} = \overline{FE} = \frac{h}{\operatorname{sen} \alpha}$$

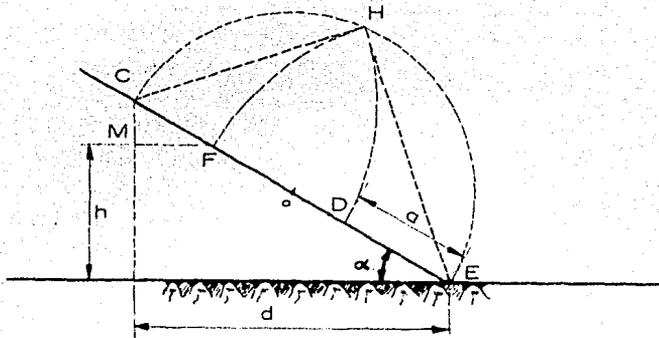


FIG. 2.5-15 CONSTRUCCION GRAFICA PARA OBTENER EL VALOR DE α SEGUN EL METODO DE SCHAFFERNAK-VAN ITERSON

Ahora con centro en C y radio \overline{CH} trázese un arco de círculo que cortará al talud en el punto D buscado; en efecto:

$$\overline{CD} = \overline{CH} = \overline{CE} - \overline{HE} = \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$$

y por lo tanto:

$$\alpha = \overline{DE} = \overline{CE} - \overline{CD} = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}}$$

que es la fórmula (2.5-37).

Una vez conocidos los puntos M y D puede trazarse la parábola dada por la ecuación (2.5-36) y haciéndole una pequeña corrección a ojo, recomendada por A. Casagrande, de tal manera que la curva cumpla con la condición de ser normal al talud en el punto B, se obtendrá la línea de corriente superior, tal como se muestra en la figura (2.5-14).

2.5.9.4 Solución de Leo Casagrande para la línea de corriente superior en una cortina con $30^\circ < \alpha < 60^\circ$

Cuando el talud de aguas abajo de la presa es relativamente inclinado la segunda hipótesis de Dupuit ($i = dy/dx$) origina una sobreestimación del gradien-

te medio en una sección vertical, y por lo tanto, la solución de Schaffernak-Van Iterson es poco aproximada. Para remediar esto, Leo Casagrande introduce la hipótesis $i = dy/ds$ donde s se mide a lo largo de la línea de corriente superior.

Con este nuevo valor del gradiente y procediendo de manera semejante al desarrollo matemático de la solución de Shaffernak-Van Iterson, se obtiene:

$$a = s_0 - \sqrt{s_0^2 - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \quad (2.5-38)$$

en que s_0 es la longitud de la parábola MD, más la longitud de la cara de descarga libre "a" (véase la figura 2.5-14).

Como puede verse en la ecuación (2.5-38), para calcular el valor de a se requiere conocer s_0 y este valor no puede calcularse a priori, pues no se conoce la línea de corriente superior para poder medirlo directamente. Casagrande recomienda calcular s_0 como primera aproximación con la fórmula:

$$s_0 = \sqrt{d^2 + h^2} \quad (2.5-39)$$

Para casos en que la solución de L. Casagrande es aplicable, la fórmula anterior es una buena aproximación del valor de s_0 ; sin embargo, si se deseara mayor aproximación puede recurrirse a un procedimiento de aproximaciones sucesivas.

Leo Casagrande propuso en este caso una solución gráfica que se describe a continuación:

Sea el talud de aguas abajo de una cortina y el punto M de coordenadas conocidas, tal como se muestra en la figura 2.5-16.

A partir del punto M trácese una horizontal que corte al talud en el punto F. Con centro en F y radio \overline{MF} trácese un arco de circunferencia que corte al talud en el punto C. Es obvio que, de un modo aproximado la distancia \overline{CE} es una buena aproximación del valor de s_0 . Con diámetro \overline{CE} trácese el semicírculo mostrado en la figura y con centro en E y radio \overline{FE} trácese un arco que corte el semicírculo en el punto H. Finalmente trácese con centro C un arco de radio \overline{CH} que corta al talud precisamente en el punto D, obteniéndose así la distancia a .

En este caso, las líneas de flujo y las equipotenciales son parábolas con foco común en el punto 0 (Fig.2.5-17). Excepto la corrección a la entrada, la ecuación de la línea de corriente superior es:

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2 y_0} \quad (2.5-40)$$

en la que y_0 es la ordenada de la línea de corriente superior, en el origen de coordenadas. En la solución se parte nuevamente de un punto conocido M de coordenadas (d, h) con lo que se pueden encontrar las distancias a_0 y y_0 (Nótese que a_0 es la distancia a la que hasta este momento se vino llamando a).

Utilizando una propiedad muy conocida de la parábola, puede obtenerse la siguiente relación entre a_0 y y_0

$$y_0 = 2 a_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d \quad (2.5-41)$$

En esta solución, el gasto que escurre a través de la presa, por unidad de ancho de la sección está dado por:

$$q = 2 k a_0 = k y_0 \quad (2.5-42)$$

En la solución de Kozeny, por lo tanto, la línea de corriente superior es una parábola que pasa por M y tiene su foco en 0. Esta línea se conoce como Parábola de Kozeny o Parábola básica.

2.5.9.6 Solución de A. Casagrande para la línea de corriente superior en una cortina con $60^\circ < \alpha < 180^\circ$

Partiendo de la solución rigurosa de Kozeny, A. Casagrande estableció un método para obtener soluciones aproximadas en todos aquellos casos en los que el ángulo α esté comprendido entre 60° y 180° . El procedimiento consiste en adoptar como primera aproximación para la forma de la línea de corriente superior, la parábola básica de Kozeny y, corregir después, la forma de la curva tanto en la entrada como en la salida, con el objeto de que cumpla con las condiciones de entrada y salida de la región de flujo.

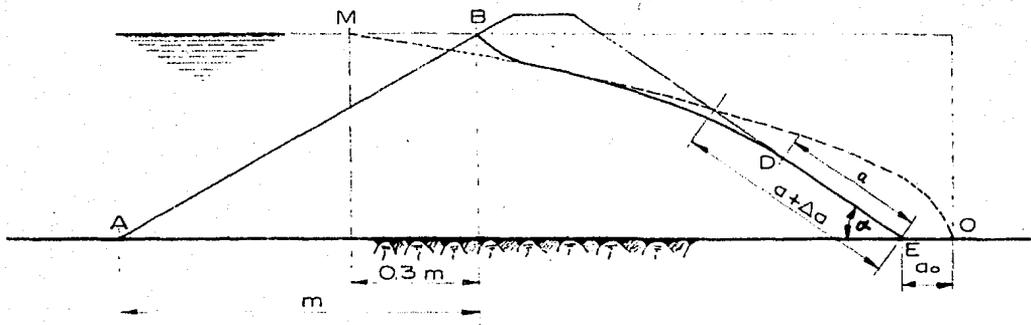


FIG. 2.5.18 SOLUCION DE A. CASAGRANDE PARA LA LINEA DE CORRIENTE SUPERIOR EN EL CASO DE $60^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$

Considérese la sección de la cortina que se muestra en la figura 2.5-18. El primer paso consiste en determinar la posición del punto O, que aparece en la figura - calculando la distancia a por medio de la ecuación (2.5-41). Como siguiente paso se determinará la posición del punto M, de acuerdo con la recomendación de Casagrande, y luego se trazará la parábola básica que deberá pasar el punto O (vértice de la parábola) y el punto M. Enseguida se establecerá la posición del punto D por medio de la distancia a . Arthur Casagrande, después de dibujar las redes de flujo para numerosos casos con el ángulo α comprendido entre 60° y 180° , y verificarlas con modelos físicos, comparó las soluciones obtenidas, con la posición de la parábola básica de Kozeny. De tal comparación dedujo que la intersección de la parábola básica con la cara de descarga, queda situada sistemáticamente a una cierta distancia Δa arriba del punto de salida correcto de la línea superior de corriente. Halló además la relación $\Delta a/a + \Delta a$ que naturalmente decrece gradualmente al aumentar el ángulo α , hasta anularse - cuando $\alpha = 180^\circ$, caso en el que la parábola de Kozeny representa rigurosamente a la línea superior de corriente. En la figura 2.5-19 se muestra la variación de la relación $\Delta a/a + \Delta a$ con respecto al ángulo α que el talud de aguas abajo de la cortina forma con la horizontal.

El procedimiento para hallar la posición del punto D, consiste entonces, en obtener la relación $\Delta a/a + \Delta a$ entrando a la gráfica de la figura 2.5-19 con el valor - del ángulo α y determinar la distancia "a" con la ecuación:

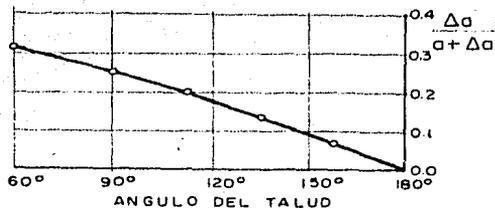


FIG. 2.5-19 VARIACION DE LA RELACION $\frac{\Delta\sigma}{\sigma + \Delta\sigma}$ CON RESPECTO AL ANGULO α QUE FORMA EL TALUD DE AGUAS ABAJO DE LA CORTINA CON LA HORIZONTAL

$$x \Delta\sigma = \sigma + \Delta\sigma$$

(2.5-43)

donde x , es el valor de $\frac{\Delta\sigma}{\sigma + \Delta\sigma}$, obtenido de la gráfica para un cierto ángulo α

Una vez obtenido el punto D, se traza la corrección a la parábola básica, tal como se muestra en la figura 2.5-18, para obtener la línea de corriente superior. Desde luego esta línea debe cumplir con la condición de entrada, por lo cual, debe aplicársele la corrección de Casagrande para el punto de entrada a la región de flujo.

3 ALGUNAS RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION

3.1 TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION.

3.1.1 Generalidades.

El tratamiento de la cimentación de una presa de tierra incluye todos aquellos trabajos cuya finalidad es mejorar las condiciones de cimentación de la cortina, en lo referente a permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante y compresibilidad. Las rocas de cimentación, por ejemplo, presentan alteración y fisuras o grietas debidas a intemperización o movimientos tectónicos, que ofrecen vías de escape al agua del almacenamiento y reducen la resistencia de la roca; por lo tanto es necesario taponarlas. Cuando la cimentación está constituida por depósitos de acarreo grueso del río, también tienden a presentarse filtraciones importantes que obliguen a ejecutar trabajos de impermeabilización para reducirlos. Por otra parte, en los casos en que la cimentación está formada por depósitos blandos o de alta compresibilidad, que no pueden eliminarse por medio de excavación debido a su gran volumen, puede resultar conveniente mejorar sus propiedades mecánicas sometiéndolos a procesos acelerados de consolidación, antes de empezar a construir la presa.

A continuación se darán algunas ideas sobre los procedimientos usados para resolver los diversos problemas que se presentan en el tratamiento de la cimentación de una presa de tierra.

3.1.2 Diferentes casos de cimentaciones.

Se pueden considerar, entre las muchas combinaciones posibles, los tres casos típicos de cimentación que se enumeran enseguida:

- 1.- Cuando aflore la roca o bien se encuentre a poca profundidad en el cauce y en las laderas.
- 2.- Cuando la roca basal se encuentre cubierta en el lecho del río, por una potente capa de material de acarreo del río, del orden de 25 m

de espesor.

3.- Cuando el material de acarreo del río tenga un espesor muy grande y sea, por tanto, inaccesible la roca para cimentar la cortina.

1.- La roca aflora o está a poca profundidad en el cauce y en las laderas.

En este caso la limpia podrá llevarse hasta encontrar roca en toda el área de cimentación comprendida dentro de las trazas de la cortina; debiendo retirarse todos los materiales indeseables, tales como suelos con alto contenido de materia orgánica (tierra vegetal), productos de derrumbes de talud, roca intemperizada, etc.

Esta limpia deberá ser más rigurosa en el área de contacto del material impermeable, tanto en el cauce como en los empotramientos, eliminándose la roca muy fracturada o cavernosa con el fin de encontrar roca sana. Esto equivale, en muchos casos, a excavar una trinchera en la zona en que el material impermeable deba quedar en contacto con la roca de cimentación.

Si las fisuras o cavernas persisten después de haberse efectuado la limpia a una profundidad razonable, será necesario interceptarlas mediante un dentellón de concreto que llegue hasta la roca sana, o bien mediante una pantalla profunda de inyecciones.

Aunque en un principio los dentellones de concreto se colocaban prolongándolos dentro del cuerpo de la zona impermeable de la cortina, en la actualidad, como consecuencia de observaciones realizadas en diferentes cortinas, existe la tendencia de colocar el corazón impermeable directamente en contacto con la roca de cimentación, eliminándose la prolongación del dentellón dentro del material impermeable por considerarse que estaría sujeto a esfuerzos cortantes que tenderían a dañarlo haciendo que su efecto fuera nocivo, más que benéfico. Por otro lado, la dificultad de compactación del material en la vecindad del dentellón, puede ser causa de una compactación deficiente, originándose una zona de posible tubificación.

2.- La roca basal se encuentra cubierta en el lecho del río, por una potente capa de material de acarreo, del orden de 25 m de espesor.

En este caso será necesario realizar los siguientes trabajos:

a) Remoción, en toda el área comprendida dentro de las trazas de la cortina, de todos los materiales inestables que puedan producir asentamientos o deslizamientos peligrosos debido a su alta compresibilidad o a su baja resistencia al corte.

b) Para asegurarse de una impermeabilidad efectiva, deberán cortarse las capas permeables de grava y arena mediante la excavación de una trinchera, que permita apoyar la parte central del material impermeable de la cortina en la roca de cimentación.

Al apoyarse el corazón o parte central del material impermeable de la cortina en la roca de cimentación, se obtiene la seguridad de que no sufrirá asentamientos que puedan originar grietas peligrosas y por esta razón debe tratarse de cumplir con esta recomendación.

El ancho o base de esta trinchera debe estar en relación con la carga hidrostática del almacenamiento; una de las recomendaciones usuales la da la siguiente fórmula:

$$\frac{H - H'}{B} \leq 2$$

donde:

H = carga hidrostática aguas arriba

H' = carga hidrostática aguas abajo

B = base de la trinchera en el contacto con la roca

Para seleccionar el ancho de la base del contacto de la zona impermeable de la cortina con la roca de cimentación, deberá considerarse además de la fórmula anterior, la calidad de los materiales impermeables en relación con su resistencia a la tubificación, y la homogeneidad de los bancos de préstamo que se utilicen (ver inciso 1.3.1)

3.- La roca basal se encuentra a una profundidad inaccesible.

En este caso será necesario únicamente descubrir las formaciones de gravas y arenas limpias, sobre las que se desplantará la cortina, eliminando los materiales de mala calidad. La reducción de las filtraciones se logrará, en este caso, por medio de los siguientes métodos:

a) Construcción de una trinchera, llevándola hasta estratos de menor permeabilidad.

b) Mediante un delantal de material impermeable colocado hacia aguas arriba de la zona impermeable. En este caso, el delantal de material impermeable construido como una prolongación del corazón impermeable, tiene por objeto asegurar -

que las filtraciones que ocurran a través de los materiales permeables de la cimentación, tengan trayectorias largas que reduzcan el gradiente hidráulico, tratándose de evitar así que se presenten problemas de tubificación y que las filtraciones sean excesivas. La longitud del delantal dependerá principalmente de la carga hidrostática máxima de la cortina y de la permeabilidad de las capas de grava y arena.

Conviene complementar este delantal con un dren colocado hacia aguas abajo de la cortina con el objeto de aliviar la subpresión motivada por las líneas de corriente ascendente del agua infiltrada.

c) Por medio de pantallas impermeables o de inyecciones.

En ocasiones se han interceptado los materiales permeables de la cimentación, construyendo una pantalla de arcilla, abriendo una zanja vertical con cuchara de almeja y estabilizándola con lodo bentonítico. Esta zanja se rellena después con una mezcla húmeda de grava, arena y arcilla en proporción suficiente para formar un material resistente e impermeable.

Otra forma de interceptar las filtraciones a través de los depósitos permeables consiste en impermeabilizarlos, inyectándoles mezclas de arcilla, bentonita, cemento y agua. Generalmente estas inyecciones se realizan en tres hileras de perforaciones paralelas separadas de 2 a 3 m.

3.1.3 Tratamiento final de la superficie de cimentación.

Este y los siguientes párrafos se referirán únicamente al caso más común, en que el núcleo de la cortina se apoya en la roca sana. Los casos específicos en que el núcleo de la cortina se apoya sobre un suelo no se tratan en este trabajo.

El área de contacto entre el corazón impermeable y la roca es una de las partes vitales de la cortina y por lo tanto un tratamiento defectuoso puede plantear posteriormente, durante su operación, problemas que lleguen a poner en peligro la estructura. Por esta razón debe darse especial importancia a esta fase de la construcción y a medida que el área de contacto sea más reducida será necesario hacer más estricto el tratamiento.

Las etapas en que puede dividirse el tratamiento de la cimentación son las siguientes:

- 1.- Limpia y amacice de la cimentación.
- 2.- Tratamiento de los accidentes geológicos importantes (fallas, grietas, - cavernas, etc.)

- 3.- Inyectado de la roca de cimentación.
- 4.- Preparación de la superficie de la cimentación para compactar el tendido de las primeras capas de material impermeable.

- 1.- Limpia y amacice de la cimentación.

Una vez que se ha descubierto la roca de la cimentación en el área de contacto con el corazón impermeable de la cortina, es necesario efectuar un trabajo de limpia muy cuidadoso, eliminando todos los materiales suaves que puedan erosionarse así como los permeables que puedan constituir pasos de filtración.

Deben retirarse, especialmente, los materiales calichozos ya que generalmente abajo de éstos se encuentran vacíos y materiales deleznales. Será necesario eliminar la roca muy fracturada, así como aquella que presente un alto grado de intemperismo para apoyar la zona central del material impermeable en contacto directo con la roca sana.

En el caso de que no sea económicamente posible eliminar la roca agrietada o permeable ni tener confianza en el inyectado, será necesario construir dentellones de concreto simple.

Al terminar las limpias mencionadas, deberá retirarse el producto de las excavaciones y limpiar la superficie de la cimentación con agua y aire a presión, lo que permitirá localizar con mayor facilidad las fisuras y grietas de menor importancia para su debido tratamiento.

Una vez que ya se ha terminado la operación de limpia y se tiene descubierta la roca de cimentación, se procederá al tratamiento de las juntas y grietas importantes que consistirá esencialmente en la limpia y remoción de los rellenos o empaques de materiales débiles inestables o permeables como arcillas, gravas y arenas, rellenándolas posteriormente con concreto simple.

- 2.- Tratamiento de accidentes geológicos importantes:

- a) Fallas y zonas de influencia.

Los movimientos y dislocaciones de origen tectónico pueden motivar fallas o fracturas y debe dárseles especial atención a su localización y tratamiento, en virtud de que pueden ser fuentes potenciales de filtraciones peligrosas. En general las zonas de influencia de las fallas pueden abarcar un área muy amplia de roca fracturada o estar bien definidas por superficies planas de roca con anchuras muy variables y re-

llenas de materiales arcillosos o brechosos denominados rellenos de falla (salvanda). Estos rellenos deben investigarse cuidadosamente, ya que si son arcillas poco compactas o brechas permeables, será conveniente removerlas en toda la zona de contacto del corazón impermeable hasta encontrar materiales compactos no erosionables y posteriormente realizar un inyectado para mayor seguridad o bien continuar la limpia hasta que desaparezcan.

La decisión final del tratamiento de las fallas dependerá de su localización, característica del relleno y espesor. Si son normales o diagonales al eje de la presa, de gran espesor y profundidad, y con rellenos permeables, será ineludible cortarlas mediante uno o varios dentellones según la importancia de la falla y de la carga hidrostática que se tenga. Estos dentellones deberán llevarse hasta una profundidad en donde se reduzca el espesor de los rellenos de falla o se encuentren en estado compacto e impermeable. Deberá investigarse además, si las fallas son activas, en cuyo caso tendrá que desecharse el sitio.

b) Conductos de disolución y sumideros (cavernas)

En el caso de las cavernas y los conductos de disolución que se presentan comúnmente en las rocas calizas, debe procederse a un tratamiento especial según sus dimensiones y localización. Si son pequeños conductos de disolución será necesario limpiarlos cuidadosamente, rellenarlos con concreto simple e inyectarlos con lechada de cemento o de cemento y arena.

En el caso de grandes cavernas, el cuidado y la forma de su tratamiento, dependerán de la localización dentro del área de la cimentación, pero por regla general deberán limpiarse en caso de que se encuentren rellenas de arcilla o de otros materiales, con el fin de explorarlas, ya que es común que tengan ramificaciones con direcciones peligrosas para formar vías de agua. Posteriormente estas cavernas se rellenan de concreto simple para impermeabilizarlas y consolidarlas.

Los hundidos y sumideros que se presentan frecuentemente en las formaciones calizas pueden ser motivo de filtraciones peligrosas, por lo cual es necesario su tratamiento. En general, éste consiste en limpiarlas y explorarlas hasta donde sea posible y después rellenarlas con un filtro invertido utilizando piedra, rezaga o grava y arena hasta cubrirlos con material impermeable que se protege con una capa de roca contra el oleaje.

Cuando se tienen sumideros de dimensiones reducidas, se pueden obturar mediante un sello de mampostería o concreto simple, aconsejándose seguir este método en todos aquellos que se localicen en la zona de contacto del material impermeable.;

3.- Inyectado de la roca de cimentación.

El tratamiento de la cimentación mediante el proceso de inyectado a presión tiene por objetivo el mejoramiento de las condiciones mecánicas y de impermeabilidad de la roca de apoyo de la cortina. Una vez determinada la necesidad de inyectar, se debe definir si el inyectado se hará por medio de una o varias pantallas profundas, por medio de un tapete, o con una combinación de ambos tipos. Asimismo se deberá determinar el método más adecuado de inyectado y la composición de la mezcla que se inyectará.

Para poder lograr un inyectado eficiente, es necesario tener un amplio conocimiento de la geología de la boquilla, es decir: contar con planos de geología superficial así como planos geológicos detallados de la boquilla donde se muestren con toda claridad las diferentes formaciones, así como las estructuras que debilitan las propiedades mecánicas de la roca.

En el caso de una presa de tierra, el tratamiento general de inyectado comprende la construcción de un tapete de inyecciones de poca profundidad para impermeabilizar toda el área de contacto de la roca con el material impermeable y una pantalla profunda de inyecciones localizada a lo largo del eje de la cortina o de un eje paralelo a éste.

El inyectado del tapete tiene como finalidades consolidar la roca y principalmente impermeabilizar un determinado espesor de la roca que quedará en contacto con el material impermeable de la cortina. De esta manera se sellarán todas las fisuras o grietas que no se hayan tratado individualmente y se evitarán concentraciones de flujo que puedan provocar efectos de tubificación.

En términos generales, el tapete de inyecciones consiste en una serie de perforaciones para inyectado, localizadas en los vértices de una cuadrícula que se extiende en toda la zona que quedará en contacto con el material impermeable de la cortina. Se acostumbra especificar que los lados de la cuadrícula tengan 5 m como mínimo, pero en general tanto el espaciamiento de las inyecciones como la profundidad de éstas está en función de las características de la roca de cimentación.

La pantalla profunda consiste en una o varias líneas de inyectado, de acuerdo con las condiciones geológicas e importancia de la obra. En general es usual aceptar una sola línea de pantalla con perforaciones profundas y muy juntas. Esta línea se localiza a lo largo del eje de la cortina o de un eje paralelo a él y debe realizarse antes de iniciar la colocación del material impermeable para detectar y sellar posibles fugas de lechada(1)

La profundidad de la pantalla depende de la altura de la cortina y de la geología del sitio, pero a manera de guía general pueden considerarse profundidades de inyectado del orden del 40 % de la carga hidrostática en rocas compactas y con pocas grietas y del 70 % de la carga hidrostática en rocas de mala calidad.

Existen diversos procedimientos de inyectado. A continuación se explican tres de los más usados:

a) Inyecciones sin progresiones.

Este procedimiento consiste en llevar la perforación hasta la profundidad total y efectuar el inyectado en una sola operación. Se usa para inyectados de poca profundidad en roca relativamente sana.

b) Inyectado en progresiones.(descendentes).

El procedimiento de inyectado en progresiones consiste en lo siguiente:

Primero se efectúa una perforación hasta llegar a una fuga de agua o hasta cinco o diez metros de profundidad. Después se lava la perforación, se realiza la prueba de agua y se inyecta la lechada con la relación agua-cemento y presión especificadas. Terminada la inyección se espera el fraguado inicial del cemento y se limpia y lava la perforación. Estas operaciones constituyen la primera progresión.

Para llevar a cabo la segunda progresión se perfora nuevamente el pozo hasta alcanzar la profundidad en que se tenga pérdida de agua, o la que se haya fijado para esta progresión, que generalmente es de 10 a 15 m; se hace la prueba de agua y se inyecta la lechada.

Las operaciones anteriores se repiten para progresiones sucesivas, hasta alcan-

(1) Dependiendo de las condiciones específicas de cada caso, los materiales que se inyectan pueden ser: arcilla, bentonita, asfalto, aserrín, cenizas, heno, papa, etc. Sin embargo, lo que más frecuentemente se usa es una mezcla de cemento estándar o Portland modificado y agua (lechada agua-cemento).

zar la profundidad de inyectado deseada.

Este método de inyectado es el más costoso y tardado, pero tiene las siguientes ventajas:

- Permite un tratamiento particular de las zonas más desfavorables cruzadas por la perforación; ya que pueden elegirse la relación agua-cemento y la presión más apropiadas para cada progresión.
 - La repetida aplicación de lechada con aumento sucesivo de presión, tiene un efecto benéfico sobre las grietas más finas y tiende a compensar la retracción por fraguado del cemento en las grietas más grandes previamente inyectadas.
 - El inyectado progresivo permite incrementar las presiones para las profundidades mayores con menor peligro de dislocar la roca.
 - El equipo de inyectado es sencillo.
- c) Inyección con empaques (progresiones ascendentes).

Este procedimiento consiste en realizar la perforación hasta la profundidad total de inyectado, llevando nota de los puntos donde se registren pérdidas de agua; y después de acuerdo con la localización de estos puntos, proceder al inyectado por tramos desde el fondo de la perforación hacia arriba. Para separar los tramos de inyectado se usan empaques acoplados a la tubería que permiten realizar la operación de inyectado en el tramo deseado. Las principales ventajas de este método son las siguientes:

- Permite la aplicación de presiones mayores en los tramos más profundos.
- Economiza tiempo, ya que cada perforación se realiza de una sola vez, hasta su profundidad total y esto reduce movimientos de los equipos de perforación e inyectado.

Cualquiera que sea el procedimiento de inyectado que se adopte, deberá desarrollarse combinando el avance vertical con el horizontal alternado por etapas; esto da una valiosa información acerca de las condiciones de la roca en distintos puntos y a diferentes profundidades, teniéndose así una excelente guía para planear las operaciones sucesivas de inyectado y comprobar la efectividad del mismo al reducirse los consumos de lechada.

4.- Preparación de la superficie de la cimentación para compactar el tendido de las primeras capas de material impermeable.

Una vez que se ha efectuado la limpia y el amacice de la cimentación, el tratamiento de los accidentes geológicos importantes y los trabajos de inyectado se procederá a rellenar con concreto simple aquellas oquedades importantes donde sea lento o antieconómico el relleno con material impermeable compactado. Las oquedades menores podrán rellenarse con material impermeable debidamente compactado con pisones neumáticos.

En el caso de rocas fácilmente intemperizables, como las pizarras, lutitas, etc., es conveniente recubrir toda la roca de cimentación con una capa de concreto o gunita.

Al terminar el tratamiento de la cimentación que se ha descrito, puede iniciarse el tendido de la primera capa de material impermeable, la cual deberá quedar íntimamente ligada a la roca de la cimentación, para tener la seguridad de que no queden superficies abiertas a lo largo de las cuales puedan ocurrir filtraciones peligrosas.

Se recomienda que las primeras capas de material impermeable que estén en contacto con la roca, sean de materiales plásticos compactados con altos contenidos de agua para tratar de llenar todas las cavidades y grietas, siendo más importante seguir esta práctica que la de tratar de obtener una mayor densidad de compactación con la humedad óptima.

3.2 COLOCACION DE LOS MATERIALES EN LA CORTINA

Al colocar los materiales que constituirán la cortina, es importante verificar que dicha colocación se haga en las condiciones especificadas en el diseño, a fin de lograr que las propiedades mecánicas de los materiales sean del mismo orden de magnitud que las consideradas en el proyecto.

3.2.1 Materiales impermeables.

Se acostumbra especificar que los materiales impermeables y semi-permeables deben colocarse con un grado de compactación mínimo del 95 % y una humedad cercana a la óptima, referidos ambos conceptos a la prueba de compactación Proctor. Hasta el presente, estas especificaciones han producido resultados satisfactorios, ya que el contenido de humedad considerado es lo suficientemente alto para que el material sufra asentamientos diferenciales sin agrietarse y, por otra parte, el grado de saturación, que resulta ge-

neralmente menor de 85 %, permite asegurar que la mayor parte de los asentamientos debidos a la compresión de los materiales se producirán durante el proceso de construcción de la cortina. Por otra parte, si se satisfacen las condiciones de colocación mencionadas, se reducirá el peligro de que se presenten asentamientos bruscos por saturación durante el primer llenado de la presa.

En algunas ocasiones es físicamente imposible ejercer un estricto control de la humedad de colocación de los materiales. Esto ocurre principalmente en lugares de clima tropical de gran precipitación pluvial, donde la construcción de la cortina debe llevarse a cabo aún bajo la lluvia, ya que de otro modo serían pocos los días utilizables durante el año. A veces se colocan lonas cubriendo el material pero aún así la colocación de éste se efectúa con humedades mayores a la óptima. Este hecho debe tomarse en cuenta en el diseño para estimar las condiciones de estabilidad y los asentamientos que deben esperarse en la cortina.

3.2.2 Materiales permeables (acarreo).

Para la colocación de los materiales permeables, constituidos por grava y arena, se acostumbra especificar una compacidad relativa superior al 70%, con objeto de garantizar que los asentamientos de estos materiales sean mínimos y de reducir la posibilidad de que se presenten problemas de licuación.

3.2.3 Enrocamientos.

En 1948, en la publicación de los resultados de un análisis del comportamiento de diversos tipos de protección de taludes(1), se demostró que una protección de enrocamiento a volteo es más satisfactoria desde todo punto de vista (excepto el estético) que un enrocamiento acomodado. Esto se debe, principalmente, a que en el enrocamiento a volteo cada una de las rocas influye en menor grado en la estabilidad del conjunto. Si el oleaje desplaza de su sitio a una roca de una protección a volteo, el resto de la capa apenas sentirá alguna consecuencia, mientras que la remoción de una pieza en una protección de roca acomodada, puede ser el principio de una falla progresiva de toda la chapa de protección.

(1) "Review of slope protection methods: report of the Subcommittee on Slope Protection of the Committee on Earth Dams of the Soil Mechanics and Foundations Division", Proc. ASCE, Vol. 74, p. 845 (1948)

De acuerdo con lo anterior, se deduce como más conveniente colocar los enrocamientos a volteo; sin embargo la práctica más generalizada consiste en colocar a volteo la chapa de aguas arriba y en forma acomodada o semi-acomodada la protección del talud de aguas abajo. Esto se acostumbra por razones de estética y porque el talud de aguas abajo está menos expuesto a erosionarse que el de aguas arriba.

4 ESTUDIO DE MATERIALES PARA LA CORTINA DE LA PRESA BACURATO

4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA PRESA

4.1.1 Localización de la boquilla.

La boquilla de Bacurato se localiza en las estribaciones de la Sierra Madre Occidental, en el Municipio de Mocorito, dentro de la región nororiental del Estado de Sinaloa. El sitio queda a unos 63 km de la ciudad de Sinaloa de Leyva hacia aguas arriba del Río Sinaloa y aproximadamente a 178 km, medidos sobre el cauce del río, de su desembocadura en el Océano Pacífico. Sus coordenadas geográficas son:

Longitud Oeste de Greenwich	107°56'
Latitud	25°51'
Altura	162 m.s.n.m.

En el plano No.1 se muestra la localización del sitio de la boquilla.

4.1.2 Descripción de la boquilla.

La configuración topográfica de la boquilla consiste en un estrechamiento asimétrico, formado en la margen izquierda por el cerro de La Mojonera, que se eleva hasta la cota 295, con laderas de fuerte pendiente; y en la margen derecha por el cerro de La Calera, de mayor altura pero con laderas de pendiente más suave. A continuación del cerro el lecho del río tiene alrededor de 200 m de ancho en la boquilla, y su cota más baja queda a la elevación 154 m aproximadamente. Del lado de la margen de La Mojonera el terreno presenta una serie de lomeríos, cerros y cauces de arroyos que forman dos puertos; el primero de ellos a 900 m aproximadamente del centro del cauce del río, con piso a la elevación 238 m, y el otro a unos 500 m del anterior, alejándose del río, con piso a la cota 237 m. En la margen derecha existe un puerto, distante 3.2 km aproximadamente de la boquilla con piso a la cota 230 m.

4.1.3 Características geológicas de la boquilla.

Las características geológicas de la boquilla pueden resumirse de la manera -

siguiente:

La ladera izquierda está formada en sus partes bajas, por un aglomerado andesítico de grano fino, bien cementado, de color rosado a rojizo, compacto y de aspecto impermeable, con echados del orden de 40° hacia la margen derecha. En la cima del cerro aflora una riolita fluidal, interrumpida por una falla normal que descubre una toba blanca y un aglomerado riolítico. La falla no se considera peligrosa.

Las formaciones antes descritas superyacen a una pizarra esquistosa, conocida regionalmente como Complejo Sonobari, que puede considerarse como compacta, resistente y poco permeable. Esta pizarra, que constituye la roca basal, forma el cerro de La Calera en la margen derecha de la boquilla, con echados de 10° a 25° , con excepción de algunas partes bajas en que aflora un conglomerado de terraza de un antiguo relieve erosionado, y de la parte superior del cerro en donde afloran calizas de espesor reducido.

El cauce principal del río está labrado en el Complejo Sonobari y cubierto por materiales de acarreo con espesor máximo de 12.50 m.

4.1.4 Acceso al sitio de la boquilla.

Existen dos caminos de acceso para llegar al sitio de la boquilla; uno parte de Guasave y el otro de Guamúchil.

El camino que parte de Guasave tiene un desarrollo de 82 km. En estiaje pueden recorrerse 41 km por carretera asfáltica, por la margen derecha, hasta Sinaloa de Leyva, cruzando el río frente a esta población y continuando por un camino de terracería de 11 km de largo hasta el rancho de Buenavista, para continuar después por una brecha en malas condiciones para el tránsito, que pasa por los poblados de Sarabia, El Zapote, La Higuera, Porohue, Las Lajas, Barahue, Bacubirito y Bacurato. En época de lluvias se puede llegar también a Sinaloa de Leyva por la margen izquierda del río Sinaloa, recorriendo un camino de terracería, que parte del km 1 566.5 de la carretera internacional, a 1.5 km de Guasave; de Sinaloa de Leyva se continúa por el mismo camino descrito en líneas anteriores. Este camino es de fácil acceso en la parte correspondiente a la planicie y muy difícil de transitar en la zona de brechas que está localizada en la sierra.

El camino que parte de Guamúchil tiene un desarrollo de 81 km, en caminos de brechas, localizados en la zona plana sobre arcillas que en época de lluvias son muy difíciles de transitar. Se pasa por los siguientes poblados: Mocerito, Santa Rosa, Ciéne-

ga del Cazal, Mazate de Los Sánchez, San Joaquín, Palmar de Los Sepúlvedas, Ventura de Gerardo, Bacubirito y Bacurato. (Ver croquis de localización).

4.1.5 Utilidad de la obra.

La presa Bacurato servirá para riego, generación de energía y control de avenidas. Existen dos alternativas en estudio para aprovechar sus volúmenes de riego: la primera consiste en incluir esta obra en el Plan Hidráulico del Noroeste (PLHINO) y la segunda en utilizar sus aguas para regar unas 110 000 ha localizadas en la zona comprendida entre Guasave y Guamúchil.

En caso de incluir esta obra en el PLHINO, el Proyecto funcionaría de la siguiente manera:

Se calcula que la presa Bacurato permitirá una extracción media anual de 1 050 millones de metros cúbicos para riego; este volumen se derivará en la presa Sinaloa de Leyva, donde se iniciarán dos canales: uno que conducirá 150 millones de metros cúbicos anuales para complementar el riego de 20 000 ha en la margen izquierda del río Sinaloa; y el otro para conducir 900 millones de metros cúbicos anuales, de los cuales 200 se destinarán al riego de 20 200 ha de la margen derecha del río Sinaloa y los 700 millones restantes se utilizarán para dominar 60 000 ha de tierras del Valle del Fuerte, que actualmente se riegan con aguas del río Fuerte, controladas en la presa Miguel Hidalgo.

De esta manera, se lograrán liberar 1 000 millones de metros cúbicos del río Fuerte, que se enviarán hacia el norte a través del Canal Fuerte-Mayo y que servirán para poner en explotación 60 000 ha para desarrollo agropecuario en la zona Fuerte-Mayo, así como para completar el riego en el Valle del Mayo y mejorar 5 000 ha de la margen izquierda del río Mayo, que actualmente se riegan en forma deficiente.

En cuanto a la generación de energía, se calcula que mediante la presa se podrá obtener una generación media anual de 195 millones de kilowatts-hora.

La presa dispondrá además de 903.7 millones de m³ para el control de avenidas.

4.1.6 Esquema general de la obra.

Considerando la forma de la boquilla, sus características geológicas y los materiales disponibles en la zona, se adoptó para el proyecto una cortina de materiales graduados. La elevación de la corona se fijó a la cota 256.00 m, siendo su longitud total de 810 m. La altura máxima de la cortina sobre el lecho del río es de 102.00 m.

El puerto que se encuentra a 900 m del cauce del río en la margen izquierda fue escogido para alojar la obra de control y excedencias. De esta manera el vertedor funcionará como estructura separada de la cortina, con la que se comunicará por un camino de 700 m de desarrollo aproximado.

Para cerrar el vaso a la cota 256.00 m son necesarios dos diques: uno en la margen izquierda y otro en la margen derecha; el de la margen izquierda, designado como No.1, está situado aproximadamente a 1 400 m del cauce del río y tendrá una altura de 20 m y 233 m de longitud en la corona. El dique de la margen derecha, designado como No.2, tendrá 150 m de longitud de corona y 26 m de altura máxima.

La obra de desvío consistirá en un tajo de sección trapecial de 30.00 m de ancho de plantilla, formado por un talud excavado en la ladera izquierda de la boquilla. y por una ataguía longitudinal que posteriormente formará parte del cuerpo de la cortina; además se contará con dos túneles de 7.00 m de diámetro excavados en el aglomerado an desítico de la margen izquierda y revestidos de concreto en toda su longitud.

El tajo excavado en la ladera izquierda servirá para desviar los escurrimientos totales del río, mientras se construye la primera etapa de la cortina en la margen derecha del río.

Los dos túneles de 7.00 m de diámetro servirán para desviar los escurrimientos del río durante el cierre de la cortina.

La obra de toma para riego se alojará en uno de los túneles usados para el desvío y dispondrá de una estructura de rejillas a la entrada del túnel; se utilizará un tramo de éste como conducto y luego mediante un atraque especial se cambiará a una tubería de acero a partir de un punto intermedio situado aproximadamente bajo la corona de la cortina. Aguas abajo del atraque se dispondrá de una válvula de mariposa para cierres de mantenimiento de la tubería. A la salida del túnel la tubería se bifurcará y cada rama terminará en una válvula de chorro divergente que permitirá controlar las extracciones y disponer de mayor flexibilidad en la operación.

4.1.7 Datos de Proyecto.

Después de haberse realizado los estudios hidrológicos e hidráulicos necesarios, se elaboró la siguiente lista de datos para el proyecto definitivo.

Presas con cortina de materiales graduados para riego, generación de energía y control de avenidas.

- Capacidad total del vaso al NAME	2 900 x 10 ⁶ m ³
- Capacidad total del vaso al NAMO	1 800 x 10 ⁶ m ³
- Superalmacenamiento	196.3 x 10 ⁶ m ³
- Capacidad de control 3 (Elevs.249.00-250.00, a Q=3 000 m ³ /s)	77.3 x 10 ⁶ m ³
- Capacidad de control 2 (Elevs.248.00-249.00, a Q=1 500 m ³ /s)	77.3 x 10 ⁶ m ³
- Capacidad de control 1 (Elevs.237.06-248.00, a Q= 300 m ³ /s)	749.1 x 10 ⁶ m ³
- Capacidad útil para riego y generación	1 610 x 10 ⁶ m ³
- Capacidad de azolves	190 x 10 ⁶ m ³
- Capacidad muerta	93.5 x 10 ⁶ m ³
- Elevación de la corona de la cortina	256.00 m
- Elevación del NAME	252.50 m
- Elevación del NAMO	238.00 m
- Elevación del nivel de conservación	237.06 m
- Elevación del nivel de azolves	191.00 m
- Elevación de la cresta del vertedor	237.06 m
- Elevación del umbral de la toma de riego	182.00 m
- Elevación del umbral de la toma de generación	190.00 m
- Elevación del nivel mínimo de operación de las tomas	200.00 m
- Gasto máximo en el vertedor	7 410.00 m ³ /s
- Gasto de diseño de la toma de riego	100.00 m ³ /s
- Gasto de diseño de la toma de generación	100.00 m ³ /s
- Longitud de la cresta del vertedor	65.00 m
- Número de compuertas de 13x15.50 m	5 pzas.
- Potencia instalada	45 000 KW
- Generación media anual	195 x 10 ⁶ KWH

4.1.8 Descripción de la cortina.

4.1.8.1 Generalidades.

Considerando que los estudios preliminares señalaron existencias limitadas de material impermeable en las cercanías de la boquilla, en tanto que el material de acarreo es abundante en todo el cauce del río; se adoptó un diseño interior de la sección de la cortina consistente en un núcleo esbelto de material impermeable, con amplios respaldos de grava y arena protegidos por chapas exteriores de enrocamiento.

4.1.8.2 Geometría de la sección.

La sección de la cortina adoptada, quedó de la manera siguiente:

- Un núcleo de material impermeable de forma trapezoidal, con corona de 6.00 m de ancho a la elevación 255.00 m y taludes de 0.2:1, desplantado en la roca sana.
 - Cubriendo ambos lados del núcleo, se dispusieron zonas de transición, constituidas con la porción fina de los bancos de grava y arena; estas zonas de transición tendrán taludes de 0.5:1 y estarán desplantadas sobre la roca sana o sobre los taludes de la excavación realizada para desplantar el núcleo impermeable. Los espesores de estas zonas serán variables, aumentando uniformemente con el talud indicado, desde la elevación 255.00 m en que tendrán un metro, hasta el nivel de desplante.
 - A continuación de las zonas de transición, se colocarán respaldos de material de acarreo del río, desplantándolos sobre el terreno natural limpio de suelo vegetal o sobre los taludes interiores de las ataguías transversales. Estos respaldos tendrán su corona a las elevaciones 246.70 (el de aguas arriba) y 249.70 (el de aguas abajo), de donde partirán taludes de 2:1 hasta llegar a la elevación 206.00 m, en donde cambiarán a taludes de 2.5:1 que se prolongarán hasta llegar al nivel de desplante.
 - Cubriendo los respaldos de grava y arena, se colocarán chapas de roca seleccionada de 5.00 m de espesor en el talud de aguas arriba y de 3.00 m de espesor en el talud de aguas abajo.
 - La sección teórica de la cortina tendrá una sobreelevación que le proporcionará bombeo longitudinal. La corona se recubrirá en un ancho de 8.00 m con revestimiento teórico de 0.50 m que se aumentará a 1.50 m para formar la sobreelevación.
- En el Plano No.2 titulado Plano General de la Cortina, se muestran una planta de la cortina, un perfil por el eje longitudinal de la cortina y la sección máxima

de la misma.

4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS ESTUDIOS REALIZADOS.

4.2.1 Reconocimiento del área para localización de materiales.

Para localizar los bancos de préstamo de los distintos materiales de construcción de la presa, se realizaron primero vuelos en avioneta para tener una idea general de la zona y después, basándose en lo observado, se efectuó a pie un reconocimiento general de las áreas cercanas a la boquilla.

Hacia aguas arriba de la boquilla se exploraron las vegas del río y las terrazas inmediatas, hasta el poblado de Teragüito, situado aproximadamente a 8 km del eje de la cortina. Hacia aguas abajo se recorrieron por el lado del río las terrazas fluviales hasta los caseríos de La Lajita y La Higuera; y por el lado del arroyo de Bacubirito, hasta unos 8 km al sur del poblado de ese nombre.

4.2.2 Estudios efectuados en el material impermeable.

4.2.2.1 Localización de bancos de préstamo.

Se localizaron 8 bancos de material impermeable, designándolos con los números 1, 2A, 2B, 2C, 3, 4, 5 y 6. Los primeros cuatro se encuentran hacia aguas arriba de la boquilla y los restantes hacia aguas abajo.

Para situar topográficamente estos bancos, se levantaron poligonales que los unen con el eje de exploraciones geológicas de la boquilla. Dichas poligonales partieron del monumento situado a un lado de la exploración geológica XIV, estación 0+200.00 del eje, que tiene marcada la elevación 177.27 m. Con el propósito de apoyar las poligonales en el eje de exploraciones geológicas señalado en el terreno, se orientó éste por el método de alturas absolutas del Sol, obteniéndose un acimut de $72^{\circ}20'$. Ligadas a estas poligonales se trazaron, en cada banco, cuadrículas de 100 m de lado.

En el Plano No. 3, titulado Plano de Localización de Bancos de préstamo, se muestra la topografía de la zona y la situación que guardan entre sí y con respecto al sitio de la cortina, los bancos de préstamo. En cada uno de ellos se ha dibujado la cuadrícula trazada en el campo y se han marcado aproximadamente los límites de las áreas útiles de cada banco.

4.2.2.2 Excavación de pozos y muestreo de bancos.

Con el objeto de determinar la estratigrafía de cada banco, de tomar muestras,

y de definir el volumen total aprovechable se excavaron pozos a cielo abierto en las intersecciones de los ejes y en algunos lugares intermedios de cada una de las cuadrículas trazadas.

El número total de pozos excavados fue de 165, repartidos en la forma siguiente: quince en el banco No.1, veinte en el 2A, once en el 2B, veinticuatro en el 2C, catorce en el 3, veintidós en el 4, veintitrés en el 5 y treinta y seis en el 6.

El muestreo se llevó a cabo en forma integral, muestreándose cada uno de los pozos que presentara materiales, o combinaciones de materiales, diferentes, con objeto de abarcar la mayor variedad posible de los materiales existentes. Mediante este procedimiento se obtuvieron 61 muestras en total, repartidas de la siguiente manera: seis muestras del banco No.1, cinco del banco 2A, cinco del 2B, ocho del 2C, seis del 3, seis del 4, quince del 5 y diez del 6.

Se dibujaron 7 planos, mostrando plantas topográficas de los bancos con sus cuadrículas correspondientes, donde se indican los pozos excavados y los pozos muestreados. Se incluyen además, en cada plano, cortes por los ejes de las cuadrículas, donde se muestran los perfiles estratigráficos de los pozos. A manera de ejemplo, se incluye en este trabajo el plano del banco No.1 de material impermeable.

4.2.2.3 Pruebas de laboratorio

Con cada una de las 61 muestras tomadas, se realizaron las correspondientes pruebas de laboratorio para determinar:

- Granulometría
- Límites de consistencia
- Densidad de sólidos, y
- Gráfica de compactación Proctor tipo S.R.H.

Con los resultados de estas pruebas y con los perfiles estratigráficos de los pozos excavados, se hizo una clasificación agrupando aquellos pozos que mostraron materia les similares. Mediante esta clasificación se pudo conocer qué tan representativo del volumen total es cada tipo de material. Atendiendo a esta información, se eligieron muestras de los pozos que fueran representativos de los materiales que constituyen los volúmenes más importantes, para efectuar con ellas pruebas de permeabilidad y de compresión triaxial.

En los cuadros 4-1 y 4-2 que aparecen al final de este trabajo, se muestran los resultados de las pruebas realizadas en el material impermeable.

4.2.3 Estudios efectuados en la grava y la arena.

4.2.3.1 Localización de bancos de préstamo.

En el cauce del río Sinaloa existen en gran abundancia, tanto aguas arriba como aguas abajo del sitio de la presa, depósitos de grava y arena. Para ubicar los posibles bancos de préstamo de estos materiales, se levantó una poligonal ligada a la que se trazó para localizar los bancos de material impermeable, llevándola 3 km hacia aguas arriba y 6 km hacia aguas abajo del sitio de la boquilla. A esta poligonal se referenciaron los pozos excavados.

4.2.3.2 Excavación de pozos y muestreo.

Con objeto de estudiar estos bancos, se excavaron 36 pozos a cielo abierto, localizados en los playones del río que dejaba descubiertos el nivel del agua, y sobre las vegas en las partes planas. Los pozos se excavaron hasta una profundidad máxima de 3.00 m o hasta encontrar el nivel del agua. Se usaron también cortes naturales para observar la capa superficial de estos materiales.

El muestreo se llevó a cabo en forma integral, obteniéndose 30 muestras provenientes de los pozos y de algunos cortes naturales. Las muestras obtenidas en cortes naturales muy altos, se cuartearon hasta reducirlas aproximadamente a 60 kg de material.

4.2.3.3 Perfiles estratigráficos.

De cada pozo excavado y cortes naturales observados, se determinó el perfil estratigráfico por medio de ensayos de clasificación de campo. Los datos obtenidos se describen a continuación:

Pozo	Profundidades en metros		Perfil
	De	A	
1	0.00	1.50	Grava y arena bien graduada con 5 % aproximado de tamaños mayores de 2". Nivel freático.
	1.50	-	
2	0.00	0.20	Arena fina limpia. Grava y arena bien graduada con 10 % aproximadamente de tamaños mayores de 3".
	0.20	2.00	
3	0.00	0.20	Arena fina limpia. Grava y arena bien graduada con 5 % aproximadamente de tamaños mayores de 4". Nivel freático.
	0.20	2.00	
	2.00	-	

Pozo	Profundidades en metros		Perfil
	De	A	
4	0.00	1.50	Grava y arena bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 3". Nivel freático.
	1.50	-	
5	0.00	3.00	Grava y arena bien graduada con 8% aproximadamente de tamaños mayores de 4". Nivel freático.
	3.00	-	
6	0.00	1.20	Arena fina limpia.
	1.20	2.00	Grava y arena bien graduada con 10% aproximadamente de tamaños mayores de 3". Nivel freático.
	2.00	-	
7	0.00	2.00	Arena y grava bien graduada con 3% aproximadamente de tamaños mayores de 2". Nivel freático.
	2.00	-	
8	0.00	2.20	Grava y arena bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 4". Nivel freático.
	2.20	-	
9	0.00	3.00	Grava y arena bien graduada con 2% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
10	0.00	1.30	Grava y arena bien graduada con 2% aproximadamente de tamaños mayores de 6". Nivel freático.
	1.30	-	
11	0.00	1.60	Grava y arena bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 4". Nivel freático.
	1.60	-	
12	0.00	0.20	Arena fina limpia.
	0.20	2.00	Grava y arena bien graduada con 2% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	2.00	2.30	Limo arenoso.
	2.30	3.00	Arena y grava bien graduada con 2% aproximadamente de tamaños mayores de 3".
	3.00	-	Nivel freático.
13	0.00	1.50	Grava y arena bien graduada con 4% aproximadamente de tamaños mayores de 4". Nivel freático.
	1.50	-	
14	0.00	1.70	Grava y arena bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 4". Nivel freático.
	1.70	-	

Pozo	Profundidades en metros		Perfil
	De	A	
15	0.00	1.30	Grava y arena bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	1.30	1.60	Limo arenoso.
	1.60	3.00	Grava y arena bien graduada con 3% aproximadamente de tamaños mayores de 3".
	3.00	-	Nivel freático.
16	0.00	1.70	Grava y arena bien graduada con 7% aproximadamente de tamaños mayores de 3".
	1.70	-	Nivel freático.
17	0.00	3.00	Grava y arena bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 5".
	3.00	-	Nivel freático.
18	0.00	2.50	Grava y arena con 8% aproximadamente de tamaños mayores de 3".
	2.50	-	Nivel freático.
19	0.00	2.00	Grava y arena bien graduada con 4% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	2.00	-	Nivel freático.
20	0.00	2.00	Arena y grava bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	2.00	-	Nivel freático.
21	0.00	2.20	Grava y arena bien graduada con 9% aproximadamente de tamaños mayores de 3".
	2.20	-	Nivel freático.
22	0.00	0.50	Arena fina limpia.
	0.50	2.00	Grava y arena bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	2.00	-	Nivel freático.
23	0.00	2.50	Grava y arena bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	2.50	-	Nivel freático.
24	0.00	0.40	Arena fina limpia.
	0.40	2.30	Grava y arena bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 3".
	2.30	-	Nivel freático.
25	0.00	1.00	Grava y arena bien graduada con 3% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	1.00	1.50	Arena fina limpia.

Pozo	Profundidad en metros		Perfil
	De	A	
	1.50	2.20	Grava y arena bien graduada con 2% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
26	0.00	3.00	Grava y arena bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	3.00	-	Nivel freático.
27	0.00	2.00	Grava y arena bien graduada con 8% aproximadamente de tamaños mayores de 3".
	2.00	-	Nivel freático.
28	0.00	1.70	Grava y arena bien graduada con 3% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	1.70	-	Nivel freático.
29	0.00	1.50	Grava y arena bien graduada con 4% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	1.50	-	Nivel freático.
30	0.00	2.20	Grava y arena bien graduada con 6% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	2.20	-	Nivel freático.
31	0.00	1.00	Arena fina limosa.
	1.00	3.50	Grava y arena bien graduada con 7% aproximadamente de tamaños mayores de 3".
	3.50	-	Nivel freático.
32	0.00	0.80	Arena fina limosa.
	0.80	3.80	Grava y arena bien graduada con 8% aproximadamente de tamaños mayores de 3".
	3.80	-	Nivel freático.
33	0.00	2.00	Grava y arena bien graduada con 6% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	2.00	-	Nivel freático.
34	0.00	1.80	Grava y arena bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	1.80	-	Nivel freático.
35	0.00	1.50	Grava y arena bien graduada con 6% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	1.50	-	Nivel freático.
36	0.00	1.30	Grava y arena bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 4".
	1.30	-	Nivel freático.

Pozo	Profundidades en metros		Perfil
	De	A	
38	0.00	1.20	Grava y arena bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 5". Nivel freático.
	1.20	-	
39	0.00	1.70	Grava y arena bien graduada con 4% aproximadamente de tamaños mayores de 5". Nivel freático.
	1.70	-	
40	0.00	1.50	Grava y arena bien graduada con 5% aproximadamente de tamaños mayores de 5". Nivel freático.
	1.50	-	
	0.00	1.40	Grava y arena bien graduada con 6% aproximadamente de tamaños mayores de 4". Nivel freático.
	1.40	-	

4.2.3.4 Estudios efectuados en la grava y arena con relación a su uso como materiales para la cortina.

Se estudiaron veinte muestras integrales, procedentes de los pozos 1, 2, 3, 5, 8, 9, 11, 12, 13, 15, 16, 22, 23, 24, 25, 26, 32, 33, 35 y 36, excavados en los playones y vegas del río Sinaloa. La ubicación de estos pozos se muestra en el plano No. 4 (Plano de Localización de Bancos de Préstamo).

Con cada una de las muestras se efectuaron ensayos de laboratorio para determinar:

- Granulometría del material en greña y
- Peso volumétrico del material en greña.

Además se clasificaron los materiales de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; y se realizaron dos pruebas de compresión triaxial.

Analizando las granulometrías y los pesos volumétricos obtenidos, al ensayar las veinte muestras, se observó que los materiales son muy parecidos. Por lo tanto se consideró que bastaría realizar dos pruebas de compresión triaxial, con una muestra representativa, para tener un buen indicio de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del material en cuestión.

La muestra representativa se elaboró integrando un material de acuerdo con una granulometría, promedio, de las granulometrías de las veinte muestras estudiadas. En

el cuadro 4-3 se muestran las curvas granulométricas de la muestra y del material ensayado antes y después de la prueba.

Adicionalmente se determinaron la densidad de sólidos y los pesos volumétricos secos máximo y mínimo de la muestra, así como los pesos volumétricos secos de las probetas ensayadas. Con estos datos se calculó la compacidad relativa del material ensayado mediante la siguiente fórmula:

$$C_r = \frac{\gamma_{d_{m\acute{a}x}}(\gamma_d - \gamma_{d_{m\acute{i}n}})}{\gamma_d(\gamma_{d_{m\acute{a}x}} - \gamma_{d_{m\acute{i}n}})}$$

donde:

$\gamma_{d_{m\acute{a}x}}$ es el peso volumétrico seco del material en su estado más compacto.

$\gamma_{d_{m\acute{i}n}}$ es el peso volumétrico seco del material en su estado más suelto.

γ_d es el peso volumétrico seco del material en su estado de compactación considerado.

En los cuadros 4-4 y 4-5 se muestran los resultados de todos los ensayos descritos en este inciso.

4.2.3.5 Estudios efectuados en la grava y la arena con relación a su uso como agregados para concreto.

Se estudiaron como posibles agregados para concreto los materiales de veinte muestras integrales, procedentes de los pozos 1, 3, 8, 11, 16, 17, 19, 20, 21, 22, 24, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 34 y 36 excavados en los playones y vegas del río Sinaloa. La ubicación de estos pozos se muestra en el Plano No. 4 (Plano de Localización de Bancos de Préstamo).

Con cada una de las veinte muestras se efectuaron los correspondientes ensayos de laboratorio para determinar:

- Granulometría del material en greña.
- Granulometrías separadas de la grava y la arena.
- Densidad de masa y absorción de la grava y la arena.
- Módulo de finura de la arena, y
- Pérdida por lavado en arena.

Además se determinaron los pesos volumétricos sueltos y compactados, así como los contenidos de materia orgánica, de las muestras de los pozos 1, 3, 8, 11, 16, 22,

24,26,32 y 36. Para completar el programa de pruebas, se sometió la muestra representativa, elaborada para efectuar ensayos de compresión triaxial, a un análisis petrográfico, a pruebas de intemperismo acelerado y a la prueba de abrasión en la Máquina de Los Angeles.

Los resultados de todos los ensayos mencionados en este inciso, se muestran en el Cuadro 4-6, con excepción de las granulometrías separadas, de las cuales se presentan unas curvas granulométricas promedio en el Cuadro 4-7.

4.2.4 Estudios efectuados en la roca.

4.2.4.1 Localización.

Se localizó un banco de roca en el cerro de la margen izquierda, que se encuentra situado aproximadamente a 1 800 m al Sur de la boquilla, e inmediato al Sur del banco de material impermeable No.4. Este cerro está formado por riolitas con diferentes grados de intemperización, suponiéndose por la inspección de algunas grietas, que en su interior se puede obtener roca sana y en bloques. El lugar se facilita para una explotación masiva desde distintos frentes y tiene la ventaja de su cercanía a la obra.

4.2.4.2 Características generales.

Se recogieron 4 muestras de diferentes sitios del banco de roca propuesto, para efectuar con dos de ellas análisis petrográficos y con las otras dos ensayos para determinar su densidad de masa, absorción y realizar la prueba de intemperismo acelerado. Estas dos últimas muestras se escogieron, intencionalmente, una intemperizada y la otra desprendiendo una parte interna de un corte.

A continuación se incluyen los resultados obtenidos de las pruebas realizadas en la roca.

1.- Muestra intemperizada.

- Densidad de masa $s_m = 2.35$

- Absorción = 5.4 %

Prueba de intemperismo desintegración en el tercer ciclo.

2.- Muestra de roca sana.

- Densidad de masa $s_m = 2.55$

- Absorción = 4.2 %

- Prueba de intemperismo Cinco ciclos sin alteraciones; 1 % de pérdida de peso en los cinco ciclos.

3.- Muestra No.1

Análisis petrográfico.

- Aspecto megascópico roca de color claro
- Textura psamítica
- Componentes principales vidrios de bajo índice de refracción (cenizas volcánicas), fragmentos de feldspatos ferromagnesianos y óxidos metálicos
- Clasificación Toba vítrea.

NOTA.- Estos materiales se consideran como potencialmente reactivos con los álcalis del cemento.

4.- Muestra No.2

Análisis petrográfico.

- Aspecto megascópico roca de color claro con manchas de color café
- Textura psamítica
- Componentes principales Vidrios de bajo índice de refracción (cenizas volcánicas), fragmentos de feldspatos ferromagnesianos y fragmentos de roca piroclástica, biotita, y óxidos metálicos
- Clasificación Toba vítrea.

NOTA.- Estos materiales se consideran como potencialmente reactivos con los álcalis del cemento.

4.2.5 Valores adoptados para las propiedades físicas y mecánicas de los materiales estudiados.

Para efectuar el análisis de estabilidad de taludes de la cortina, se recomienda usar los valores de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales, que se incluyen en esta sección; y que fueron adoptados de acuerdo con los resultados de los ensayos realizados, mediante los siguientes procedimientos:

a) Densidades.

La densidad de sólidos del material impermeable, se calculó prome-

diando los valores obtenidos en las pruebas realizadas. La densidad de sólidos de la grava y la arena, se determinó en la muestra preparada para ensayarse en compresión triaxial. Por último, la densidad de masa de la roca se obtuvo mediante un análisis de una muestra de roca sana.

b) Pesos volumétricos.

El peso volumétrico seco máximo del material impermeable y su contenido de humedad óptima, se calcularon, promediando los valores medios de la prueba Proctor, obtenidos para cada banco de préstamo. A partir de este peso seco máximo, mediante relaciones gravimétricas, se obtuvieron el peso volumétrico saturado y el peso volumétrico del material parcialmente saturado con un contenido de agua igual a la humedad óptima.

El peso volumétrico de la grava y arena, se calculó partiendo de la compacidad relativa mínima recomendada ($C_r = 80\%$); y basándose en este peso seco, mediante relaciones gravimétricas, se obtuvo el peso volumétrico saturado.

El peso volumétrico seco de la roca, se calculó partiendo de la densidad de masa de la muestra de roca sana. Con este dato y la absorción de la roca, se obtuvo el peso volumétrico saturado.

c) Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante.

Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del material impermeable, se adoptaron basándose en las pruebas de compresión triaxial realizadas. Naturalmente, para elegir los valores iniciales se consideraron los resultados de las pruebas no consolidadas-no drenadas; y para elegir los valores finales se consideraron los resultados de las pruebas consolidadas-no drenadas.

Para definir el ángulo de fricción interna de la grava y arena, se realizaron dos pruebas triaxiales drenadas, adoptándose el menor de los ángulos obtenidos.-

A continuación se incluye una lista de las variables que definen las características físicas y mecánicas de los materiales que formarán parte de la cortina, recomendados para los análisis de estabilidad.

PESOS VOLUMETRICOS

Material impermeable seco	1 516 kg/m ³
Material impermeable saturado	1 950 kg/m ³
Material impermeable húmedo ($w_{opt.}$)	1 838 kg/m ³

Grava y arena seca	2 130 kg/m ³
Grava y arena saturada	2 320 kg/m ³
Roca seca a volteo	1 470 kg/m ³
Roca seca semiacomodada	1 720 kg/m ³
Roca saturada a volteo	1 930 kg/m ³
Roca saturada semiacomodada	2 080 kg/m ³

COMPACTACION

Peso volumétrico seco máximo	1 516 kg/m ³
Contenido de humedad óptimo	21.4 %

DENSIDADES

Material impermeable	2.68
Grava y arena	2.63
Roca	2.72

COHESION

Material impermeable (condiciones iniciales)	4.0 t/m ²
Material impermeable (condiciones finales)	3.0 t/m ²

ANGULO DE FRICCION

Material impermeable (condiciones iniciales)	0°50'
Material impermeable (condiciones finales)	3°
Grava y arena	38°
Roca	45°

4.2.6 Resultados del estudio de estabilidad de taludes.

El análisis de la estabilidad de los taludes de la cortina se efectuó por medio del Método Sueco. Se analizaron, tanto el talud de aguas arriba como el de aguas abajo, para condiciones iniciales y finales, con el nivel del agua al NAMO, al NAME y para presa vacía. Para condiciones finales, se analizó además el caso de vaciado rápido en el talud de aguas arriba de la cortina.

A reserva de efectuar un estudio completo en una computadora electrónica, se llevó a cabo un análisis preliminar estudiándose 65 círculos de falla. Dicho estudio lleva a la conclusión de que los taludes de la cortina satisfacen los requisitos de estabilidad acostumbrados. En la tabla VIII se indican los factores de seguridad mínimos, determinados para las diversas condiciones analizadas.

TABLA VIII
FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS DETERMINADOS EN
EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA CORTINA

Talud	Condiciones de trabajo	Factores de Seguridad			
		Presa Vacía		Presa Llena	
		sin sismo	con sismo	sin sismo	con sismo
Aguas Arriba	Condiciones iniciales	1.52	1.22	1.50	-
	Condiciones finales	-	1.26	1.51	-
	Vaciado rápido	1.52	-	-	-
Aguas Abajo	Condiciones iniciales	1.60	1.28	-	-
	Condiciones finales	-	-	1.60	1.31

4.3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.3.1 Sobre el material impermeable.

4.3.1.1 Características generales.

En términos generales, el material estudiado para usarse en el corazón impermeable de la cortina, puede quedar clasificado en los siguientes grupos: arcillas inorgánicas de alta y baja compresibilidad (CH y CL), con poca arena fina, en los bancos 1, 2A, 2B, 2C y 5; y como arenas arcillosas de plasticidad media y alta (SC), en los bancos 3, 4 y 6.

Los tres tipos señalados son materiales impermeables que dieron en las pruebas de permeabilidad efectuadas, valores de k comprendidos entre 1.44×10^{-7} y 8.11×10^{-7} cm/s.

En cuanto a la trabajabilidad y compresibilidad, solamente las arcillas de alta plasticidad muy compresibles (CH) resultan desfavorables. Sin embargo, se considera que la mayor parte de estas arcillas podrá usarse en la cortina mezclada con los otros materiales de menor plasticidad.

Los otros materiales, SC y CL, están catalogados en las recomendaciones usuales, en el segundo y tercer lugar respectivamente, entre los más adecuados para formar el corazón impermeable de las cortinas de materiales graduados.

Para obtener los mejores resultados con el uso de los materiales estudiados, conviene respetar las siguientes recomendaciones:

- Es indispensable un control riguroso de la compactación. Deberá alcanzarse un grado de compactación mínimo de 95 % en cada capa, y una humedad igual a la óptima con ± 2 % de tolerancia, referidos ambos conceptos a la prueba de compactación dinámica realizada de acuerdo con la norma S.R.H.

- Los porcentajes en el contenido de limos son bajos, por tanto, se considera que el material integral será resistente a la tubificación si se coloca con una buena compactación. A pesar de ello, conviene colocar zonas de filtro en ambos lados del corazón. En vista de que para la construcción del corazón impermeable sólo se ha considerado como material útil aquel cuyo índice de plasticidad es mayor de 15 se considera que pueden colocarse, a manera de filtros, zonas de transición constituidas por la porción más fina del material existente en los bancos de grava y arena.

- El riesgo de agrietamiento se reducirá considerablemente compactando el material de acuerdo con lo recomendado en párrafos anteriores y respetando la consideración de eliminar los materiales con índice de plasticidad menor de 15.

- El peligro de licuación es bajo, tomando en cuenta que los materiales considerados son poco susceptibles a licuarse, aun cuando se colocaran medianamente compactados.

4.3.1.2 Requerimiento y disponibilidad del material.

El volumen total disponible, estimado conservadoramente en los ocho bancos, y medido en su posición natural, es como sigue:

Banco No.1	286 400 m ³
Banco No.2A	232 000 m ³
Banco No.2B	100 000 m ³
Banco No.2C	364 000 m ³
Banco No.3	277 000 m ³
Banco No.4	210 500 m ³
Banco No.5	365 500 m ³
Banco No.6	<u>564 000 m³</u>
T o t a l	<u>2 399 400 m³</u>

En tanto, que los volúmenes de material impermeable, medidos en el sitio de su colocación, son los siguientes:

Cortina:

1a. Etapa de construcción	514 100 m ³
2a. Etapa de construcción	220 300 m ³
3a. Etapa de construcción	<u>629 400 m³</u>
Total cortina	1 363 800 m ³

Diques:	<u>55 300 m³</u>
T o t a l	<u>1 419 100 m³</u>

4.3.1.3 Explotación de bancos.

Como puede observarse en los perfiles estratigráficos de los pozos, los bancos localizados están formados básicamente por una capa superficial de arcilla negra, - muy plástica, subyaciéndole capas en desorden de arcillas arenosas o limosas que van - perdiendo finos y plasticidad, con la profundidad, hasta llegar a constituirse en conglomerados arcillosos, conglomerados de roca caliza, y en algunos casos en la propia roca. Tomando en cuenta estas condiciones, se hizo patente la necesidad de realizar la explotación de los bancos en forma integral, utilizando de preferencia palas mecánicas.

El despalme en todos los bancos estudiados será mínimo, reduciéndose prácticamente a retirar una pequeña capa de aproximadamente 20 cm de espesor, contaminada con raíces de cultivos y de pequeños arbustos.

Atendiendo a la posición de los bancos de préstamo y a sus volúmenes disponibles, el aprovechamiento del material impermeable deberá programarse, para ser usa-

do, en la forma siguiente:

a) Para la primera etapa de construcción de la cortina se usarán los bancos 1, 2A y 2B, los cuales en conjunto disponen de 618 400 m³. Este volumen resulta escasamente equivalente al necesario, considerando los desperdicios, por lo tanto, deberá disponerse de un volumen reducido del banco 2C para completar el requerido.

b) Para la segunda etapa de construcción (cierre de la cortina), se emplearán parte del banco 2C y todo el banco 4, disponiéndose de más del doble del volumen necesario. Es conveniente este amplio margen de seguridad en esta etapa crítica de la construcción, teniendo en cuenta que puede inundarse parte de la superficie ocupada por el banco 2C al formarse el vaso con el cierre de la cortina.

El banco 3 se usará para la construcción del corazón impermeable del Dique 1 y el material sobrante podrá aprovecharse en la tercera etapa de construcción de la cortina.

c) Para la tercera etapa de construcción, supuesta desde la cota 200,00 m hasta la terminación de la cortina, se usarán los bancos restantes 5 y 6, que disponen de 929 500 m³, volumen que cubre el necesario para esta etapa con un buen margen de seguridad.

4.3.2 Sobre la grava y arena.

4.3.2.1 Características generales.

En términos generales, el material estudiado para usarse en los respaldos estabilizantes de la cortina, está constituido principalmente por grava mal y bien graduadas (GP y GW), y por un reducido volumen de arenas mal graduadas (SP). De acuerdo con las gráficas granulométricas del material en greña puede considerarse, en gran promedio, que los bancos de préstamo contienen 65% de grava, 33% de arena y 2% de finos. Estos materiales se consideran adecuados para usarse en zonas permeables y como elementos pesados en los respaldos estabilizantes de la cortina.

Los materiales en cuestión no son susceptibles de agrietamiento y en general presentan muy buena resistencia a la tubificación, excepción hecha de las arenas, pero éstas constituyen un volumen pequeño, por lo que se considera que al mezclarse con las gravas no causarán problemas.

En los respaldos estabilizantes de la cortina constituidos por grava y arena, se deberá alcanzar una compacidad relativa superior al 80%, con objeto de garantizar -

que los asentamientos en estas zonas sean mínimos y que no se presentarán problemas de licuación. Se recomienda evitar la segregación del material, colocándolo en la cortina, a nivel, en forma de montones y extendiéndolo con un tractor.

4.3.2.2 Requerimiento y disponibilidad del material.

Como puede verse en el Plano de Localización de Bancos de Préstamo, los bancos localizados se extienden a lo largo del río, en una longitud aproximada de 14 km; 6 hacia aguas arriba y 8 hacia aguas abajo del eje de la cortina. Estos bancos localizados corresponden a playones visibles durante la época de los estudios, pero puede disponerse de este material en casi todo el cauce del río.

Suponiendo que en cada orilla se explote una franja de 100 m y que la excavación sea de 5 m de profundidad media, bastará explotar una longitud de 11 km a lo largo del río para obtener 11 000 000 m³.

Aunque los pozos excavados en los playones de grava y arena del río se suspendieron a una profundidad máxima de 3.00 m por haberse llegado al nivel de aguas freáticas, se considera que todo el cauce del río está ocupado por material de relleno con espesores semejantes al mostrado en el perfil geológico de la boquilla; donde se ha calculado un espesor medio de 8.55 m. Sin embargo, como se indica en el párrafo anterior, sólo se han considerado 5.00 m de excavación para calcular el volumen de material disponible.

Por lo que se refiere a los volúmenes necesarios de este material, medidos en el sitio de su colocación, se presentan los siguientes datos:

Cortina:	
1a. Etapa	2 678 500 m ³
2a. Etapa	1 659 900 m ³
3a. Etapa	<u>3 206 600 m³</u>
Total cortina	7 545 000 m ³
Diques:	<u>140 600 m³</u>
T o t a l	<u>7 685 600 m³</u>

El volumen de material necesario para la fabricación del concreto no se ha tomado en cuenta en el análisis anterior, considerando que es muy pequeño comparado con los requeridos por la cortina y que la cantidad de material disponible es, con mucho,

mayor que la del material necesario.

4.3.2.3 Explotación de bancos.

De acuerdo con la posición de los bancos de préstamo y con los volúmenes de material requeridos para cada etapa de construcción de la cortina, el aprovechamiento del material deberá programarse en la forma siguiente:

Para la primera etapa de construcción, se puede utilizar la parte del cauce del río situada hacia aguas arriba de la boquilla. Para la segunda etapa de construcción (cierre de la cortina) conviene explotar el cauce hacia aguas abajo de la boquilla; y en la tercera etapa tendrá que recurrirse al cauce del río desde Bacubirito hacia aguas arriba.

Se recomienda dejar sin explotar los primeros 200 m cercanos al pie del talud de la cortina, tanto aguas abajo como aguas arriba.

4.3.3 Sobre la roca.

De acuerdo con las pruebas realizadas, el banco de préstamo estudiado puede proporcionar la cantidad necesaria de roca selecta para los chapeos de protección de los taludes de la cortina.

PROYECTO PRESA BACURATO, SIN.
ESTUDIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.
RESUMEN DE CARACTERISTICAS DEL MATERIAL IMPERMEABLE

Cuadro 4-1

Hoja 3 de 4

BANCO	POZO	PROF. m	GRANULOMETRIA			DENSIDAD S _s	LIMITES DE CONSISTENCIA			S.U.C.S.	COMPACTACION			
			GRAVA %	ARENA %	FIOS %		L.L.	L.P.	I.P.		γ _{opt.} kg/m ³	w _{opt.} %	e	G _w %
4	CD-3-4	3.50	-	40.5	59.5	2.59	50.0	18.2	31.8	CL-CH	1 575	22.0	0.699	81.48
	DE-3-4	2.00	-	52.8	47.2	2.60	56.0	20.2	35.8	SC	1 460	17.2	0.779	57.33
5	A-1	2.50	-	41.8	58.2	2.82	40.4	18.7	21.7	CL	1 760	17.1	0.600	80.28
	A-2	2.50	3.8	31.4	64.8	2.61	67.7	28.5	39.2	CH	1 580	20.2	0.653	80.80
	A-4	2.00	-	36.9	63.1	2.77	60.3	31.5	28.8	MH	1 360	25.0	0.970	70.03
	B-1	1.50	3.6	31.4	65.0	2.69	46.6	20.4	26.2	CL	1 700	20.2	0.581	93.52
	B-2	3.00	6.3	37.7	56.0	2.75	51.7	22.6	29.1	CH	1 560	20.1	0.761	72.56
	B-3	3.00	7.6	31.2	61.7	2.72	47.5	22.3	25.2	CL	1 705	18.7	0.595	85.39
	B-4	3.00	14.6	21.0	64.4	2.72	63.3	22.5	40.8	CH	1 530	23.4	0.777	81.82
	B-6	3.00	11.0	14.1	74.9	2.73	63.9	27.3	36.6	CH	1 680	16.3	0.626	71.18
	B-8	2.00	-	12.6	87.4	2.63	72.7	25.7	47.0	CH	1 500	24.5	0.755	85.37
	C-3	3.00	9.0	20.7	70.3	2.73	49.2	24.8	15.4	CL	1 650	17.5	0.656	72.92
	C-4	3.00	10.5	28.3	61.2	2.93	47.0	27.7	19.3	ML	1 586	19.0	0.830	65.52
	C-5	3.00	-	40.0	60.0	2.75	52.2	19.2	33.0	CH	1 656	17.3	0.659	72.08
	C-6	3.00	2.3	25.6	72.1	2.72	58.9	32.7	26.2	MH	1 595	20.0	0.704	77.22
	C-10	3.00	-	34.2	65.8	2.67	75.7	29.0	46.7	CH	1 385	27.7	0.925	79.83
D-10	3.00	0.9	21.5	77.6	2.63	56.8	24.2	32.6	CH	1 460	23.3	0.893	76.39	

PROYECTO PRESA DACURATO, SIN.
ESTUDIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION
RESUMEN DE CARACTERISTICAS DEL MATERIAL IMPERMEABLE

Cuadro 4-1

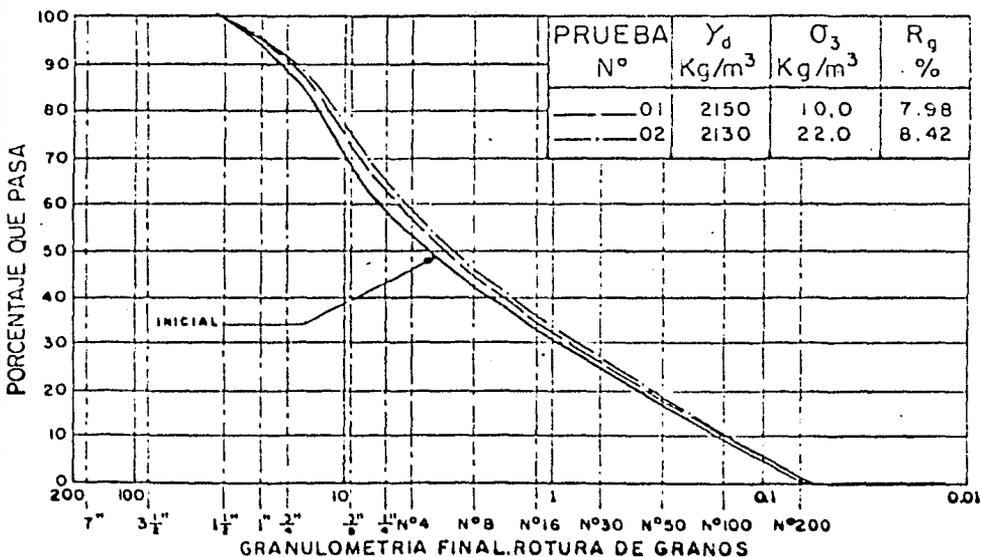
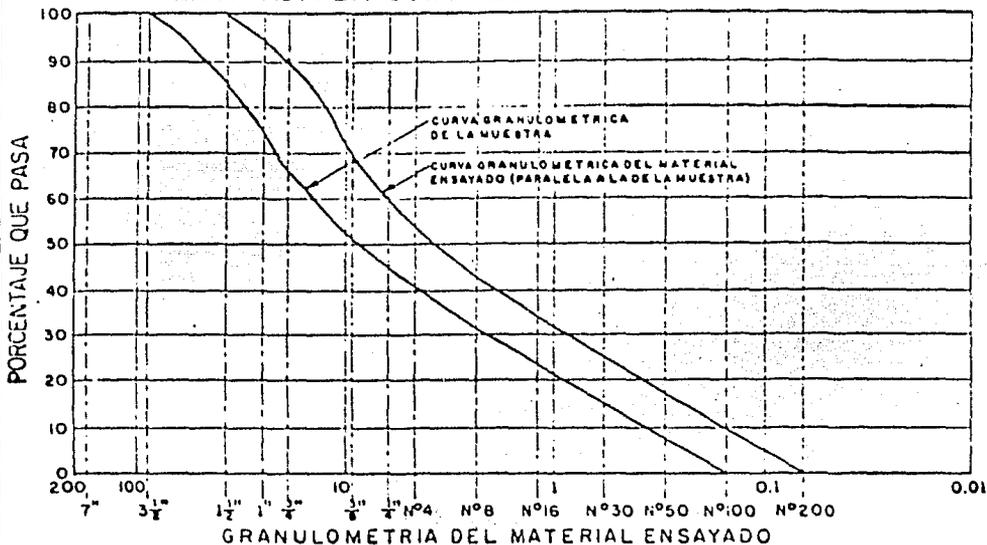
Hoja 4 de 4

BANCO	POZO	PROF. m	GRANULOMETRIA			DENSIDAD S _s	LIMITES DE CONSISTENCIA			SUCS.	C O M P A C T A C I O N			
			GRAVA %	ARENA %	FINOS %		L.L.	L.P.	I.P.		γ _{opt.} kg/m ³	ω _{opt.} %	e	G _w %
6	A-11	2.30	4.8	23.7	71.5	2.78	65.0	28.3	36.7	CH	1.495	21.6	0.858	69.90
	B-2	3.00	9.6	50.4	40.0	2.77	45.6	23.9	21.7	SC	1.412	21.0	0.921	61.76
	B-3	2.00	-	21.4	78.6	2.55	57.7	29.5	28.2	CH	1.408	22.8	0.811	71.70
	B-12	3.00	9.8	44.8	45.4	2.50	47.9	28.5	19.4	SM	1.555	19.3	0.603	79.42
	B-13	3.00	-	23.4	76.6	2.80	52.8	29.3	23.5	MH	1.438	22.1	0.947	65.38
	C-2	1.20	18.2	27.4	54.4	2.79	46.9	27.2	19.7	ML	1.590	18.6	0.757	69.37
	C-10	3.00	-	34.2	65.8	2.46	60.0	26.4	33.6	CH	1.570	19.0	0.565	82.61
	C-12	3.00	-	37.1	62.9	2.71	51.4	26.9	24.5	CH	1.553	19.0	0.745	69.09
	D-13	3.00	26.6	40.6	32.8	2.69	51.1	27.6	23.5	SM	1.420	25.0	0.892	75.30
	D-14	3.00	-	15.9	84.1	2.67	49.6	29.5	20.1	ML	1.440	24.5	0.851	76.80

PROYECTO PRESA BACURATO, SIN.
ESTUDIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION
RESUMEN DE CARACTERISTICAS DEL MATERIAL IMPERMEABLE

Banco	Pozo	GRANULOMETRIA			S.U.C.S.	COMPACTACION				PERMEABILIDAD					NO CONSOLIDADO				
		Grava %	Arena %	Finos %		$\gamma_{opt.}$ kg/m ³	$w_{opt.}$ %	e	G_w %	γ kg/m ³	w %	Compac- tación %	e	k cm/s	γ kg/m ³	w %	Compac- tación %		
1	B-5	-	35.8	64.2	CL	1518	19.8	0.781	68.51								1431	32.44	94.1
2B	A-1	-	25.9	74.1	MH	1355	22.4	0.897	64.18								1274	39.80	94.1
2C	C-6	-	25.6	74.4	CH	1412	27.4	0.978	78.29								1340	38.47	94.1
4	BC-6	-	43.6	56.4	CL	1595	17.5	0.624	72.61								1499	28.52	94.1
4	DE3-4	-	52.8	47.2	SC	1460	17.2	0.779	57.33								1385	33.49	94.1
5	B-8	-	12.6	87.4	CH	1500	24.5	0.755	85.37								1420	32.73	94.1
5	C-6	2.3	25.6	72.1	MH	1595	20.0	0.704	77.22								1508	29.36	94.1
6	C-10	-	34.2	65.8	CH	1570	19.0	0.565	82.61								1483	26.75	94.1
1	A-3	-	54.0	46.0	SC	1660	19.3	0.645	81.78	1535	19.0	92.5	0.778	3.95x10 ⁻⁷					
1	B-7	-	25.0	75.0	CH	1665	20.9	0.561	96.76	1580	20.9	94.9	0.647	6.22x10 ⁻⁷					
2A	D-8	-	51.8	48.2	SC	1615	22.0	0.604	94.42	1530	22.0	94.7	0.693	7.55x10 ⁻⁷					
2B	A-5	-	47.0	53.0	CH	1662	18.9	0.618	82.17	1585	20.9	95.4	0.696	3.80x10 ⁻⁷					
3	B-5	-	58.1	41.9	SC	1352	28.8	1.011	77.42	1280	22.8	94.7	1.125	1.94x10 ⁻⁷					
3	D-4	-	32.1	67.9	CH	1458	25.0	0.782	83.06	1390	24.5	95.3	0.872	3.28x10 ⁻⁷					
5	A-4	-	36.9	63.1	MH	1380	25.0	0.970	70.03	1320	22.0	95.7	1.063	3.36x10 ⁻⁷					
6	B-13	-	23.4	76.6	MH	1438	22.1	0.947	65.38	1350	22.0	93.9	1.073	1.95x10 ⁻⁷					
6	C-12	-	37.1	62.9	CH	1553	19.0	0.745	69.09	1475	19.1	95.0	0.835	1.44x10 ⁻⁷					

PROYECTO PRESA BACURATO, SIN.
 GRANULOMETRIAS DE LA MUESTRA DE GRAVA Y ARENA
 ENSAYADA EN COMPRESION TRIAXIAL



PROYECTO PRESA BACURATO, S
ESTUDIO DE MATERIALES DE CONST
RESUMEN DE CARACTERISTICAS DE GRAVA
CON RELACION A SU USO COMO MATERIALES P

POZO	PROF. m	GRANULOMETRIA			S.U.C.S.
		GRAVA %	ARENA %	FINOS %	
1	1.50	75.2	22.7	2.1	GW
2	2.00	56.9	41.2	1.9	GP
3	2.00	56.3	38.5	5.2	GW-GC
5	3.00	72.3	25.5	2.2	GP
8	2.20	68.6	29.4	2.0	GP
9	3.00	58.0	40.3	1.7	GP
11	1.60	71.7	26.2	2.1	GP
12	3.00	81.2	15.7	3.1	GP
13	1.50	31.2	67.3	1.5	SP
15	3.00	61.6	37.0	1.4	GP
16	1.70	65.9	32.8	1.3	GW
22	2.00	66.9	31.3	1.8	GW
23	2.50	57.4	41.4	1.2	GP
24	2.30	66.4	31.3	2.3	GW
25	2.20	61.1	36.4	2.5	GP
26	3.00	71.7	26.1	2.2	GW
32	3.80	69.7	28.1	2.2	GP
33	2.00	50.4	47.5	2.1	GP
35	1.50	48.2	50.6	1.2	SP
36	1.30	65.6	32.1	2.3	GW

COMPRESION TRIAXIAL (PRUEBA CONSOI

DATOS DE LA MUESTRA

MUESTRA	GRANULOMETRIA			PESO VOL.	PESO VOL.	PESO VOL.	COMPACIDAD RELATIVA %	DE
	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	MAXIMO kg/m ³	MINIMO kg/m ³	PROBETA kg/m ³		
1	54	46	—	2170	1970	2150	91.0	
2	54	46	—	2170	1970	2130	81.5	

**PROYECTO PRESA BACURATO, SIN.
ESTUDIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION
RESUMEN DE CARACTERISTICAS DE GRAVA Y ARENA
RELACION A SU USO COMO MATERIALES PARA LA CORTINA**

CUADRO 4-4

POZO	PROF. m	GRANULOMETRIA			S.U.C.S.	PESO VOL. MAXIMO kg/m ³
		GRAVA %	ARENA %	FINOS %		
1	1.50	75.2	22.7	2.1	GW	2100
2	2.00	56.9	41.2	1.9	GP	2123
3	2.00	56.3	38.5	5.2	GW-GC	2121
5	3.00	72.3	25.5	2.2	GP	2117
8	2.20	68.6	29.4	2.0	GP	2146
9	3.00	58.0	40.3	1.7	GP	2128
11	1.60	71.7	26.2	2.1	GP	2135
12	3.00	81.2	15.7	3.1	GP	2057
13	1.50	31.2	67.3	1.5	SP	2114
15	3.00	61.6	37.0	1.4	GP	2120
16	1.70	65.9	32.8	1.3	GW	2150
22	2.00	66.9	31.3	1.8	GW	2150
23	2.50	57.4	41.4	1.2	GP	2125
24	2.30	66.4	31.3	2.3	GW	2153
25	2.20	61.1	36.4	2.5	GP	2117
26	3.00	71.7	26.1	2.2	GW	2175
32	3.80	69.7	28.1	2.2	GP	2145
33	2.00	50.4	47.5	2.1	GP	2125
35	1.50	48.2	50.6	1.2	SP	2117
36	1.30	65.6	32.1	2.3	GW	2160

CUADRO 4-5

ESION TRIAXIAL (PRUEBA CONSOLIDADA-DRENADA)

DATOS DE LA MUESTRA							VALORES OBTENIDOS EN LA PRUEBA		
GRANULOMETRIA	PESO VOL. MAXIMO	PESO VOL. MINIMO	PESO VOL. PROBETA	COMPACIDAD RELATIVA	DENSIDAD	e _i	φ _o AL ORIGEN	σ ₃ kg/cm ²	σ ₁ -σ ₃ kg/cm ²
A FINOS %	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	%	S _s				
—	2170	1970	2150	91.0	2.63	0.219	41°20'	10.0	38.88
—	2170	1970	2130	81.5	2.63	0.232	38°09'	22.0	70.98

PROYECTO PRESA BACURATO, SIN.
ESTUDIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION
RESUMEN DE CARACTERISTICAS DE LA GRAVA Y LA ARENA
CON RELACION A SU USO COMO AGREGADOS PARA EL CONCRETO

POZO	PROF. m	GRANULOMETRIA			DENSIDAD		PESO VOLUMETRICO COMPACTADO		PESO VOLUMETRICO SUELTO		ABSORCION	
		GRAVA %	ARENA %	FINOS %	GRAVA	ARENA	GRAVA kg/m ³	ARENA kg/m ³	GRAVA kg/m ³	ARENA kg/m ³	GRAVA %	ARENA %
1	1.50	75.2	22.7	2.1	2.61	2.60	1870	1896	1680	1700	1.4	3.2
3	2.00	56.3	38.5	5.2	2.58	2.59	1872	1890	1685	1710	1.0	2.9
8	2.20	68.6	29.4	2.0	2.69	2.59	1875	1898	1687	1708	1.1	2.7
11	1.60	71.7	26.2	2.1	2.67	2.60	1810	1895	1670	1701	1.1	2.0
16	1.70	65.9	32.8	1.3	2.60	2.58	1875	1896	1680	1703	1.1	2.1
17	3.00	70.7	27.7	1.6	2.74	2.59					0.6	2.1
19	2.00	64.9	33.0	2.1	2.62	2.56					1.2	2.9
20	2.00	76.5	21.1	2.4	2.61	2.55					1.3	2.9
21	2.20	78.0	19.6	2.4	2.60	2.51					1.0	3.0
22	2.00	66.9	31.3	1.8	2.67	2.64	1869	1891	1683	1700	1.2	2.1
24	2.30	66.4	31.3	2.3	2.61	2.60	1872	1898	1681	1704	1.1	2.0
26	3.00	71.7	26.1	2.2	2.61	2.63	1868	1885	1685	1708	1.3	2.1
27	2.00	55.6	42.5	1.9	2.58	2.63					1.1	2.1
28	1.70	68.0	29.4	2.6	2.64	2.60					1.1	2.1
29	1.50	63.4	33.8	2.8	2.66	2.63					1.0	3.0
30	2.20	64.6	34.1	1.3	2.63	2.61					1.1	1.9
31	3.50	78.5	19.6	1.9	2.68	2.57					1.7	3.0
32	3.80	69.7	28.1	2.2	2.57	2.63	1870	1892	1672	1707	1.1	2.0
34	1.80	75.8	21.8	2.4	2.62	2.60					1.1	2.1
36	1.30	65.6	32.1	2.3	2.66	2.61	1873	1890	1669	1700	1.1	1.1

ANALISIS PETROGRAFICO

Fración grava.- Fragmentos de forma subredondeada a subangulosa, compuestos principalmente por andesitas y tobas en la matriz, material calcáreo, fragmentos de riolitas, areniscas y pedernal. Estos materiales se consideran como potencialmente reactivos con los álcalis del cemento.

Fración arena.- Arena de tamaño fino a grueso, compuesta principalmente por andesitas, riolitas, tobas, calizas, cristal de roca, cuarzo lechoso, feldespatos, ferromagnesianos, magnetitas y material arcilloso; es decir, contiene potencialmente reactivos con los álcalis del cemento.

INTEMPERISMO ACELERADO

Esta prueba fue realizada según el método A.S.T.M. C 88 usándose una solución de sulfato de sodio. No se obtuvo pérdida después de cinco ciclos; comprobándose así la buena calidad y uniformidad del material en cuanto a la dureza de los agregados.

ABRASION

Esta prueba se efectuó usando la máquina de Los Angeles, según el método A.S.T.M. C 131. Las pérdidas obtenidas resultaron ser inferiores a las especificadas según especificación A.S.T.M. C 33. (Véase hoja de pruebas en el Apéndice).

PROYECTO PRESA BACURATO, SIN.

ESTUDIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

RESUMEN DE CARACTERISTICAS DE LA GRAVA Y LA ARENA

CON RELACION A SU USO COMO AGREGADOS PARA EL CONCRETO

CUADRO 4-6

N	DENSIDAD		PESO VOLUMETRICO COMPACTADO		PESO VOLUMETRICO SUELTO		ABSORCION		MODULO DE FINURA	PERDIDA POR LAVADO %	CONTENIDO DE MATERIA ORGANICA (COLORIMETRIA)
	GRAVA	ARENA	GRAVA kg/m ³	ARENA kg/m ³	GRAVA kg/m ³	ARENA kg/m ³	GRAVA %	ARENA %			
1	2.61	2.60	1870	1896	1680	1700	1.4	3.2	2.79	8.3	En el límite
2	2.58	2.59	1872	1890	1685	1710	1.0	2.9	2.65	12.0	Superior al límite
0	2.69	2.59	1875	1898	1687	1708	1.1	2.7	2.70	6.5	En el límite
1	2.67	2.60	1810	1895	1670	1701	1.1	2.6	2.64	7.5	En el límite
5	2.60	2.58	1875	1896	1680	1703	1.1	2.8	2.82	3.8	Inferior al límite
5	2.74	2.59					0.6	2.7	3.18	5.7	
1	2.62	2.56					1.2	2.5	2.65	6.1	
4	2.61	2.55					1.3	2.5	2.05	10.2	
4	2.60	2.51					1.0	3.6	3.00	10.6	
8	2.67	2.64	1869	1891	1683	1700	1.2	2.1	2.93	5.3	En el límite
3	2.61	2.60	1872	1898	1681	1704	1.1	2.0	3.11	6.8	En el límite
2	2.61	2.63	1868	1885	1685	1708	1.3	2.2	3.11	7.5	Superior al límite
9	2.58	2.63					1.1	2.1	3.28	4.2	
6	2.64	2.60					1.1	2.7	2.89	8.0	
8	2.66	2.63					1.0	3.0	2.85	7.7	
3	2.63	2.61					1.1	1.9	3.44	3.6	
9	2.68	2.57					1.7	3.1	2.90	8.8	
2	2.57	2.63	1870	1892	1672	1707	1.1	2.0	2.80	7.4	Superior al límite
4	2.62	2.60					1.1	2.0	2.12	10.0	
3	2.66	2.61	1873	1890	1669	1700	1.1	1.9	3.00	6.6	En el límite

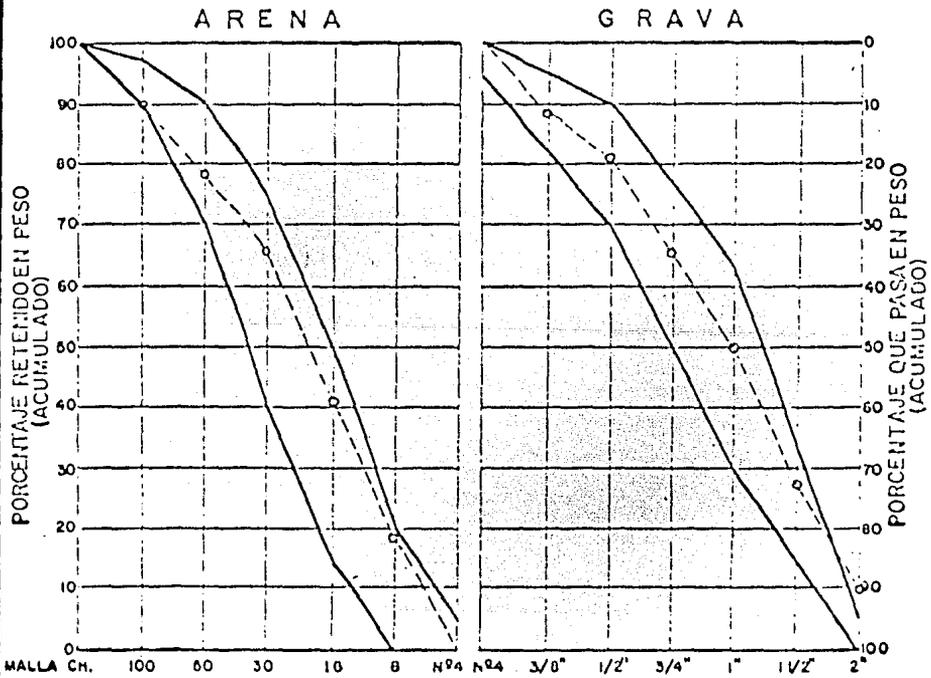
subredondeada a subangulosa, compuestos principalmente por andesitas y tobas con vidrios de bajo índice de refracción en riolitas, areniscas y pedernal. Estos materiales se consideran como potencialmente reactivos con los álcalis del cemento a grueso, compuesta principalmente por andesitas, riolitas, tobas, calizas, esquistos, areniscas, pedernal, cuarzo, apatos, ferromagesianos, magnetitas y material arcilloso; es decir, contiene materiales considerados como potencialmente reactivos al cemento.

de ASTM. C 88 usándose una solución de sulfato de sodio. No se obtuvo pérdida de peso, ni agrietamiento en las gravas, así la buena calidad y uniformidad del material en cuanto a la dureza de los granos.

de Los Angeles, según el método A S.T.M. C 131. Las pérdidas obtenidas resultaron bastante menores de las tolerables (ver hoja de pruebas en el Apéndice).

PROYECTO PRESA BACURATO, SIN.
 GRANULOMETRIAS SEPARADAS DE LA GRAVA Y LA ARENA

Banco Couce del río Pozo 22 Profundidad _____
 Muestra _____ Est. _____ Fecha Diciembre de 1971



Observaciones: Los porcentajes retenidos acumulados, se calcularon basándose en las granulometrías del material en grña. Las curvas continuas representan los límites ASTM, y las punteadas las curvas granulométricas del material en cuestión.

B I B L I O G R A F I A

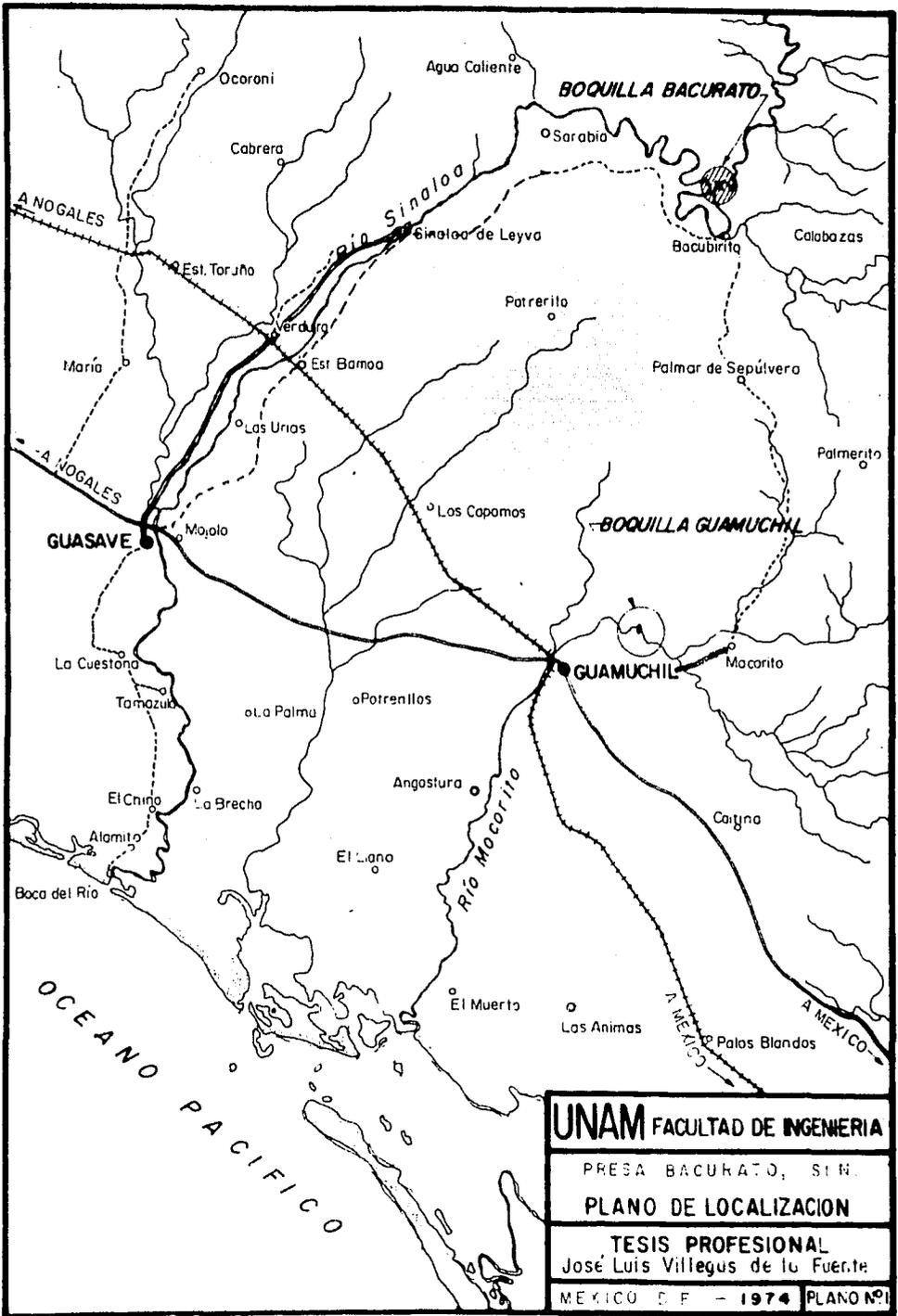
- 1.- Benassini Aurelio
Tratamiento de la Cimentación para Cortinas del tipo de Tierra y Roca. Revista "Ingeniería" Vol. XXXIV. 1964.
- 2.- CIEPS, s.c. (Ingenieros Consultores y Projectistas)
Informe del Estudio de Materiales de construcción de la Presa Bacurato, Sinaloa. 1971.
- 3.- CIEPS, s.c. (Ingenieros Consultores y Projectistas)
Informes de avance del Proyecto Bacurato, Sinaloa. 1971-1972.
- 4.- García Cervantes Ernesto
Aplicación del Planímetro al Método Sueco para la Modificación al Análisis de Estabilidad de los Taludes. Ingeniería Hidráulica en México. 1957.
- 5.- Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez Alfonso
Mecánica de Suelos. Vols. I, II, III. Facultad de Ingeniería. U.N.A.M. 1969.
- 6.- Krynine P. Dimitri
Judd R. William
Principios de Geología y Geotecnia para Ingenieros. Ediciones Omega, S.A. 1961.

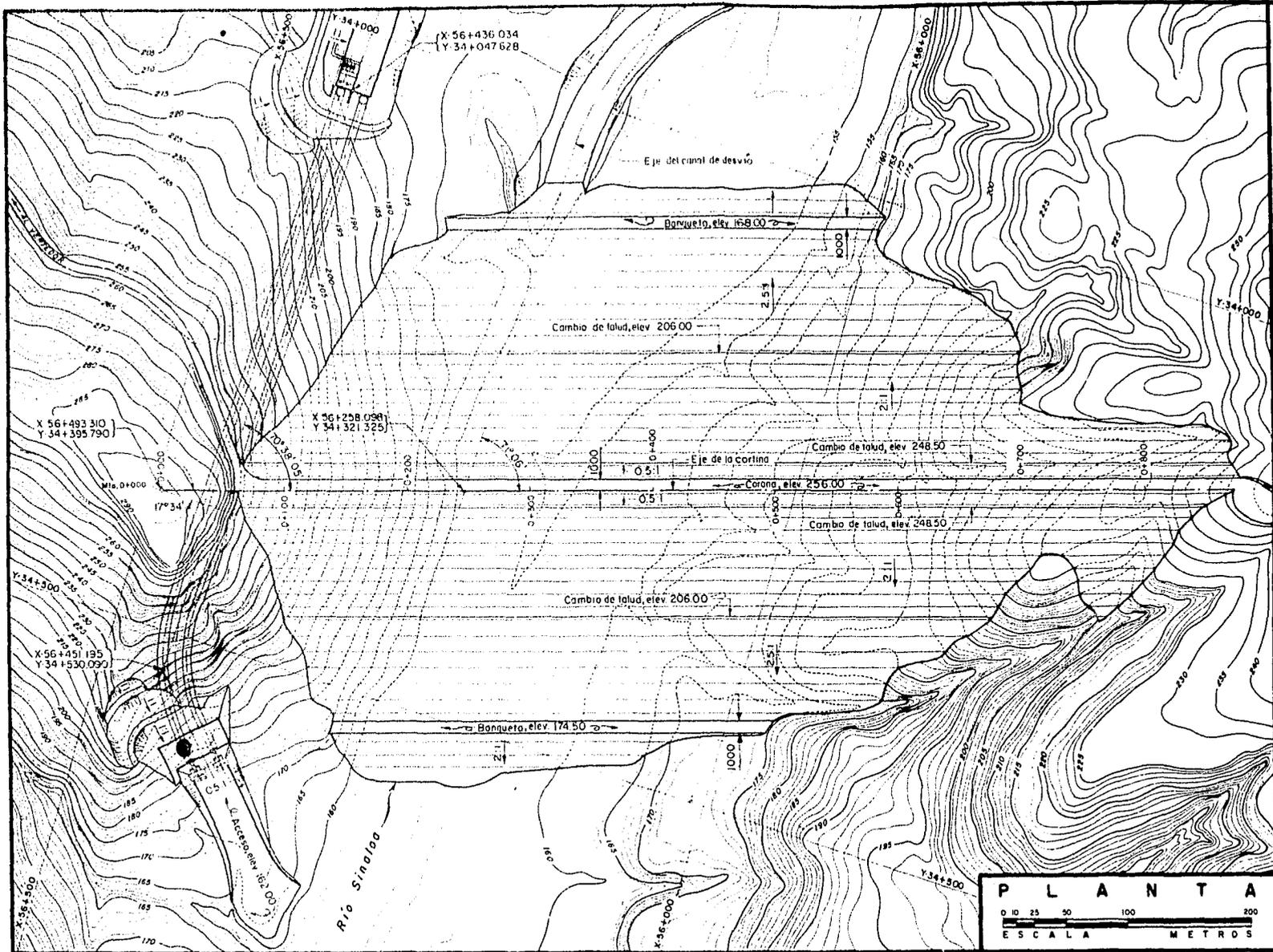
- 7.- Marsal J. Raúl
Reséndiz N. Daniel
- Notas preliminares sobre Fundamentos del Diseño y Construcción de Presas de Tierra y Enrocamiento. Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. 1967.
- 8.- Sherard L. J. Woodward
J. R. Giziensky y
Clevenger A.W.
- Earth and Earth - Rock Dams. John Wiley and Sons. 1963.
- 9.- Secretaría de Recursos Hidráulicos. Dirección de Proyectos. Departamento de Ingeniería Experimental.
- Manual de Mecánica de Suelos. 1970.
- 10.- Secretaría de Recursos Hidráulicos. Dirección de Proyectos. Departamento de Ingeniería Experimental.
- Manual de Concreto. 1970.
- 11.- Secretaría de Recursos Hidráulicos. Consultivo Técnico.
- Instrucciones sobre las operaciones de inyectado. 1963.
- 12.- Tamez González E.
- Principios del Diseño de Construcción de Presas de Tierra. S.R.H. 1963.
- 13.- U.S.B.R.
- Earth Manual. U.S. Government Printing Office. 1968.
- 14.- U.S.B.R.
Department of the Interior
- Design of Small Dams. U.S. Government Printing Office. 1961.

15.- VARIOS.

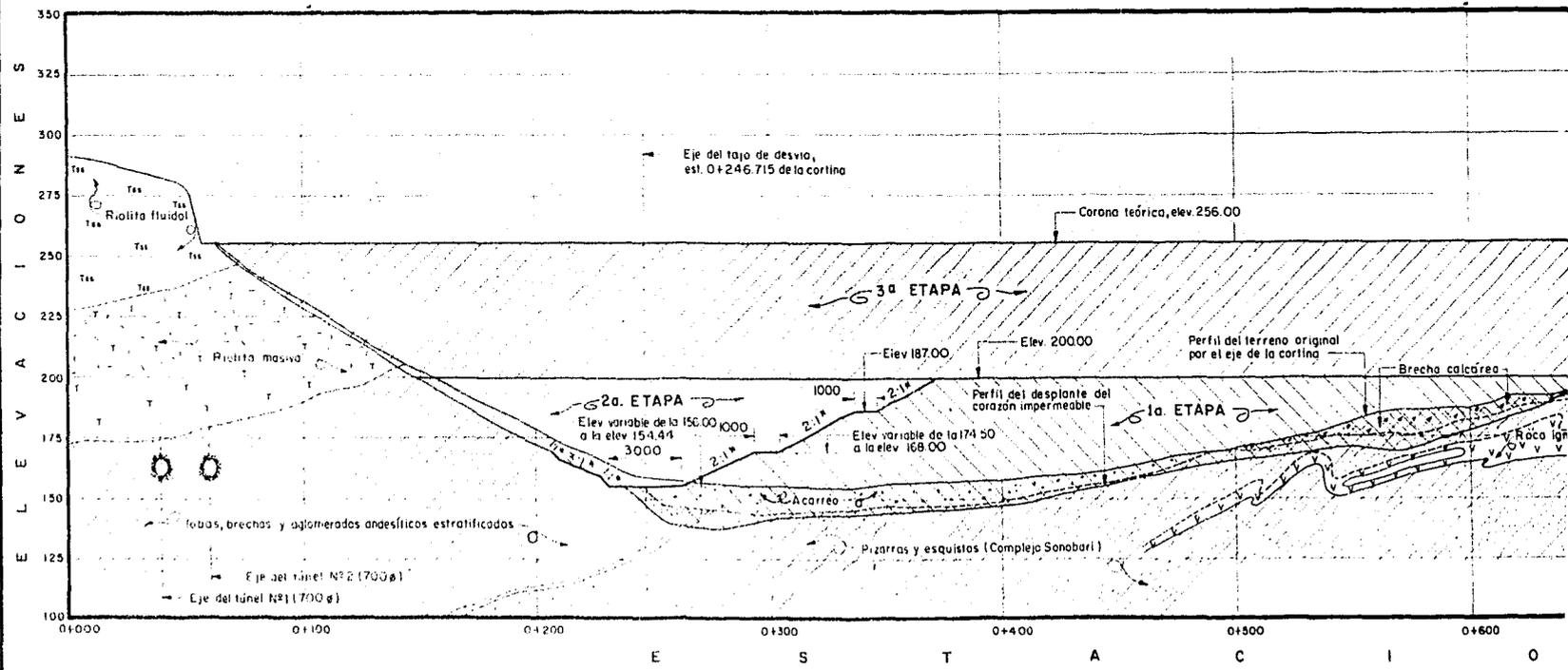
Contribuciones de la Mecánica de
Suelos al Diseño y Construcción de
Presas de Tierra.

Traducción y recopilación por R. J.
Marsal y E. Tamez. S.R.H. 1961.





Banqueta
 Entrocamiento
 Material impermeable
 Filtro
 260
 250
 240
 230
 220
 210
 200
 190
 180
 170
 160
 150

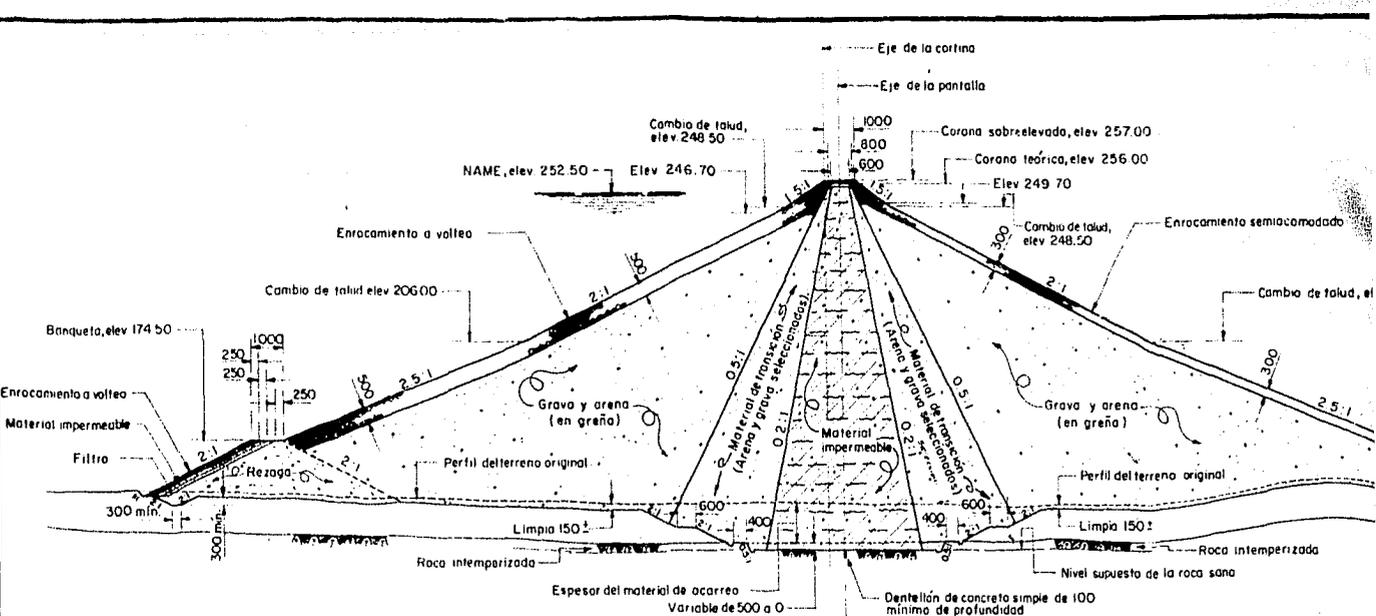
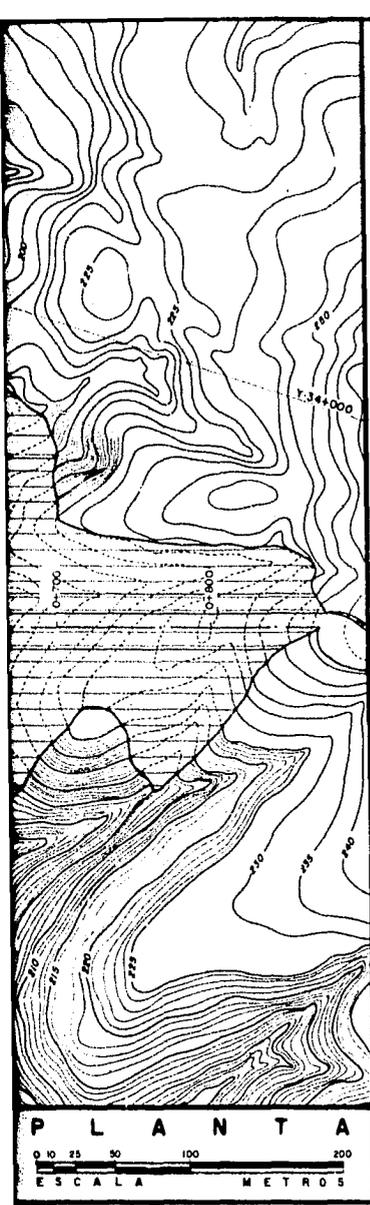


CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE I

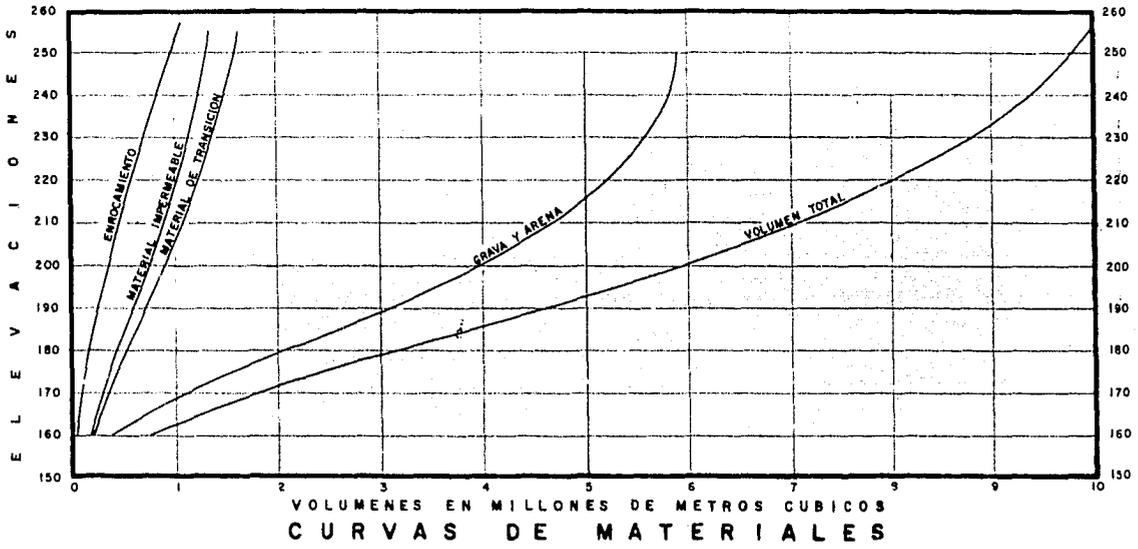
Elaborado por C. I. E. P. S. S. C.
 para la Secretaría de Recursos Hidráulicos
 según Contrato para Estudios N° E1-71-31
 clave P 279 de fecha 30 de septiembre de 1971

C. I. E. P. S. S. C. Ingenieros Consultores e Investigadores
 Proyecto: EL SINAGUA
 Revisó: INGO. RAULAN M.
 Dibujo: H. VALAREZ B.
 Aprobó: INGO. VEGA A.

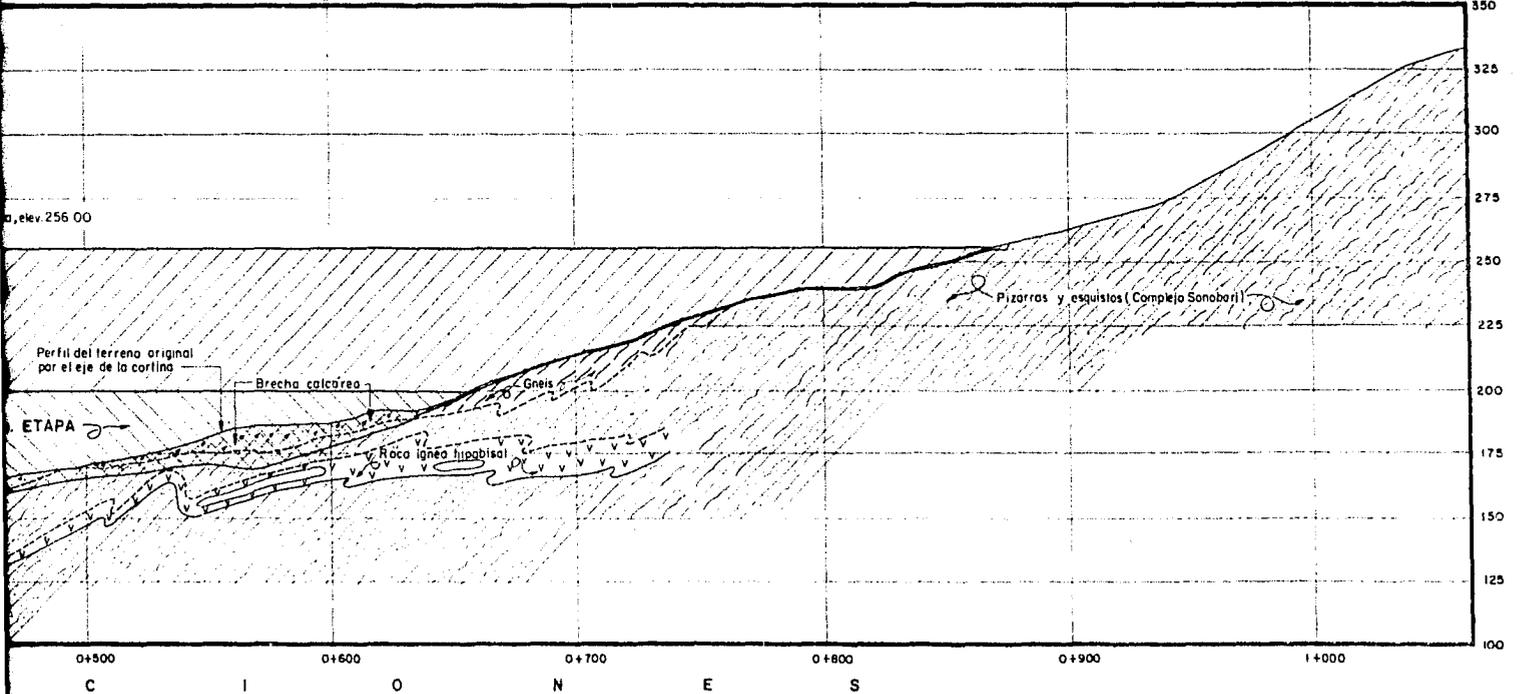
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION DE PROYECTOS
 Verificó: Aprobó:



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA



CANTIDAD	
CONCRETO	
Excavación
Material impermeable
Material de transición
Grava y arena
Enrocamiento a volteo
Enrocamiento semicomodado
Material de revestimiento
Concreto en dentellón



ETAPA POR EL EJE DE LA CORTINA

LISTA	
Plano general
Contraflechas y guardas
Cimentación plano N°1
Cimentación plano N°2
Cimentación plano N°3
Tratamiento de cimiento
Aparatos de medición de
instalación de piezómetro
Diques

NOTAS:
 Acotaciones: Los datos de Bacurati, Los datos de Sinlac, Sección de Geología, molas de t...

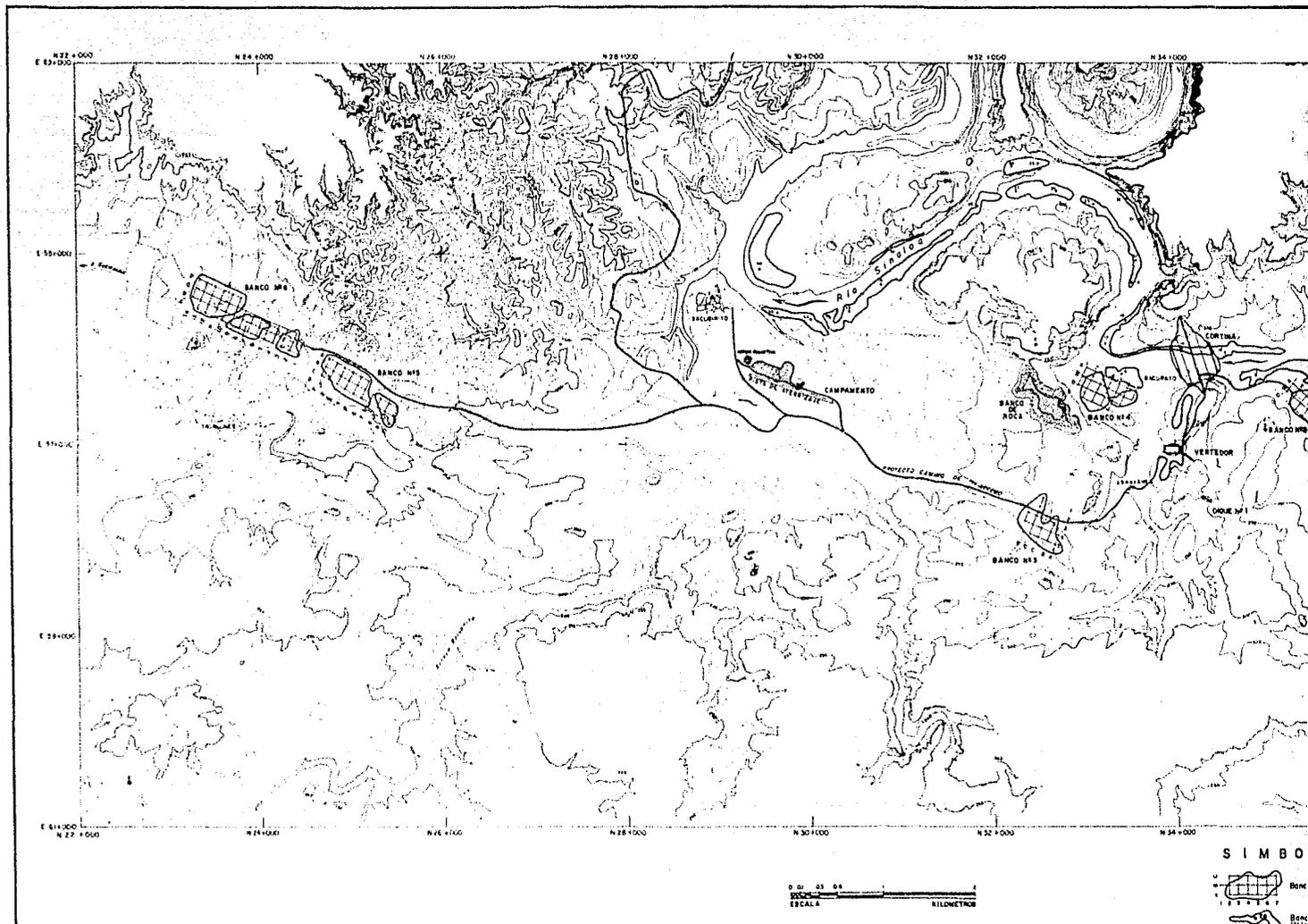
SECRETARIA DE RECURSOS HUMANOS
 DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS DE CONSTRUCCION
 DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS DE CONSTRUCCION DE OBRAS DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR DE PROYECTOS CONSULTIVO TECNICO

DIRECCION GENERAL

Recomendado

MEXICO, D.F. NOVIEMBRE DE 1958



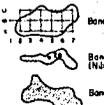
Elaborado por C. I. E. P. S. S. & C.
 2073 al Secretario de Recursos Hídricos
 según Contrato para Estudios N° 6171-51.
 Clave P-273 de fecha 30 de octubre de 1972.

C.I.E.P.S. de Ingeniería Consultoría y Proyectos
 Formado por: C.I.E.P.S. de Ingeniería Consultoría y Proyectos
 Rev. 1/72, 1/73, 1/74, 1/75, 1/76, 1/77, 1/78, 1/79, 1/80, 1/81, 1/82, 1/83, 1/84, 1/85, 1/86, 1/87, 1/88, 1/89, 1/90, 1/91, 1/92, 1/93, 1/94, 1/95, 1/96, 1/97, 1/98, 1/99, 2000.

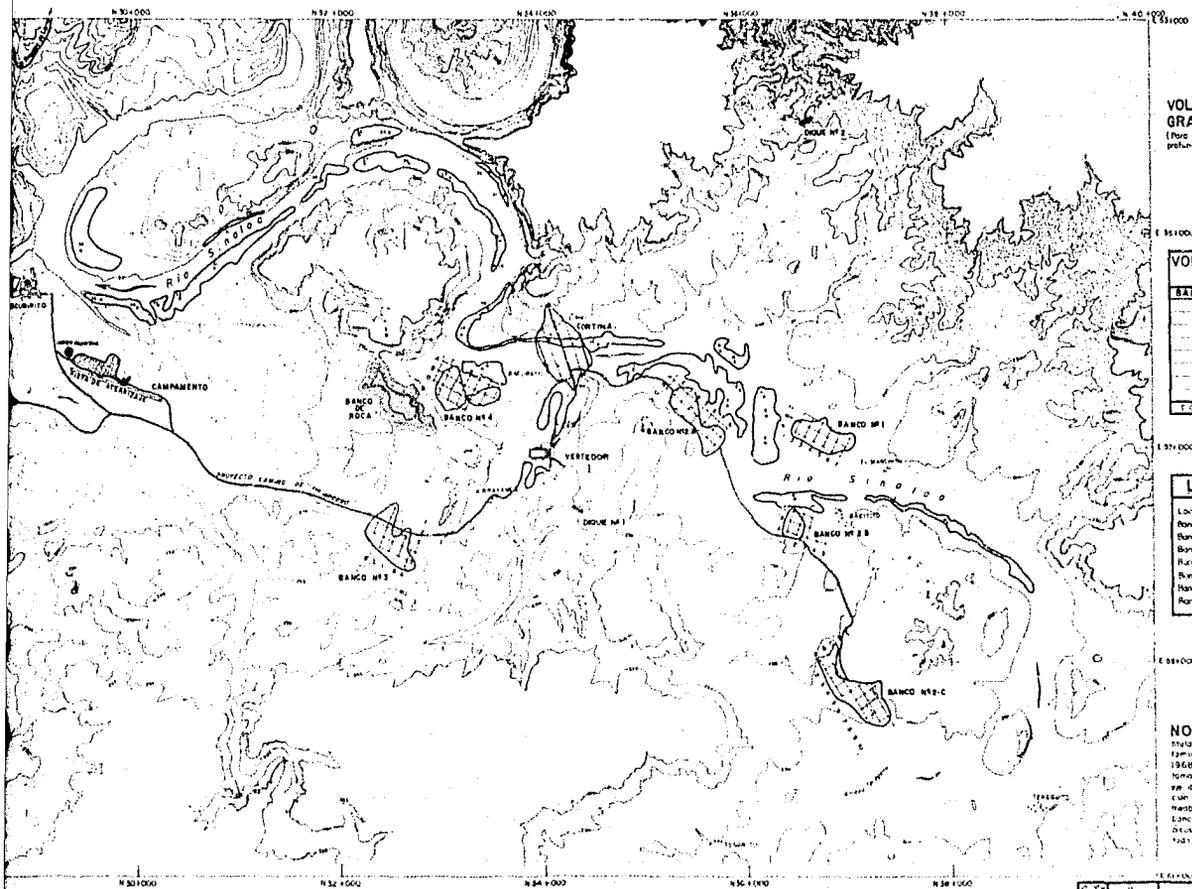
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRICOS
 DIRECCION DE PROYECTOS
 verted. Aprobado

PB - 134

SIMBO



0 0.5 1 2
 ESCALA SIMONETROS



VOLUMEN DISPONIBLE ESTIMADO DE GRAVA Y ARENA = 6 000 000 m³
 (Para una explotación de 6 km de longitud del curso del río y una profundidad media de 5 m.)

VOLUMENES DISPONIBLES ESTIMADOS DE MATERIAL IMPERMEABLE

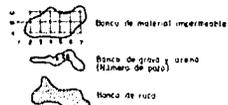
BANCO N°	CANTIDAD
1	286 400 m ³
2	232 000 m ³
3	123 000 m ³
4	56 4 000 m ³
5	277 000 m ³
6	210 500 m ³
7	365 500 m ³
8	468 000 m ³
TOTAL	2 297 400 m³

LISTA DE PLANOS

Localización de Bancos de Prestamo	PB-134
Banco de Prestamo No 1 de Material Impermeable	PB-135
Banco de Prestamo No 2 de Material Impermeable	PB-136
Banco de Prestamo No 3 C de Material Impermeable	PB-137
Banco de Prestamo No 3 de Material Impermeable	PB-138
Banco de Prestamo No 4 de Material Impermeable	PB-139
Banco de Prestamo No 5 de Material Impermeable	PB-140
Banco de Prestamo No 6 de Material Impermeable	PB-141

NOTAS: La obra de este plano es el Plano N° 2102-C-540 titulado "Obras de obra, Torosano, Bacurato y Santa María, Leona, Ejecución Topográfica", a escala 1:20000, de fecha Noviembre de 1966, autorizada por el Departamento S. A. - Los Bancos de préstamo están localizados con cuantía de purgables apropiada en el eje de explotación geológica, partiendo del monumento en su sitio con 0+000 y explotación 10+000. Los Bancos de material impermeable se demarcan con los datos de los puntos exactos. Los Bancos de grava y arena tienen marcadas líneas aproximadas de los datos visuales durante la planta de estudio, el material disponible puede variar al efecto del curso del río.

SIMBOLOGIA



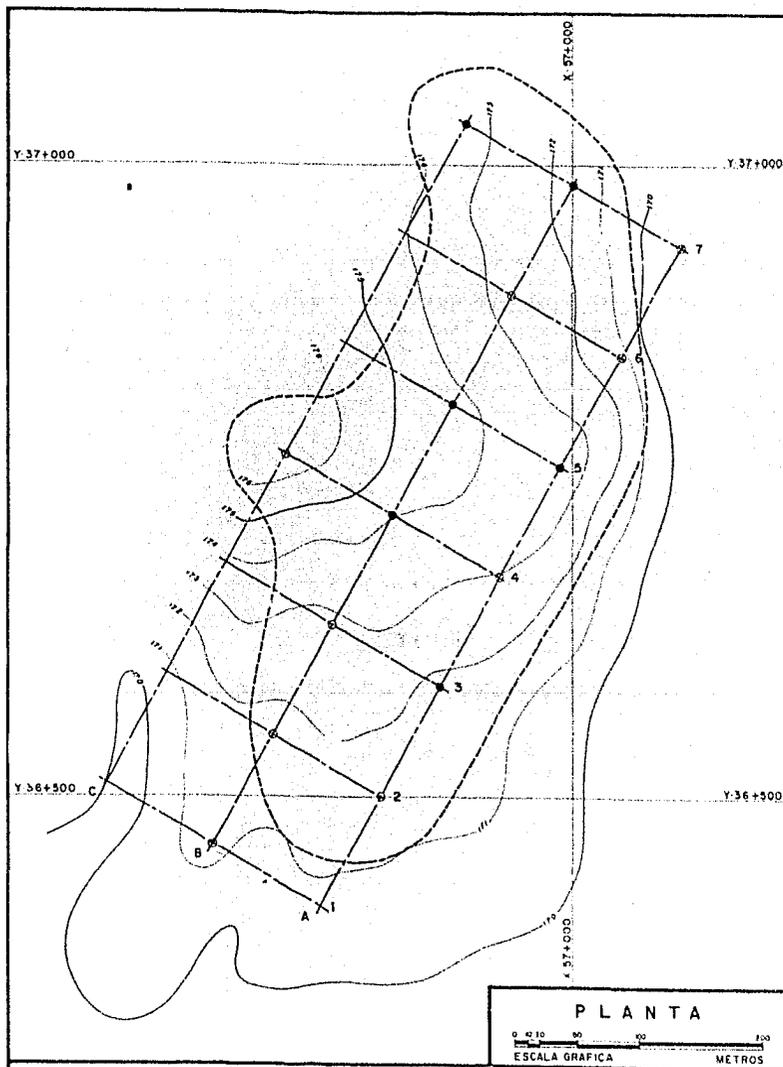
0 50 100
 ESCALA
 KILOMETROS

COMISION DEL RIO FUERTE

C. Distrito de Riego del Rio Sirolito, S. A.
PRESA BACURATO
LOCALIZACION DE BANCOS DE PRESTAMO

Proyecto	Presas de Riego	Contorno	Plan de Estudios	Plan de Estudios
Número de Proyecto	2102-C	Número de Hoja	1	1
Número de Hoja	1	Número de Plano	2102-C	1

PLANO N° 3

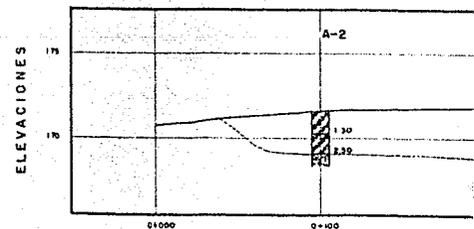
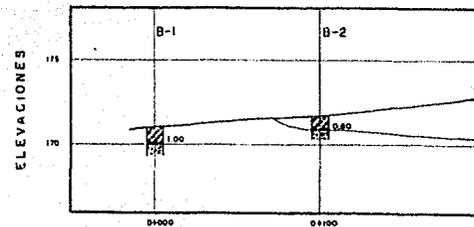
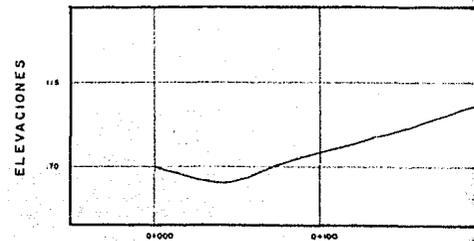


PLANTA

0 40 80 100 200
ESCALA GRAFICA METROS

COORDENADAS

POZO	X	Y
A-2	56 843.69	36 499.50
A-7	57 088.00	36 935.75



CLAVE DE SIM

- Pozo escavado
- Pozo muestreado
- ▨ Arcilla franco de color café arena fina
- ▨ Arcilla limosa de color café, con poca arena fina
- ▨ Arcilla con grava Arcilla con poca arena gruesa
- ▨ Limo franco de color café arena fina
- ▨ Limo arcilloso de color café, poca arena fina
- ▨ Limo arenoso de color café
- ▨ Arena limosa Arenas finas c sin plasticidad
- ▨ Gravas y arenas limosas con limas de color café
- ▨ Conglomerado Gravas y cillas y limas

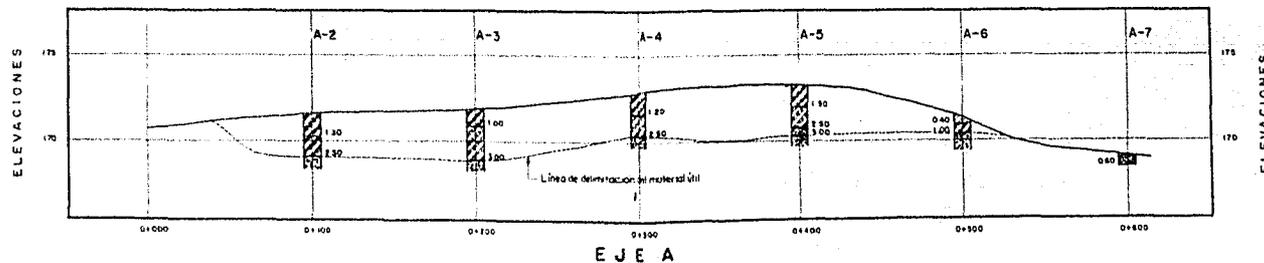
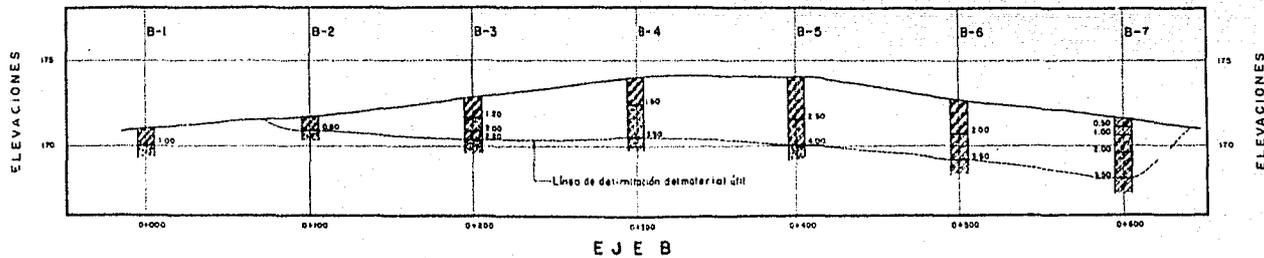
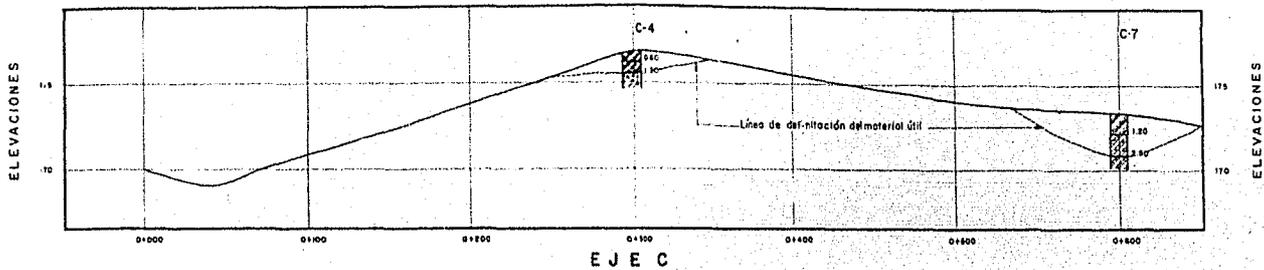
Elaborado por C. I. E. P. S. S. C.
para la Secretaría de Recursos Hidráulicos
según Contrato para Estudios N° El 71-31,
clave P-279 de fecha 30 de septiembre 1971.

C. I. E. P. S. S. C. Ingenieros Consultores y Proyectistas
Forma: [Firma] Dibujo: [Firma]
Revisó: [Firma] Aprobó: [Firma]

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS

Verificó: [Firma] Aprobó: [Firma]

PB - 135



CLAVE DE SIMBOLOS

- Pozo escarado
- Pozo muestreado
- Arcilla franca de color negro a gris, muy plástica, con poca arena fina.
- Arcilla limosa de color café claro, de mediana plasticidad, con poca arena fina.
- Arcilla con grava. Arcilla plástica de color amarillento con poca arena gruesa y aproximadamente 20% de grava de tamaño máximo de 2".
- Limo franco de color café claro, de plasticidad baja y con poca arena fina.
- Limo arcilloso de color café, de mediana a baja plasticidad, con poca arena fina.
- Limo arenoso de color café, de baja plasticidad.
- Arena limosa. Arenas finas contaminadas con limos de color café, sin plasticidad.
- Gravas y arenas limosas. Gravas y arenas contaminadas con limos de color café, sin plasticidad.
- Conglomerado. Gravas y arenas con bolso, en matriz de arcillas y limos.

VOLUMEN UTIL = 286 400 m³

NOTAS: Estaciones, elevaciones y profundidades de pozos en metros. La configuración topográfica de la zona del banco se formó con el levantamiento de secciones transversales sobre los ejes de la cuadrícula. Las coordenadas de los pozos A-2 y A-7 se calcularon trazando una poligonal con base en el monumento en Est. 0+200 del eje de exploración geológica. Véase el Plano de Localización de Bancos de Préstamo N.º PB-134.

COORDENADAS		
	X	Y
5	56 843.69	36 499.50
	57 088.00	36 935.75

COMISION DEL RIO FUERTE
 SECRETARIA DE AGRICULTURA Y GANADERIA
 DIRECCION GENERAL DE REGADIOS Y DRENAJES
 SUBDIRECCION DE REGADIOS

COMISION DEL RIO FUERTE		
Distrito de Riego del Rio Sinaloa, Sin.		
PRESA BACARATO		
BANCO DE PRESTAMO N.º 1		
DE MATERIAL IMPERMEABLE		
Recomendó:	CONFORMES:	
MESORTE GENERAL	VOCAL SECRETARIO	VOCAL EJECUTIVO
Aprobó:	PRESIDENTE DE LA COMISION SECRETARIO DE RECEPCION HONORARIO	
MEXICO, D. F.		2102-C-
NOVIEMBRE 1977		

PLANO N.º 4